



UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA

# **Evaluación de los procesos de operación de la planta de tratamiento para potabilización de agua Villasantana ubicada en la ciudad de Pereira, Risaralda**

**Genny Marcela Hurtado Giraldo**

Universidad Nacional de Colombia  
Facultad de Ingeniería y Arquitectura, Departamento de Ingeniería Química  
Manizales, Colombia

2016

# **Evaluación de los procesos de operación de la planta de tratamiento para potabilización de agua Villasantana ubicada en la ciudad de Pereira, Risaralda**

**Genny Marcela Hurtado Giraldo**

Trabajo final de maestría en profundización presentado como requisito parcial para optar  
al título de:

**Magister en Ingeniería – Ingeniería Ambiental**

Director:

Ing. Sergio Humberto Lopera Proaños

Universidad Nacional de Colombia  
Facultad de Ingeniería y Arquitectura, Departamento de Ingeniería Química  
Manizales, Colombia

2016

## Resumen

El presente trabajo presenta los resultados de la evaluación de los procesos de Floculación y sedimentación de la planta de tratamiento de potabilización de agua de Villasantana, la cual abastece al municipio de Dosquebradas y se encuentra ubicada en la ciudad de Pereira, Risaralda, Colombia mediante la metodología del CEPIS/OPS.

La evaluación de los sistemas de tratamiento para potabilización de agua para consumo humano es una herramienta importante para conocer su operación, que permite ajustar los parámetros operacionales de acuerdo al diseño preconcebido de la planta y en función de la calidad del agua tratada. Esta evaluación comprendió un análisis detallado del funcionamiento de cada una de las unidades que conforman el sistema de tratamiento, de la eficiencia de cada una de estas y de la forma en que estaban siendo operadas, controladas, mantenidas y administradas.

La verificación de los cálculos de diseño de las unidades de la Planta de potabilización de agua de Villasantana, mostró que cumple con los parámetros establecidos por el RAS 2000, se encontró en la evaluación que condiciones como la distribución de caudal, caudal de tratamiento, tiempo de lavado de filtros son susceptibles a modificaciones en su operación para obtener mejores resultados.

Esta metodología puede ser aplicable a cualquier sistema de potabilización de agua y es una herramienta de apoyo importante para mejorar la operación de numerosas plantas de potabilización de agua existentes en el país, con muchos años de construcción y operación y que actualmente no cumplen con la normatividad vigente sobre la materia.

**Palabras clave:** Potabilización, RAS, evaluación de un sistema de tratamiento, CEPIS.

# Abstract

## EVALUATION OF THE OPERATIVE PROCESSES INVOLVED IN THE TREATMENT PLANT OF VILLASANTANA LOCATED IN PEREIRA, RISARALDA

This project shows the evaluation by CEPIS/OPS methodology of the flocculation and sedimentation processes applied in the water treatment plant Villasantana responsible of providing drinking water to Dosquebradas city and located in Pereira city.

The evaluation of the systems of the drinking water treatment for human used is an important tool to determine the operative condition of the plant allowing to the adjustment of the operative parameters according to the design and quality of the treated water. The presented evaluation considerate a detail analysis of the function of each unit involved in the treatment system with especial attention in the efficiency, operation, control, management and maintenance.

Based on the design verification of the different units from the drinking water treatment plant of Villasantana, it can be conclude that the treatment plant follows the defined parameters established by RAS 2000. Results also showed that different conditions, such as the flow distribution, treatment flow and washing time of the filters, are susceptible to operative modifications in order to obtain better results regarding the water quality.

This methodology can be applied to any drinking water system as an important tool to improve the operation of several drinking water treatment plants around the country. Especially for those which construction was carried out years ago and the water quality is far from the current legal parameters.

**Keywords:** Potabilization, RAS, evaluation of a treatment system, CEPIS.

# Tabla de contenido

<b>1</b>	<b>Planteamiento del problema .....</b>	<b>13</b>
<b>2</b>	<b>Objetivos.....</b>	<b>15</b>
2.1	Objetivo General.....	15
2.2	Objetivos Específicos .....	15
<b>3</b>	<b>Antecedentes .....</b>	<b>16</b>
3.1	Características de la planta Villasantana .....	18
3.1.1	Ubicación geográfica.....	18
3.1.2	Hidrografía .....	19
3.1.3	Clima .....	20
3.1.4	Población atendida y factores socio – económicos .....	20
<b>4</b>	<b>Marco Normativo .....</b>	<b>22</b>
4.1	Resolución 1096 del 17 de Noviembre del 2000.....	22
	El Ministerio de Desarrollo económico adopta el Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable Y Saneamiento Básico – RAS .....	22
4.2	Decreto 1575 del 9 de Mayo de 2007 .....	22
	Por el cual el ministerio de la Protección Social junto con el Ministerio de Ambiente, vivienda y Desarrollo Territorial, establecen el Sistema para la Protección y Control de la Calidad del Agua para Consumo Humano, con el propósito de monitorear, prevenir y controlar los riesgos para la salud humana causados por su consumo, exceptuando el agua envasada. ....	22
4.3	Resolución 2115 del 22 de Junio de 2007.....	23
	Mediante el cual los Ministerios de la Protección Social junto con el Ministerio de Ambiente, vivienda y Desarrollo Territorial, señalan las características, instrumentos básicos y frecuencias del sistema de control y vigilancia para la calidad del agua para consumo humano. Conforme al decreto, las características físicas, químicas y microbiológicas del agua apta para el consumo humano son: .....	23
4.4	Decreto 3930 del 25 de Octubre de 2010.....	23
	Donde el Ministerio de Ambiente, vivienda y Desarrollo Territorial, reglamenta el uso del agua y residuos líquidos y se dictan otras disposiciones.....	23
<b>5</b>	<b>Marco Teórico .....</b>	<b>24</b>
5.1	Captación y aducción.....	24
5.2	Desarenación .....	25
5.3	Coagulación y mezcla rápida .....	26
5.4	Floculación.....	32
5.5	Sedimentación .....	36

---

<b>5.6</b>	<b>Filtración.....</b>	<b>38</b>
<b>5.7</b>	<b>Desinfección .....</b>	<b>40</b>
<b>5.8</b>	<b>Control de la calidad del agua .....</b>	<b>41</b>
5.8.1	Control de la calidad de la fuente .....	42
5.8.2	Control de la calidad del agua tratada .....	43
<b>6</b>	<b>Metodología .....</b>	<b>46</b>
<b>6.1</b>	<b>Primera etapa: Diagnostico e identificación de parámetros de diseño, operación y control.....</b>	<b>47</b>
6.1.1	Información preliminar .....	47
<b>6.1</b>	<b>Descripción de la Planta de Tratamiento para potabilización de agua de Villasantana.</b>	<b>48</b>
6.1.2	Captación .....	48
6.1.3	Desarenación.....	50
6.1.4	Coagulación y mezcla rápida.....	50
6.1.5	Floculación .....	52
6.1.6	Sedimentación.....	54
6.1.7	Filtración.....	56
6.1.8	Desinfección.....	59
6.1.9	Almacenamiento y Distribución .....	60
6.1.10	Inspección preliminar.....	60
6.1.11	Mediciones de las unidades de la Planta de Tratamiento .....	61
6.1.12	Cálculo de los parámetros de diseño .....	62
•	<b>Canaleta Parshall .....</b>	<b>62</b>
<b>6.2</b>	<b>Segunda etapa. Caracterización de los procesos y métodos de análisis. ....</b>	<b>77</b>
6.2.1	Análisis de caudales y calidad del agua.....	77
6.2.2	Análisis de dosificación de sustancias químicas.....	78
6.2.3	Comparación entre los parámetros de operación determinados con dosis aplicadas en planta 81	
6.2.4	Identificación de prácticas operacionales.....	81
<b>6.3</b>	<b>Tercera etapa. Propuesta de mejoras y costos.....</b>	<b>82</b>
<b>7</b>	<b>Resultados y Análisis de Resultados.....</b>	<b>83</b>
<b>8</b>	<b>Conclusiones .....</b>	<b>119</b>
<b>9</b>	<b>Recomendaciones .....</b>	<b>122</b>

## Lista de tablas

### Pág.

Tabla 4-1 Coagulantes usados [23].....	28
Tabla 4-2: Dimensiones Canaleta Parshall [26].....	31
Tabla 4-3 Tipos de filtros y sus características [25].....	39
Tabla 4-4 Calidad de fuente abastecedora de agua para el periodo 2011–2014.....	42
Tabla 4-5 Parámetros de control de calidad de agua [32] .....	43
Tabla 4-6 Calidad de agua para el consumo humano para el periodo 2011-2014.....	43
Tabla 4-7 Puntaje de riesgo según la característica analizada [32].....	44
Tabla 4-8 Calificación del IRCA [32].....	44
Tabla 6-1: Características de sulfato de aluminio. [18]. .....	51
Tabla 6-2: Dosificación de Sulfato de Aluminio periodo 2011–2014.....	51
Tabla 6-3 Tiempo de retención de floculador de acuerdo al caudal.....	52
Tabla 6-4 Gradiente en cada cámara de floculación mecánica [28] .....	53
Tabla 6-5 Gradiente en cada cámara de floculación hidráulica según la altura del orificio. [39].....	53
Tabla 6-6 Distribución del sedimentador para 600 L/s por el método de Hudson .....	54
Tabla 6-7 Tiempo de retención y carga superficial del sedimentador de acuerdo al caudal [28].....	56
Tabla 6-8 Promedios anuales de turbiedad y color para el periodo 2011–2014. ....	56
Tabla 6-9 Tasa media de filtración [28]. .....	57
Tabla 6-10 Lavado de filtros para el periodo 2011-2014 .....	57
Tabla 6-11 Costo mensual del lavado de filtros año 2014. ....	58
Tabla 6-12 Tiempos de contacto de cloro para diferentes caudales.....	59
Tabla 6-13 Anchos de garganta Vs Sumergencia [22] .....	62
Tabla 6-14 Valor de las variables n y k en diseño de canaleta Parshall [22] .....	63
Tabla 6-15 Valor de caudal para diferentes alturas en canaleta Parshall .....	63
Tabla 6-16 Velocidad de las paletas del agitador del floculador mecánico de acuerdo a las revoluciones .....	67
Tabla 6-17 Relación de potencia y gradiente para diferentes revoluciones del agitador..	69
Tabla 6-18 Paso de flujo entre cámaras del floculador.....	70
Tabla 6-19 Gradiente de velocidad de acuerdo la velocidad de paso entre cámaras del floculador .....	71
Tabla 6-20 Gradiente de velocidad para 300 L/s.....	71

---

Tabla 6-21 Distribución de agua al sedimentador por el método de Hudson para 300 L/s .....	73
Tabla 6-22 Distribución de agua al sedimentador propuesta. ....	74
Tabla 6-23 Clasificación de la eficiencia comparativa en función del agua sedimentada [33] .....	78
Tabla 6-24 Clasificación índice de floculación de Willcomb [33] .....	79
Tabla 6-25 Métodos de análisis de parámetros fisicoquímicos [36] .....	80
Tabla 7-1: Promedios mensuales de pH del agua cruda para periodo 2011-2014.....	89
Tabla 7-2: Promedios mensuales de alcalinidad (mg/L) para periodo 2011-2014.....	90
Tabla 7-3: Evaluación de parámetros para la unidad de mezcla rápida .....	94
Tabla 7-4: Evaluación de parámetros para la unidad de mezcla lenta operando las dos unidades.....	94
Tabla 7-5: Evaluación de parámetros para la unidad de sedimentación .....	95
Tabla 7-6: Condiciones iniciales de agua cruda en los ensayos de jarras .....	105
Tabla 7-7: Resultados ensayo de jarras: dosis optima de coagulante .....	106
Tabla 7-8: Resultado ensayo de jarras tiempo óptimo de floculación gradiente $25 \text{ s}^{-1}$ ...	107
Tabla 7-9: Resultado ensayo de jarras tiempo óptimo de floculación gradiente $30 \text{ s}^{-1}$ ...	107
Tabla 7-10: Resultado ensayo de jarras tiempo óptimo de floculación gradiente $35 \text{ s}^{-1}$ .	108
Tabla 7-11: Resultado ensayo de jarras tiempo óptimo de floculación gradiente $45 \text{ s}^{-1}$ .	108
Tabla 7-12: Resultado ensayo de jarras tiempo óptimo de floculación gradiente $60 \text{ s}^{-1}$ .	108
Tabla 7-13: Resultado ensayo de jarras tiempo óptimo de floculación gradiente $70 \text{ s}^{-1}$ .	108
Tabla 7-14: Resultado ensayo de jarras gradiente óptimo turbiedad 5,43 NTU y color 63 UPC .....	109
Tabla 7-15: Resultado ensayo de jarras gradiente óptimo turbiedad 12,6 NTU y color 118 UPC .....	110
Tabla 7-16: Resultado ensayo de jarras gradiente óptimo turbiedad 3,83 NTU y color 31 UPC .....	112
Tabla 7-17: Prueba en Planta valores bajos de Turbiedad .....	114
Tabla 7-18: Prueba en Planta valores altos de Turbiedad .....	114
Tabla 7-19: Prueba en Planta con variación de los gradientes hidráulicos .....	115
Tabla 7-20: Tiempo de lavado de los filtros. ....	116
Tabla 7-21 Propuesta de mejora variables estructurales de la Planta de Tratamiento Villasantana.....	117



## Lista de figuras

Figura 3-1 Ubicación Planta Villasantana [5].....	18
Figura 4-1: Características Físicas.....	23
Figura 4-2: Características microbiológicas.....	23
Figura 5-1 Zonas de un desarenador [21] .....	26
Figura 5-5-2 Dimensiones canaleta Parshall [26].....	31
Figura 6-1 Comportamiento del cloro residual para el periodo 2011-2014. ....	60
Figura 6-2 Comparador de tamaño de floc de la Asociación de Investigación del Agua (WRA) [33].....	79
Figura 7-1 Caudal promedio de entrada año 2011. ....	83
Figura 7-2 Caudal promedio de entrada año 2012. ....	84
Figura 7-3 Caudal promedio de entrada año 2013.....	84
Figura 7-4 Caudal promedio de entrada año 2014. ....	85
Figura 7-5 Comportamiento de la turbiedad para el periodo 2011.....	85
Figura 7-6 Comportamiento de la turbiedad para el periodo 2012.....	86
Figura 7-7 Comportamiento de la turbiedad para el periodo 2013.....	86
Figura 7-8 Comportamiento de la turbiedad para el periodo 2014.....	87
Figura 7-9 Comportamiento del color para el periodo 2011.....	87
Figura 7-10 Comportamiento del color para el periodo 2012.....	88
Figura 7-11 Comportamiento del color para el periodo 2013.....	88
Figura 7-12 Comportamiento del color para el periodo 2014.....	89
Figura 7-13: Turbiedad promedio diario de agua cruda año 2014 .....	90
Figura 7-14: Precipitación media para el año 2014. ....	91
Figura 7-15: Turbiedad promedio en proceso de sedimentación año 2014. ....	91
Figura 7-16: Turbiedad promedio agua tratada año 2014 .....	92
Figura 7-17: Color promedio diario de agua cruda año 2014.....	92
Figura 7-18: Color promedio en proceso de sedimentación año 2014.....	93
Figura 7-19: Color promedio en proceso de filtración año 2014 .....	93
Figura 7-20: Capacidad potencial del sistema de tratamiento .....	94
Figura 7-21 Histograma de frecuencias de caudal. Periodo 2011–2014.....	95
Figura 7-22: Turbiedad de agua cruda. Periodo 2011–2014 .....	96
Figura 7-23: Color de agua cruda. Periodo 2011–2014.....	97
Figura 7-24: Relación de turbiedad y color de agua cruda. Periodo 2011–2014.....	97
Figura 7-25: pH de agua cruda años 2011–2014 .....	98

---

Figura 7-26: Relación de turbiedad y pH del agua cruda años 2011–2014.....	98
Figura 7-27: Relación de pH y Color de agua cruda. Periodo 2011–2014 .....	99
Figura 7-28: Turbiedad de agua tratada en comparación con norma. Periodo 2011–2014 .....	99
Figura 7-29: Color de agua tratada en comparación con norma. Periodo 2011–2014 ...	100
Figura 7-30: pH de agua tratada en comparación con norma. Periodo 2011–2014 .....	100
Figura 7-31: Alcalinidad de agua tratada comparada con la norma. Periodo 2011–2014 .....	101
Figura 7-32: Cloro residual del agua tratada comparada con la norma. Periodo 2011–2014 .....	101
Figura 7-33: Aluminio de agua tratada en comparación con norma. Periodo 2011–2014 .....	102
Figura 7-34: Conductividad de agua potable comparada con la norma. Periodo 2011–2014 .....	102
Figura 7-35: Diagrama de frecuencia acumulativa de turbiedad para agua cruda. Periodo 2011–2014 .....	103
Figura 7-36: Diagrama de frecuencia acumulativa de turbiedad para agua sedimentada. Periodo 2011–2014 .....	103
Figura 7-37: Correlación turbiedad de agua cruda y turbiedad de agua sedimentada. Periodo 2011–2014 .....	104
Figura 7-38: Consumo de químicos. Periodo 2011-2014.....	105
Figura 7-39: Resultado ensayo de jarras: Dosis optima de coagulante .....	106
Figura 7-40: Resultado ensayo de jarras: Tiempo óptimo de floculación .....	108
Figura 7-41: Remoción de turbiedad ensayo de jarras gradiente óptimo. ....	110
Figura 7-42: Remoción de color ensayo de jarras gradiente óptimo. ....	110
Figura 7-43: Remoción de turbiedad ensayo de jarras gradiente óptimo. ....	111
Figura 7-44: Remoción de color ensayo de jarras gradiente óptimo. ....	112
Figura 7-45: Remoción de turbiedad ensayo de jarras gradiente óptimo. ....	113
Figura 7-46: Remoción de color ensayo de jarras gradiente óptimo. ....	113
Figura 7-47: Comportamiento variación sedimentadores bajas turbiedades.....	114
Figura 7-48: Comportamiento variación sedimentadores altas turbiedades.....	115
Figura 7-49: Comportamiento en Planta variando gradientes hidráulicos .....	116
Figura 7-50: Comportamiento lavado de los filtros.....	117

## Introducción

El proceso de potabilización del agua es similar a cualquier proceso productivo, en el cual el agua cruda proveniente de fuentes superficiales o subterráneas, es la materia prima que se transforma a través de una serie de operaciones que se llevan a cabo en diferentes unidades, para la elaboración de un producto: el agua para consumo humano.

El detrimento de la calidad de la materia prima o de alguna de las unidades que conforman el proceso, trae como consecuencia una ineficiente prestación del servicio y el incumplimiento de los estándares de calidad definidos por la legislación pertinente.

La evaluación de los sistemas de tratamiento para potabilización de agua para consumo humano es una herramienta importante para conocer su operación, que permite ajustar los parámetros operacionales de acuerdo al diseño preconcebido de la planta y en función de la calidad del agua a tratar. Además, es posible identificar fallas en el diseño o construcción del sistema, así como procedimientos inadecuados de operación, que posteriormente permiten corregir los problemas encontrados y obtener así, eficiencias mayores en el proceso y un producto con las características organolépticas, fisicoquímicas y microbiológicas acordes a los requisitos determinados por la normativa ambiental aplicable.

Por tanto, es necesario que desde la academia se busquen soluciones viables técnica, operacional y económicamente. Motivado por esta situación, este Trabajo Final de Maestría se enfoca en la evaluación de la Planta de Tratamiento para potabilización de agua de Villasantana, ubicada en la ciudad de Pereira - Risaralda, que hoy en día abastece más del 70% de la población de Dosquebradas [1].

Por otro parte, teniendo en cuenta el incremento acelerado de la población atendida, partiendo de 185.209 habitantes en el año 2008 (DANE, Junio de 2008) y llegando a 198.874 habitantes en el año 2015 [2] y a la necesidad de que la planta funcione a su máxima capacidad (lo que implica tratar un caudal 1.7 veces mayor al que se trata actualmente pasando de 320 a 540 L/s aproximadamente), es evidente la necesidad de aumentar la producción de agua tratada en bloque, con el fin de brindar un mejor servicio a la comunidad, logrando, mediante el desarrollo de la metodología elegida, determinar las fallas en los procesos, evaluar la efectividad de los procesos actuales y establecer las posibles mejoras, con el propósito de ejecutar y verificar acciones que logren una mayor eficiencia del sistema.

La metodología con la cual se desarrolló el presente documento está basada en las investigaciones y desarrollos, establecidos en los módulos de Evaluación, Operación y Mantenimiento de Plantas de Tratamiento de Agua para Consumo Humano, en atención a las normas y parámetros planteados por la Organización Mundial de la Salud (OMS), la Organización Panamericana de la Salud (OPS) y el Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (CEPIS), y acogida por el Ministerio de Salud de Colombia en el año 1989; la cual determina las pautas a evaluar en cada uno de los procesos objeto de investigación.

Así mismo, este documento se constituye como una herramienta de capacitación para el personal técnico y profesional que labore en actividades relacionadas con la operación del sistema de tratamiento.

Por último se presentan recomendaciones tendientes a prevenir, corregir y disminuir anomalías que puedan presentarse en el funcionamiento de las diferentes unidades que conforman el sistema.

# 1 Planteamiento del problema

En los países en desarrollo, se estima que el 80% de las enfermedades y más de un tercio de las muertes están asociados a la utilización y consumo de aguas contaminadas [3]. En respuesta a esos problemas, el tratamiento del agua se hace necesario en la medida en que un conjunto de operaciones unitarias de tipo físico y químico logran la eliminación y/o reducción de la contaminación de dichas aguas.

La finalidad de estas operaciones es obtener un agua con las características adecuadas al uso que se les va a dar, por lo que la combinación y naturaleza exacta de los procesos varía en función tanto de las propiedades de la fuente de agua como de la finalidad de su uso [3].

Por lo tanto, la potabilización de aguas crudas constituye una medida de mitigación que ayuda a disminuir y controlar la propagación de enfermedades asociadas por contaminación de aguas. Sin embargo, para que esta medida tenga éxito se debe contar con obras de infraestructura adecuada a la naturaleza de las aguas a tratar y con el personal capacitado para llevar a cabo las labores de operación y mantenimiento.

El desconocimiento en el funcionamiento de la planta bajo condiciones rutinarias y circunstancias límite, y los pocos procedimientos de determinación de calidad llevados a cabo, son algunas de las razones por las cuales los sistemas de tratamiento no operan en las condiciones óptimas.

Los sistemas de tratamiento requieren para su correcto funcionamiento una cadena de acciones integrales que permiten establecer una rutina de operación y mantenimiento, además de prever la importancia que estas actividades tienen en la calidad del agua. Por tanto se hace necesario definir una serie de principios que deben llevar a la optimización del proceso, entre los cuales se encuentran: el compromiso de una buena gestión,

planificación, implementación, medición, EVALUACIÓN, revisión y mejoramiento continuo de los procedimientos llevados a cabo y de la capacitación del personal encargado, todo de acuerdo con las necesidades de la población y regidas por la legislación ambiental y sanitaria vigente aplicable para este tipo de sistemas.

La finalidad del presente documento es presentar la evaluación de los procedimientos de operación de algunas unidades del sistema de tratamiento, para verificar la validez y eficiencia de los procesos con fines a la mejora de estos, mediante el uso de la metodología propuesta por CEPIS/OPS para tratar de garantizar que se obtengan los resultados esperados de dichas unidades y prolongar al máximo la vida útil de las estructuras.

## **2 Objetivos**

### **2.1 Objetivo General**

Evaluación de la operación de la Planta de Tratamiento para potabilización de agua de Villasantana del municipio de Dosquebradas (Risaralda).

### **2.2 Objetivos Específicos**

- Aplicar la metodología del CEPIS/OPS para realizar la evaluación de los procesos de Floculación y sedimentación de la Planta de Tratamiento para potabilización de agua
- Analizar los resultados de la evaluación.
- Plantear alternativas que permitan mejorar las fallas encontradas en cada uno de los procesos estudiados.

### 3 Antecedentes

En el período 1987-1988 el consorcio *Hidrosan Ltda – Siete Ltda*, elaboró el proyecto de la Planta de Tratamiento Villasantana con una capacidad nominal final de 2,4 m<sup>3</sup>/s, para ser construida en cuatro (4) módulos de 0,6 m<sup>3</sup>/s. El proyecto de planta de tratamiento hace parte del Plan Maestro de Acueducto y Alcantarillado de Dosquebradas según contrato celebrado entre el consorcio y el Departamento de Risaralda.

En el período 1995-1997 el consorcio *Hidrosan Ltda – Siete Ltda*, prestó los servicios de asesoría técnica y administrativa para la construcción de las obras civiles de la primera etapa de la Planta de tratamiento Santana, con capacidad nominal de 0,6 m<sup>3</sup>/s, mediante contrato suscrito con la Empresa de *Acueducto y Alcantarillado de Pereira S.A. E.S.P.* En ese período se efectuaron algunas reformas al proyecto original de la planta y se prepararon planos digitalizados del proyecto [14].

El proyecto de planta de tratamiento consideraba su alimentación a partir del tanque de carga de la central hidroeléctrica de Nuevo libaré; sin embargo, según evaluaciones realizadas en junio de 1996 se comprobó que el desempeño de los desarenadores existentes en la bocatoma era muy pobre, pues solo garantiza la remoción de partículas superiores a 0,4 mm. En estas condiciones las partículas de arena que ingresan a los filtros, especialmente cuando la planta operara en la modalidad de filtración directa, afectaría adversamente el desempeño de los filtros.

Por esta razón, dentro del contrato de consultoría N° 081 de 1996, el consorcio *Hidrosan Ltda – Siete Ltda*, elaboró el proyecto de desarenadores cuyo objetivo básico era complementar las instalaciones de la planta de tratamiento Villasantana, con un sistema de remoción de arena fina, consistente en cuatro (4) módulos con capacidad de 0,6 m<sup>3</sup>/s cada uno.



El proyecto con sus respectivas reformas para aumentar la capacidad de nominal en un 20%, consistía en su primera etapa en las siguientes obras [15]:

- a. Obras de captación o derivación del agua cruda del canal de conducción al tanque de carga de la hidroeléctrica de Nuevo Ibaré.
- b. Construcción del primer módulo de desarenación con capacidad de 600 L/s conformado por cuatro (4) unidades o canales de desarenación
- c. Primera etapa de la conducción Desarenador-Planta, con capacidad de 1200 L/s (para atender los módulos 1 y 2)
- d. Primera etapa de obras de admisión, mezcla rápida (canaleta Parshall) y cámara de distribución a floculadores, para atender los módulos 1 y 2.
- e. Módulo 1 de floculación-sedimentación, con capacidad nominal de 600 L/s y conformado por dos floculadores, dos sedimentadores de alta tasa y cinco (5) filtros rápidos de gravedad, con su canal de interconexión común a todas las unidades. Las unidades podrán ser recargadas hasta en un 20% de su capacidad nominal.
- f. Primera etapa del tanque de contacto de cloro, correspondiente al módulo 1
- g. Cámara de reacción de cal y cámara de salida para la totalidad del proyecto.
- h. Edificio de administración, dosificación y depósitos. El proyecto existente en aquella época, se amplía con las áreas necesarias para ubicación de los sopladores para lavado auxiliar de filtros con aire a presión y depósito de carbón activado.
- i. Edificio de cloración
- j. Bombeo de agua tratada al tanque Santana.
- k. Obras exteriores y desagües.

Las obras civiles correspondientes a la primera etapa del proyecto de planta de tratamiento fueron adjudicadas al Consorcio *Cediel – Quintero*. Estas iniciaron en el año 1996 y fueron suspendidas en el mes de octubre del año 1997, cuando su ejecución alcanzaba un avance aproximado del 60%

En el año 2001 se inician nuevamente conversaciones para culminar el proyecto, se contrata consultoría especializada para que determine la viabilidad técnica para la finalización de las obras, la cual fue entregada entre agosto y octubre del 2002.

En marzo de 2004 se efectuaron acuerdos entre las Alcaldías de Pereira y Dosquebradas y las Empresas de *Aguas y Aguas de Pereira* y *Serviciudad E.S.P.*, dentro de los cuales

está la constitución de la Sociedad Anónima de servicios públicos de naturaleza mixta conformada por las entidades antes mencionadas. Además, se definió el objeto de la Sociedad, el número de miembros que debería tener la Junta Directiva, se establecieron las inversiones ejecutadas a diciembre de 2003, así como las inversiones por ejecutar por parte de la nueva Empresa, definiéndose un capital de trabajo, los recursos que aportaría el Municipio de Dosquebradas, *Aguas y Aguas de Pereira* y los demás socios que conforman la nueva Empresa, entre otros aspectos [15].

Para el año 2005 se reiniciaron las obras hasta la culminación de la planta, la cual entró en funcionamiento en febrero del año 2006.

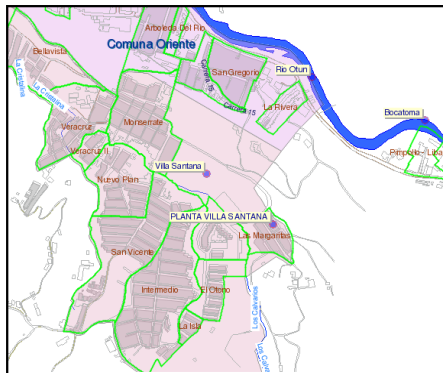
A partir del año 2010, la operación de la planta se encuentra a cargo de la Empresa Serviciudad E.S.P.

### 3.1 Características de la planta Villasantana

#### 3.1.1 Ubicación geográfica

La Planta de Tratamiento para potabilización de agua de Villasantana, se encuentra ubicada en la ciudad de Pereira departamento de Risaralda, específicamente en el sector Las Margaritas de la comuna Villasantana, en las coordenadas  $4^{\circ}48'3,82''$  Norte y  $75^{\circ}39'52,31''$  O, con una altitud de 1.504 msnm. En la figura 1 se puede observar la ubicación de la Planta. [4].

**Figura 3-1** Ubicación Planta Villasantana [5]



**Fuente:** Modificado de Alcaldía de Pereira, 2015

### 3.1.2 Hidrografía

La Planta de Tratamiento Villasantana es abastecida por la bocatoma Nuevo Libaré ubicada sobre el río Otún en la ciudad de Pereira a una altura de 1538 msnm [2].

La cuenca del río Otún posee una extensión aproximada de 480.61 Km<sup>2</sup>. Comprende los municipios de Pereira, Santa Rosa de Cabal, Dosquebradas y Marsella. Nace en el caño Alsacia, afluente la Laguna del Otún, a una altura de 3980 msnm. Desarrolla una longitud total de 67 Km, siguiendo una trayectoria en sentido este-oeste hasta confluir con el río Cauca a los 875 msnm. En su recorrido cruza la conurbación Pereira - Dosquebradas en sentido oriente-occidente, siendo a su vez el límite entre estos municipios [6]. Entre los afluentes del Otún podemos destacar los ríos Barbo y San Juan [7].

El Caudal medio del río Otún es de aproximadamente 11 m<sup>3</sup>/s (Ortíz et al, 2010). La cuenca es de carácter torrencial, con crecientes con caudales hasta de 250 m<sup>3</sup>/s [8]. En épocas de verano este valor puede descender hasta 4 m<sup>3</sup> (Reporte Caudales Rio Otún *Aguas y Aguas de Pereira*, 2014) reduciendo el caudal en aproximadamente un 67%.

La cuenca del río Otún es considerada de vital importancia ambiental a nivel regional pues es la fuente abastecedora de agua para el consumo de los habitantes de Pereira y gran parte de los de Dosquebradas (los cuales representan el 63% de la población del departamento de Risaralda), además es una fuente para la generación de energía, un ecosistema estratégico de alta biodiversidad y un gran potencial paisajístico [6].

La cuenca del río del Otún se encuentra dividida en tres partes [7]:

- ❖ Cuenca Alta: Está conformada aproximadamente por 3000 hectáreas, comprendidas por la Laguna del Otún, El agrado y el Puesto de Vigilancia de Cortaderal. Las labores realizadas para preservar el medio ambiente y conservar la fauna y la flora de estos sectores hace posible que el río tenga un nivel de agua estable, evitando sequías y escasez de agua.
- ❖ Cuenca Media: En esta franja se encuentran ubicadas la estación meteorológica y la estación de telemetría de la Empresa *Aguas y Aguas de Pereira*. Realizando labores de piscicultura y lombricultura, se contribuye a la preservación de la subcuenca. La cuenca Media en épocas de verano, presenta niveles elevados de contaminación debido al gran número de restaurantes que crecen paulatinamente por el incremento de turistas en la región.

- ❖ Cuenca Baja: Comprendida por el cauce que va desde la bocatoma del proyecto mixto Nuevo Libaré hasta la desembocadura del río Otún.

La bocatoma Nuevo Libaré abastece las dos plantas de tratamiento de agua potable que aprovechan la fuente hídrica para la prestación del servicio a dos municipios del departamento de Risaralda: La Empresa *Aguas y Aguas de Pereira* que provee el servicio al municipio de Pereira, y la Planta de tratamiento Villasantana que suministra 350 L/s a la población de Dosquebradas, de aproximadamente 198.000 habitantes [8].

### 3.1.3 Clima

El clima regional está influenciado tanto por el frente o zona de convergencia intertropical que determina la forma bimodal de las precipitaciones como por la circulación general del Valle del río Cauca. Debido a esta conformación del relieve, la región presenta una gran variedad de climas locales con temperaturas medias superiores a 24° C, en la planicie del Cauca, hasta zonas con temperaturas medias de 6° C en la parte alta e incluso áreas de nieves perpetuas en la cumbre de la Cordillera Central. El comportamiento climático de la zona está determinado por dos períodos lluviosos al año con máximos en abril y octubre y por las características del relieve, las cuales determinan el cambio de las lluvias con la altura, de tal manera que a una elevación aproximada de 2000 msnm las lluvias son del orden de 2500 mm/año aproximadamente; disminuyendo a partir de esta altura progresivamente hasta alcanzar promedios de 1000 mm/año a 4500 msnm. [9].

### 3.1.4 Población atendida y factores socio – económicos

El municipio de Dosquebradas – Risaralda, hace parte del Área Metropolitana del Centro Occidente. Limita al Norte con el municipio de Marsella, al Oriente con Santa Rosa de Cabal, al Occidente y Sur con la ciudad de Pereira [10].

De acuerdo a la proyección para el año 2015 de la Secretaria de Planeación Departamental de Risaralda [2], Dosquebradas cuenta con 198.874 habitantes (los cuales requieren un caudal de 575 L/s aproximadamente), de los cuales el 97.6% de ellos cuentan con servicio de acueducto [10]. Asimismo, los datos reportados por la Empresa *Serviciudad E.S.P.* establecen una cobertura superior al 70% en la zona urbana y 99% de continuidad en el

servicio. El 30% restante es abastecido por acueductos comunitarios y la empresa *Acuaseo E.S.P* [1].

Dentro de este porcentaje de cobertura, se tienen 47.132 hogares urbanos (1.991 suscriptores de estrato 1, 10.558 de estrato 2 y 16.371 de estrato 3), 2.800 hogares rurales, 42 establecimientos comerciales (1.714 usuarios), siete establecimientos industriales (67 usuarios) y 14 establecimientos oficiales (43 usuarios) [11].

Para el año 2013, se tiene un volumen de agua tratada de 14.723.308 m<sup>3</sup>, con un índice de pérdidas de 55.30% en la distribución del agua potable [2].

Dentro del Plan de Desarrollo 2012 – 2015 del municipio, se contempla la intervención de microcuencas abastecedoras de acueductos, el control del comportamiento del sistema de acueducto en la zona urbana, la ejecución de obras complementarias al Plan Maestro de acueducto y la optimización de la infraestructura de producción de agua potable del acueducto urbano [12].

La empresa de acueducto cuenta con la Planta de Tratamiento para potabilización de agua de Villasantana.

Villasantana Sociedad Limitada es una empresa de economía mixta, compuesta por dos socios mayoritarios: el Municipio de Dosquebradas y *Aguas y Aguas de Pereira*, y tres socios facilitadores, como son: *Serviciudad E.S.P*, *Instituto de Desarrollo Municipal de Dosquebradas* y la *Empresa de Aseo de Pereira*; cuyo objeto social es administrar la infraestructura y entregarla en arrendamiento a un tercero, para su explotación en procesos relacionados con la actividad complementaria de potabilización y tratamiento de agua cruda para su distribución. En la actualidad, quien se encuentra a cargo de la operación de la planta es la Empresa *Serviciudad E.S.P*, mediante contrato de arrendamiento celebrado en el año 2010, con una vigencia de 5 años. [13]. La Empresa cuenta con un total de siete empleados operando la planta de potabilización [11]

## **4 Marco Normativo**

### **4.1 Resolución 1096 del 17 de Noviembre del 2000**

El Ministerio de Desarrollo económico adopta el Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable Y Saneamiento Básico – RAS

Documento en que se señalan los requisitos técnicos que deben cumplir los diseños, las obras y procedimientos correspondientes al Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico y sus actividades complementarias que adelanten las entidades prestadoras de los servicios públicos municipales de acueducto, alcantarillado y aseo o quien haga sus veces.

### **4.2 Decreto 1575 del 9 de Mayo de 2007**

Por el cual el ministerio de la Protección Social junto con el Ministerio de Ambiente, vivienda y Desarrollo Territorial, establecen el Sistema para la Protección y Control de la Calidad del Agua para Consumo Humano, con el propósito de monitorear, prevenir y controlar los riesgos para la salud humana causados por su consumo, exceptuando el agua envasada.

### 4.3 Resolución 2115 del 22 de Junio de 2007

Mediante el cual los Ministerios de la Protección Social junto con el Ministerio de Ambiente, vivienda y Desarrollo Territorial, señalan las características, instrumentos básicos y frecuencias del sistema de control y vigilancia para la calidad del agua para consumo humano. Conforme al decreto, las características físicas, químicas y microbiológicas del agua apta para el consumo humano son:

**Figura 4-1:** Características Físicas

Características físicas	Expresadas como	Valor máximo aceptable
Color aparente	Unidades de Platino Cobalto (UPC)	15
Olor y Sabor	Aceptable ó no aceptable	Aceptable
Turbiedad	Unidades Nefelométricas de turbiedad (UNT)	2

**Figura 4-2:** Características microbiológicas

Técnicas utilizadas	Coliformes Totales	Escherichia coli
Filtración por membrana	0 UFC/100 cm <sup>3</sup>	0 UFC/100 cm <sup>3</sup>
Enzima Sustrato	< de 1 microorganismo en 100 cm <sup>3</sup>	< de 1 microorganismo en 100 cm <sup>3</sup>
Sustrato Definido	0 microorganismo en 100 cm <sup>3</sup>	0 microorganismo en 100 cm <sup>3</sup>
Presencia – Ausencia	Ausencia en 100 cm <sup>3</sup>	Ausencia en 100 cm <sup>3</sup>

### 4.4 Decreto 3930 del 25 de Octubre de 2010.

Donde el Ministerio de Ambiente, vivienda y Desarrollo Territorial, reglamenta el uso del agua y residuos líquidos y se dictan otras disposiciones.

## **5 Marco Teórico**

Un sistema de tratamiento para la potabilización de agua para consumo humano de tipo convencional o de ciclo completo está compuesto por las siguientes unidades: mezcla rápida, coagulación, floculación, sedimentación, filtración y desinfección.

### **5.1 Captación y aducción**

La captación es la etapa inicial en la cual se capta el agua cruda desde la fuente natural abastecedora (superficial o subterránea) y es conducida mediante tuberías hasta la planta de tratamiento.

Para seleccionar el punto de captación es necesario tener en cuenta diversos factores como: la naturaleza de las aguas, el clima y las actividades que se desarrollen aguas arriba de este punto. Las captaciones deben estar ubicadas preferiblemente en los tramos rectos de los ríos con el fin de evitar erosiones y sedimentaciones, embanques o azolves. En el caso de que sea imposible ubicar la captación en una zona recta, debe situarse en la orilla externa de una curva en una zona donde no haya evidencias de erosión por causa del curso de agua [17].

La obra de captación debe asegurar, aún en las épocas de estiaje, el caudal de diseño requerido, y el agua debe estar exenta de toda posible contaminación química o bacteriológica, después de su tratamiento [17].



## 5.2 Desarenación

El proceso de desarenación consiste en una estructura capaz de remover las partículas de gran tamaño y sedimentables del agua, antes de que esta llegue a las unidades de tratamiento iniciales.

La desarenación es una sedimentación simple que permite la remoción por gravedad de sólidos suspendidos en el agua y la agregación natural de las partículas sin utilizar coagulantes. La eficiencia del sistema depende en gran parte del tamaño de las partículas suspendidas y de su velocidad de sedimentación [20].

Siempre que sea necesario debe instalarse un desarenador en el primer tramo de la aducción, lo más cerca posible a la captación del agua [17].

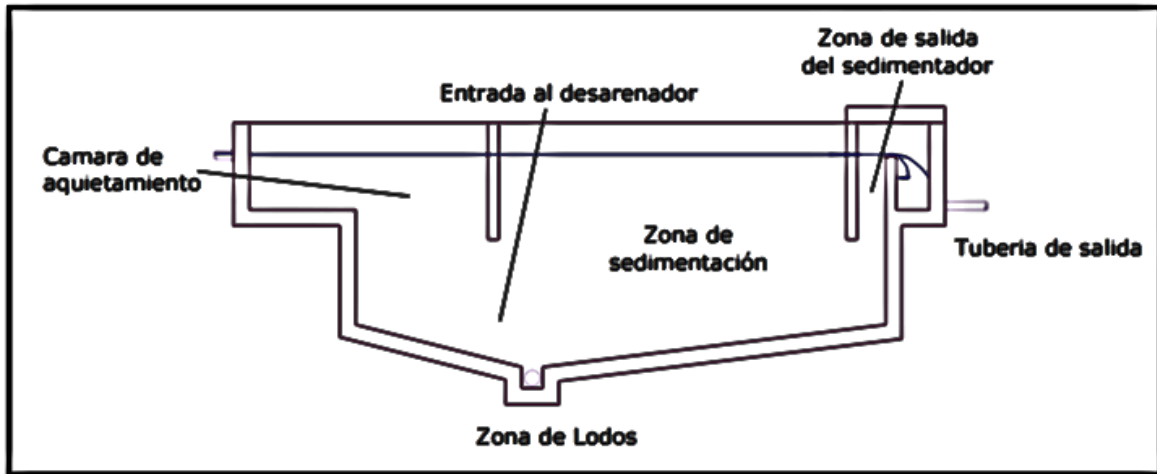
Para la selección del sitio donde se ubicara el desarenador deben tenerse en cuenta los siguientes aspectos [17]: a). El área de la localización debe ser

suficientemente grande para permitir la ampliación de las unidades durante el período de diseño del sistema; b). El sitio escogido debe proporcionar suficiente seguridad a la estructura y no debe presentar riesgo de inundaciones en los periodos de invierno y; c). La ubicación del desarenador debe garantizar que el sistema de limpieza pueda hacerse por gravedad y que la longitud de desagüe de la tubería no sea excesiva.

De manera general, se destacan cinco áreas principales en un desarenador, como se observa en la Figura 5-1. [20]:

- ❖ Cámara de quietamiento: Debido a la ampliación de la sección se disipa el exceso de energía de velocidad en la tubería de llegada.
- ❖ Entrada al desarenador: Constituida entre la cámara de quietamiento y “una cortina”, la cual obliga a las líneas de flujo a descender rápidamente de manera que se sedimente el material grueso.
- ❖ Zona de sedimentación: Es la zona donde se sedimentan todas las partículas restantes.
- ❖ Salida del desarenador: Constituida por una pantalla sumergida, el vertedero de salida y el canal de recolección.
- ❖ Almacenamiento de lodos: Esta zona comprende el volumen entre la cota de profundidad útil de la zona de sedimentación y el fondo del tanque.

Figura 5-1 Zonas de un desarenador [21]



De acuerdo al Reglamento Técnico, en el caso de aguas sometidas a tratamiento posterior al desarenador, la velocidad horizontal máxima en este será 0.25 m/s. Deben removerse las partículas con diámetros superiores o iguales a 0.2 milímetros y la eficiencia del desarenador no puede ser menor del 75% [17].

### 5.3 Coagulación y mezcla rápida

El proceso de coagulación consiste en neutralizar la carga, generalmente electronegativa, de los coloides presentes en el agua, quedando estos en condiciones de formar flóculos. Este proceso se consigue introduciendo en el agua un producto químico denominado coagulante. El tratamiento de coagulación óptimo de un agua tiene por objeto lograr un equilibrio muy complejo en el que están implicadas muchas variables, por lo que es imposible predecir la dosis óptima de coagulante para un agua dada sobre un fundamento netamente teórico, razón por la cual la dosis y condiciones típicas adecuadas para lograr la coagulación deben ser determinadas empíricamente para cada tipo de agua, mediante ensayos de jarras [22].

Para garantizar la eficiencia del proceso de coagulación, debe vigilarse la correcta operación de los procesos de dosificación y mezcla rápida, cuidando que esta sea constante y que las soluciones agregadas se dispersen de manera uniforme en toda la masa del agua.

Las siguientes condiciones deben tenerse en cuenta para la correcta operación de la canaleta Parshall [30]:

- ❖ Debe verificarse que la dosificación del coagulante esté realizándose correctamente en el tubo dosificador.
- ❖ Debe constatarse que el coagulante esté aplicándose uniformemente en el punto de máxima turbulencia (resalto hidráulico).
- ❖ La velocidad con la cual los coagulantes deben dispersarse en toda la masa de agua depende de la velocidad de reacción de los coagulantes con la alcalinidad y con los otros constituyentes del agua. Debe medirse la alcalinidad del agua cruda y según los resultados del ensayo de jarras decidirse o no la adición de cal en el punto de mezcla antes de agregarse el sulfato de aluminio.
- ❖ Debe tenerse en cuenta el pH de la mezcla final de agua y el coagulante, ya que es de fundamental importancia en la formación del flóc, por tanto debe medirse.
- ❖ Debe evitarse que se produzcan grandes turbulencias, caídas y restricciones luego del punto de aplicación de la sustancia química.
- ❖ Debe controlarse el resalto hidráulico en la canaleta a partir de la regulación del caudal.

La coagulación está fundamentalmente en función de las características del agua y de las partículas presentes, las mismas que definen el valor de los parámetros conocidos como pH, alcalinidad, color verdadero, turbiedad, temperatura, movilidad electroforética, fuerza iónica, sólidos totales disueltos, tamaño y distribución de tamaños de las partículas en estado coloidal y en suspensión, entre otras (Barrenechea, 2004).

La elección del coagulante se efectúa después de un estudio de tratabilidad del agua en laboratorio. En esta elección deben tenerse en cuenta, entre otros factores:

- ❖ La naturaleza y calidad del agua a tratar.
- ❖ La variación de la calidad del agua
- ❖ Criterios de calidad y destino del agua tratada.
- ❖ Tratamiento previsto después de la coagulación.
- ❖ Grado de pureza del reactivo utilizado en el proceso.

Entre los coagulantes comúnmente empleados se tiene (Tabla 5-1):

**Tabla 5-1** Coagulantes usados [23]

Reactivo	Presentación	Dosis Usual (mg/L)	Empleo
Sulfato de aluminio	Sólido o líquido	10 – 150	Muy frecuente
Aluminato sódico	Sólido o líquido	5 – 50	Poco frecuente
Policloruro de aluminio	Líquido	8 - 30	Poco frecuente
Cloruro férrico	Sólido o líquido	5 – 150	Frecuente
Sulfato ferroso	Sólido	10 – 100	Ocasional

Los parámetros involucrados en el proceso de coagulación son:

- a) **Turbiedad:** se debe en gran parte a la presencia de partículas de arcilla y otros minerales [23].

Generalmente, a medida que aumenta la turbiedad es preciso aumentar la dosis de coagulante. Sin embargo, en el caso de turbiedades muy elevadas, se requieren dosis de coagulante relativamente pequeñas debido a las mayores posibilidades de colisión entre las partículas. Por el contrario, las turbiedades muy bajas suelen ser más difíciles de eliminar por coagulación.

La materia orgánica absorbida por las arcillas de las aguas de corrientes naturales no aumenta la demanda de coagulante. Las aguas que contienen coloides orgánicos, derivados de la contaminación por aguas residuales, son más difíciles de coagular y requieren dosis de coagulante mucho mayores.

- b) **pH:** Se ha observado que el pH es la variable independiente más importante de entre las muchas a considerar en el proceso de la coagulación de coloides, asimismo, se ha establecido que existe al menos una escala de pH, para un agua dada, dentro de la cual se registra una buena coagulación - floculación en el tiempo más corto. La amplitud de la escala del pH está influenciada por [23]:

- ❖ El tipo de coagulante empleado.
- ❖ La composición química del agua.
- ❖ La dosis del coagulante.

Los coagulantes metálicos (sales de aluminio y hierro) presentan su zona óptima tras los valores del pH que hacen mínima la solubilidad de los productos de hidrólisis. Así, para las sales de aluminio esta zona se sitúa entre 6.0 y 7.8. Las sales de hierro tienen un

comportamiento similar, aunque en este caso, la zona del pH de coagulación puede ser más alta. Si ello fuera posible, la coagulación deberá llevarse a cabo dentro de la zona óptima del pH, puesto que, en caso contrario se derrochará una cierta cantidad de productos químicos y el agua tratada obtenida será de inferior calidad [23].

- c) Color:** Algunas características de la eliminación del color por coagulación indican que el mecanismo difiere completamente del que gobierna la eliminación de la turbiedad, por lo que se considera más como una precipitación química que como una coagulación, las diferencias más esenciales son [23]:
- ❖ Mientras que la turbiedad se elimina en un margen de pH de 6.5 a 7.5 la eliminación del color tiene que lograrse en un pH ácido, del orden de 4.0 a 6.0.
  - ❖ La dosificación del coagulante depende estrechamente de la concentración inicial del color lo que contrasta con la pequeña cantidad de coagulante adicional necesaria al aumentar las concentraciones de la turbiedad.
  - ❖ El potencial Z está íntimamente relacionado con la concentración del color residual.
  - ❖ En el pH óptimo, el color baja proporcionalmente a medida que aumenta la dosis de coagulante.

La presencia de color en el agua se ve afectado por el pH, la temperatura, el tiempo de contacto, la materia disponible y la solubilidad de los compuestos coloreados.

- d) Temperatura:** Respecto de la influencia de la temperatura en la coagulación se dispone de poca información experimental. Sin embargo pueden citarse los siguientes efectos sobre la coagulación – floculación [23]:
- ❖ A medida que la temperatura disminuye, aumenta la viscosidad del agua y en consecuencia, la velocidad de sedimentación del flóculo disminuye.
  - ❖ Se deterioran las características del flóculo, que tiende a atravesar los filtros.
  - ❖ Aunque se sabe que la disminución de la temperatura reduce la velocidad de las reacciones químicas, en lo que respecta a la coagulación este efecto es demasiado pequeño para que sea significativo. Sin embargo, se ha observado que el valor óptimo del pH es función de la disminución de temperatura y este desplazamiento es tanto más importante cuanto menores son las dosis de coagulante.

- e) Mezcla rápida: Se denomina mezcla rápida a las condiciones de intensidad de agitación y tiempo de retención que debe reunir la masa de agua en el momento en que se dosifica el coagulante, con la finalidad de que las reacciones de coagulación se den en las condiciones óptimas correspondientes al mecanismo de coagulación predominante [24].

La mezcla rápida puede efectuarse utilizando la turbulencia producida por dispositivos hidráulicos o mecánicos. Las características más importantes de una unidad de mezcla rápida, deben ser [23]:

- ❖ Producir mezcla eficiente, disipando alta energía en un espacio reducido.
- ❖ No presentar espacios muertos ni cortocircuitos.
- ❖ Que el tiempo de mezcla sea igual al tiempo real necesario para que se efectúen las reacciones correspondientes.

- f) Estructuras hidráulicas para producir mezclas rápidas: Por lo general, la mezcla rápida se realiza en diferentes estructuras hidráulicas, como vertederos de variada índole (rectangular con contracciones laterales, rectangular sin contracciones laterales o triangular) o la canaleta Parshall, dependiendo del caudal a tratar.

La canaleta Parshall es un medidor de régimen crítico, constituido por una sección convergente, una sección estrangulada o garganta y una sección divergente.

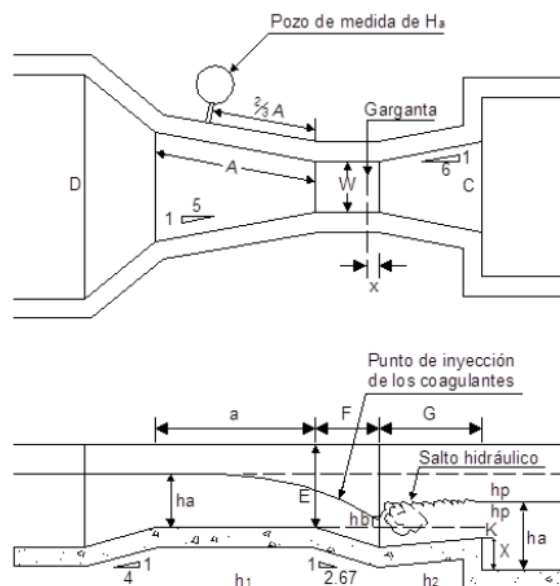
De acuerdo al Reglamento Técnico [25] la canaleta Parshall es usada en casos que se tenga un nivel de complejidad alto (mayor a 60.000 Hab). Las dimensiones de la canaleta Parshall están dadas conforme al caudal máximo diario a tratarse, de acuerdo a la información suministrada en la Tabla 4-2. Para este caudal, se selecciona el ancho de garganta requerido ( $W$ ).

La canaleta Parshall es la forma más común de producir un resalto hidráulico. Consiste en un segmento de canal con cambio rápido de pendientes y constricción en el punto llamado garganta. (Figura 5-2). Al comienzo de ella el agua pasa por la profundidad crítica  $N_f=1$  y debido al cambio de pendiente se acelera hasta crear un régimen supercrítico que se convierte en un salto hidráulico al encontrar la pendiente negativa de la sección G de salida en la que el régimen es subcrítico. Este resalto hidráulico es el que se usa para la mezcla rápida.

**Tabla 5-2:** Dimensiones Canaleta Parshall [26].

W	(Cm)	A	B	C	D	E	F	G	K	N
1"	2.5	36.6	35.6	9.3	16.8	22.9	7.6	20.3	1.9	2.9
3"	7.6	46.6	45.7	17.8	25.9	38.1	15.2	30.5	2.5	5.7
6"	15.2	62.1	61.0	39.4	40.3	45.7	30.5	61.0	7.6	11.4
9"	22.9	88.0	86.4	38.0	57.5	61.0	61.0	45.7	7.6	22.9
1'	30.5	137.2	134.4	61.0	84.5	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
1 $\frac{1}{2}$ '	45.7	144.9	142.0	76.2	102.6	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
2'	61.0	152.5	149.6	91.5	120.7	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
3'	91.5	167.7	164.5	122.0	157.2	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
4'	122.0	183.0	179.5	152.2	193.8	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
5'	152.5	198.3	194.1	183.0	230.3	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
6'	183.0	213.5	209.0	213.5	266.7	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
7'	213.5	228.8	224.0	244.0	303.0	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
8'	244.0	244.0	239.2	274.5	340.0	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
10'	305.0	274.5	427.0	366.0	475.9	122.0	91.5	183.0	15.3	34.3

Las variables A, B, C, D, E, F, G, k y n; corresponden a las dimensiones mostradas en la Figura 5-2, a continuación:

**Figura 5-2** Dimensiones canaleta Parshall [26]

En el diseño y evaluación de la canaleta Parshall es importante tener las siguientes consideraciones conforme al Reglamento Técnico [25]:

- ❖ La velocidad en la salida de la canaleta no debe ser menor a 2 m/s.
- ❖ Para evaluar la sumergencia de la canaleta (aforador) se debe determinar la relación entre la altura  $h_b / h_a$ , la cual debe estar entre 0.6 y 0.8 dependiendo del ancho de la garganta.
- ❖ La relación de la altura  $h_a$  y la garganta  $W$  debe estar entre 0.4 – 0.8, sin embargo en este ítem del reglamento se presenta un error y la relación que debe verificarse es  $W/h_a$ . La razón para esta condición se debe a que la turbulencia del resalto no penetra en profundidad dentro de la masa de agua, dejando una capa, bajo el resalto, en que el flujo se transporta con un mínimo de agitación, como se ha podido constatar experimentalmente.
- ❖ El número de Froude debe estar entre 1.7 y 2.5 o entre 4.5 y 9.0 para que el resalto no sea oscilante y permanezca en la misma posición, importante para que no haya inconvenientes en la aplicación del coagulante (Valencia, 2000).
- ❖ La mezcla rápida debe darse en un tiempo menor a 1 s.
- ❖ El gradiente de mezcla debe encontrarse entre 500 y 2000  $s^{-1}$ . Sin embargo, de acuerdo a estudios realizados por el CINARA (Instituto de Investigación y Desarrollo en Abastecimiento de Agua, Saneamiento Ambiental y Conservación del Recurso Hídrico) el gradiente debe estar entre 1000 y 2000  $s^{-1}$ .

Las variables involucradas en el diseño de la canaleta son: el caudal máximo diario, la viscosidad absoluta y peso específico del agua, a la temperatura del agua en el lugar.

## 5.4 Floculación

Inmediatamente después de añadir un coagulante al agua, se desencadenan reacciones con los iones para producir compuestos de las especies polinucleares e hidroxomultipositivos. Las sustancias coagulantes se absorben rápidamente en la superficie de las partículas hidrófobas causantes de la turbiedad, que acaban “revestidas de coagulante”. El resultado neto es que las cargas eléctricas de las partículas se reducen; entonces según el pH y las dosis de coagulante añadidas, la carga de la partícula, medida en función del potencial Z, puede oscilar entre ser ligeramente negativo a neutro.

En este momento se considera que la suspensión está desestabilizada y en consecuencia, el proceso de floculación está a punto de iniciarse. La mezcla, la agitación o la turbulencia



favorecen las colisiones entre las partículas desestabilizadas que producen, de esta forma uniones perdurables, por otra parte, los propios coagulantes aún en ausencia de turbiedad, se hidrolizan y precipitan para formar masas cada vez mayores de material floculante. Cuando este flóculo ha alcanzado un tamaño suficiente, puede aprisionar físicamente a las partículas de turbiedad, comportándose como una “escoba” a medida que sedimenta [23].

Normalmente, la floculación se analiza como un proceso causado por la colisión entre partículas. En ella intervienen, en forma secuencial, tres mecanismos de transporte [27]:

- ❖ Floculación pericinética o browniana: Se debe a la energía térmica del fluido.
- ❖ Floculación ortocinética o gradiente de velocidad: Se produce en la masa del fluido en movimiento.
- ❖ Sedimentación diferencial: Se debe a las partículas grandes, que, al precipitarse, colisionan con las más pequeñas, que van descendiendo lentamente, y ambas se aglomeran.

Al dispersarse el coagulante en la masa de agua y desestabilizarse las partículas, se precisa de la floculación pericinética para que las partículas coloidales de tamaño menor de un micrómetro empiecen a aglutinarse.

El movimiento browniano actúa dentro de este rango de tamaño de partículas y forma el microfóculo inicial. Recién cuando este alcanza el tamaño de un micrómetro empieza a actuar la floculación ortocinética, promoviendo un desarrollo mayor del microfóculo [27].

Luego de esto el objetivo principal de la floculación es reunir las partículas desestabilizadas para formar aglomeraciones de mayor peso y tamaño que sedimenten con mayor eficiencia.

La variable más importante en este proceso es el gradiente. La velocidad de floculación de una dispersión coloidal o solución, depende de la frecuencia del choque de las partículas entre sí y de la probabilidad de que su energía térmica sea lo suficientemente grande como para superar a la energía potencial de repulsión para la floculación cuando los encuentros entre las partículas tienen lugar [27].

Los principales factores que influyen en la eficiencia de este proceso son:

- ❖ La naturaleza del agua: La coagulación y, por consiguiente, la floculación son extremadamente sensibles a las características fisicoquímicas del agua cruda, tales como la alcalinidad, el pH y la turbiedad. Algunos iones presentes en el agua pueden influir en el equilibrio fisicoquímico del sistema, en la generación de cadenas poliméricas de los hidróxidos que se forman o en la interacción de estos polímeros con las partículas coloidales, lo que afectará el tiempo de floculación.
- ❖ Influencia de la variación del caudal: Es conocido que al variarse el caudal de operación de la planta, se modifican los tiempos de residencia y gradientes de velocidad en las unidades.

El floculador hidráulico es algo flexible a estas variaciones. Al disminuir el caudal, aumenta el tiempo de retención y disminuye el gradiente de velocidad. Al aumentar el caudal, el tiempo de retención disminuye, el gradiente de velocidad se incrementa y viceversa; el número de Camp ( $N_c$ ) varía en aproximadamente 20% cuando la variación del caudal es del 50%.

En el floculador mecánico, el efecto es más perjudicial debido a su poca flexibilidad, ya que la velocidad permanece constante y el tiempo de residencia aumenta o disminuye de acuerdo con la variación del caudal.

- ❖ Influencia del tiempo de floculación: En todos los modelos propuestos para la floculación, la velocidad de aglomeración de las partículas es proporcional al tiempo. Bajo determinadas condiciones, existe un tiempo óptimo para la floculación, normalmente entre 20 y 40 minutos. Mediante ensayos de prueba de jarras, se puede determinar este tiempo.

La permanencia del agua en el floculador durante un tiempo inferior o superior al óptimo produce resultados inferiores, tanto más acentuados cuanto más se aleje este del tiempo óptimo de floculación.

- ❖ Influencia del gradiente de velocidad: Cuanto mayor es el gradiente de velocidad, más rápida es la velocidad de aglomeración de las partículas. Mientras tanto, a medida que los flóculos aumentan de tamaño, crecen también las fuerzas de cizallamiento hidrodinámico, inducidas por el gradiente de velocidad. Los flóculos crecerán hasta un tamaño máximo, por encima del cual las fuerzas de cizallamiento

alcanzan una intensidad que los rompe en partículas menores.

La floculación puede tener lugar en un reactor especialmente diseñado para este fin (floculador) o en el interior del sedimentador propiamente dicho. La elección del tipo de floculador está en relación con la elección del procedimiento de separación utilizado en la continuación del tratamiento, esta elección debe ser especialmente cuidada cuando la floculación es de tipo difuso y va seguida de sedimentación estática o flotación [23].

Un tipo de floculador es el de flujo horizontal. Este floculador tiene la ventaja de no requerir equipos, sin embargo presenta rigidez en la operación de los gradientes. Las pérdidas en la estructura se deben en un 10% a la fricción en los canales y en un 90% al cambio en la dirección de flujo.

Las recomendaciones de diseño son [25]:

- ❖ Altura mínima de 0.90 m.
- ❖ Separación entre tabiques de 0.45 m.
- ❖ Velocidad entre 0.2 y 0.6 m/s, ya que por debajo de 0.1 m/s hay sedimentación del floc y por encima de 0.6 m/s hay destrucción del floculo.
- ❖ El gradiente medio debe estar entre  $20 - 70 \text{ s}^{-1}$ .

En el caso de los floculadores mecánicos, el Reglamento Técnico indica que [25]:

- ❖ El tiempo de detención debe estar entre 20 a 40 min.
- ❖ El gradiente de velocidad debe estar entre  $15 - 75 \text{ s}^{-1}$ .
- ❖ La velocidad periférica debe estar entre  $0.3 - 0.75 \text{ m/s}$  para floculadores de baja energía.
- ❖ La distancia entre las paletas y los muros, el piso y la superficie debe estar entre  $0.15 - 0.30 \text{ m}$ .
- ❖ El número de cámaras está dado por el nivel de complejidad. Así, para un nivel bajo – medio se requieren dos o más cámaras, y para el nivel alto se necesitan cuatro o más cámaras.

Además, debe tenerse en cuenta que el gradiente instantáneo por paso no debe ser mayor al gradiente de mezcla de la cámara precedente.

Para una correcta operación de los floculadores se deben cumplir las siguientes condiciones [30]:

- ❖ Verificar diariamente que la dosificación y la mezcla rápida estén operando satisfactoriamente.
- ❖ Es necesario constatar que el nivel del agua en las cámaras, no varíe más del 10% por arriba o por abajo del nivel de diseño.
- ❖ Debe mantenerse el gradiente medio óptimo de velocidad en el floculador.
- ❖ Debe observarse en la salida del floculador el tamaño del flóculo.
- ❖ Debe realizarse mediciones de la turbiedad en el canal de entrada, antes de la canaleta Parshall, y en la salida de los módulos de sedimentación; para determinar la eficiencia de remoción.
- ❖ En caso de que la turbiedad de salida de la unidad sea mayor que la de entrada debe decidirse el lavado o no de las unidades, esta determinación aplica para todo el sistema (sedimentadores y filtros).
- ❖ Verificar que las válvulas que conforman los sistemas de entrada y salida de la estructura, se encuentren en buen estado físico y de funcionamiento, realizando chequeos periódicos y operándolas adecuadamente.
- ❖ Durante la operación normal de la planta, las válvulas de purga de lodos de los floculadores deben permanecer cerradas y las de ingreso a los sedimentadores deben estar abiertas para que se lleve a cabo el proceso de clarificación. Además, debe estar abierta la válvula de ingreso, para que el efluente sea conducido a los filtros.
- ❖ Debe garantizarse que el tiempo de contacto en la unidad sea el suficiente, para permitir que los flóculos alcancen el tamaño y peso adecuado, lo cual es función de la dosis, el gradiente de velocidad y el tiempo en concordancia con la prueba de jarras.

## 5.5 Sedimentación

El objeto de la sedimentación es el de conseguir que se depositen las partículas que se encuentran en suspensión en el agua, tanto si se trata de partículas presentes en el agua cruda como si se deben a la acción del coagulante añadido en el tratamiento e incluso de las que resultan de una floculación física ligada a una acción biológica.

Si bien en el caso de sedimentación de partículas floculentas, la velocidad de caída dependerá en gran medida de la concentración de estas, también depende de muchas otras variables tales como: carga superficial, gradientes de velocidad en el sistema y distribución de tamaños; no obstante el efecto de estas variables solo puede determinarse mediante ensayos de sedimentación, a este tipo de sedimentación se le conoce como sedimentación difusa; pero cuando predomina la tendencia entre las partículas a estorbarse, se le denomina sedimentación de partículas aglomeradas.

De esta última, que se estudia por medio de la teoría de Kinch, cuya hipótesis fundamental dice que la velocidad de caída de una partícula depende únicamente de la concentración local, es que se diseñan los diferentes tipos de decantadores, de los cuales pueden distinguirse tres tipos básicos [23]:

- ❖ Sedimentadores estáticos.
- ❖ Sedimentadores acelerados.
- ❖ Sedimentadores superacelerados.

Un sedimentador debe diseñarse para la mínima temperatura del agua esperada y para un determinado tamaño mínimo de partícula.

Los parámetros más importantes a tenerse en cuenta en el diseño son: la velocidad de sedimentación crítica ( $v_{sc}$ ) y la carga superficial ( $cs$ ).

Las consideraciones de diseño establecidas para un sedimentador acelerado en el Reglamento Técnico son [25]:

- ❖ La velocidad crítica debe estar dentro del rango de 14 a 22 m/día.
- ❖ La carga superficial debe estar entre 120 -185  $m^3/m^2.d$  para placas angostas.
- ❖ La profundidad del tanque debe estar entre 4.0 y 5.5 m.
- ❖ El tiempo de retención debe estar entre 10 – 15 min.
- ❖ El número de Reynolds debe ser menor a 500. Se recomienda 250 para asegurar el flujo laminar.
- ❖ La inclinación de las placas debe estar entre 55 – 60 grados.
- ❖ El espacio entre placas debe ser de 0.05 m.
- ❖ El espesor de las placas de asbesto cemento debe estar en el rango de 8–10 mm.
- ❖ Se deben tener como mínimo dos unidades para todos los niveles de complejidad.

Las actividades de operación y control recomendadas por EMPEN E.S.P a realizarse en la estructura de sedimentación son las siguientes [30]:

- ❖ Comprobar si en el efluente hay presencia de flóculos.
- ❖ Retirar el material flotante en el decantador por medio de una espumadera.
- ❖ Verificar si existe desprendimiento de burbujas de aire, originadas por fermentación de lodos.
- ❖ Durante la operación normal, las válvulas deben permanecer totalmente abiertas para permitir el ingreso del agua a las unidades de sedimentación y filtración, respectivamente.
- ❖ Cuando se realice una parada de periodo largo (mayor a 24 horas) debe mantenerse un residual de cloro por lo menos de 5.0 mg/L o vaciar la unidad para evitar la fermentación de los lodos. La unidad de sedimentación debe llenarse con agua hasta el nivel de operación y dejarse en reposo como mínimo una hora antes de la operación normal. Luego de esto debe darse paso al agua de entrada al sedimentador para la operación normal de la unidad. En esta fase de funcionamiento, debe determinarse la turbiedad con una frecuencia de ocho veces/día y el color de una vez/día.
- ❖ Verificar semanalmente si existe crecimiento de algas.
- ❖ Medir el nivel de lodo depositado por medio del equipo adecuado para determinar si se ha excedido la zona de lodos.
- ❖ Cuando el nivel de lodos alcance el nivel máximo de la zona de lodos, debe drenarse la unidad y realizarse la limpieza de los lodos depositados.
- ❖ Se debe medir turbidez en las entradas y salidas de cada sedimentador y calcularse su eficiencia.

## 5.6 Filtración

El objetivo principal de la filtración es separar las partículas y microorganismos objetables que no han quedado retenidos en los procesos anteriores.

Los mecanismos de transporte responsables de la filtración son: el cernido, la sedimentación, la intercepción, la difusión, el impacto inercial, la acción hidrodinámica y la adherencia (fuerzas de Van der Waals, electroquímicas y puentes químicos).

Según la velocidad de filtración, existe:

- ❖ Filtración rápida con una carga superficial alta y,
- ❖ filtración lenta con una carga superficial baja.

Según el sentido del flujo, hay filtros ascendentes y descendentes. Y de acuerdo a la carga sobre el lecho, pueden ser por gravedad o por presión.

La filtración se identifica por la velocidad de paso de agua a través del manto poroso, que es medida como la tasa superficial ( $q_f$ ).

Se recomienda que la turbiedad de entrada a los filtros sea menor a 5.0 NTU y que la tasa este por debajo de  $360 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{d}$ .

En la Tabla 5-3 se ilustran los tipos de filtros típicos y sus características.

**Tabla 5-3** Tipos de filtros y sus características [25]

Medio Filtrante	Características	Valor – Intervalo	Valor Típico
Antracita	Profundidad (cm)	20 – 60	50
	Tamaño Efectivo (mm)	0.8 – 2.0	1.2
	Coefficiente de uniformidad	1.4 – 1.8	1.5
Arena	Profundidad (cm)	25 – 60	25
	Tamaño Efectivo (mm)	0.3 – 0.8	0.5
	Coefficiente de uniformidad	1.2 – 1.6	1.4
Tasas de filtración ( $\text{m}^3/\text{m}^2.\text{d}$ )		120 – 600	350

Las siguientes actividades deben ejecutarse para asegurar una correcta operación de la batería de filtros [30]:

- ❖ Evitar turbulencias indebidas y agitación de la arena en el llenado del filtro, abriendo la válvula suavemente.
- ❖ Mantener una buena coagulación del agua, ajustando la dosis óptima permanentemente para obtener el mejor filtrado.
- ❖ El proceso de floculación – sedimentación debe controlarse de tal manera, que la calidad del agua que llega a los filtros, sea uniforme y tenga menos de 10 NTU, ya

que turbiedades mayores pueden causar efluentes turbios, o un rápido incremento de la pérdida de carga en el filtro.

- ❖ Determinar la turbiedad, el color y la pérdida de carga (nivel) en el efluente del filtro.
- ❖ No producir pérdida de carga negativa (niveles por debajo de los fijados para la operación) en el lecho filtrante.
- ❖ Lavar el filtro cuando éste alcance la pérdida de carga máxima permitida por el sistema (nivel máximo de lámina de agua) o cuando la calidad del agua alcance el límite máximo permitido por las normas (en cuanto a turbiedad y color), utilizando las velocidades adecuadas a las características del medio filtrante, de acuerdo con las recomendaciones del diseñador y a la experiencia en el lavado.

## 5.7 Desinfección

Consiste en la destrucción de organismos patógenos presentes en el agua. El método de desinfección más aplicado en los sistemas de abastecimiento de agua es el que emplea el cloro y sus compuestos derivados como agentes desinfectantes. La cantidad necesaria de desinfectante está en función del caudal de agua a tratar, los organismos a destruir, el tiempo de contacto disponible, puntos posibles de aplicación y la clase de desinfectante que se forma en el agua ( $\text{HOCl}$ ,  $\text{OCl}$ ,  $\text{NH}_2$ ,  $\text{Cl}$ , etc.) según sea el pH y el contenido de nitrógeno de ella (Cáceres, 1990). La turbiedad es otro factor de peso en la desinfección, ya que una excesiva turbiedad reducirá la efectividad, por lo que se recomienda una turbiedad menor de 2.0 NTU, siendo lo ideal menos de 1.0 NTU [29].

Los factores o parámetros que influyen en la desinfección y que deben ser controlados durante la operación son [30]:

- ❖ La mezcla debe ser rápida, uniforme y eficiente entre el cloro y el agua.
- ❖ El desinfectante y el agua deben estar en contacto el tiempo estimado para garantizar una completa desinfección del agua, esto se determina a partir de la realización de la curva de punto de quiebre a diferentes tiempos de contacto y dosificaciones de cloro
- ❖ Debe desinfectarse el agua a un pH inferior a 7.5 unidades. Valores de pH superiores a 7.5 retardan las reacciones entre el cloro y el amoníaco.
- ❖ Debe controlarse el nivel de turbiedad del agua, debido a que los microorganismos pueden encapsularse dentro de las partículas haciendo más lenta la acción del



desinfectante. Se recomienda tener una turbiedad menor de 1.0 NTU para la optimización del proceso y evitar la formación de sustancias cancerígenas como los trihalometanos.

- ❖ En caso de aplicar un proceso de estabilización al agua tratada es aconsejable neutralizar después de desinfectar, (adición de ácido o hidróxido, según el caso para obtener un pH alrededor de 7.0 unidades) para operar a condiciones óptimas de pH.
- ❖ Debe alcalinizarse el agua después de la cloración y no antes de ella. No debe aplicarse cal y cloro al mismo tiempo.
- ❖ Debe tratarse de mantener un pH bajo para aumentar la eficiencia en el proceso de desinfección, es aconsejable entre 6.0 y 7.0 unidades.
- ❖ Es necesario medir el contenido de cloro residual como mínimo cada hora, si este contenido está por debajo del valor deseado que es entre 0,9 y 1,0 mg/L, se debe ajustar la dosificación del cloro y después de una hora repetir la operación hasta el ajuste requerido.

Para controlar la desinfección es necesario medirse la turbiedad en la salida de filtros y asegurar sea menor de 1.0 NTU. Además de ello comprobarse pH en dicho punto para garantizar las condiciones de cloración óptimas. Conjuntamente debe verificarse que se cumpla la normativa ambiental aplicable en cuanto a cloro residual en la salida de la planta y en el extremo de la red de distribución.

## **5.8 Control de la calidad del agua**

La definición de control de calidad implica que el abastecedor de agua todo el tiempo es responsable de la calidad y seguridad del agua que produce y distribuye, y ello lo logra a través de una combinación de las buenas prácticas operativas y de mantenimiento preventivo apoyado por la evaluación de la calidad del agua y de las inspecciones sanitarias de los componentes que conforman el sistema de tratamiento

De esta manera, el control de la calidad del agua involucra el establecimiento de medidas de protección en la fuente, en el tratamiento y la distribución del agua, así como la prueba rutinaria de determinación de la calidad del agua a fin de cerciorarse de la realización satisfactoria de los procesos de tratamiento, de la calidad del agua producida y de la

ausencia de contaminación en el sistema de distribución, de modo que cumpla con las normas aplicables vigentes (OMS, 1997 - 1995).

Los campos de actuación para el control de la calidad del agua para consumo humano son:

- ❖ La fuente de abastecimiento de agua: Puede tener influencia en la salud de los consumidores y debe prestarse especial atención en cuanto a calidad, protección y tratabilidad.
- ❖ Planta de tratamiento: La eficiencia de la planta de tratamiento está influenciada por la calidad del agua cruda y especial atención debe ser dada a su operación, principalmente en los casos en que las fuentes se encuentran altamente contaminadas.
- ❖ Sistema de distribución de agua: Existe la necesidad particular de proteger la calidad sanitaria del agua para consumo humano a fin de asegurar que ella satisfaga las normas físicas, químicas y microbiológicas.

### 5.8.1 Control de la calidad de la fuente

En la Tabla 5-4 se compara la calidad de la fuente abastecedora de agua: el río Otún, de acuerdo a los requisitos establecidos en el Título B y C del Reglamento Técnico.

**Tabla 5-4** Calidad de fuente abastecedora de agua para el periodo 2011–2014

PARÁMETRO	HISTÓRICO				LEGILACIÓN			
	AÑO				RAS 2000 [17,25]			
	2011	2012	2013	2014	A	R	D	MD
Turbiedad (NTU)	33.29	9.45	6.89	7.93	< 2	2 - 40	40-150	>150
Color (U Pt/Co)	325.63	98.02	74.45	79.51	< 10	10 - 20	20-40	> 40
pH	7.68	7.94	7.96	8.06	6.0-8.5	5.0-9.0	3.8-10.5	
Alcalinidad (mg/L)	26.67	33.55	36.03	34.30	-	-	-	-
Conductividad (µS/cm)	-	-	-	131.76	-	-	-	-
Nitrito (mg/L)	-	-	-	0.006	-	-	-	-
Sulfato (mg/L)	-	-	-	22.04	-	-	-	-
Fosfato (mg/L)	-	-	-	0.48	-	-	-	-
Nitrato (mg/L)	-	-	-	0.80	-	-	-	-
Hierro (mg/L)	-	-	-	0.23	-	-	-	-
Aluminio (mg/L)	-	-	-	0.01	-	-	-	-
Dureza total (mg/L)	-	-	-	52.52	-	-	-	-
Dureza cálcica (mg/L)	-	-	-	36.44	-	-	-	-

Cloruros (mg/L)	-	-	-	2.71	< 50	50-150	150-200	300
-----------------	---	---	---	------	------	--------	---------	-----

A: Aceptable, R: Regular, D: Deficiente, MD: Muy Deficiente

**Fuente:** Compilado Planta de Tratamiento Villasantana, periodo 2011 - 2014.

## 5.8.2 Control de la calidad del agua tratada

Los parámetros de control exigidos en la resolución 2115 de 2007 para la calidad del agua potable por la normativa Colombiana, para una población de 100001 a 500000 habitantes, se muestran en la Tabla 5-5.

**Tabla 5-5** Parámetros de control de calidad de agua [32]

PARÁMETRO	FRECUENCIA	# MUESTRAS
Turbiedad, color aparente, pH y cloro residual libre o residual del desinfectante usado	Diario	2
Alcalinidad, dureza total, hierro total, cloruros, sulfatos, residual del coagulante utilizado, nitritos y nitratos	Semanal	2
Carbono orgánico total (COT) y fluoruros	Semestral	2

En la Tabla 5-6 se puede comparar los niveles de calidad requeridos en aguas para consumo humano por la Organización Mundial de la Salud (OMS), la Agencia de Protección Ambiental de los Estados Unidos (EPA), la legislación colombiana y los resultados promedios anuales obtenidos en las caracterizaciones realizadas en la Planta de Tratamiento Villasantana.

**Tabla 5-6** Calidad de agua para el consumo humano para el periodo 2011-2014

PARÁMETRO	HISTÓRICO				LEGISLACIÓN [31]		
	AÑO				RES 2115 DE 2007	EPA	OMS
	2011	2012	2013	2014			
Turbiedad (NTU)	1,60	1,58	1,39	1,41	< 2.0	1.0	5.0
Color (U Pt/Co)	10	12	11	11	< 15	15	15
pH	8,36	7,19	7,35	7,62	6.5 – 9.0	6.5 – 8.5	6.5 – 8.5
Cloro residual (mg/L)	1,48	1,26	1,24	1,14	0.3 – 2.0	-	-
Alcalinidad (mg/L)	22,98	27,67	30,08	26,84	< 200	-	-
Aluminio (mg/L)	0,15	0,90	0,05	0,15	0.2	-	-
Conductividad (µS/cm)	-	-	-	135.45	1000	-	-
Nitritos (mg/L)	-	-	-	0.006	0.1	1.0	

Sulfatos (mg/L)	-	-	-	25.94	250	-	-
Fosfatos (mg/L)	-	-	-	0.35	0.5	-	-
Nitratos (mg/L)	-	-	-	1.35	10	10	10
Hierro (mg/L)	-	-	-	0.24	0.3	-	-
Dureza total (mg/L)	-	-	-	55.82	300		500
Dureza cálcica (mg/L)	-	-	-	35.44	-	-	-
Cloruros (mg/L)	-	-	-	4.47	250	250	250
<b>IRCA [32]</b>	<b>0.00</b>	<b>0.06</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>			

Fuente: Compilado Planta de Tratamiento Villasantana, periodo 2011 - 2014.

Se evalúan los índices de riesgo en base a los criterios de calificación dados en la Tabla 5-7 según la Resolución 2115 de 2007 [32].

**Tabla 5-7** Puntaje de riesgo según la característica analizada [32]

CARACTERISTICAS	PUNTAJE DE RIESGO	CARACTERISTICAS	PUNTAJE DE RIESGO
Color aparente	6	Dureza total	1
Turbiedad	15	Sulfatos	1
pH	1.5	Hierro total	1.5
Cloro residual libre	15	Cloruros	1
Alcalinidad total	1	Nitratos	1
Calcio	1	Nitritos	3
Fosfatos	1	Aluminio	3
Manganeso	1	Fluoruros	1
Molibdeno	1	COT	3
Magnesio	1	Coliformes totales	15
Zinc	1	Escherichia Coli	25
<b>Sumatoria de puntajes asignados</b>			<b>100</b>

El índice de riesgo se calcula de acuerdo a la siguiente ecuación [32]:

$$IRCA (\%) = \frac{\sum \text{puntajes de riesgo asignados a las características no aceptables}}{\sum \text{puntajes de riesgo asignados a todas las características analizadas}} * 100$$

La calificación del IRCA está dada por los valores mostrados en la Tabla 5-8:

**Tabla 5-8** Calificación del IRCA [32]

VALOR	CALIFICACIÓN
80.1 - 100	Inevitablemente Sanitaria
35.1 – 80.0	Riesgo Alto
14.1 – 35.0	Riesgo Medio
5.1 – 14.0	Riesgo Bajo
0.0 – 5.0	Sin Riesgo

El IRCA debe calcularse siempre para tener una idea del tipo de riesgo que se tiene en las aguas suministradas.

En la Planta de Tratamiento Villasantana durante el periodo 2011 – 2014, el IRCA ha tenido una calificación “sin riesgo” y es un agua apta para el consumo humano.

## 6 Metodología

La evaluación de una planta de tratamiento de agua es una actividad de gran importancia para lograr un producto acorde a los requisitos de calidad exigidos por la normativa ambiental aplicable y las eficiencias esperadas en el proceso. Esta evaluación comprende un análisis detallado del funcionamiento de cada una de las unidades que conforman el sistema de tratamiento, de la eficiencia de cada una de estas y de la forma en que están siendo operadas, controladas, mantenidas y administradas [33]. Dicho análisis debe realizarse con determinada frecuencia, con el propósito de controlar e implementar acciones orientadas a mantener y mejorar continuamente los procesos [34].

Como resultado de la evaluación, se hace posible, identificar las deficiencias existentes, bien sea de operación, mantenimiento o de diseño. Además se obtiene información valiosa para la determinación de las condiciones de mejora de la eficiencia del sistema, así como para el desarrollo de proyectos de ampliación u optimización de este [33].

Las medidas correctivas que se realizan a partir de los resultados de la evaluación permiten incrementar la eficiencia del proceso, reducir costos de operación y/o mantenimiento, que a su vez repercuten en la obtención de un producto de mejor calidad [34].

La metodología y las técnicas de evaluación empleadas en este Trabajo Final están basadas en las investigaciones establecidas en el Manual de Evaluación de Plantas de Tecnología Apropiada - Plantas de Filtración Rápida de Tratamiento de Agua para Consumo Humano, en atención a las normas y parámetros planteados por la Organización Mundial de la Salud (OMS), la Organización Panamericana de la Salud (OPS) y el Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (CEPIS).

El desarrollo práctico y experimental de esta metodología tuvo una duración de aproximadamente tres meses y se contó con la colaboración del Ingeniero Civil Sergio

Humberto Lopera Proaños director del presente Trabajo Final, quien supervisó las visitas en campo como parte del desarrollo de la etapa de diagnóstico e identificación de parámetros de diseño. Además, se contó con el apoyo logístico de la tecnóloga Stephania Loiza en la realización de las pruebas de tratabilidad.

A continuación se integra la metodología CEPIS/OPS con el plan de trabajo realizado, lo que permite proponer un marco metodológico para la evaluación y el análisis, establecido en tres etapas, de la siguiente de manera:

- ❖ **Primera etapa.** Levantamiento de información: Diagnóstico e identificación de parámetros de diseño, operación y control. Incluye la revisión de antecedentes, medición de las unidades, cálculo de los parámetros de diseño de las unidades de mezcla rápida, floculación y sedimentación, comparación entre los valores de los parámetros evaluados con los valores recomendados en la literatura.
- ❖ **Segunda etapa.** Evaluación del funcionamiento: Caracterización de los procesos y métodos de análisis. Comprende el análisis de caudales y calidad del agua, eficiencia de sedimentación, análisis de la dosificación de sustancias químicas, comparación entre los resultados de las pruebas realizadas con los datos de dosificaciones en planta, y por último, identificación de prácticas operacionales y de las principales desviaciones que influyen en la incorrecta operación de la planta.
- ❖ **Tercera etapa.** Propuesta de mejoras y costos: Contiene la organización de la información obtenida de acuerdo a los resultados de la valoración; evaluando el problema detectado, las consecuencias de este, la mejora propuesta, el tiempo de ejecución de esta y su costo.

## 6.1 **Primera etapa:** Diagnóstico e identificación de parámetros de diseño, operación y control.

### 6.1.1 **Información preliminar**

Antes de realizar la evaluación fue necesario recopilar toda la información relacionada con la Planta de Tratamiento para potabilización de agua de Villasantana. Esta información comprende la revisión de antecedentes, los planos y memorias descriptivas y/o fichas técnicas de la planta (Anexo A), trabajos de grado realizados con anterioridad, registros de

cámara y comercio, convenios, contratos y datos históricos de las variables medidas en planta en cada una de las unidades. Fue necesario utilizar información del Sistema Único de Información de Servicios Públicos y de la alcaldía de Dosquebradas, así como de la Empresa *Aguas y Aguas de Pereira*, para completar los datos faltantes. A partir de esta información, se obtuvo la descripción detallada de cada unidad de tratamiento, así como los principios que sustentan su funcionamiento y operación, de acuerdo con las condiciones originales del diseño (*Hidrosan Ltda – Siete Ltda, 1997*) y sus modificaciones.

Otra parte de la información se obtuvo mediante la inspección preliminar, la cual incluyó una observación detallada de las instalaciones, la toma de las mediciones y la realización de los análisis correspondientes, además de la revisión de algunos registros que no se encontraban en medios magnéticos.

Se recopiló la información de turbiedad y color del agua cruda, sedimentada y tratada correspondientes al año 2014, se promediaron los valores por día y se graficaron para observar la remoción en cada etapa del proceso.

## **6.1 Descripción de la Planta de Tratamiento para potabilización de agua de Villasantana.**

A continuación se presentan las generalidades de la Planta de Tratamiento para potabilización de agua de Villasantana, su operación y mantenimiento se encuentra descrito en el manual de mantenimiento y operación de la Planta.

### **6.1.2 Captación**

El sistema de tratamiento Villasantana se abastece de la cueca del río Otún, desde este punto se realiza la captación en la bocatoma Nuevo Libaré [18]. Esta estructura tiene una capacidad de 8,7 m<sup>3</sup>/s. El agua es llevada a dos unidades de desarenación, eliminando así los residuos o partículas de gran tamaño que puedan obstruir las unidades de tratamiento. De allí el agua realiza un proceso de aducción, hasta las instalaciones ubicadas en la comuna Villasantana. El canal de aducción se utiliza para disminuir la energía cinética del agua entrante a la planta, con el fin de que llegue al proceso con un flujo de tipo laminar y evite la suspensión de partículas retenidas en el mismo [19].



Al llegar el agua a la planta se tiene una unidad que permite dividir el caudal para tres partes distintas; el primero es a través de un canal de rebose que conduce el agua hacia una hidroeléctrica, el segundo lleva el agua a la Planta de Tratamiento de la Empresa *Aguas y Aguas de Pereira S.A - E.S.P* y el tercero conduce el agua para realizar el tratamiento de potabilización de agua en la Planta de Villasantana [18], mediante una válvula de mariposa la cual inicialmente se operaba con un controlador electrónico u actuador que permitía variar el porcentaje de apertura. Actualmente se opera la válvula manualmente. [8].

En el Anexo A.3 se muestran los planos de esta estructura.

El nivel de agua requerido en el canal de conducción para derivar el gasto hacia los desarenadores de la Planta, podrá obtenerse de ser necesario, insertando listones a la entrada del tanque de carga, en las guías previstas para tal fin.

Una vez conseguido el nivel requerido en el canal, el caudal de derivación se obtendrá siempre operando la válvula de control, hasta que el caudal medido en la canaleta Parshall de ingreso a la planta de tratamiento corresponda con el caudal de tratamiento deseado.

El canal de conducción al desarenador tiene un ancho de 0.90 m, una altura total de 1.20 m, altura total de 1.20 m y una longitud de 16 m y velocidad de 0,74 m/s. Se encuentra conectado al tanque de carga principal por medio de una válvula mariposa de 42" la cual se gradúa su apertura para obtener el caudal deseado. [39].

La válvula de mariposa descarga inicialmente en una cámara de distribución a cada uno de los canales de conducción a los módulos de desarenación, provistos de sendas compuertas autocontenidas de 0,9 x 0,9 m de operación manual las cuales permitirán sacar de servicio cualquiera de los módulos de desarenación.

La cámara de distribución va provista además, de una compuerta lateral de 8" de diámetro (0,2 m) para descargue de la misma.

La Planta de Tratamiento para potabilización de agua de Villasantana realiza el pago del agua en bloque suministrada por la empresa Aguas y Aguas de Pereira propietarios de la bocatoma, el cual tiene una concesión sobre el río de 2.000 L.

### 6.1.3 Desarenación

El tanque desarenador de la Planta de Tratamiento para potabilización de agua de Villasantana está conformado por cuatro unidades de desarenación de 2.42 m de ancho, 22.95 m de largo y 4.50 m de profundidad total. El desarenador está constituido en cada unidad por una zona de placas planas de asbesto cemento de 2.40 x 1.20 m y 8 mm de espesor, inclinadas 45 grados y con espaciamientos libres de 5 cm en sentido normal a las placas. La zona de placas dispone además, de dos separadores de concreto de 0.15 m de espesor.

El canal de conducción a cada módulo descarga por el eje del módulo en un canal de distribución común a las cuatro unidades, de 0.5 m de ancho y profundidad útil variable entre 0.9 m en el centro y 0,4 m en los extremos.

El ingreso a cada unidad se hace a todo lo ancho de la misma mediante vertedero ahogado de 2.42 m de longitud.

Cada canaleta dispone de 96 vertederos en V a distancias de 0.22 m centro a centro. La altura total de vertederos es de 8 cm. Y el ancho de cada uno es de 16 cm. Quedando por tanto un espacio libre entre bordes de 0.06 m [39].

La salida está constituida por una tubería de 80 m de longitud y 48 pulgadas de diámetro, que conduce el agua hasta la cámara de aquietamiento y posteriormente a la canaleta Parshall.

Las actividades realizadas sobre las estructuras de desarenación son las rutinarias de mantenimiento periódico.

El mantenimiento consiste en el vaciado completo de la unidad mediante una válvula de desagüe de diámetro de 24 pulgadas y el lavado de la estructura. Estas actividades están a cargo del tecnólogo químico de turno [28].

### 6.1.4 Coagulación y mezcla rápida

La dosificación en la Planta de Tratamiento para potabilización de agua de Villasantana se realiza en la canaleta Parshall 3' de garganta, la cual descarga el agua libremente a una cámara de 4.87 m de ancho, 3.20 m de longitud y 3.25 m de profundidad. Al final se

encuentran dos vertederos de descarga libre de 1.00 m de longitud. Esta canaleta sirve como tanque de quietamiento, para que el agua que viene directamente de los desarenadores disminuya la velocidad a la entrada, volviendo el flujo laminar.

Después de los tubos de dosificación, el canal posee una caída (resalto hidráulico), que tiene la función de mezclar el coagulante con el agua, logrando así una buena solubilización de este con la matriz [8].

La Planta de Tratamiento para potabilización de agua de Villasantana utiliza Sulfato de Aluminio como coagulante, el cual tiene las características que se presentan en la Tabla 6-1 [18].

**Tabla 6-1:** Características de sulfato de aluminio. [18].

<b>Coagulante</b>	Sulfato de aluminio tipo B
<b>Composición química</b>	Granulado
<b>Alúmina soluble</b>	15.2% Min.
<b>Hierro soluble total</b>	2.0% Max.
<b>Material insoluble en agua</b>	8.0% Max.
<b>pH solución acuosa</b>	1.0%-3.45

La dosificación del coagulante se realiza cuando la turbiedad del agua está por encima de 5.0 NTU; normalmente se dosifica de 28 a 140 mg/L dependiendo de la variación de la turbiedad [28].

La dosificación de Sulfato de Aluminio durante los últimos años se muestra en la Tabla 6-2:

**Tabla 6-2:** Dosificación de Sulfato de Aluminio periodo 2011–2014

<b>Año</b>	<b>Promedio (ppm)</b>	<b>Máximo (ppm)</b>	<b>Mínimo (ppm)</b>
2011	28.0	49.8	8.0
2012	31.0	55.0	24.0
2013	33.0	99.0	25.0
2014	32.0	97.0	7.0

**Fuente:** Compilado Planta de Tratamiento Villasantana, periodo 2011 - 2014

Se utiliza Policloruro de Aluminio (PAC) como ayudante de coagulación en el proceso. El PAC usado en la planta está a una concentración del 10%. La dosificación se realiza cuando la turbiedad del agua este por encima de 5 NTU. Dependiendo de la variación presentada, se realiza la adecuada dosificación de acuerdo al caudal la cual se encuentra establecida en 8.0 mg/L.

Además de adicionarse estos productos químicos, se agrega cal en dos etapas diferentes del sistema. Existen dos tanques dosificadores de cal, un tanque de Pre-Cal, el cual se utiliza para que el agua cruda quede con un pH óptimo entre 8.0 y 9.0 unidades y se produzca la floculación; y un segundo tanque de Post-Cal que permite aumentar el pH del agua tratada.

Las operaciones de pre-cal y post-cal las realiza el operador cuando es necesario, según las condiciones del agua cruda y del agua tratada.

### 6.1.5 Floculación

En la Planta de Tratamiento para potabilización de agua de Villasantana, la floculación se realiza en dos módulos floculadores de flujo horizontal con cuatro (4) cámaras mecánicas y cuatro (4) hidráulicas, cuyas dimensiones son de 3.63 m ancho, 3.63 m de largo y 4.30 m de profundidad útil; para un funcionamiento en serie. Los módulos mecánicos son estructuras dotadas con paletas que al girar producen fenómenos de turbulencia en el agua. Los módulos hidráulicos por su parte, funcionan aprovechando ciertas propiedades del agua con la ayuda de resaltos y caídas dentro de su estructura.

El paso entre cámaras se hace a través de aberturas de 1.0 m x 1.0 m, alternadamente en la parte superior y en la inferior de las paredes entre cámaras, estableciéndose un flujo helicoidal de bajo gradiente de velocidad.

En las cámaras no mecanizadas, este gradiente podría modificarse variando la altura de los orificios de paso mediante compuertas de poliéster diseñadas para tal fin.

El periodo de retención en cada unidad para diferentes caudales es el siguiente (Tabla 6-3) [18]:

**Tabla 6-3** Tiempo de retención de floculador de acuerdo al caudal.

Caudal (L/s)	Tiempo (min)	RAS C.5.5.2
280	46	20 – 40 min
350	43	
600	25	

Las cuatro primeras cámaras que operan como un floculador mecánico, poseen un motor-reductor acoplado a su agitador, el motor es de 2 HP y la velocidad de agitación en cada

cámara es la siguiente para un caudal nominal de 300 L/s en cada unidad de floculación mecánica (Tabla 6-4) y para los floculadores hidráulicos (Tabla 6-5) [18]:

**Tabla 6-4** Gradiente en cada cámara de floculación mecánica [28]

Cámara	Velocidad (rpm)	Gradientes (s <sup>-1</sup> )	RAS C.5.5.2
1	4.5	52.04	15 -75 min
2	4.0	43.61	
3	3.0	28.32	
4	2.0	15.42	

En el Anexo A.4. Se muestran los planos de esta estructura.

**Tabla 6-5** Gradiente en cada cámara de floculación hidráulica según la altura del orificio. [39]

Altura del orificio libre (m)	Velocidad de paso entre cámaras (m/s)	Gradientes (s <sup>-1</sup> )
1,00	0,300	15,1
0,95	0,316	16,5
0,90	0,333	18,1
0,85	0,353	20,0
0,80	0,375	22,3
0,75	0,400	25,1
0,70	0,429	28,4
0,65	0,462	32,4
0,60	0,500	37,5
0,55	0,545	43,9
0,50	0,600	52,2
0,45	0,667	63,4

En la Planta de Tratamiento para potabilización de agua de Villasantana el lavado de las unidades de floculación normalmente se realiza una vez cada dos o tres meses para periodos de verano, realizando el lavado de una unidad a la vez. En época de invierno el lavado se hace con más frecuencia, preferiblemente una vez al mes realizándose en un día seco [28].

Los variadores de velocidad se operan a 45, 35, 25 y 15 Hz independientemente del caudal que ingresa a la Planta. Lo que equivale a gradientes de 52, 35, 21 y 10 s<sup>-1</sup> para un caudal de 600 L/s, en cada una de las cuatro cámaras de los floculadores mecánicos y los floculadores hidráulicos con una altura libre de 1.0 m los cuales no son modificados en ninguna de las 4 cámaras.

### 6.1.6 Sedimentación

El módulo de sedimentación de la Planta de Tratamiento para potabilización de agua de Villasantana está constituido por dos unidades de sedimentación acelerada o de “alta rata” conformada por placas planas de asbesto-cemento de 8 mm de espesor, 1.20 x 2.40 m de sección, inclinadas 60° con relación a la horizontal y separadas entre sí 4.0 cm en sentido normal a las placas, mediante separadores en listones de madera de 4.0 cm x 4.0 cm y 1.0 m de longitud.

La longitud útil de la zona de placas es de 11.3 m en dos sectores de 5.65 m cada uno, con lo cual se tiene un área de placas de 162,72 m<sup>2</sup> y una carga superficial equivalente del sedimentador convencional de 18,2 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>día cuando el sedimentador funcione con un recargo del 20% (360 L/s)

El tanque que alberga cada unidad de sedimentación tiene un ancho de 16,70 m, una longitud de 12.90 m y una profundidad total de 4.60 m.

El agua floculada sale de la cámara No 8 de cada unidad e ingresa a un compartimiento que comunica con el ducto de distribución de agua floculada, de 0.98 m de ancho y altura variable entre 1.65 m en el inicio y 0.70 m en el extremo, con el fin de mantener una velocidad más o menos constante que minimice la sedimentación de floc en el ducto. La distribución uniforme del caudal de agua floculada en el sedimentador se hace a través de 20 orificios de 0.25 m de diámetro (10”) a cada lado del ducto, con lo cual se obtiene, para el caudal nominal de tratamiento (300 L/s), una velocidad de paso de 0.153 m/s con un gradiente de velocidad de 14,1 s<sup>-1</sup>.

Con el fin de reducir la sedimentación del floc en la parte central del ducto, se proyectó la colocación, a modo de relleno, de elementos prefabricados de concreto de sección en triángulo equilátero de 0.46 m de lado y 0.40 m de altura.

En la tabla 6-6 se encuentra la distribución del agua que entra al sedimentador por el método de Hudson para un caudal de 600 L/s.

**Tabla 6-6** Distribución del sedimentador para 600 L/s por el método de Hudson

SECCION DEL PRINCIPAL			DESCRIPCIÓN	CANT	UNDS
Largo principal	11,1	m	Caudal Total	0,60	m <sup>3</sup> /s
Área Inicial	1,617	m <sup>2</sup>	Número de unidades	2	un

B	0,98	m	Caudal	0,30	m <sup>3</sup> /s
H	1,65	m	Velocidad Orificio asumida	0,18	m/s
Pendiente del techo	9%		Separación Orificios	0,555	m
Área Final	0,637	m <sup>2</sup>	# Orificios	40	un
H	0,65	m	Área total orificios	1,64	m <sup>2</sup>
B	0,98	m	Área por orificio	0,05	m <sup>2</sup>
Relación Áreas	1,5	Malo	Diámetro Orificios	0,25	m
Chequeo velocidades	28,93	Malo	Diámetro Orificios	9,93	Pulg

Lateral	Vel Lateral (m/s)	G (s-1)	Lateral	Vel Lateral (m/s)	G (s-1)
1	0,157	12,90	11	0,180	15,91
2	0,158	13,10	12	0,184	16,40
3	0,160	13,31	13	0,188	16,93
4	0,162	13,55	14	0,192	17,52
5	0,164	13,80	15	0,197	18,17
6	0,166	14,08	16	0,202	18,86
7	0,168	14,38	17	0,207	19,60
8	0,171	14,71	18	0,212	20,33
9	0,174	15,07	19	0,217	21,03
10	0,177	15,47	20	0,220	21,53

Se observa que la relación de las áreas del inicio y el final del canal presenta valores mayores a 1 y que la variación de las velocidades del último orificio con relación al primero presenta diferencias mayores al 5%.

EL sistema de recolección de agua sedimentada está constituido por un canal central de recolección situado sobre el ducto de distribución de agua floculada, el cual recibe la descarga de doce (12) canaletas longitudinales de 0.40 x 0.40 m de sección, localizadas transversalmente. La recolección uniforme del agua sedimentada se produce a través de vertederos triangulares en V de 90°, de descarga libre, dispuestos a lo largo de la canaleta con un caudal por vertedero de 0.69 L/s [39].

Para la purga de los lodos, cada unidad dispone de dos (2) canales trapezoidales, el fondo de cada canal está cubierta con losas prefabricadas con 12 orificios de diámetro de 2.0 pulgadas. El vaciado de los lodos se efectúa mediante las válvulas de mariposa de diámetro de 10 pulgadas localizadas al final de cada canal [18].

El tiempo de retención de los sedimentadores y su carga superficial para diferentes caudales se muestra en la Tabla 6-7 donde se observa que para 600 L/s no cumple el tiempo de retención.

**Tabla 6-7** Tiempo de detención y carga superficial del sedimentador de acuerdo al caudal [28].

<b>Caudal (L/s)</b>	<b>Tiempo (min)</b>	<b>Carga Superficial (m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>xd)</b>
280	20	83.25
350	16	104.0
600	9	178.4
<b>RAS C.6.5.1.3</b>	10 – 15	120 - 185

En la Tabla 6-8 se muestran los promedios anuales de las dos variables medidas diariamente en el sedimentador.

**Tabla 6-8** Promedios anuales de turbiedad y color para el periodo 2011–2014.

<b>PARAMETRO</b>	<b>AÑO</b>			
	<b>2011</b>	<b>2012</b>	<b>2013</b>	<b>2014</b>
Turbiedad (NTU)	2,70	2,70	2,48	1,41
Color (U Pt/Co)	25,26	26,76	24,51	21,63

**Fuente:** Compilado Planta de Tratamiento Villasantana, periodo 2011 - 2014

### 6.1.7 Filtración

La Planta de Tratamiento para potabilización de agua de Villasantana cuenta con una batería de filtros que consta de cinco (5) unidades, cada uno con dos compartimientos de 2.50 m de ancho, 8.40 m de longitud, divididos longitudinalmente por un canal central de lavado de 1.30 m de ancho. El área neta de filtración es de 43.68 m<sup>2</sup> por unidad y de 218.40 m<sup>2</sup> en toda la batería [18].

Los filtros son de lecho filtrante doble, de arena y antracita, el sistema de soporte del filtro está constituido por bloques prefabricados perforados, en los cuales se encuentran instalados cribas en mallas de acero inoxidable, estas contienen arena de tamiz No. 10. La capa del filtro está constituida por 10 cm de arena y 70 cm de antracita. Cada filtro dispone de un canal central de lavado de 0.9 m de ancho, por donde ingresa flujo ascensional de lavado con aire y agua provisto de una placa porosa de 3 cm de espesor para dispensar el uso de grava como lecho de sostén [8].



Se dispone de un soplador marca Kaeser, modelo FB440C de 40 HP de potencia, 3550 RPM, 60 Hz conectado a 230 V, con capacidad para suministrar 1400 pies<sup>3</sup>/min (39.64 m<sup>3</sup>/min) de aire a presión de 5" de columna de agua (1,90 m.c.a), con sus correspondientes válvulas de mariposa y de retención de Ø8" (200 mm) y su dispositivo de insonorización.

De la sala de sopladores parte la tubería de Ø8" (200 mm) la cual ingresará a la galería de conductos seca y se extenderá a lo largo de la misma, anexa a la pared externa del canal de distribución de agua sedimentada a filtros. En cada una de las unidades de filtración se tiene una derivación de Ø8" provista de válvula de mariposa del mismo diámetro, con operador manual la cual se bifurca en dos (2) ramales de Ø6" (150 mm) para ingresar a cada uno de los compartimentos del filtro por el extremo de los mismos.

Los filtros funcionan en la modalidad de tasa variable declinante de lavado mutuo o auto lavable

La tasa media de filtración de la batería para diferentes caudales se muestra en la Tabla 6-9

**Tabla 6-9** Tasa media de filtración [28].

Caudal (L/s)	Tasa de filtración (m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> .d)	RAS C.7.5.1.3
280	110.77	< 300
350	138.46	
600	237.40	

En la Planta de Tratamiento para potabilización de agua de Villasantana se realiza en promedio 50 lavados de filtros mensualmente. En la Tabla 6-10 se puede observar la frecuencia mensual en el periodo comprendido entre 2011 y 2014 lo que nos muestra que cada filtro se lava en promedio cada tres días equivalentes a 72 horas.

**Tabla 6-10** Lavado de filtros para el periodo 2011-2014

MES	LAVADO DE FILTROS			
	2011	2012	2013	2014
Enero	29	46	34	45
Febrero	35	39	49	40
Marzo	47	49	52	55
Abril	54	51	57	49
Mayo	55	45	60	59

Junio	41	51	52	43
Julio	34	61	47	45
Agosto	32	59	52	37
Septiembre	34	54	47	48
Octubre	53	62	52	60
Noviembre	54	57	55	56
Diciembre	52	51	45	54
<b>Promedio</b>	<b>43</b>	<b>52</b>	<b>50</b>	<b>49</b>

**Fuente:** Compilado Planta de Tratamiento Villasantana, periodo 2011 – 2014

Para el año 2014 se realizó el cálculo del costo anual por lavado de filtros correspondientes al año en mención, el cual se observa en la tabla 6-11.

**Tabla 6-11** Costo mensual del lavado de filtros año 2014.

MES	AÑO 2014			
	Lavados	m3	Costo/m3	Total
Enero	45	9.450	266,61	\$ 2.519.465
Febrero	40	8.400	266,61	\$ 2.239.524
Marzo	55	11.550	266,61	\$ 3.079.346
Abril	49	10.290	266,61	\$ 2.743.417
Mayo	59	12.390	266,61	\$ 3.303.298
Junio	43	9.030	266,61	\$ 2.407.488
Julio	45	9.450	266,61	\$ 2.519.465
Agosto	37	7.770	266,61	\$ 2.071.560
Septiembre	48	10.080	266,61	\$ 2.687.429
Octubre	60	12.600	266,61	\$ 3.359.286
Noviembre	56	11.760	266,61	\$ 3.135.334
Diciembre	54	11.340	266,61	\$ 3.023.357
<b>TOTAL</b>	<b>591</b>	<b>124.110</b>		<b>\$ 33.088.967</b>

El lavado de filtros se realiza por retrolavado con agua filtrada. Se lavan en promedio cada 45 a 60 horas, uno por turno y el agua del lavado desemboca en la quebrada el calvario. Los filtros poseen un sistema de soporte que se constituye de bloques prefabricados perforados, en los cuales se encuentran instaladas cribas de mallas de acero inoxidable, con arena N.º 10.

Antes de iniciar el lavado del filtro se reduce la dosificación de Cloro, debido a que el nivel del agua de salida de reduce considerablemente [28].

### 6.1.8 Desinfección

El proceso de desinfección se realiza a través de la dosificación de cloro gaseoso, el tanque de contacto de cloro tiene una longitud de 90 m, el ancho de la sección es de 1.90 y una altura de agua de 2.70 m; los tiempos de contacto se encuentran en la tabla 6-12 [18]. El agua producida es conducida a través de una tubería completamente sellada hasta ser descargada en el tanque de almacenamiento, recorriendo una distancia aproximada de 4 km, lo que aumenta el tiempo de contacto con el cloro antes de llegar al tanque.

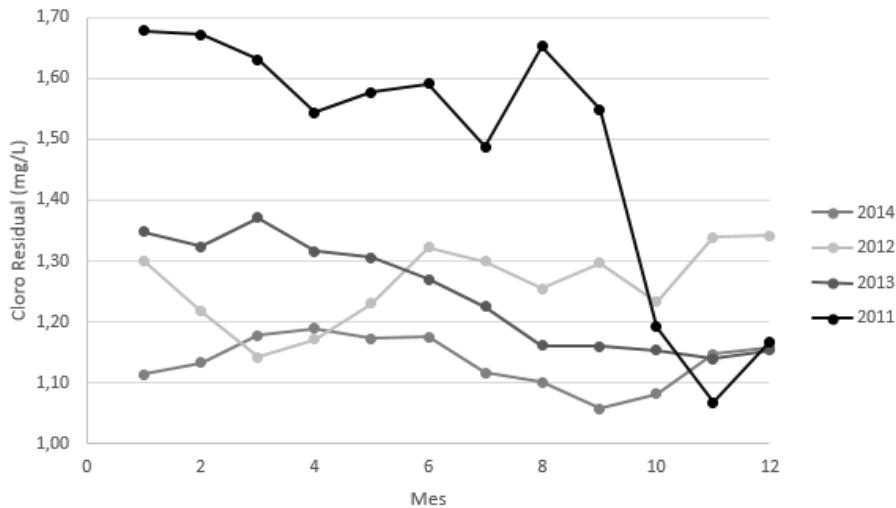
**Tabla 6-12** Tiempos de contacto de cloro para diferentes caudales.

<b>Caudal (L/s)</b>	<b>Tiempo de Contacto (min)</b>
280	27
350	22
600	13

En la planta se cuenta con un cuarto especial donde se mantienen los tambores de Cloro utilizados para la pre y post cloración, este cuarto está diseñado especialmente para cuando existan fugas del gas puedan ser contenidas en el mismo; posee un extractor que conduce el gas a un tanque que contiene Hidróxido de Sodio para neutralizar las fugas. [8].

La instalación del tambor de cloro se realiza de acuerdo a los procedimientos establecidos, verificándose que no haya fugas en sus conexiones.

Para el periodo comprendido entre 2011 y 2014 se tiene la cantidad de cloro residual obtenida mes a mes, mostrada en la Figura 6-1.

**Figura 6-1** Comportamiento del cloro residual para el periodo 2011-2014.

**Fuente:** Compilado Planta de Tratamiento Villasantana, periodo 2011-2014.

### 6.1.9 Almacenamiento y Distribución

El agua tratada en la Planta de Tratamiento para potabilización de agua de Villasantana es llevada por gravedad hasta el tanque de almacenamiento La Giralda a través de una tubería de 42 pulgadas. La capacidad instalada es de 7.600 m<sup>3</sup> y su capacidad útil de 6.000 m<sup>3</sup>. El tanque se encuentra ubicado entre los barrios Japón y Frailes del municipio de Dosquebradas, del cual se distribuye el agua para la población atendida.

### 6.1.10 Inspección preliminar

Mediante observación directa y la identificación de los recursos físicos y humanos con los que cuenta la planta y las características y dimensiones de la misma, se realizó el reconocimiento de las unidades y de las instalaciones hidráulicas que componen el sistema (Anexo B.1.)

Se completó la ficha de inspección establecida en la Evaluación Integral de Producción de la Agencia para la Protección Ambiental de los Estados Unidos (EPA), empleada en el manual de evaluación de la CEPIS/OPS, que incluye toda la información correspondiente de los datos recopilados en el sitio, los datos obtenidos en el recorrido de la planta y el levantamiento de información de las variables de producción, estableciéndose los caudales máximos, mínimos y promedios de operación para cada una de las unidades que

conforman el sistema (Anexo B.2.). Además, se determinó la capacidad potencial de la planta de acuerdo a la información procesada por medio de un diagrama de barras que establece los puntos máximos de operación de cada uno de los procesos.

### **6.1.11 Mediciones de las unidades de la Planta de Tratamiento**

De acuerdo a la guía CEPIS/OPS una buena floculación se obtiene en la medida en que el caudal en el sistema de tratamiento se mantenga constante [33]. Por ello, para determinar la eficiencia del proceso de floculación, se evaluaron las fluctuaciones de caudal de la Planta de Tratamiento para potabilización de agua de Villasantana, realizando las mediciones de este, cada media hora, diariamente, durante un mes, mediante la utilización de un medidor de caudal de canal abierto (marca NIVUS OCM FR) ubicado luego de la entrada del tanque de carga, que realiza su lectura a través de un sensor de altura y un medidor de velocidad ubicado en el fondo del canal.

Por otra parte, se realizó la medición de cada uno de los módulos de floculación y sedimentación por medio de un flexómetro (marca Stanley de 5 metros de longitud) y un decámetro (marca Stanley de 30 metros de longitud), respectivamente; examinando en detalle: las medidas de las paletas del floculador mecánico, las ranuras entre cámaras, el espaciamiento de las placas y la cantidad de vertederos en ambas unidades, con el fin de realizar la verificación de las dimensiones del diseño original.

Toda la información recopilada y procesada fue comparada con las recomendaciones de diseño de la Organización Panamericana de la Salud (OPS) y el Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (CEPIS), igualmente, con las proposiciones encontradas en el libro de Diseño de Plantas de Tratamiento de Aguas de la Asociación Americana de Obras Hidráulicas (AWWA – ASCE, por sus siglas en inglés) y las relaciones técnicas sugeridas por los ingenieros Jorge Arboleda Valencia y Jairo Romero [33, 22, 31, 35]. Así mismo, se evaluó el cumplimiento de las especificaciones de diseño determinadas por el Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico (RAS, 2000) [25].

### 6.1.12 Cálculo de los parámetros de diseño

Utilizando las dimensiones reales tomadas en campo y las ecuaciones típicas de diseño de las unidades que constituyen la Planta de Tratamiento Villasantana, se determinó: volumen de las unidades, tiempos de retención hidráulica, gradientes de velocidad, dosis óptimas, carga superficial, entre otras variables.

El cálculo de los parámetros de diseño consiste en determinar si las unidades fueron correctamente proyectadas [38].

- **Canaleta Parshall**

En la Figura 5-2 del Marco Teórico del presente documento, se presenta el esquema de la canaleta Parshall y la identificación de cada una de las medidas.

A fin de que el resalto hidráulico pueda utilizarse con el propósito de aforo, debe cumplir con los siguientes requisitos [22]:

1. No puede trabajar ahogado es decir, la relación  $h_b/h_a$  no puede exceder los valores presentados en la tabla 6-13.

**Tabla 6-13** Anchos de garganta Vs Sumergencia [22]

Ancho De La Garganta	Máxima Sumergencia $h_2/h_a$
7,5 (3'') a 22,9 (9'')	0.6
30,5 (1') a 244 (8')	0.7
305 (10') a 1525 (50')	0.8

2. La relación  $W/h_a$  debe estar entre 0.4 y 0.8.
3. El número de Froude debe estar comprendido entre los siguientes intervalos: 1.7 – 2.5 o 4.5 – 9.0. Deben evitarse números entre 2.5 a 4.5 ya que producen un resalto inestable.

Conforme a la Tabla B.1. para un caudal de diseño de 600 L/s se tendría un ancho de garganta ( $W$ ) igual a 91.5 cm que equivale a 36 pulgadas y un caudal mínimo de 17.27 L/s y un caudal máximo de 1427.2 L/s.

Con los los datos anteriores es posible verificarse la altura  $H_a$ .

Teniendo en cuenta los valores del exponente n y el coeficiente k que se presentan en la Tabla 6-14 a continuación:

**Tabla 6-14** Valor de las variables n y k en diseño de canaleta Parshall [22]

W (Pies)	n	k
3	1,566	2,182

Se calcula la altura del nivel del agua en el vertedero para un caudal de 600 L/s, con la Ecuación B.1.

$$Q = K * H_a^n \quad \text{Ecuación B.1.}$$

Despejando la altura en el vertedero, se tiene:

$$H_a = \left( \frac{Q}{2,182} \right)^{\frac{1}{1,566}} = \left( \frac{0,6 \text{ m}^3/\text{s}}{2,182} \right)^{0,638} = 0,438 \text{ m}$$

En la Tabla 6-15 se muestran los caudales equivalentes (L/s) para diferentes alturas (cm).

**Tabla 6-15** Valor de caudal para diferentes alturas en canaleta Parshall

H <sub>a</sub> (cm)	Q (L/s)	H <sub>a</sub> (cm)	Q (L/s)
20	238	30	449
21	257	32	497
23	296	34	546
24	316	40	704
25	337	42	760
25,5	348	45	847
27	381	47	906
28	403	50	999

Fuente: Elaboración propia.

Se calcula la variable W<sub>a</sub> para determinar la velocidad en la primera sección de la canaleta, mediante la Ecuación B.2.

$$W_a = \left( \frac{2}{3} \right) * (D - W) + W \quad \text{Ecuación B.2.}$$

$$W_a = \left(\frac{2}{3}\right) * (1,572m - 0,915m) + 0,915 m = 1,353m$$

La velocidad en esta primera sección, está dada por la Ecuación B.3.:

$$V_a = \left(\frac{Q}{H_a * W_a}\right) \quad \text{Ecuación B.3.}$$

$$V_a = \left(\frac{0,6 m^3/seg}{0,438m * 1,353m}\right) = 1,01m/s$$

Con los resultados anteriores, se halla la energía en la primera sección de la canaleta Parshall, utilizando la Ecuación B.4.:

$$E_1 = \frac{V_a^2}{2g} + H_a + N \quad \text{Ecuación B.4.}$$

$$E_1 = \frac{(1,01 m/seg)^2}{2 * 9,81 m/seg^2} + 0,438m + 0,229m = 0,72 m$$

Para determinar las condiciones en la garganta, se halla la velocidad del resalto haciendo uso de la Ecuación B.5.

$$V_1^3 = 2gV_1E_1 = \frac{2Qg}{W} \quad \text{Ecuación B.5.}$$

Iterando se encuentra que,

$$V_1^3 - 12,96V_1 = -12,86$$

$$V_1 = 2,93 m/s$$

Cumpliendo con la condición de que la velocidad mínima en la garganta debe ser mayor de 2 m/s.

Se calcula la mayor altura antes del resalto hidráulico con la Ecuación B.6.

$$h_1 = \frac{Q}{V_1 W} \quad \text{Ecuación B.6.}$$

$$h_1 = \frac{0,6 m^3/seg}{2,93 \frac{m}{s} * 0,915 m} = 0,22 m$$

Y se determina el número de Froude, mediante la Ecuación B.7:

$$N_f = \frac{V_1}{\sqrt{gh_1}} \quad \text{Ecuación B.7.}$$

$$N_f = \frac{2,93 m/s}{\sqrt{9,81 m/s^2 * 0,22 m}} = 1,97$$



Dado que este número no debe estar en el rango comprendido entre 2.5 y 4.5, se considera que el resalto no es adecuado para realizarse la dosificación de químicos necesarios en el proceso de coagulación, ya que no cumple con las especificaciones de mezcla requeridas al presentar modificaciones de localización cuando existen variaciones de caudal.

La altura después del resalto está dado por la Ecuación B.8.

$$h_2 = \frac{h_1}{2} \left( \sqrt{1 + 8N_f^2} - 1 \right) \quad \text{Ecuación B.8.}$$

$$h_2 = \frac{0,22 \text{ m}}{2} \left( \sqrt{1 + (8 * 1,99^2)} - 1 \right) = 0,52 \text{ m}$$

Por último, la sumergencia es calculada a partir de la Ecuación B.9.

$$S = \frac{h_2 - N}{H_a} \quad \text{Ecuación B.9.}$$

$$S = \frac{0,52 \text{ m} - 0,229}{0,438 \text{ m}} = 0,67 < 0,70$$

De acuerdo a este resultado, la canaleta opera con descarga libre y no supera el 70 %.

### • Floculadores

El módulo de floculación está constituido por (2) dos unidades cada una conformada por (8) ocho cámaras de sección cuadrada, de 3.63 de lado y 4.30 m de profundidad útil para funcionamiento en serie. Para mejorar el desempeño de las unidades se implementó un sistema de floculación mecánica de paletas de eje vertical en las (4) cuatro primeras cámaras de cada floculador.

Cada rotor está constituido por (2) dos pares de paletas de 0.15 m x 3.70 m con diámetro externo de 2.83 m y radios de giro de 1.34 m para las paletas exteriores y de 1.04 m para las paletas interiores. Una descripción más detallada de la unidad se presenta en el ítem 1.4.4. del Marco Referencial del presente documento.

Para el cálculo del volumen útil del floculador, se utiliza la Ecuación B.10.

*Volumen total = volumen de camara \* numero de camaras*

**Ecuación B.10.**

$$volumen\ total = 3,63 * 3,63 * 4,30 * 8 = 453\ m^3$$

El caudal de entrada está dado por el caudal de diseño (600 L/s) que debe dividirse en dos partes, ya que se presentan dos módulos de floculación (Ecuación B.11.):

$$Q = \frac{QMD}{2} = \frac{0,6}{2} = 0,3 \frac{m^3}{s} = 18 \frac{m^3}{minuto}$$

**Ecuación B.11.**

El tiempo de retención hidráulico está dado por la Ecuación B.12.:

$$TRH = \frac{Volumen\ total}{Q} = \frac{453,28}{18} = 25,18\ minutos$$

**Ecuación B.12.**

El tiempo de retención hidráulico es igual a 25,18 minutos. Según el RAS 2000 el TRH debe estar en un rango entre 20 y 40 minutos. Por lo tanto cumple con las especificaciones exigidas.

El agitador vertical del floculador mecánico se compone de un brazo con dos paletas, el cual tiene las siguientes dimensiones:

Diámetro del agitador = 2.83 m

Ancho de la cámara = 3.63 m

$$D/L = 2,83/3,63 = 0,78 \quad 0,77 < D/L < 0,95$$

$$L - D = 3,63 - 2,83 = 0,8/2 = 0,4$$

La distancia de los extremos de las paletas a los muros, al piso y a la superficie libre del agua debe estar entre 0.15 y 0.30 m

B = Largo del Agitador = 3.70m

L = Ancho del agitador = 0.15m

La velocidad tangencial máxima de la paleta exterior, se calcula asumiendo un valor de n igual a seis (6) rpm (revoluciones por minuto), utilizando la Ecuación B.13.:

$$Vp = \frac{2\pi r * n}{60} = \frac{2\pi * 1,34 * 6}{60} = \frac{0,84m}{s}$$

**Ecuación B.13.**

La velocidad de la paleta externa debe estar entre 0.3 y 0.75 m/s (para que no haya destrucción del floculo), por lo tanto para (6) seis rpm no cumple con las recomendaciones dadas.

Se deben trabajar las revoluciones de acuerdo a la Tabla 6-16.

**Tabla 6-16** Velocidad de las paletas del agitador del floculador mecánico de acuerdo a las revoluciones

RPM	Velocidad Paleta Exterior (m/s)	Velocidad Paleta Interior (m/s)
5,3	0,74	0,52
5	0,70	0,49
4,5	0,63	0,44
4	0,56	0,40
3,5	0,49	0,35
3	0,42	0,30
2,5	0,35	0,25

Por otra parte, la velocidad tangencial máxima de la paleta interior se calcula de acuerdo a la Ecuación B.14. y Ecuación B.15.:

Se encuentra localizada a 2/3 de D/2

$$R = \frac{2}{3}r = \frac{2}{3} * 1,34 = 0,94m \quad \text{Ecuación B.14.}$$

$$Vp = \frac{2\pi R * n}{60} = \frac{2\pi * 0,94 * 5}{60} = \frac{0,49m}{s} \quad \text{Ecuación B.15.}$$

La velocidad de la paleta interna debe estar entre 0.2 y 0.6 m/s por lo tanto cumple las recomendaciones de diseño.

La potencia requerida del motor se calcula de la siguiente manera, con la Ecuación B.16 y Ecuación B.17.:

El valor  $C_d$  se puede encontrar en la Tabla 11 de la referencia (Pérez, 1981)

$$\frac{b}{l} = \frac{3,70}{0,15} = 24,67 ; Cd = 2,01 \quad \text{Ecuación B.16.}$$

$$P = 1,46 * 10^{-5} * C_d * \gamma * n^3 * b \sum_{i=1}^j (1 - K_i)^3 (r_{li}^4 - r_{oi}^4) \text{ kgf} \cdot \frac{m}{s} \quad \text{Ecuación B.17.}$$

Paleta más alejada del eje:

$$R_{li} = 1,34 \text{ m} \quad R_{oi} = 1,19 \text{ m}$$

Paleta más cercana al eje:

$$R_{li} = 1,04 \text{ m} \quad R_{oi} = 0,89 \text{ m}$$

$K = 0.2$  para la paleta más alejada al eje y  $K = 0.15$  para la más cercana.

Calculando, con la Ecuación B.18.:

$$\sum_{i=1}^j (1 - K_i)^3 (r_{li}^4 - r_{oi}^4) = ((1 - 0,2)^3 * ((1,34\text{m})^4 - (1,19\text{m})^4)) + ((1 - 0,15)^3 * ((1,04\text{m})^4 - (0,89\text{m})^4))$$

$$\sum_{i=1}^j (1 - K_i)^3 (r_{li}^4 - r_{oi}^4) = 0,957 \quad \text{Ecuación B.18.}$$

Por lo tanto, se calcula la potencia requerida con la Ecuación B.17.

$$P = 1,46 * 10^{-5} * 2,01 * 998,97 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 5^3 * 3,70 * 0,957 = 12,98 \frac{\text{kgf} * \text{m}}{\text{s}}$$

Teniendo en cuenta que la configuración del agitador corresponde a dos brazos y dos paletas. La relación de potencia sería  $(1.8 \pm 0.18)$ . Se calcula la potencia máxima de acuerdo a la Ecuación B.19., la potencia mínima con la Ecuación B.20. y la potencia media a partir de la Ecuación B.21.

$$Pot_{max} = 12,98 \text{ kgf} * \text{m/s} * (1.8 + 0.18) = 25,70 \text{ kgf} * \text{m/s} \quad \text{Ecuación B.19.}$$

$$Pot_{min} = 12,98 \text{ kgf} * \text{m/s} * (1.8 - 0.18) = 21,02 \text{ kgf} * \text{m/s} \quad \text{Ecuación B.20.}$$

$$Pot_{Media} = \frac{P_{max} + P_{min}}{2} = \frac{25,70 + 21,02}{2} = 23,36 \frac{\text{kgf} * \text{m}}{\text{s}} \quad \text{Ecuación B.21.}$$

Tomando un factor de seguridad de 2.5, se obtiene la potencia del motor con la Ecuación B.22.

$$Potencia \text{ del motor} = Potencia \text{ disipada} * Fs \quad \text{Ecuación B.22.}$$

$$Potencia \text{ del motor} = 23,36 * 2,5 = 58,4/76 = 0,768 \text{ Hp}$$

Los resultados de los cálculos de diseño muestran que el floculador debe estar equipado con un motor de interperie de 1.0 Hp y variador de velocidad en rango continuo hasta 5 rpm. En la actualidad se realizó la instalación de motores de 2.0 Hp, lo que indica que se trabaja con una potencia mayor a la requerida.

Para el gradiente medio de velocidad, se tiene la Ecuación B.23.:

$$G = \sqrt{\frac{\text{Pot media}}{\mu * \text{Volumen camara}}} \quad \text{Ecuación B.23.}$$

$$G = \sqrt{\frac{23,36 \frac{\text{kgf} * \text{m}}{\text{s}}}{1,11 * 10^{-4} \text{ Kg/m} * \text{s} * (3,63 * 3,63 * 4,3) \text{ m}^3}} = 60,94 \text{ S}^{-1}$$

El gradiente de velocidad se debe encontrar entre  $15 \text{ s}^{-1}$  y  $75 \text{ s}^{-1}$  por lo tanto, cumple con las especificaciones establecidas en el RAS 2000 [25].

Para diferentes tipos de gradientes se tiene la Tabla 6-17.

**Tabla 6-17** Relación de potencia y gradiente para diferentes revoluciones del agitador

N (rpm)	Potencia Max (Kgf.m/s)	Potencia Min (Kgf.m/s)	Potencia Media (Kgf.m/s)	Potencia (HP)	Gradiente (s <sup>-1</sup> )
2,5	3,21	2,63	2,92	0,096	21,55
3	5,55	4,54	5,05	0,166	28,32
3,5	8,81	7,21	8,01	0,26	35,69
4	13,16	10,76	11,96	0,39	43,61
4,5	18,73	15,33	17,03	0,56	52,04
5	25,70	21,02	23,36	0,77	60,94

Según la Tabla 6-18 es conveniente trabajar entre 2.5 y 5.0 rpm para mantener el gradiente entre  $15 \text{ s}^{-1}$  y  $75 \text{ s}^{-1}$ , como se recomienda en la literatura [22].

El gradiente y la pérdida de carga dentro de las cámaras se calculan siguiendo el procedimiento a continuación.

El paso entre cámaras se hace a través de aberturas de 1.0 x 1.0 m, alternadamente en la parte superior y en la inferior de las paredes entre cámaras, estableciéndose un flujo helicoidal de bajo gradiente de velocidad.

En las cámaras no mecanizadas este gradiente podría modificarse variando la altura de los orificios de paso mediante las compuertas de poliéster diseñadas para tal fin.

En la Tabla 6-18 se muestra como se realiza el paso de flujo entre las diferentes cámaras del floculador.

**Tabla 6-18** Paso de flujo entre cámaras del floculador

PASO ENTRE CAMARAS	UBICACIÓN
1 – 2	ABAJO
2 – 3	ARRIBA
3 – 4	ABAJO
4 – 5	ARRIBA
5 – 6	ABAJO
6 – 7	ARRIBA
7 – 8	ABAJO

$$G = n \sqrt{\frac{\gamma}{\mu}} R^{-0.67} * V^{1.5}$$

**Ecuación B.24.**

El cálculo del área del orificio, está dado por:

$$\text{Área} = 1 \text{ m} \times 0,97 \text{ m} = 0,97 \text{ m}^2$$

Y la velocidad, de acuerdo a la ecuación de continuidad, es:  $V = \frac{Q}{A} = \frac{0,3 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{0,97 \text{ m}^2} = 0,31 \text{ m/s}$

Ahora, se puede calcular el gradiente con la Ecuación B.24.

$$G = 0,013 \sqrt{\frac{998,97 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}}{1,11 * 10^{-4} \frac{\text{Kg}}{\text{m} * \text{s}}}} \left( \frac{1 \text{ m} * 0,97 \text{ m}}{(1 * 1) + (1 * 0,97)} \right)^{-0.67} * (0,30 \text{ m/s})^{1.5} = 10,78 \text{ S}^{-1}$$

Se puede observar que se obtiene un valor menor a 20 s<sup>-1</sup> tal como se indica en el RAS, 2000 [25].

En la Tabla 6-19 se muestra la variación del gradiente de velocidad de acuerdo a la velocidad de paso entre cámaras que está directamente relacionada con la altura libre del orificio.

**Tabla 6-19** Gradiente de velocidad de acuerdo la velocidad de paso entre cámaras del floculador

Altura libre del orificio (m)	Velocidad de paso entre cámaras	Gradiente de Velocidad (s <sup>-1</sup> )
1,00	0,30	10,2
0,95	0,32	11,2
0,90	0,33	12,4
0,85	0,35	13,8
0,80	0,38	15,4
0,75	0,40	17,4
0,70	0,43	19,8
0,65	0,46	22,8
0,60	0,50	26,6
0,55	0,55	31,5
0,50	0,60	37,8
0,45	0,67	46,5

Para un caudal de 300 L/s, equivalente a 150 L/s por cada unidad, tendríamos los gradientes presentados en la tabla 6-20.

**Tabla 6-20** Gradiente de velocidad para 300 L/s

Altura libre del orificio (m)	Velocidad de paso entre cámaras	Gradiente de velocidad (s <sup>-1</sup> )
0,55	0,33	22,9
0,60	0,38	28,5
0,65	0,43	36,5
0,70	0,50	48,7
0,75	0,60	68,8

Por último, la pérdida en los pasos inferiores se calcula de acuerdo a la Ecuación B.25.

$$H_f = \frac{Q^2}{C_d^2 * A^2 * 2g}$$

**Ecuación B.25.**

$$H_f = \frac{(0,3 \frac{m^3}{s})^2}{0,74^2 * (0,97m^2)^2 * 2 * 9.81 \frac{m}{s^2}} = 0,0089m$$

La pérdida total será entonces la expresada en la Ecuación B.26.

$$H_{total} = \Sigma \text{pasos inferiores}$$

**Ecuación B.26.**

$$H_{total} = 4 * 0,0089m = 0,036m$$

En cuanto a la distribución del agua floculada, esta se realiza a través de cámara N<sub>o</sub> 8 de cada unidad e ingresa a un compartimiento que comunica con el ducto de distribución de agua floculada de 0.98 m de ancho y altura variable entre 1.65 m en el inicio y 0.70 m en el extremo, con el fin de mantener una velocidad más o menos constante que minimice la sedimentación del floc en el ducto. La distribución uniforme del caudal de agua floculada en el sedimentador se hace a través de 40 orificios de 0.25 m ( $\Phi = 10''$ ) 20 a cada lado del ducto, con lo cual se obtiene, para el caudal nominal de tratamiento 300 L/s, una velocidad de paso de 0.153 m/s, con un gradiente de velocidad de  $14.1 \text{ s}^{-1}$ . Para el caudal de 360 L/s (recargo del 20%), el sistema funcionará con una velocidad de 0.183 m/s y gradiente de velocidad de  $18.4 \text{ s}^{-1}$ .

Se calcula el caudal por los distribuidores con las Ecuación B.27., el área con la Ecuación B.28. y por último, la velocidad con la ecuación de continuidad expresada en la Ecuación B.29.

Cada unidad dos distribuidores:

$$Q \text{ por distribuidores} = \frac{Q}{2} = \frac{0,3m^3/s}{2} = 0,15 m^3/s$$

**Ecuación B.27.**

$$A_{10''} = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi 0,25^2}{4} = 0,049 m^2$$

**Ecuación B.28.**

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0,15 m^3/s}{0,049 m^2 * 20} = 0,153 m/s$$

**Ecuación B.29.**

El gradiente instantáneo está determinado por la Ecuación B.30.

$$G = n \sqrt{\frac{\gamma}{\mu}} R^{-0.67} * V^{1.5}$$

**Ecuación B.30.**



$$G = 0,013 \sqrt{\frac{998,97 \frac{Kg}{m^3}}{1.11 * 10^{-4} \frac{Kg}{m * s}} \left(\frac{0,25 m}{4}\right)^{-0.67} * (0,153 m/s)^{1.5}} = 14,92 S^{-1}$$

Por el método de Hudson para un caudal de trabajo de 300 L/s se encuentra que la variación de velocidades sigue presentando un valor superior al 5% y gradientes de velocidad muy bajos.

**Tabla 6-21** Distribución de agua al sedimentador por el método de Hudson para 300 L/s

SECCION DEL PRINCIPAL			DESCRIPCIÓN	CANT	UNDS
Largo principal	11,1	m	Caudal Total	0,30	m <sup>3</sup> /s
Área Inicial	1,617	m <sup>2</sup>	Número de unidades	2	un
B	0,98	m	Caudal	0,15	m <sup>3</sup> /s
H	1,65	m	Velocidad Orificio asumida	0,09	m/s
Pendiente del techo	9%		Supone separación orificios	0,555	m
Área Final	0,637	m <sup>2</sup>	# Orificios	40	un
H	0,65	m	Área total orificios	1,64	m <sup>2</sup>
B	0,98	m	Área por orificio	0,05	m <sup>2</sup>
Relación Áreas	1,5	Malo	Diámetro Orificios	0,25	m
Chequeo velocidades	28,93	Malo	Diámetro Orificios	9,93	Pulg

Lateral	Vel Lateral (m/s)	G (s <sup>-1</sup> )	Lateral	Vel Lateral (m/s)	G (s <sup>-1</sup> )
1	0,078	4,56	11	0,090	5,63
2	0,079	4,63	12	0,092	5,80
3	0,080	4,71	13	0,094	5,99
4	0,081	4,79	14	0,096	6,20
5	0,082	4,88	15	0,098	6,42
6	0,083	4,98	16	0,101	6,67
7	0,084	5,08	17	0,103	6,93
8	0,085	5,20	18	0,106	7,19
9	0,087	5,33	19	0,108	7,44
10	0,088	5,47	20	0,110	7,61

Se propone cambiar la distribución hacia los sedimentadores (Tabla 6-22), ya que el modelo existente no cumple y hace que se rompa el floc en los sedimentadores para caudales de 300 y 600 L/s, colmatando los filtros por la presencia de microfloc.

**Tabla 6-22** Distribución de agua al sedimentador propuesta.

DATOS DEL MÚLTIPLE			DATOS SALIDAS LATERALES		
Caudal Total	600	L/s	Número de salidas laterales	35	un
Número de unidades	2	un	Diámetro salida lateral	6	Pulg
Caudal	300	L/s	Diámetro salida lateral	0,152	m
Distribuidores por unidad	4	un	Área salida lateral	0,018	m <sup>2</sup>
Caudal a distribuir	75	L/s	Caudal salida lateral	2,14	L/s
Diámetro múltiple	62	Pulg	Velocidad salida lateral	0,12	m/s
Diámetro múltiple	1,5748	m	Coeficiente perdida por entrada	0,7	
Área múltiple	1,948	m <sup>2</sup>	Coeficiente perdida por dirección	1,67	
Velocidad inicial múltiple	0,04	m/s			
Caudal en flujo laminar menor que	2,89	L/s			
Miller	0,3278	ok			

Salida	q Lateral (L/s)	Gradiente (S <sup>-1</sup> )	Salida	q Lateral (L/s)	Gradiente (S <sup>-1</sup> )
1	2,07	9,32	19	2,15	9,86
2	2,08	9,35	20	2,16	9,88
3	2,09	9,39	21	2,16	9,90
4	2,09	9,43	22	2,16	9,92
5	2,10	9,46	23	2,17	9,94
6	2,10	9,50	24	2,17	9,95
7	2,11	9,53	25	2,17	9,97
8	2,11	9,56	26	2,17	9,98
9	2,12	9,60	27	2,17	9,99
10	2,12	9,63	28	2,18	10,00
11	2,12	9,66	29	2,18	10,01
12	2,13	9,69	30	2,18	10,02
13	2,13	9,71	31	2,18	10,03
14	2,14	9,74	32	2,18	10,03
15	2,14	9,77	33	2,18	10,04
16	2,14	9,79	34	2,18	10,04
17	2,15	9,82	35	2,18	10,04
18	2,15	9,84			

La relación entre el caudal en el primer orificio y el último debe ser mayor al 95%.  
 Obteniendo un resultado de 95,1%

La propuesta es cerrar el canal por donde se distribuye actualmente, cerrar el acceso actual a los sedimentadores para ubicar allí 4 tuberías en cada módulo de sedimentación de 62 pulgadas de diámetro con 35 orificios de 6 pulgadas en cada uno de ellos.

Se desmontaría una parte de las placas para permitir el nuevo acceso al sedimentador para su respectivo mantenimiento.

Ubicar actuadores eléctricos para permitir la remoción de los lodos y si es del caso, ubicar un barrelos en el fondo del tanque que permita evacuarlos a lo largo del sedimentador.

### • Sedimentadores

El módulo de procesos dispone de (2) dos unidades de sedimentación acelerada de alta tasa, constituidos por placas planas de asbesto - cemento de 8.0 mm de espesor, 1.2 m de ancho y 2.4 de longitud, inclinadas a 60 grados con relación a la horizontal y con espaciamientos libre de 4.0 cm en sentido normal de las placas, mediante separadores del mismo material, o en listones de madera de 4.0 x 4.0 cm y 1.0 m de longitud.

La longitud útil de la zona de placas es de 11.3 m en dos sectores de 5.65 m cada uno, con lo cual se tiene un área de placas de 162.72 m<sup>2</sup> y una carga superficial equivalente del sedimentador convencional de 18.2 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>d cuando el sedimentador funciona con un recargo del 20% (360 L/s).

El tanque que alberga cada unidad de sedimentación tiene un ancho de 16.70 m, una longitud de 12.9 m y una profundidad total de 4.60 m y está compuesto por los siguientes elementos:

- a. Una estructura central a lo largo del tanque de 1.58 m de ancho que alberga las siguientes partes:
  - ✓ Canal general de desagües de las unidades de proceso, en la parte interior.
  - ✓ Ducto de distribución de agua floculada, en la parte intermedia.
  - ✓ Canal de recolección de agua sedimentada, en la parte superior.
- b. Dos compartimientos de 7.56 m de ancho, cada uno con 3 hileras de placas.
- c. Zona de acceso.

$$\text{Á} = 11,3 \text{ m} \times 7,6 \text{ m} \times 2 = 171,76 \text{ m}^2$$

Profundidad total: 4.60 m.

$S_c = 1$  por ser placas planas

El área de la placa, está dado por la Ecuación B.31.:

$$A_p = \frac{n * e * l}{\text{sen}\theta} \quad \text{Ecuación B.31.}$$

$$A_p = \frac{1.224 * 0,008 * 1,2}{\text{sen}60} = 13,56 \text{ m}^2$$

Y el área útil:

$$A = 171,76 \text{ m}^2 - 13,56 \text{ m}^2 = 155,20 \text{ m}^2$$

Por último, la carga superficial del sedimentador se calcula con la Ecuación B.32.:

$$C_s = \frac{Q}{A} = \frac{\frac{300 \text{ L} * 86,4 \text{ s}}{\text{día}}}{149,15 \text{ m}^2} = 167,01 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \text{ día}} \quad \text{Ecuación B.32.}$$

Esta, cumple con las especificaciones técnicas del RAS, ya que es menor de  $180 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{d}$ .

La velocidad esta expresada por la Ecuación B.32.

$$V_o = \frac{Q}{A * \text{sen}60} = \frac{167,01 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \text{ día}}}{\text{sen}60} = 192,84 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \text{ día}} = 0,0022 \text{ m/s} \quad \text{Ecuación B.33.}$$

Y la velocidad critica de sedimentación por la Ecuación B.34.

$$V_{sc} = \frac{S_c * V_o}{\text{sen}\theta + L_c \text{Cos}\theta} \quad \text{Ecuación B.34.}$$

Con la Ecuación B.35. se calcula la longitud critica, de la siguiente manera:

$$L_c = L - L' \quad \text{Ecuación B.35.}$$

$$L = \frac{l}{d} = \frac{1,20}{0,04} = 30$$

$$L = 0,013 Re \quad \text{Ecuación B.36.}$$

El número de Reynolds está dado por la Ecuación B.37.

$$Re = \frac{V_o * d}{\nu} = \frac{0,0023 \frac{\text{m}}{\text{s}} * 0,04 \text{ m}}{1,01 * 10^{-6} \frac{\text{m}^2}{\text{s}}} = 0,837 \quad \text{Ecuación B.37.}$$

Aplicando la Ecuación B.36. se tiene:

$$L' = 0,013 * 0,837 = 0,0109$$

Y reemplazando en la Ecuación B.35.

$$Lc = 30 - 0,0109 = 29,99$$

Por último, aplicando la Ecuación B.34. se obtiene la velocidad crítica de sedimentación.

$$V_{sc} = \frac{1 * 192,84 \frac{m^3}{m^2 dia}}{\text{sen}(60) + 29,99 * \text{cos}(60)} = 12,15 \text{ m/día}$$

$$Td = \frac{l}{V_o} = \frac{1440 \text{ min}}{\text{dia}} * \left( \frac{1.2 \text{ m}}{192,84 \frac{m}{\text{dia}}} \right) = 8.96 \text{ min (10 - 15 min) No cumple}$$

## 6.2 Segunda etapa. Caracterización de los procesos y métodos de análisis.

### 6.2.1 Análisis de caudales y calidad del agua

Se procesó la información existente en la Planta de Tratamiento para potabilización de agua de Villasantana de los últimos cuatro años, que comprendía los valores de caudal y de los parámetros fisicoquímicos medidos en planta del agua cruda, sedimentada y tratada. Se realizaron gráficos para su interpretación e histogramas de frecuencia para caudales de operación.

Los datos de calidad del agua cruda, tratada y en algunos casos de la sedimentada se procesaron en gráficos, lo cual permitió establecer tendencias, así como verificar su condición de potabilidad, en el caso del agua tratada.

Con esta finalidad, se compararon los promedios anuales de los últimos cuatro años de los parámetros de calidad de agua potable con la legislación ambiental vigente aplicable. De igual manera, se realizaron gráficos de cotizaciones con todos los datos de los siguientes parámetros: turbiedad, color, pH, alcalinidad, cloruros, cloro residual y Aluminio, para el periodo 2011 – 2014, realizando la respectiva comparación con los límites permisibles de ley, acorde con la información suministrada en la Tabla 1.18.

La eficiencia del proceso de sedimentación se evaluó con los datos de turbiedad de acuerdo a la clasificación de eficiencia comparativa descrita en la metodología de

evaluación de CEPIS/OPS [33]. Para ello, se agruparon los datos de turbiedad de agua sedimentada en rangos predeterminados y se calculó su frecuencia de presentación anual, con la cual se graficó la curva de frecuencia acumulativa y se comparó con la Tabla 6-23.

**Tabla 6-23** Clasificación de la eficiencia comparativa en función del agua sedimentada [33]

<b>Eficiencia</b>	<b>Turbiedad del agua sedimentada (NTU)</b>
Excelente	<5
Muy buena	5 – 10
Buena	10 - 15
Regular	>15

### 6.2.2 Análisis de dosificación de sustancias químicas

Se procesó la información existente de dosificación de sustancias químicas en gráficos de tendencia con todos los datos obtenidos en el periodo 2011 – 2014; se realizaron ensayos de tratabilidad mediante prueba de jarras adaptadas a las condiciones típicas de la planta; es decir, ajustando las velocidades de agitación para reproducir los gradientes de velocidad reales de la planta y determinar las dosis óptimas del coagulante utilizado. Para ello se utilizó el equipo de prueba de jarras existente en la Planta de Tratamiento Villasantana (Maquilab-electronics de 4 puestos con velocidad de agitación regulable), con recipientes de sección cuadrada de 2 litros, utilizando solo la mitad de su capacidad para optimizar la muestra tomada.

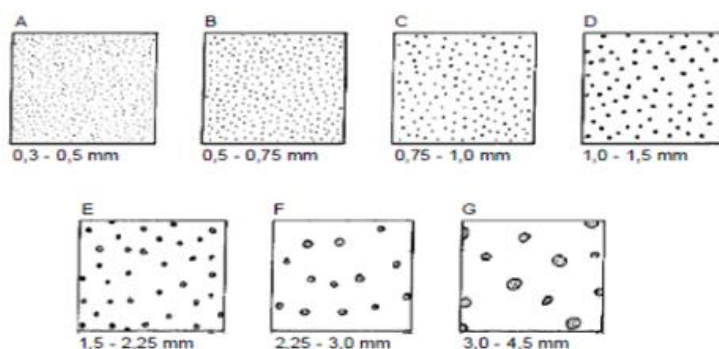
A partir de la información resultante de la evaluación de los parámetros de operación en las unidades de mezcla rápida y mezcla lenta, para el caudal de operación, realizadas en la primera etapa, se determinaron los gradientes de velocidad y tiempos de retención, con el fin de reproducirlos análogamente en la prueba de jarras, mediante el ajuste de la velocidad angular (rpm) del agitador del equipo de jarras.

A continuación se describe el procedimiento llevado a cabo en la realización de los ensayos para determinar la dosis óptima, el tiempo total de floculación y los gradientes de velocidad en cada cámara de floculación:

- 1) Se especificó para cada vaso la dosis de coagulante que se le agrega.

- 2) Se llenaron los vasos de precipitado con la muestra de agua cruda hasta la mitad de su capacidad y se pusieron a funcionar los agitadores a su máxima velocidad.
- 3) Se inyectaron las dosis de coagulante, teniendo cuidado que la solución penetrará profundamente, para lo cual se realizó cerca de las paletas del agitador. El tiempo del proceso fue menor a cinco (5) segundos.
- 4) Se disminuyó la velocidad de acuerdo a la velocidad angular (rpm) que se requería para realizar la mezcla lenta de acuerdo a las variables reales de la planta, por un tiempo igual a 20 minutos. Se observó la aparición, crecimiento y desaparición del floculo. Estas observaciones se registraron y reportaron de acuerdo al índice de floculación de Willcomb para la descripción de los flóculos producidos (Tabla 6-24), se determinó el tiempo inicial de formación floc y con el comparador de la Asociación de Investigación del Agua (WRA, por sus siglas en inglés) se estimó el tamaño del flóculo producido en la coagulación, de acuerdo a la Figura 6-2.
- 5) Se suspendió la agitación, se extrajeron las paletas con cuidado y se dejó sedimentar por un tiempo igual a 20 minutos.
- 6) Se tomaron muestras para realizar la caracterización del agua después del proceso de coagulación-floculación.

**Figura 6-2** Comparador de tamaño de floc de la Asociación de Investigación del Agua (WRA) [33]



**Tabla 6-24** Clasificación índice de floculación de Willcomb [33]

Número del índice	Descripción
0	Floculo coloidal. Ningún signo de aglutinación.
2	Visible. Floculo muy pequeño, casi imperceptible para un observador no entrenado.

4	Disperso. Floculo bien formado pero no uniformemente distribuido (sedimenta muy lentamente o no sedimenta).
6	Claro. Floculo de tamaño relativamente grande pero que precipita con lentitud.
8	Bueno. Floculo que se deposita fácil pero no completamente.
10	Excelente. Floculo que se deposita totalmente, dejando el agua cristalina.

La dosis óptima se estableció a partir del grafico Dosis Vs. Turbiedad Final, realizado con los resultados del ensayo de jarras.

Para determinar los parámetros óptimos de la floculación se llevó a cabo el ensayo de jarras a distintos gradientes (entre 25 y 60 s<sup>-1</sup>) y para cada uno de ellos se varió el tiempo de floculación (entre 10 y 40 min) agregando a cada uno de los vasos de precipitado la dosis óptima de coagulante encontrada. Luego se dejó sedimentar durante un tiempo de 20 minutos y se determinaron la turbiedad y el color residual.

Se graficaron la turbiedad remanente ( $Tf/Ti * 100$ ) contra el período de floculación (t) para cada valor de gradiente. El tiempo total de floculación encontrado es aquel que permitió obtener los menores valores de turbiedad remanente en cada uno de los gradientes.

Las técnicas empleadas en los análisis de los parámetros fisicoquímicos en esta prueba, se realizaron conforme a lo establecido en los Métodos Normalizados para el Análisis de Aguas Potables y Residuales (Standard Methods, APHA – AWWA – WPCF) [36] como se muestra en la Tabla 6-25.

**Tabla 6-25** Métodos de análisis de parámetros fisicoquímicos [36]

PARAMETRO	UNIDADES	METODO	TECNICA
pH	Unidades de pH	S.M. 4500 H <sup>+</sup>	Electrometría
Turbiedad	NTU	S.M. 2130 B	Nefelométrico
Color	U Pt/Co	S.M. 2120 C	Fotométrico



### **6.2.3 Comparación entre los parámetros de operación determinados con dosis aplicadas en planta**

Se realizaron gráficos e histogramas de frecuencia para los parámetros de calidad (turbiedad, color y pH), en la mayoría de los casos, con datos históricos de al menos cuatro años, que permitieron visibilizar el comportamiento que se presenta en la Planta.

Así mismo, se determinaron las relaciones entre los parámetros de turbiedad y color, pH y turbiedad y, pH y color, graficando los datos de las parejas de parámetros antes mencionados en gráficos de tendencia.

### **6.2.4 Identificación de prácticas operacionales**

Se realizó la identificación mediante observación directa de las actividades rutinarias de operación, orientadas con las Buenas Prácticas Operacionales. Esta observación se realizó con una inspección inicial, efectuando un recorrido por la Planta de Tratamiento Villasantana, examinando con especial atención las labores de operación del personal a cargo en las actividades de dosificación de sustancias químicas y operación de las demás unidades de tratamiento. Durante este recorrido, se preguntó a los operadores acerca de cualquier factor que pudiese estar limitando la producción.

Se observaron las rutinas de operación y cómo y cuándo realizaban las actividades de limpieza y mantenimiento de cada una de las unidades. Asimismo, se verificó si los operadores realizaban los análisis en el tiempo requerido y se evaluó la capacidad de respuesta en los momentos en que se presentó alguna eventualidad. Para ello fue necesaria la presencia frecuente en las instalaciones de la planta.

Conjuntamente, se realizó la identificación de las principales desviaciones que inciden en una correcta operación de la planta, con respecto a lo recomendado en la literatura, bajo el marco de las Buenas Prácticas Operacionales. Esto, con el fin de presentar los resultados del análisis, utilizando cuadros que señalan para cada unidad, la práctica operacional realizada y las recomendaciones sugeridas acorde a su correcta ejecución.

Se tomó información de los manuales de operación y se realizó revisión a los procesos establecidos en los manuales de calidad bajo la norma NTCGP 1000.

### **6.3 Tercera etapa. Propuesta de mejoras y costos**

Con base en la revisión de experiencias anteriores y consultas realizadas al personal técnico que labora en la Planta de Tratamiento para potabilización de agua de Villasantana, se realizó un registro de las sugerencias propuestas por ellos y se identificaron los ajustes y/o modificaciones que permitieran mejorar el funcionamiento de las unidades en el proceso de potabilización

Se analizó la factibilidad técnica y económica de cada una de las medidas para las mejoras de acuerdo con la disposición del material, equipos y personal, y se clasificaron de acuerdo a su posibilidad de aplicación.

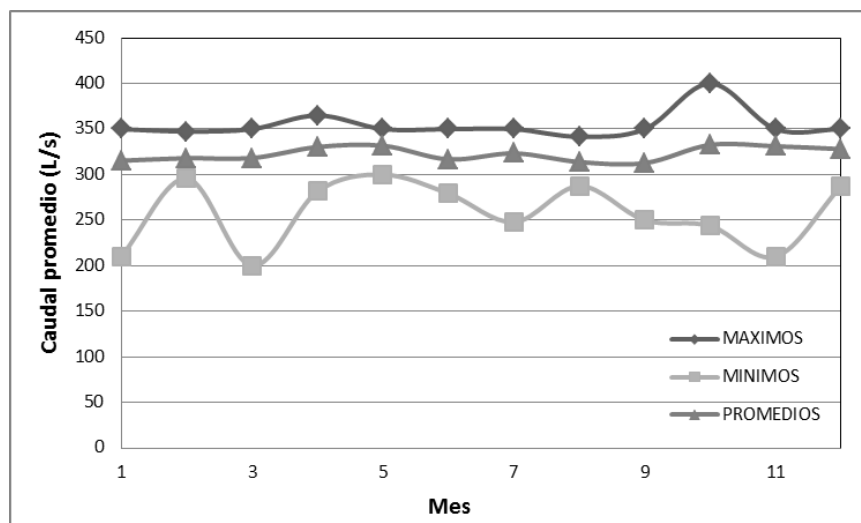
Se organizó la información obtenida de acuerdo a los resultados de la evaluación y del análisis de alternativas en cuadros comparativos, destacando las prácticas observadas o el problema detectado, las consecuencias indeseables y las propuestas de mejora, agrupadas según su incidencia en aspectos estructurales, operacionales - funcionales, técnicos y organizacionales, indicando el nivel jerárquico de importancia (prioritaria o deseable), el tiempo estimado para la ejecución de la acción de mejora (corto, mediano y largo plazo) y el costo requerido para realizarse la mejora (definidos cualitativamente, alto: grandes inversiones de manera puntual y continua; medios: inversiones puntuales y, bajos: implementación de Buenas Prácticas Operacionales, sin mayor inversión) [37].

Se emitió un informe con las respectivas modificaciones estructurales y operacionales con su respectivo costo a los directivos de la Empresa para su posterior implementación y divulgación ante los empleados que operan directa e indirectamente la Planta de Tratamiento Villasantana.

## 7 Resultados y Análisis de Resultados

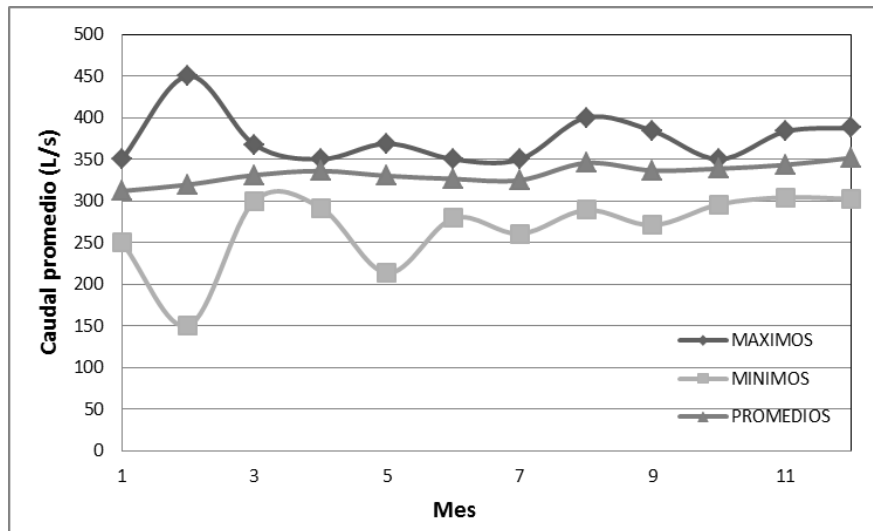
Las condiciones de operación de la mezcla rápida y el proceso de coagulación durante los últimos años en la Planta de Tratamiento para potabilización de agua de Villasantana, se muestra a continuación en las siguientes figuras de la 7-1 a las 7-7.

**Figura 7-1** Caudal promedio de entrada año 2011.



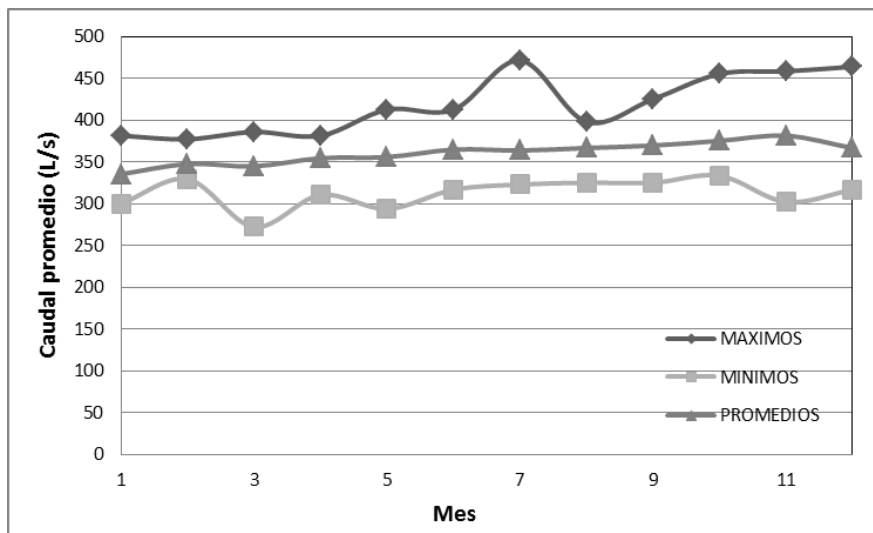
**Fuente:** Compilado Caudales Planta de Tratamiento Villasantana, año 2011

Con máximos y mínimos promedios en el año de 355 y 258 L/s, respectivamente y un promedio general anual de 323 L/s.

**Figura 7-2** Caudal promedio de entrada año 2012.

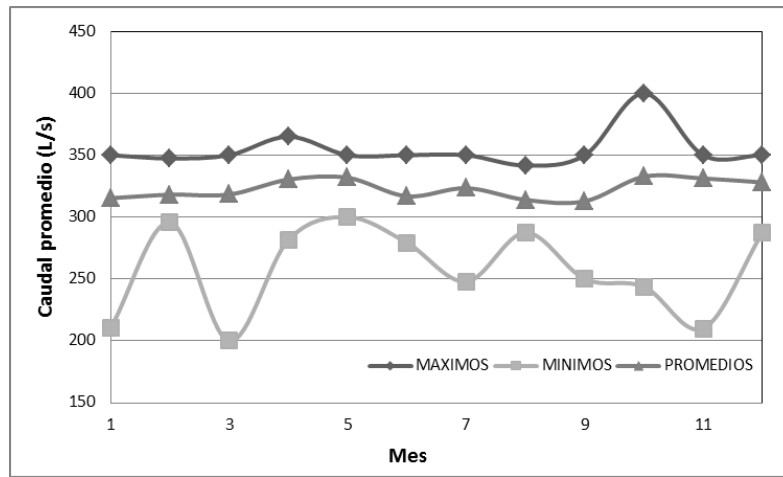
**Fuente:** Compilado Planta de Tratamiento Villasantana, año 2012.

Con máximos y mínimos promedios en el año de 374 y 267 L/s, respectivamente y un promedio general anual de 333 L/s.

**Figura 7-3** Caudal promedio de entrada año 2013

**Fuente:** Compilado Planta de Tratamiento Villasantana, año 2013.

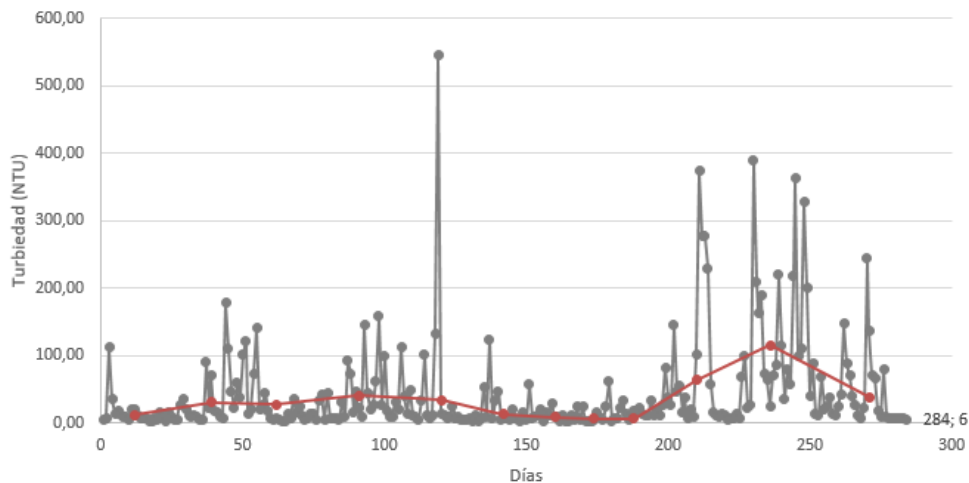
Con máximos y mínimos promedios en el año de 419 y 312 L/s, respectivamente y un promedio general anual de 353 L/s.

**Figura 7-4** Caudal promedio de entrada año 2014.

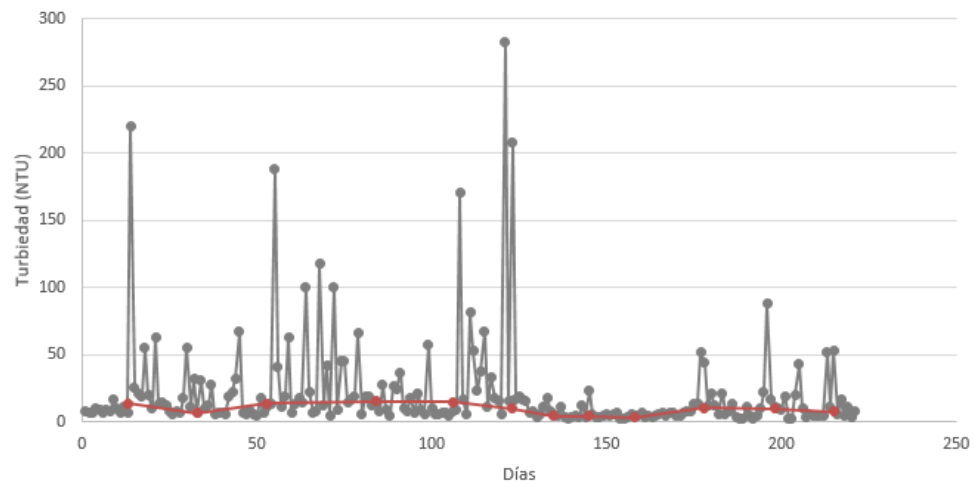
**Fuente:** Compilado Planta de Tratamiento Villasantana, año 2014.

Con máximos y mínimos promedios en el año de 419 y 312 L/s, respectivamente y un promedio general anual de 355 L/s.

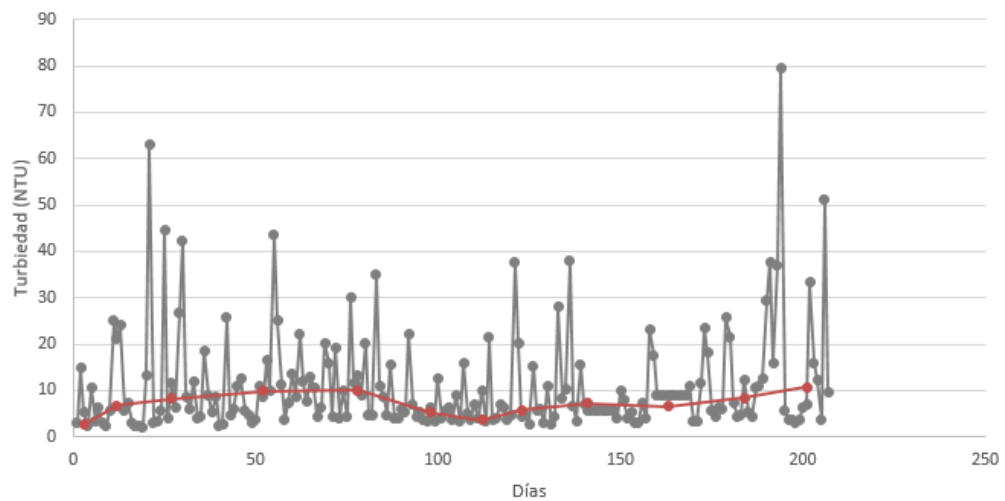
En las Figuras 7-5 a la 7-8 se muestra el comportamiento de la turbiedad del agua de ingreso a la Planta a lo largo de los años 2011 a 2014, con sus respectivos promedios, máximos y mínimos.

**Figura 7-5** Comportamiento de la turbiedad para el periodo 2011

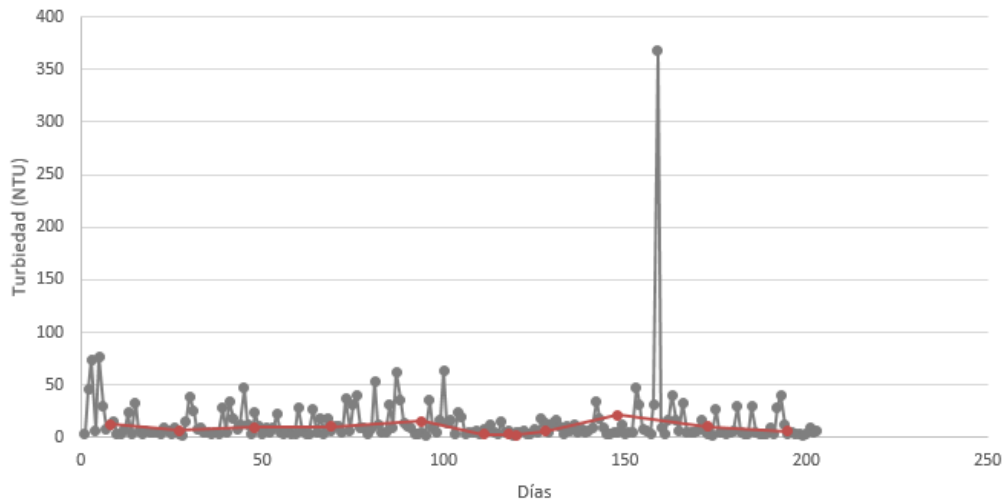
Prom: 33.12 NTU. Max: 546 NTU. Min: 3 NTU.

**Figura 7-6** Comportamiento de la turbiedad para el periodo 2012.

Prom: 21 NTU. Max: 283 NTU. Min: 2 NTU.

**Figura 7-7** Comportamiento de la turbiedad para el periodo 2013

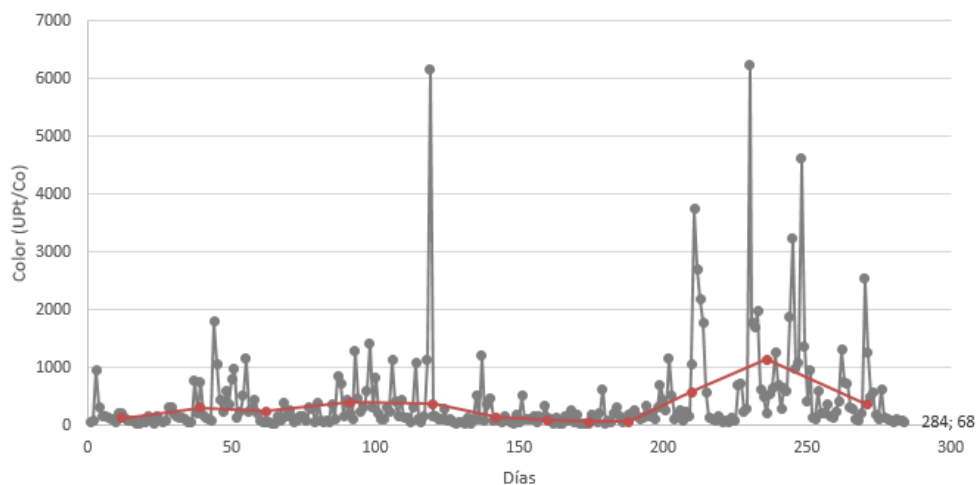
Prom: 11 NTU. Max: 79 NTU. Min: 2 NTU.

**Figura 7-8** Comportamiento de la turbiedad para el periodo 2014.

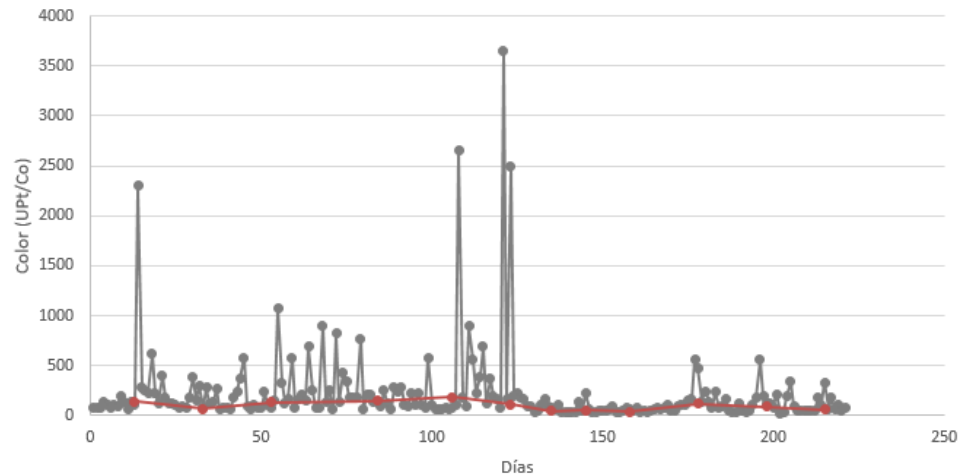
Prom: 14 NTU. Max: 369 NTU. Min: 2 NTU.

**Fuente:** Compilado Planta de Tratamiento Villasantana, periodo 2011-2014.

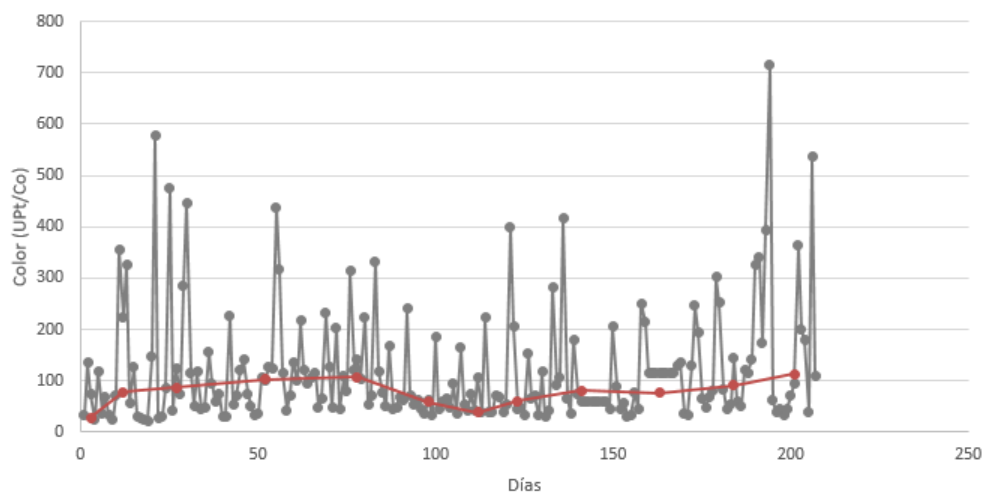
En la Figuras 7-9 a 7-12 se muestra el comportamiento del color del agua de la Planta de tratamiento de agua potable a lo largo de los años, 2011 a 2014, con sus respectivos promedios, máximos y mínimos.

**Figura 7-9** Comportamiento del color para el periodo 2011.

Prom: 325.54 U Pt/Co. Max: 6225 U Pt/Co. Min: 26 U Pt/Co.

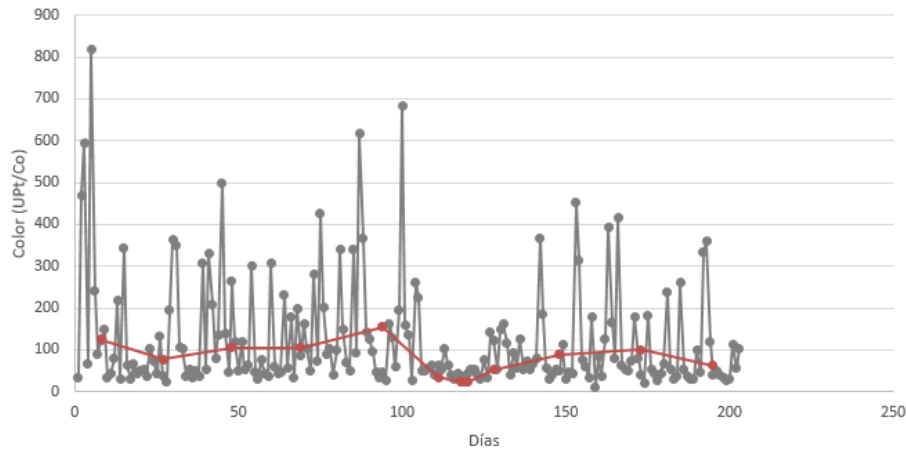
**Figura 7-10** Comportamiento del color para el periodo 2012.

Prom: 213 U Pt/Co. Max: 3651 U Pt/Co. Min: 26 U Pt/Co.

**Figura 7-11** Comportamiento del color para el periodo 2013.

Prom: 118 U Pt/Co. Max: 717 U Pt/Co. Min: 22 U Pt/Co.



**Figura 7-12** Comportamiento del color para el periodo 2014.

Prom: 123 U Pt/Co. Max: 820 U Pt/Co. Min: 12 U Pt/Co.

**Fuente:** Compilado Planta de Tratamiento Villasantana, periodo 2011-2014.

Además de llevarse control diario de caudal, turbiedad y color, en el proceso de coagulación se realiza medición de pH y alcalinidad para determinar las condiciones de operación de la mezcla rápida, es decir, dosis de coagulante a usarse, estabilización de pH, estabilización de condiciones óptimas para la coagulación.

En la Tabla 7-1 y Tabla 7-2 se muestran los promedios mensuales del agua de los parámetros de pH y alcalinidad para el periodo de operación comprendido entre el 2011 y el 2014.

**Tabla 7-1:** Promedios mensuales de pH del agua cruda para periodo 2011-2014

MES	AÑO			
	2011	2012	2013	2014
Enero	7,73	8,74	7,98	7,97
Febrero	7,59	7,81	7,86	8,14
Marzo	7,49	9,25	7,85	7,97
Abril		8,88	7,86	7,99
Mayo	7,41	8,89	7,79	7,87
Junio	7,45	7,87	7,97	8,19
Julio	7,48	7,93	8,16	8,39
Agosto	7,79	7,94	8,05	8,42
Septiembre	7,85	7,98	9,20	8,37
Octubre	8,56	7,86	8,01	11,96
Noviembre	7,43	7,88	7,93	7,63
Diciembre	7,51	7,86	7,95	7,73
<b>PROMEDIO</b>	7,66	8,24	8,05	8,39

**Fuente:** Compilado Planta de Tratamiento Villasantana, periodo 2011-2014.

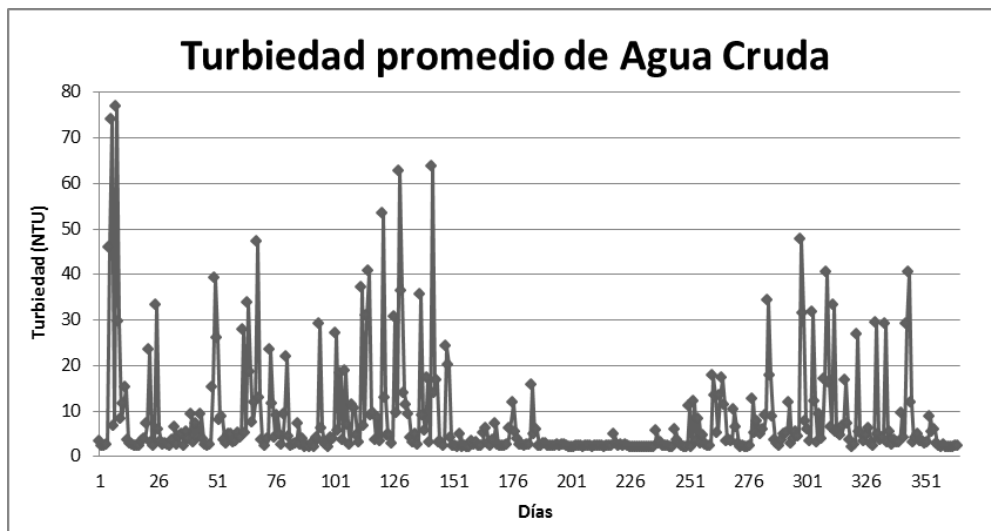
**Tabla 7-2:** Promedios mensuales de alcalinidad (mg/L) para periodo 2011-2014

MES	AÑO			
	2011	2012	2013	2014
Enero	26,97	29,14	41,16	28,94
Febrero	23,95	31,88	36,21	29,53
Marzo	22,05	29,31	29,71	29,10
Abril	21,96	27,85	35,75	32,50
Mayo	24,14	29,27	30,94	28,25
Junio	22,83	32,86	36,32	35,57
Julio	22,72	35,72	41,96	38,12
Agosto	28,96	40,02	41,46	41,39
Septiembre	31,12	43,53	34,26	33,19
Octubre	23,47	33,20	35,09	30,96
Noviembre	20,86	35,71	33,50	27,57
Diciembre	22,63	32,58	32,60	29,20
<b>PROMEDIO</b>	24,31	33,42	35,75	32,03

**Fuente:** Compilado Planta de Tratamiento Villasantana, periodo 2011 - 2014.

A continuación se muestran los gráficos del 7-13 al 7-19 que fueron construidos a partir de la información histórica de turbiedad y color correspondiente al año 2014 lo que nos permitirá identificar los problemas de comportamiento.

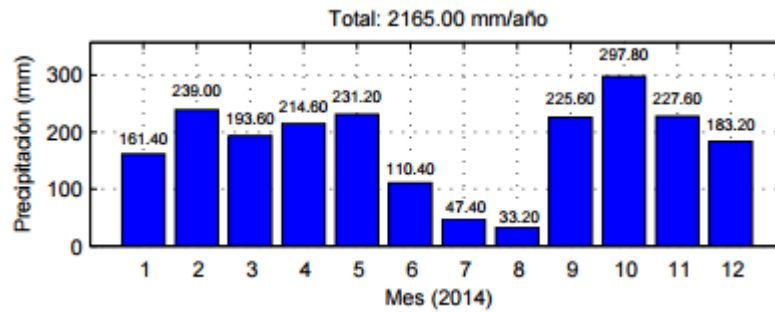
**Figura 7-13:** Turbiedad promedio diario de agua cruda año 2014



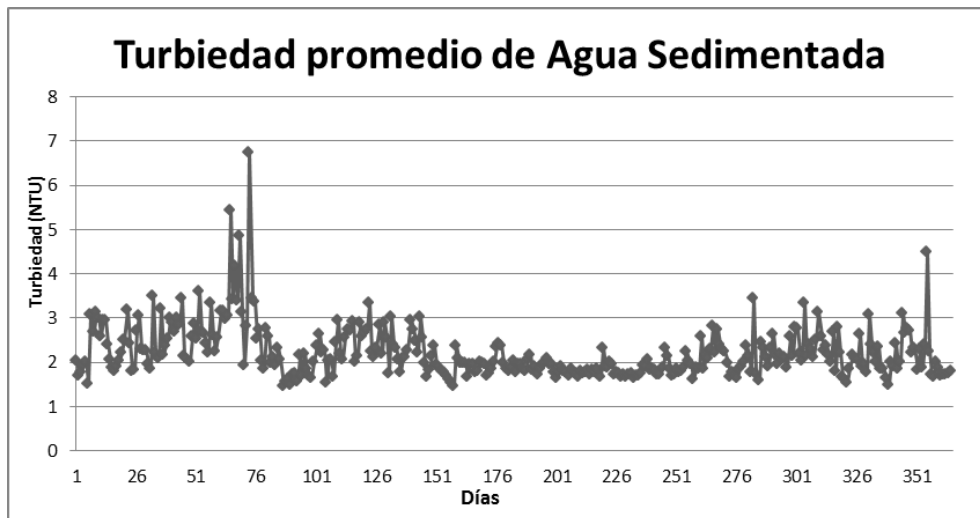
Se observa en el gráfico el comportamiento promedio de la turbiedad del agua de entrada a la planta de tratamiento, se destaca el valor máximo de turbiedad en los primeros días

del año con un valor cercano a 80 NTU, los valores de turbiedad promedio alto se correlacionan con el los valores promedio de precipitaciones mensuales en Pereira en el año 2014 en la red de monitoreo San José tal como se observa en la figura 3-2. [38]

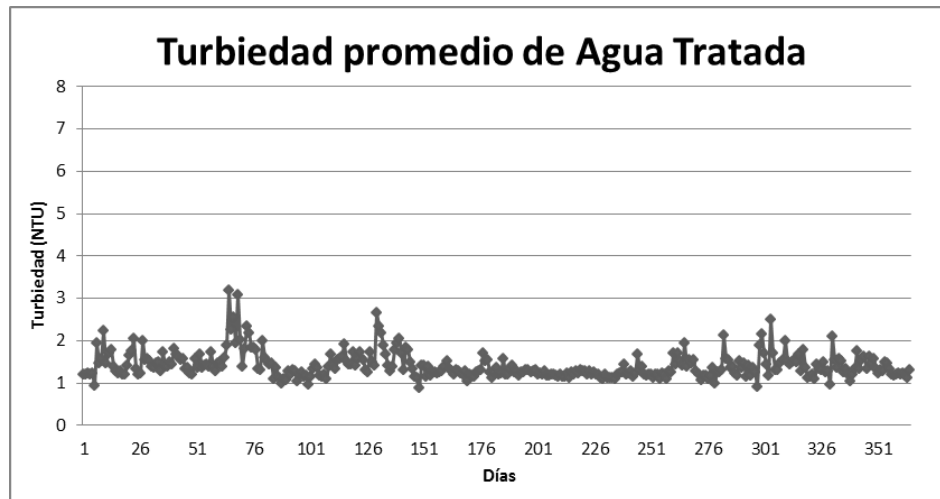
**Figura 7-14:** Precipitación media para el año 2014.



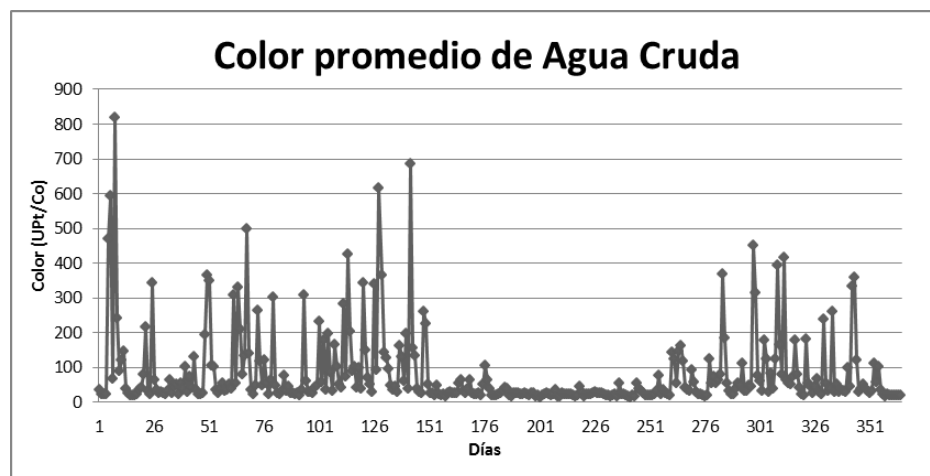
**Figura 7-15:** Turbiedad promedio en proceso de sedimentación año 2014.



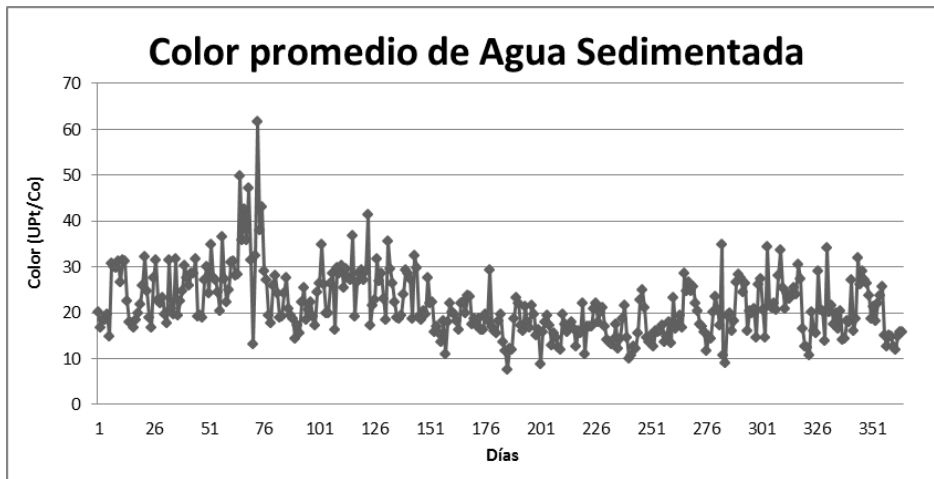
Los valores promedio de los valores de turbiedad en la salida del proceso de sedimentación indican que la planta en sus procesos previos floculación, sedimentación, no logro remover material en suspensión antes de la entrada a filtros. Los valores más altos en los primeros meses del año Enero-marzo y el último trimestre del año concuerdan con los valores máximos de precipitaciones para el año 2014. En los periodos secos se encuentran turbiedades entre 1.5 y 2.5 UNT.

**Figura 7-16:** Turbiedad promedio agua tratada año 2014

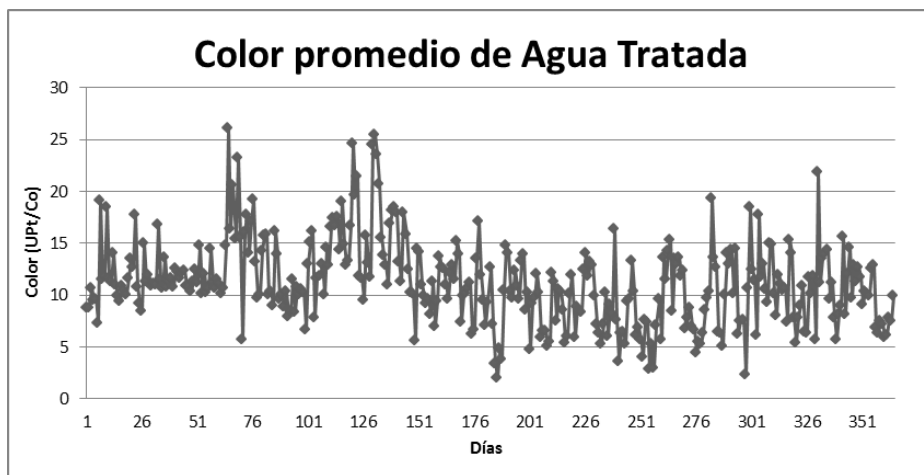
Se observa en la serie del día 51 a 76, los valores del agua tratada por fuera de los rangos permitido, estos valores son acordes con la tabla anterior del agua sedimentada. Se observa que el sistema no remueve turbiedad cuando el agua de entrada a filtros se encuentra con valores superiores a 5 NTU.

**Figura 7-17:** Color promedio diario de agua cruda año 2014

Se observa la correlación entre turbiedad y el color en el agua cruda, existe un comportamiento en el aumento del color en los meses de mayores precipitaciones del año, el valor mayor promedio de color, corresponde al valor mayor de turbiedad.

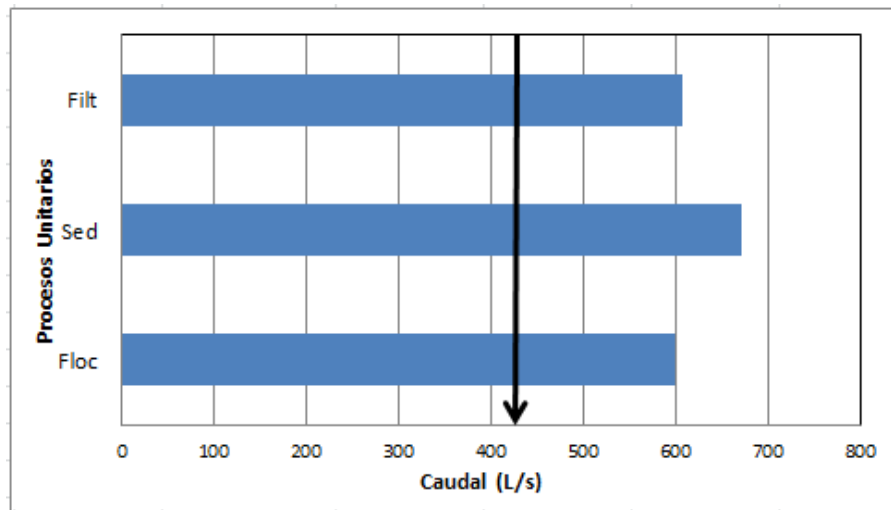
**Figura 7-18:** Color promedio en proceso de sedimentación año 2014

Esta grafica nos confirma el comportamiento anómalo de la planta en la serie del día 51 al día 76 del año 2014, los valores máximos de color concuerdan con los valores máximos de turbiedad, los sólidos arrastrados en el agua cruda debido a precipitaciones no pudieron ser removidos por la PTAP.

**Figura 7-19:** Color promedio en proceso de filtración año 2014

Se observa que los picos presentados en el agua sedimentada se encuentran en épocas de lluvia como lo son los meses de Febrero - Marzo y Noviembre – Diciembre los valores de color promedio exceden para estos periodos los valores normativos del agua tratada.

En la figura 7-20 se muestra la capacidad estimada de las unidades de tratamiento.

**Figura 7-20:** Capacidad potencial del sistema de tratamiento

Se observa que el caudal pico de 420 L/s para el año 2014 nos muestra que la Planta opera por debajo del valor total de su capacidad. Cuando se trabajan valores entre 300 L/s y 320 L/s la Planta podría operarse por una sola unidad.

**Tabla 7-3:** Evaluación de parámetros para la unidad de mezcla rápida

	Caudal (L/s)	Tiempo de retención teórico (min)	Gradiente de Velocidad (s <sup>-1</sup> )
<b>Caudal de diseño</b>	600	0,76	1000
<b>Caudal Frecuente</b>	300	0,97	946
<b>RAS, 2000 [25]</b>		< 1.0	500 - 2000
<b>Arboleda Valencia [22]</b>		0.5 – 1.0	400 - 800

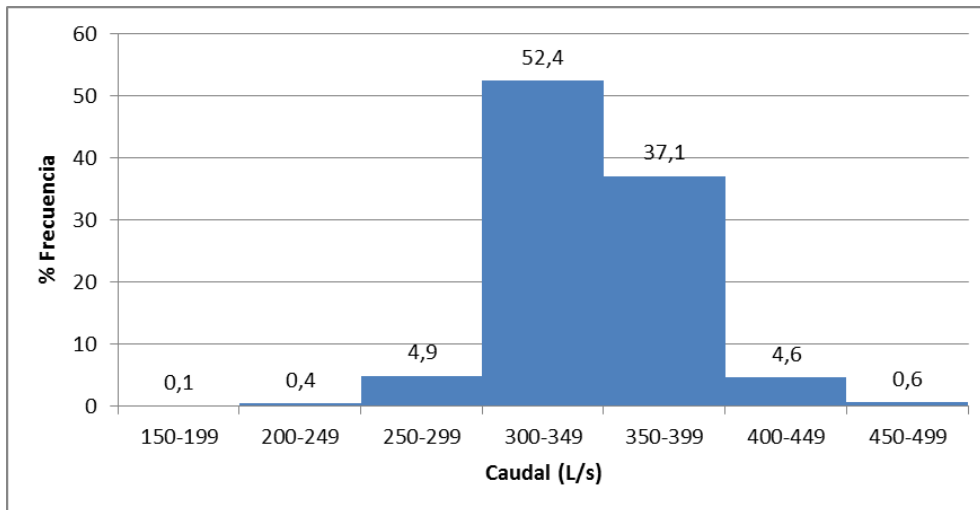
**Tabla 7-4:** Evaluación de parámetros para la unidad de mezcla lenta operando las dos unidades.

	Caudal (L/s)	Tiempo de retención teórico (min)	Gradiente de Velocidad (s <sup>-1</sup> )
<b>Caudal de diseño</b>	600	25	15 - 75
<b>Caudal Frecuente</b>	300	50	15 - 75
<b>RAS, 2000 [25]</b>		20 - 40	15 - 75
<b>Arboleda Valencia [22]</b>		10 - 60	20 - 100

**Tabla 7-5:** Evaluación de parámetros para la unidad de sedimentación

	<b>Caudal (L/s)</b>	<b>Tiempo de detención teórico (min)</b>	<b>Carga Superficial (m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>xd)</b>
<b>Caudal de diseño</b>	600	9,6	157
<b>Caudal Frecuente</b>	300	19	78
<b>RAS, 2000 [25]</b>		10 – 15	120 - 185
<b>Arboleda Valencia [22]</b>			120 - 180

Por medio de un histograma de frecuencias referenciado en la figura 7-21 se definió el caudal de operación de la Planta.

**Figura 7-21** Histograma de frecuencias de caudal. Periodo 2011–2014

Se puede observar que más del 50% del tiempo la Planta opera con un caudal entre 300 y 350 L/s y un 37% la Planta ha operado con caudales entre 350 y 400 L/s. Siendo 350 L/s el caudal promedio por año.

La medición del caudal es realizada cada hora, las 24 horas del día desde el año 2011 y hasta el 31 de Diciembre de 2014.

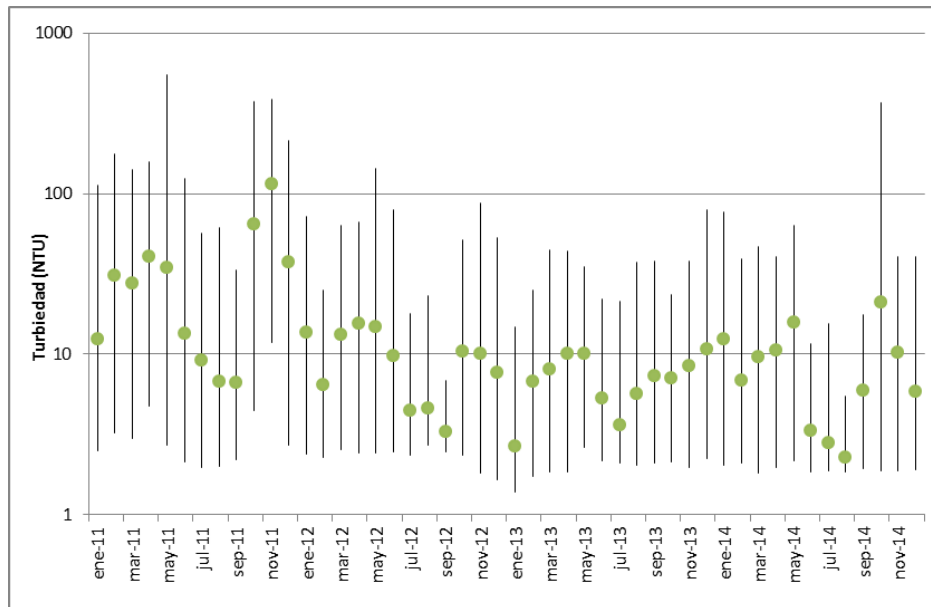
En las siguientes gráficas se puede observar las principales características fisicoquímicas medidas en la Planta (turbiedad, color y pH) del agua cruda y tratada así como la remoción y la eficiencia de los procesos en términos de estas características.

En el punto verde se observa el valor promedio diario y la extensión de la línea corresponde a los valores mínimos y máximos.

### Características del agua cruda

En la figura 7-22 se presentan los valores de turbiedad de los años 2011 a 2014

**Figura 7-22:** Turbiedad de agua cruda. Periodo 2011–2014

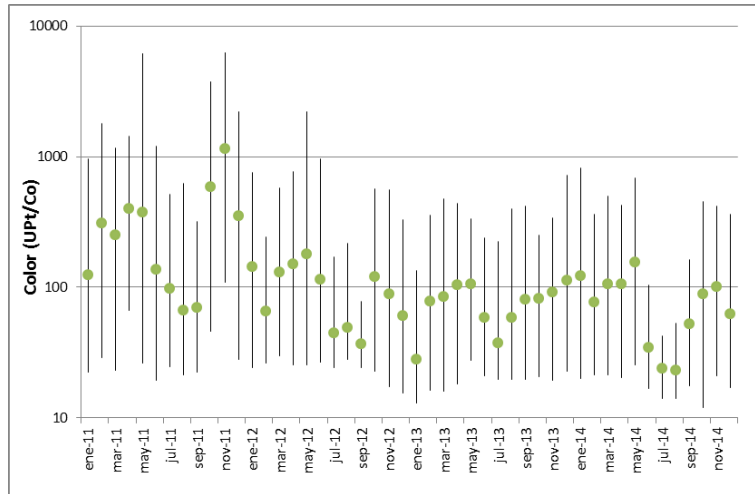


En la figura 7-22 se puede observar las variaciones de turbiedad del agua cruda presentada por el Río Otún en lo corrido de los años, encontrando valores mayores para el año 2011 correspondientes a la ola invernal presentada y los cuales han ido descendiendo año tras año y encontrando los picos más altos para los meses de septiembre a noviembre de los años evaluados hecho que puede ser referido al aumento de las precipitaciones para estos meses.

En la figura 7-23 se presentan los valores de color de los años 2011 a 2014



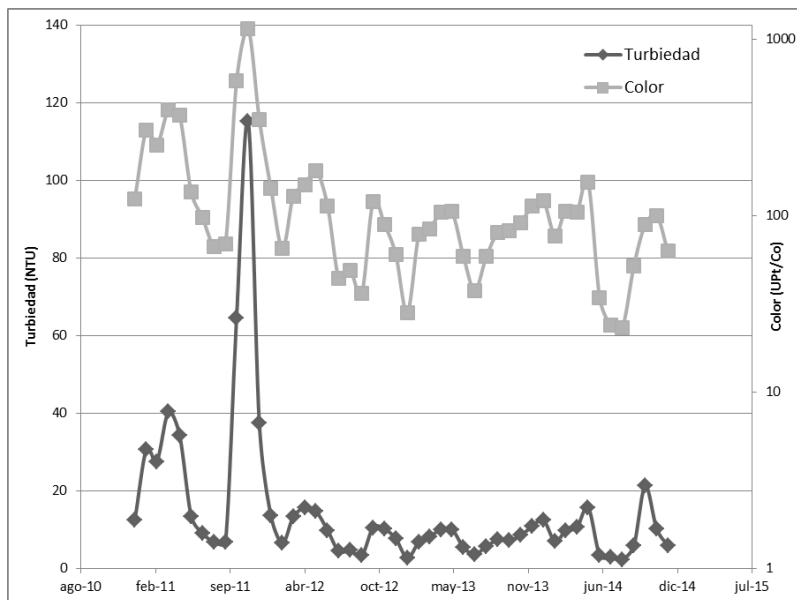
**Figura 7-23:** Color de agua cruda. Periodo 2011–2014



En la gráfica se puede observar un comportamiento muy similar a la de turbiedad, el color medido en el laboratorio es aparente y observamos valores mayores para el año 2011 entre Octubre y Diciembre. Para los años 2012 en adelante se encuentran promedios en su mayoría por debajo de 100 UPC. Los valores más bajos encontrados se presentaron en los meses de verano de Mayo a Agosto de 2014.

Para poder observar la relación existente que es mantenida entre la turbiedad y el color se presenta la figura 7-24.

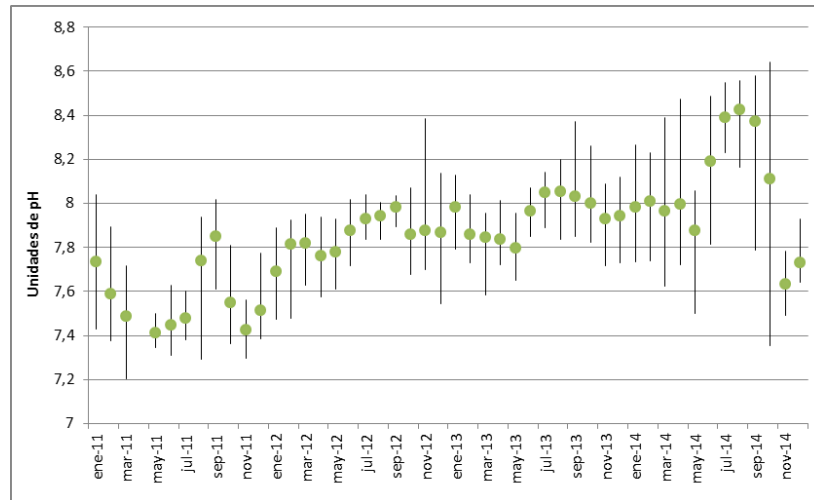
**Figura 7-24:** Relación de turbiedad y color de agua cruda. Periodo 2011–2014.



En la gráfica se observa que los dos parámetros manejan la misma tendencia. Donde el color aumenta con la turbiedad, con lo cual se confirma que los valores elevados de color aparente se deben mayormente a la presencia de sólidos suspendidos y no a la presencia de sólidos disueltos.

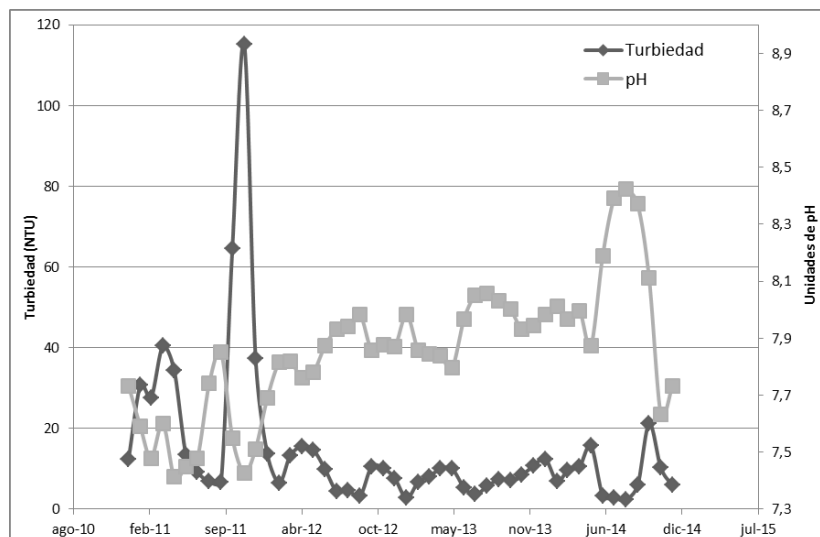
En la figura 7-25 se presentan los valores de pH de los años 2011 a 2014

**Figura 7-25:** pH de agua cruda años 2011–2014



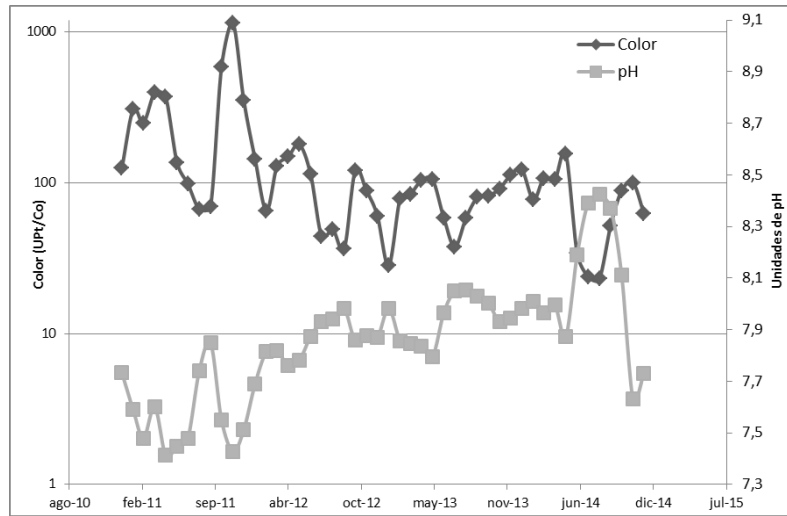
Se puede observar que el pH ha venido presentando un aumento considerable con el tiempo con valores que van de 7,2 hasta llegar a valores por encima de 8,2 en los cuatro años objetos de estudio.

**Figura 7-26:** Relación de turbiedad y pH del agua cruda años 2011–2014



Esta gráfica nos permite observar una relación inversamente proporcional entre la turbiedad y el pH donde al aumentar el valor de la turbiedad, el pH del agua cruda sufre una disminución considerable.

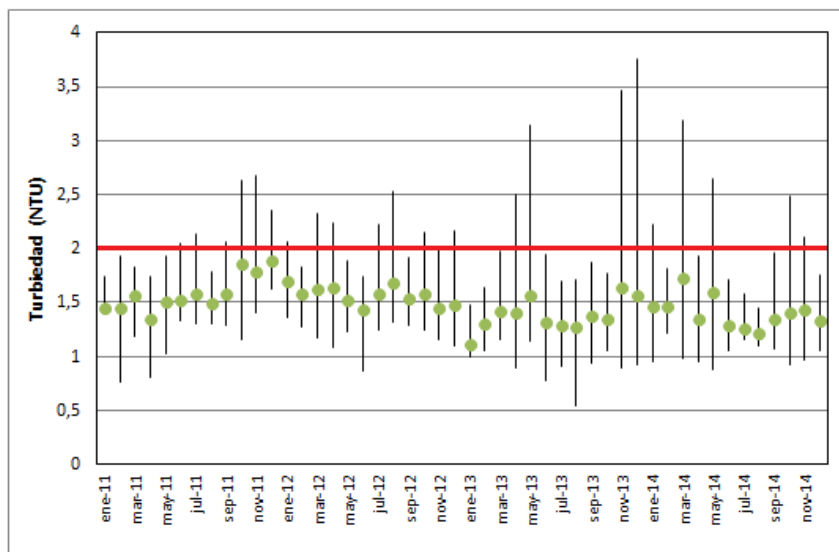
**Figura 7-27:** Relación de pH y Color de agua cruda. Periodo 2011–2014



Se observa que al igual que en la gráfica anterior el pH se comporta de manera inversamente proporcional al color.

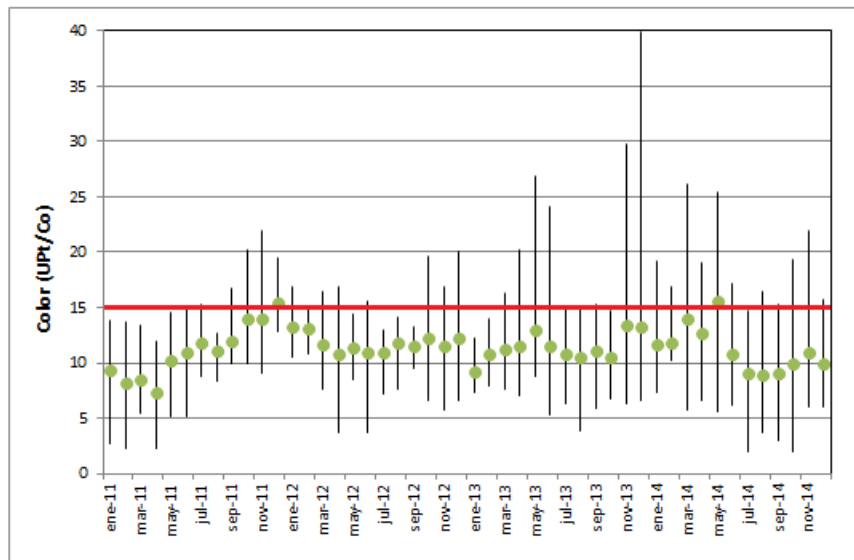
**Características del agua tratada**

**Figura 7-28:** Turbiedad de agua tratada en comparación con norma. Periodo 2011–2014



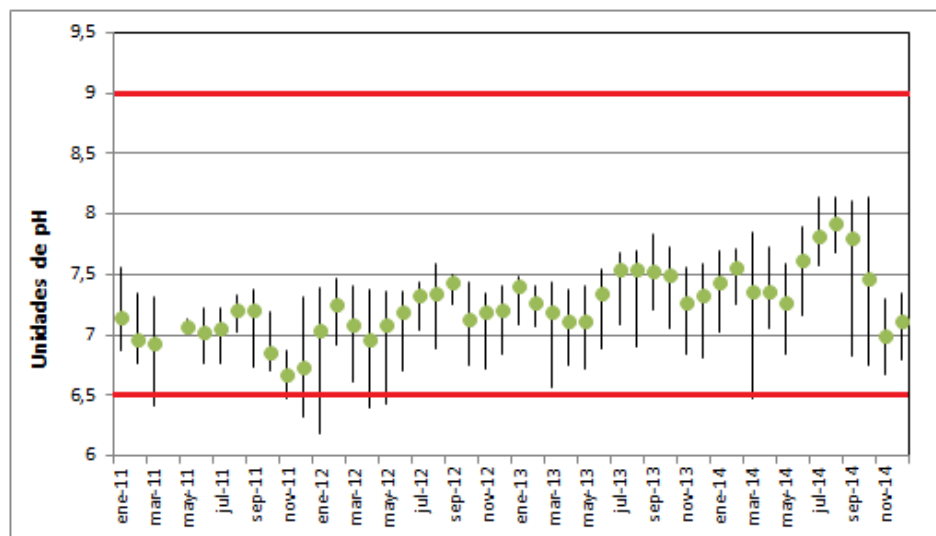
Se observa la variación presentada en los valores de turbiedad para los años objetos del estudio. Los valores promedios se encuentran en su totalidad por debajo del valor aceptable (2 NTU). Dentro de los máximos se observan valores que superan los 3 UNT mayormente en época de lluvia para los meses de Marzo, Octubre y Noviembre.

**Figura 7-29:** Color de agua tratada en comparación con norma. Periodo 2011–2014



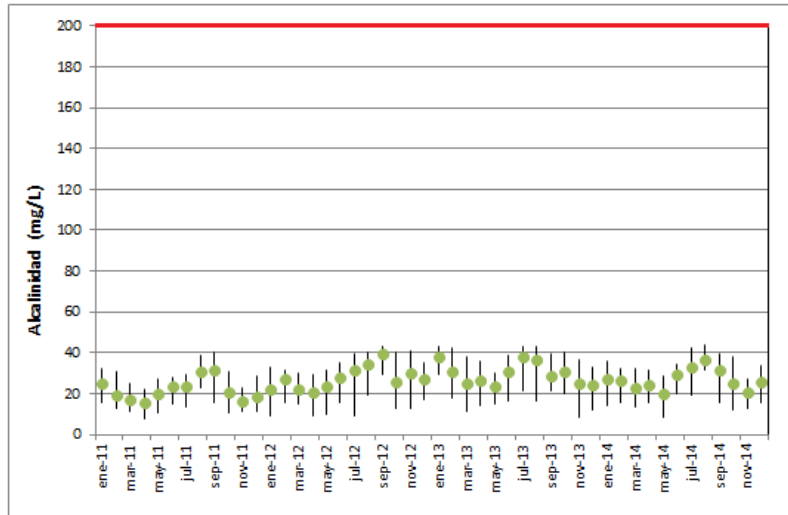
Se observa que la mayoría de valores se encuentran por debajo del valor aceptable (15 UPt/Co). Se presentan casos puntuales para los valores promedios del mes de Diciembre del año 2011 y Mayo de 2014 donde se encuentran valores sobre el máximo permitido.

**Figura 7-30:** pH de agua tratada en comparación con norma. Periodo 2011–2014



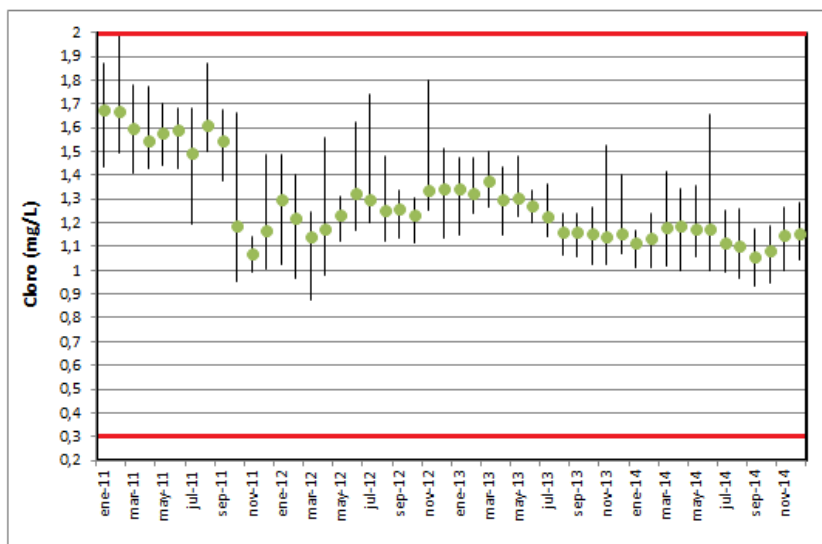
La figura 7-30 nos muestra que el comportamiento del pH para el agua tratada es de características neutras. Son pocos los valores encontrados para el agua tratada que superen las 8 Unidades de pH. Sin embargo los valores medidos se encuentran dentro de los valores aceptables (6.5 – 9.0)

**Figura 7-31:** Alcalinidad de agua tratada comparada con la norma. Periodo 2011–2014



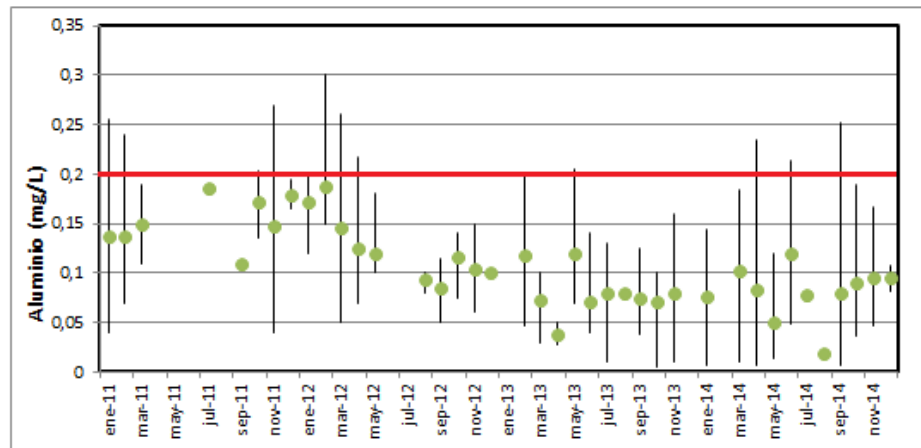
De la figura 7-31 se observa que los valores de alcalinidad para el agua tratada de la Planta de Tratamiento para potabilización de agua de Villasantana se mantienen entre los rangos de 10 y 40 mg/L. Valor que se encuentra muy por debajo del límite permitido (200 mg/L)

**Figura 7-32:** Cloro residual del agua tratada comparada con la norma. Periodo 2011–2014



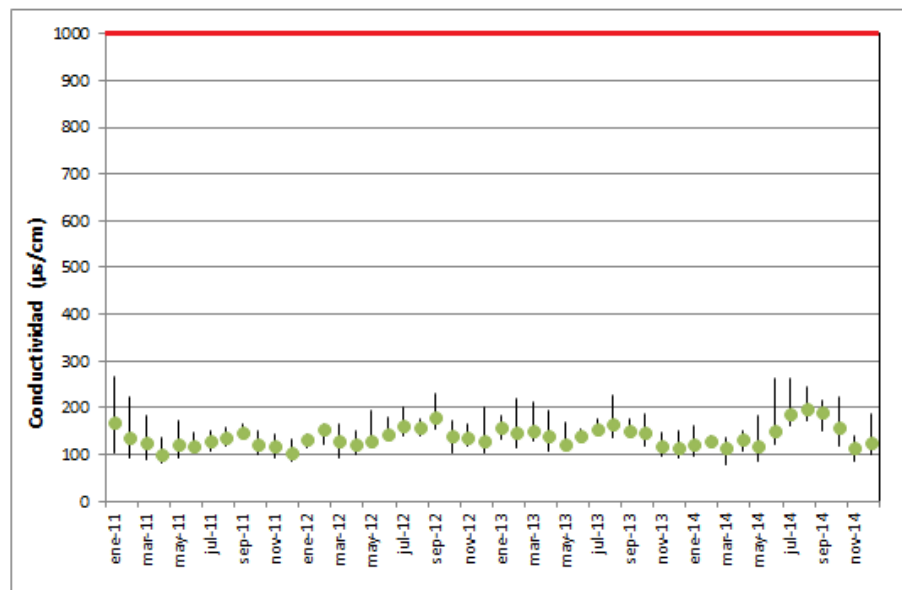
A partir del mes de Octubre del año 2011 se establecieron valores del cloro residual entre 1 y 1,3 luego de ser realizado en el laboratorio una curva de demanda de Cloro. Se observa que los valores promedio medidos se encuentran dentro del rango establecido (0,3 y 2.0 mg/L). Garantizando que en la red de distribución se obtengan valores que no estén por encima ni por debajo del rango.

**Figura 7-33:** Aluminio de agua tratada en comparación con norma. Periodo 2011–2014



El aluminio es medido en Planta cuando se aplican dosis de Coagulante, se observa que los valores promedios se encuentran por debajo del límite permitido (<0.2 mg/L)

**Figura 7-34:** Conductividad de agua potable comparada con la norma. Periodo 2011–2014

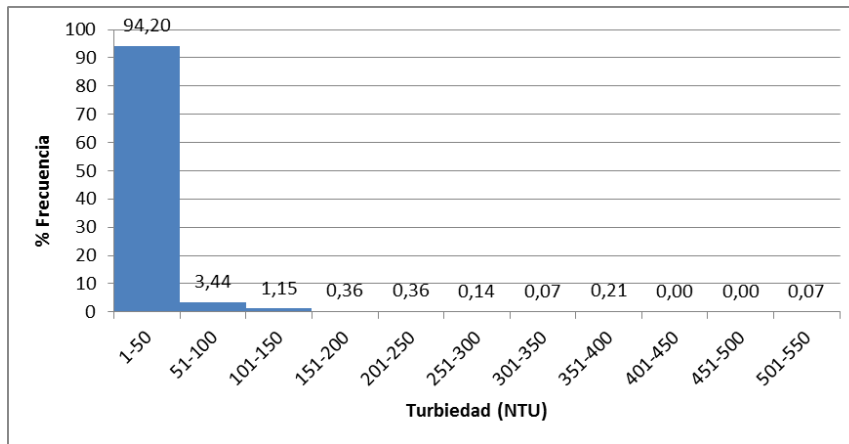


Los valores de conductividad de la fuente permanecen dentro de un rango constante muy por debajo de la normatividad (<1000  $\mu\text{s}/\text{cm}$ ).

**Valores de Turbiedad para agua cruda y sedimentada**

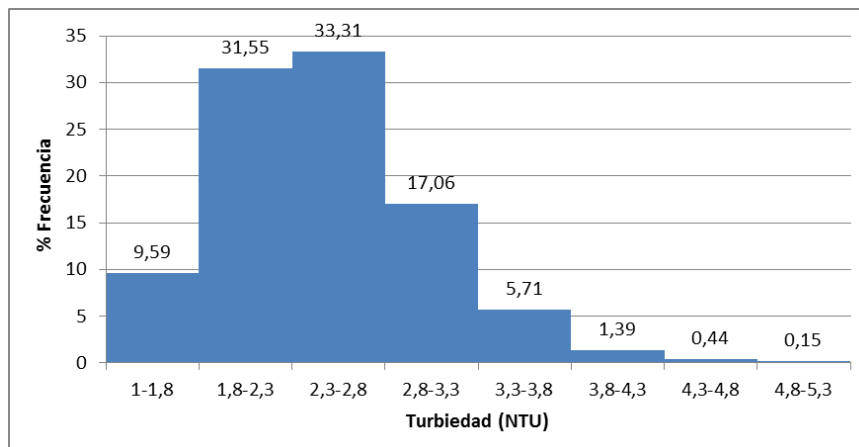
Mediante diagramas de frecuencia acumulativa se establecen los rangos en los cuales se mantiene la turbiedad en el agua cruda y sedimentada.

**Figura 7-35:** Diagrama de frecuencia acumulativa de turbiedad para agua cruda. Periodo 2011–2014



Se observa que más del 90% del tiempo, la Planta trabaja con turbiedades inferiores a 50 NTU. Indicándonos que la calidad de la fuente es buena.

**Figura 7-36:** Diagrama de frecuencia acumulativa de turbiedad para agua sedimentada. Periodo 2011–2014

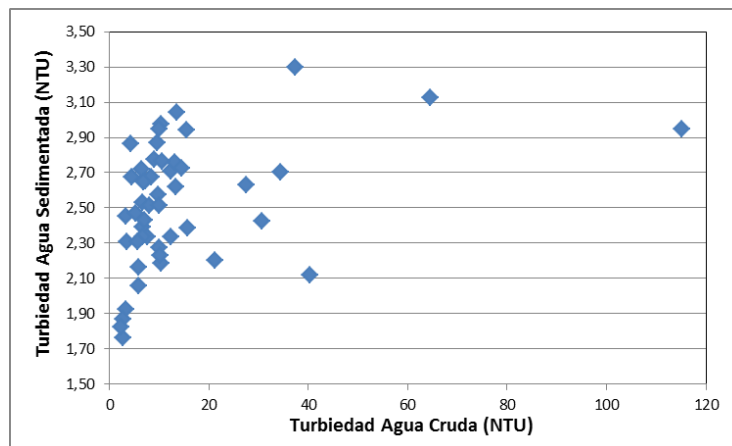


Se observa que el 64% del tiempo los sedimentadores se encuentran con turbiedades entre 1,8 y 2,8 NTU. Cuando la turbiedad permanece en este rango nos garantiza que el filtro pueda cumplir con su porcentaje de remoción para que el parámetro e el agua tratada salga dentro de norma.

Evaluando el diagrama de frecuencia según la metodología propuesta por el CEPIS/OPS obtenemos una eficiencia excelente en función del agua sedimentada según Tabla 6-23. Los valores obtenidos en su gran mayoría presentan valores de turbiedad menores a 5 UNT.

En la figura 7-37 podemos apreciar la correlación entre la turbiedad del agua cruda y el agua sedimentada

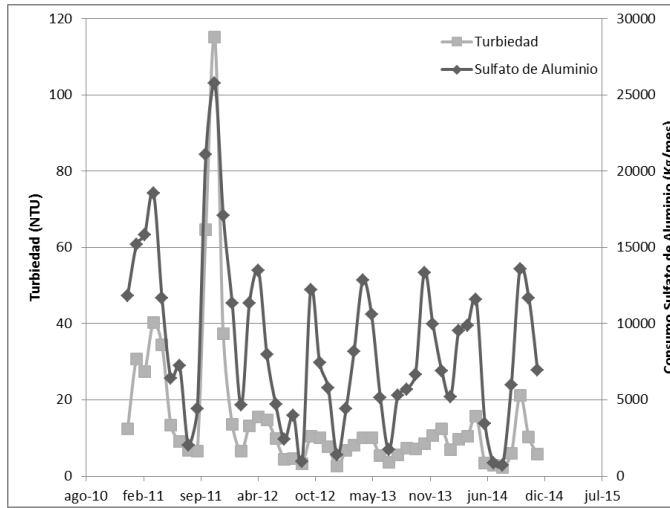
**Figura 7-37:** Correlación turbiedad de agua cruda y turbiedad de agua sedimentada. Periodo 2011–2014



Se encontró que para los valores más altos de turbiedad del agua cruda se mantienen valores por debajo de 3,5 NTU para el agua sedimentada.



**Figura 7-38:** Consumo de químicos. Periodo 2011-2014



En el año 2011 se observan picos altos de consumo de Sulfato de Aluminio comportamiento asociado a los valores altos de turbiedad, para los años 2012 en adelante se ve un aumento proporcional de consumo de Sulfato pero permaneciendo éstos dentro de un rango más bajo.

**Pruebas realizadas en Planta:**

A continuación se presentan los diferentes tipos de ensayos de jarras realizados. En la tabla 7-6 se observan las condiciones iniciales para los diferentes tipos de agua cruda evaluados, en la tabla 7-7 los resultados obtenidos de la dosis óptima de coagulante y en la figura 7-39 el comportamiento de las pruebas realizadas

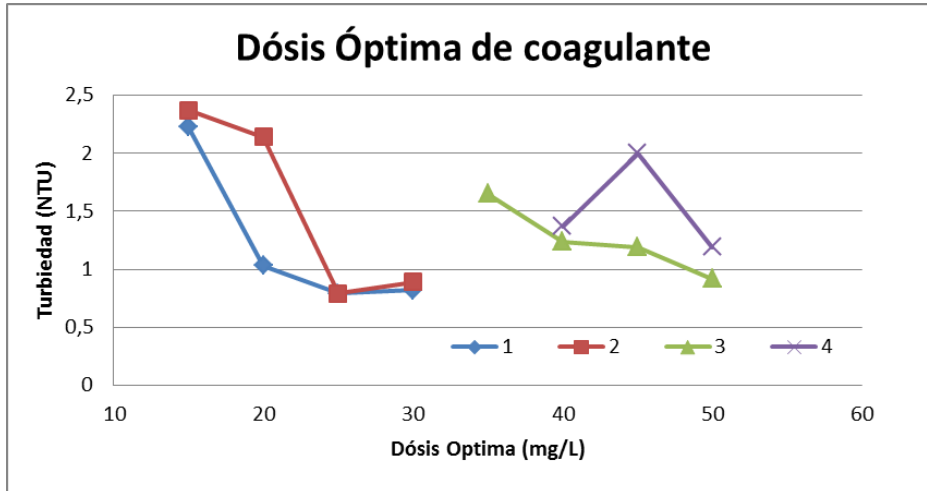
**Tabla 7-6:** Condiciones iniciales de agua cruda en los ensayos de jarras

Parámetros	Ensayo				
	1	2	3	4	5
Turbiedad (NTU)	8,09	6,64	55,1	75,5	16,2
Color (U Pt/Co)	59	31	461	563	160
pH	7,73	7,92	7,65	7,61	7,68

**Tabla 7-7:** Resultados ensayo de jarras: dosis optima de coagulante

Ensayo	CARACTERISTICAS DEL AGUA					OBSERVACIONES VISUALES		
	Jarras	Dosis (mg/L)	Turbiedad (NTU)	pH	Color UPC	Tiempo de formación de floc	Tamaño de floc (RWA)	Índice de Wilcomb
1	1	15	2,23	7,0 3	10	8	A	2
	2	20	1,03	6,7 1	3	9	B	6
	3	25	0,79	6,9	2	6	C	8
	4	30	0,82	6,6	3	6	C	8
2	1	15	2,37	7,0 5	9	8	A	2
	2	20	2,14	6,9 3	7	10	A	2
	3	25	0,79	6,7 9	2	7	D	10
	4	30	0,89	6,6 4	3	5	C	8
3	1	35	1,65	7,1 2	11	9	C	6
	2	40	1,24	7,0 6	9	7	D	8
	3	45	1,19	6,7 4	3	9	D	8
	4	50	0,92	6,6 1	5	6	F	10
4	1	40	1,37	6,9 8	18	8	D	8
	2	45	2	7,1 3	23	10	C	6
	3	50	1,19	6,6 9	13	6	F	8

**Figura 7-39:** Resultado ensayo de jarras: Dosis optima de coagulante



En la gráfica se observan los comportamientos de cuatro tipos de agua diferente y la dosis óptima para cada prueba realizada. A partir de esta base se desarrollan las pruebas que se presentan a continuación.

En las tablas 7-8 a la 7-13 se realizó la evaluación del comportamiento de las muestras a gradientes de velocidad constantes. Los cuales se muestran en la figura 7-40 para realizar la comparación por medio de la turbiedad remanente.

**Tabla 7-8:** Resultado ensayo de jarras tiempo óptimo de floculación gradiente  $25 \text{ s}^{-1}$

GRADIENTE $25 \text{ S}^{-1}$ , 35 RPM				
JARRA	TIEMPO (min)	Turbiedad (NTU)	Color (UPt/Co)	Turbiedad Remanente (%)
1	10	1,55	2	19,2
2	15	0,8	1	9,9
3	20	1,62	2	20,0
4	25	1,74	3	21,5

**Tabla 7-9:** Resultado ensayo de jarras tiempo óptimo de floculación gradiente  $30 \text{ s}^{-1}$

GRADIENTE $30 \text{ S}^{-1}$ , 40 RPM				
JARRA	TIEMPO (min)	Turbiedad (NTU)	Color (UPt/Co)	Turbiedad Remanente (%)
1	10	1,52	2	6,1
2	15	1,33	2	5,3
3	20	1,24	1	5,0
4	25	1,85	2	7,4

**Tabla 7-10:** Resultado ensayo de jarras tiempo óptimo de floculación gradiente  $35 \text{ s}^{-1}$ 

GRADIENTE $35 \text{ S}^{-1}$ , 45 RPM				
JARRA	TIEMPO (min)	Turbiedad (NTU)	Color (UPt/Co)	Turbiedad Remanente (%)
1	10	1,09	2	2,7
2	15	1,02	2	2,6
3	20	1,13	4	2,8
4	25	1,15	5	2,9

**Tabla 7-11:** Resultado ensayo de jarras tiempo óptimo de floculación gradiente  $45 \text{ s}^{-1}$ 

GRADIENTE $45 \text{ S}^{-1}$ , 50 RPM				
JARRA	TIEMPO (min)	Turbiedad (NTU)	Color (UPt/Co)	Turbiedad Remanente (%)
1	10	1,69	2	6,8
2	15	2,05	2	8,2
3	20	1,79	2	7,2
4	25	2,2	3	8,8

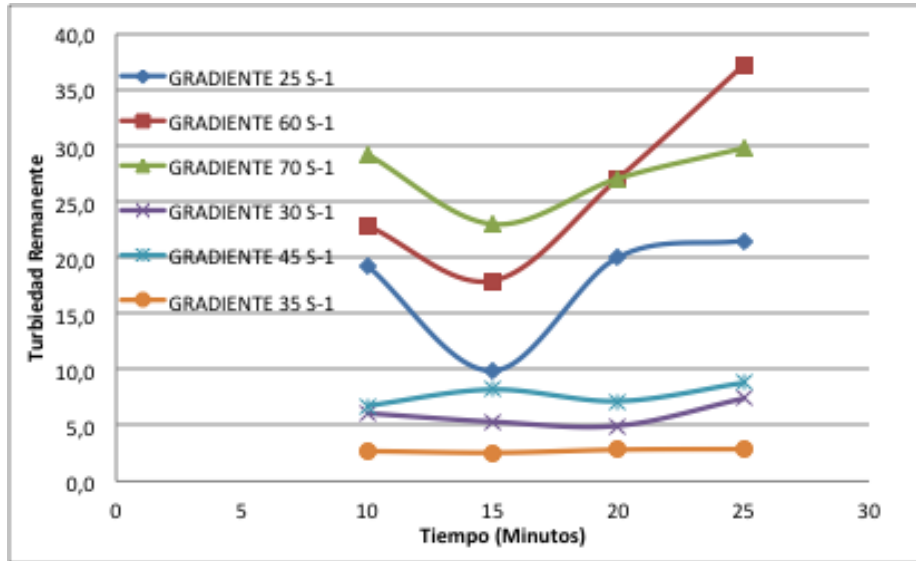
**Tabla 7-12:** Resultado ensayo de jarras tiempo óptimo de floculación gradiente  $60 \text{ s}^{-1}$ 

GRADIENTE $60 \text{ S}^{-1}$ , 65 RPM				
JARRA	TIEMPO (min)	Turbiedad (NTU)	Color (UPt/Co)	Turbiedad Remanente (%)
1	10	1,85	2	22,9
2	15	1,45	2	17,9
3	20	2,19	4	27,1
4	25	3,01	6	37,2

**Tabla 7-13:** Resultado ensayo de jarras tiempo óptimo de floculación gradiente  $70 \text{ s}^{-1}$ 

GRADIENTE $70 \text{ S}^{-1}$ , 70 RPM				
JARRA	TIEMPO (min)	Turbiedad (NTU)	Color (UPt/Co)	Turbiedad Remanente (%)
1	10	2,36	4	29,2
2	15	1,86	3	23,0
3	20	2,19	4	27,1
4	25	2,41	5	29,8

**Figura 7-40:** Resultado ensayo de jarras: Tiempo óptimo de floculación



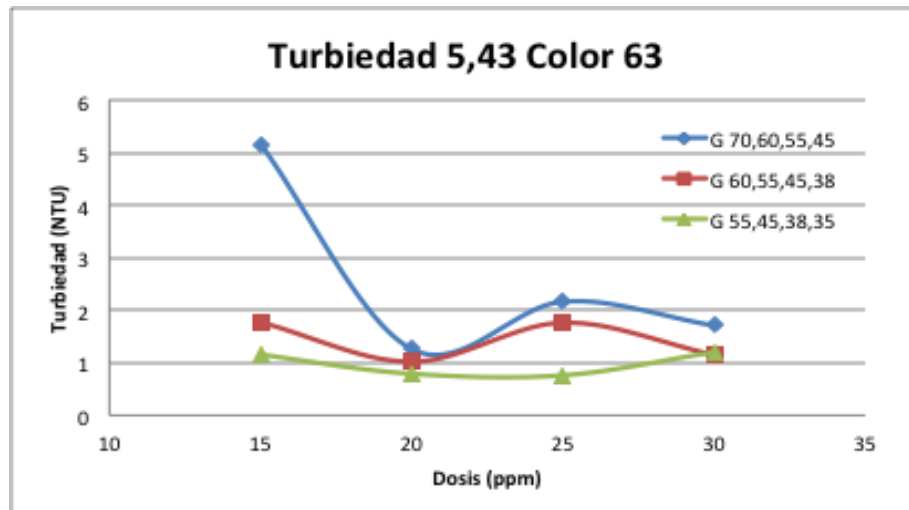
Se encontraron valores de turbiedad remanente más bajo para gradientes pequeños y se presentó como tiempo óptimo de floculación 15 min.

En las tablas 7-14 a la 7-16 se presentan los valores obtenidos con la variación de gradientes dentro de una misma prueba para una sola turbiedad, los cuales simulan los establecidos en planta en cada unidad de floculación. En las figuras 7-41 a la 7-46 se reportan los valores obtenidos con las diferentes variaciones de gradientes.

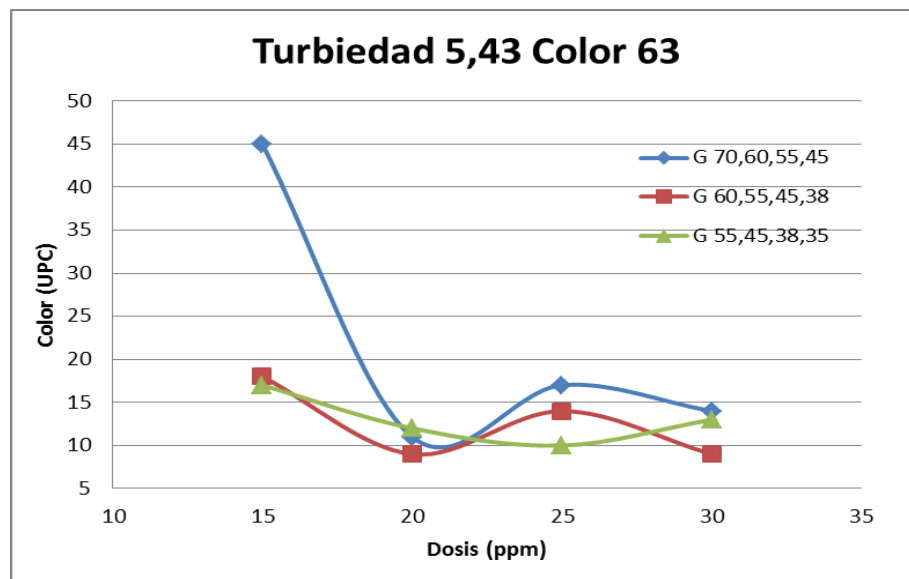
**Tabla 7-14:** Resultado ensayo de jarras gradiente óptimo turbiedad 5,43 NTU y color 63 UPC.

JARRA	DOSIS	GRADIENTE (S <sup>-1</sup> )	Turbiedad (NTU)	Color (Upt/Co)
1	15	70	5,14	45
2	20	60	1,26	11
3	25	55	2,16	17
4	30	45	1,71	14
1	15	60	1,77	18
2	20	55	1,02	9
3	25	45	1,76	14
4	30	38	1,15	9
1	15	55	1,14	17
2	20	45	0,79	12
3	25	38	0,76	10
4	30	35	1,2	13

**Figura 7-41:** Remoción de turbiedad ensayo de jarras gradiente óptimo.



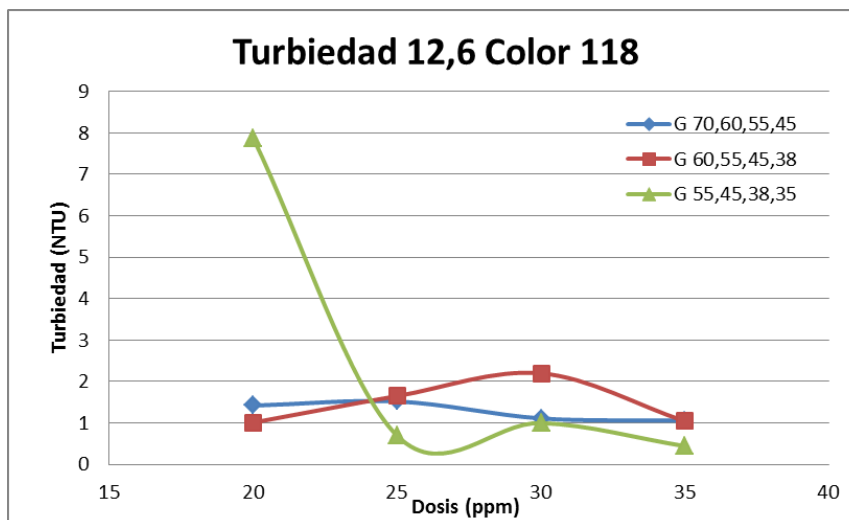
**Figura 7-42:** Remoción de color ensayo de jarras gradiente óptimo.

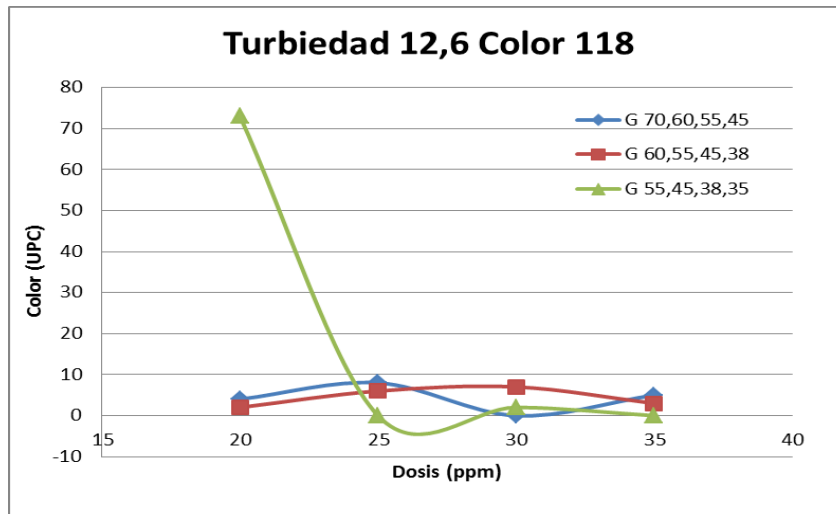


**Tabla 7-15:** Resultado ensayo de jarras gradiente óptimo turbiedad 12,6 NTU y color 118 UPC

JARRA	DOSIS	GRADIENTE	Turbiedad (NTU)	Color (Upt/Co)
1	20	70	1,42	4
2	25	60	1,52	8
3	30	55	1,11	0
4	35	45	1,06	5
1	20	60	1,01	2
2	25	55	1,65	6
3	30	45	2,2	7
4	35	38	1,04	3
1	20	55	7,87	73
2	25	45	0,69	0
3	30	38	1	2
4	35	35	0,44	0

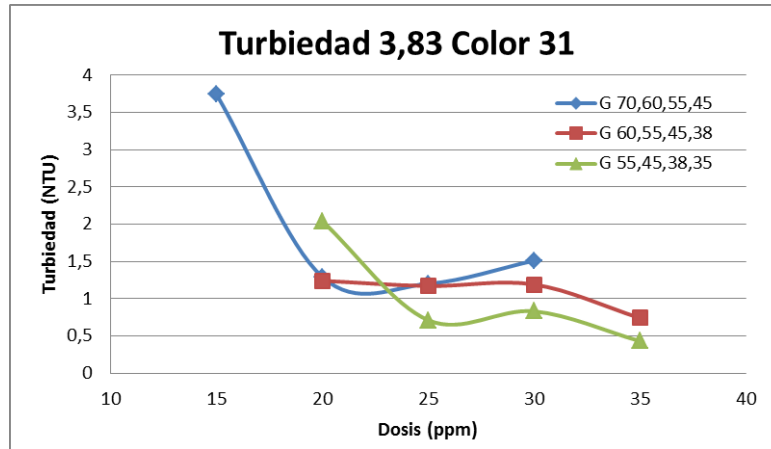
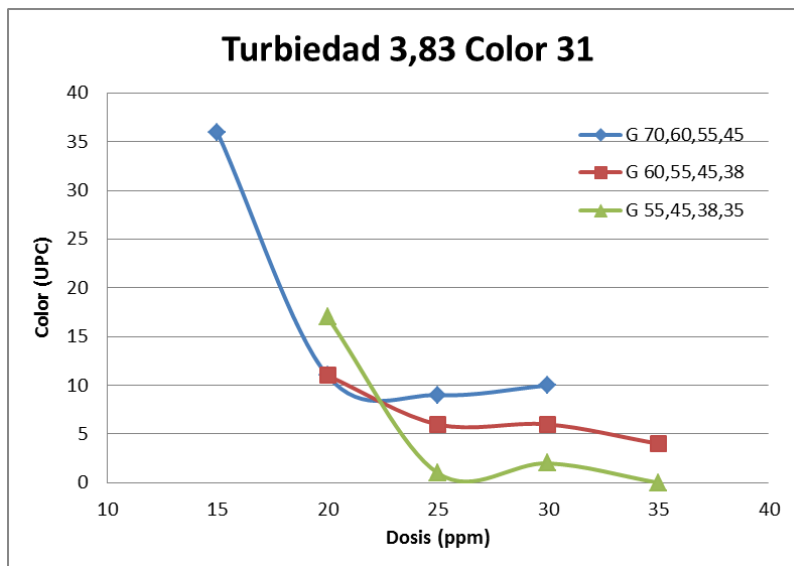
Figura 7-43: Remoción de turbiedad ensayo de jarras gradiente óptimo.



**Figura 7-44:** Remoción de color ensayo de jarras gradiente óptimo.**Tabla 7-15:** Resultado ensayo de jarras gradiente óptimo turbiedad 3,83 NTU y color 31 UPC

JARRA	DOSIS	GRADIENTE	Turbiedad (NTU)	Color (Upt/Co)
1	15	70	3,74	36
2	20	60	1,29	11
3	25	55	1,2	9
4	30	45	1,51	10
1	20	60	1,24	11
2	25	55	1,17	6
3	30	45	1,19	6
4	35	38	0,74	4
1	20	55	2,04	17
2	25	45	0,71	1
3	30	38	0,83	2
4	35	35	0,43	0



**Figura 7-45:** Remoción de turbiedad ensayo de jarras gradiente óptimo.**Figura 7-46:** Remoción de color ensayo de jarras gradiente óptimo.

Analizando los comportamientos de las figuras 7-41 a la 7-45 para tres tipos de agua diferente, se observan que las menores turbiedades luego de realizar la prueba de jarras se obtienen al simular los procesos de floculación con gradientes más pequeños 55, 45, 38 y 35  $s^{-1}$ . Los cuales fueron establecidos por tiempos de 5 minutos tomados según el tiempo de detención de la unidad para un caudal de 350 L/s.

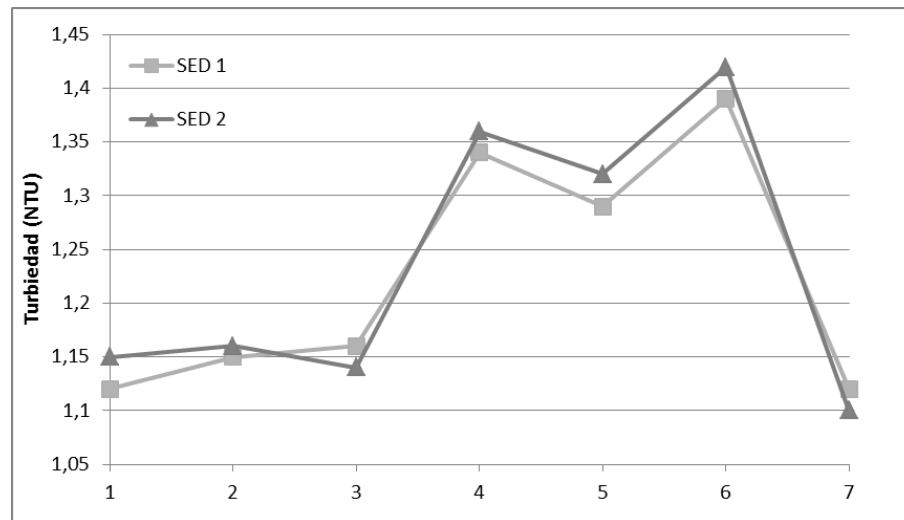
En las tablas 7-17 a 7-19 se reportan los valores obtenidos al aplicar los gradientes encontrados en una prueba realizada en Planta. Se realizó la modificación de los

gradientes de la unidad de sedimentación 2 y la otra se dejó como venía funcionando normalmente. Los resultados obtenidos se pueden observar en las figura 7-47 a 7-49.

**Tabla 7-16:** Prueba en Planta valores bajos de Turbiedad.

CRUDA			SEDIM 1		SEDIM 2		TRATADA			
Turb	Color	pH	Turb	Color	Turb	Color	Turb	Color	pH	Cloro
UNT	u		UNT	u	UNT	u	UNT	u	u	mg/L
7,8	96	8,09	1,12	8	1,15	10	0,84	6	7,31	1,15
9,4	121	7,93	1,15	9	1,16	12	0,91	8	7,24	1,14
10,1	132	7,9	1,16	10	1,14	14	0,93	7	7,23	1,16
10,9	128	7,83	1,34	9	1,36	11	0,84	6	7,21	1,21
7,8	79	7,81	1,29	11	1,32	12	1,03	10	7,38	1,13
6,91	69	7,77	1,39	12	1,42	11	1,1	11	7,31	1,15
5,11	61	7,78	1,12	10	1,1	9	0,92	7	7,15	1,02
4,17	50	7,82	1,01	8	1,04	9	0,85	5	7,08	1,05

**Figura 7-47:** Comportamiento variación sedimentadores bajas turbiedades.



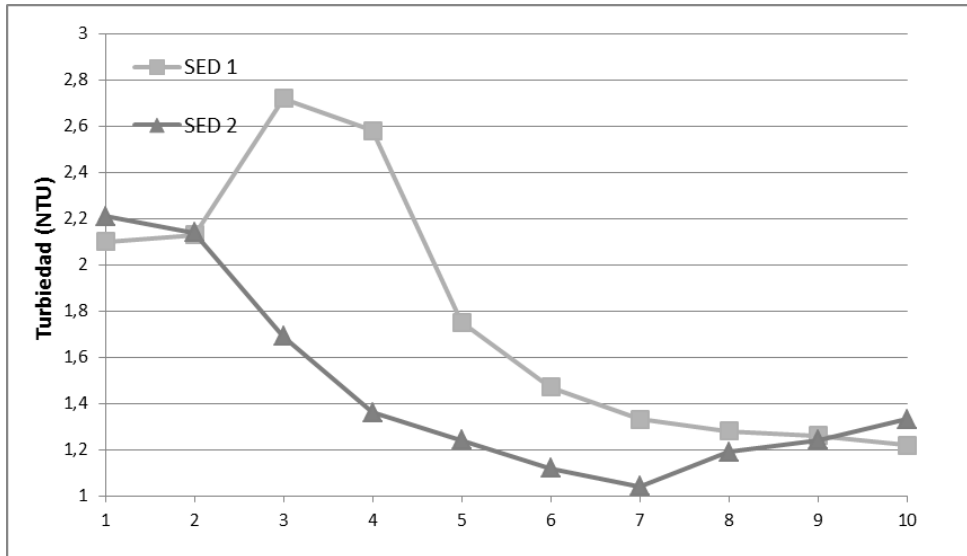
Se observa que para valores bajos de turbiedad no es apreciable la variación entre los dos sedimentadores.

**Tabla 7-17:** Prueba en Planta valores altos de Turbiedad.

CRUDA			SEDIM 1		SEDIM 2		TRATADA			
Turb	Color	pH	Turb	Color	Turb	Color	Turb	Color	pH	Cloro
UNT	u		UNT	u	UNT	u	UNT	u	u	mg/L

6,8	68	8,03	2,1	24	2,21	23	1,13	6	7,62	1,21
8,1	124	7,94	2,13	22	2,14	21	1,12	8	7,61	1,43
28,7	266	7,86	2,72	25	1,69	17	1,26	7	7,23	1,26
63,1	545	7,84	2,58	23	1,36	11	1,33	9	7,1	1,18
119	863	7,7	1,75	18	1,24	10	1,29	11	7,04	1,13
133	1030	7,66	1,47	15	1,12	8	1,14	9	7,08	1,19
45,5	417	7,82	1,33	15	1,04	7	1,07	7	7,13	1,22
27,3	284	7,71	1,28	13	1,19	11	1,03	5	7,17	1,08
10,9	116	7,88	1,26	13	1,24	12	1,09	7	7,15	1,03
4,71	61	7,85	1,22	14	1,33	15	1,02	5	7,09	1,15

Figura 7-48: Comportamiento variación sedimentadores altas turbiedades



Se observan variaciones en los dos sedimentadores, luego de realizar el cambio de los gradientes en todas las unidades de floculación, para el sedimentador 2 se observan valores más bajos cuando la turbiedad de entrada presenta valores más altos, para bajas turbiedades no se presenta variación notoria en la unidad 2.

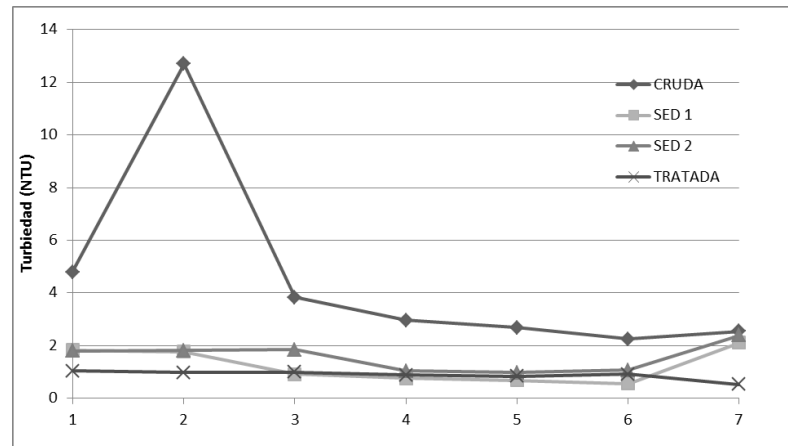
A continuación se presenta prueba en Planta realizada el día 14 de Mayo de 2015.

Tabla 7-18: Prueba en Planta con variación de los gradientes hidráulicos

Turb	Color	pH	Turb	Color	Turb	Color	Turb	Color	pH	Cloro
4,80	49	7,68	1,83	21	1,79	19	1,04	11	7,31	1,10

12,70	119	7,76	1,77	20	1,82	17	0,97	14	7,30	0,94
3,83	31	7,79	0,91	18	1,84	11	0,99	1	7,33	0,81
2,96	29	7,96	0,76	9	1,03	10	0,88	0	7,14	0,97
2,68	27	8,04	0,68	7	0,98	11	0,84	0	7,06	1,14
2,25	24	8,14	0,55	6	1,07	12	0,91	0	6,89	1,23
2,54	34	8,19	2,10	13	2,38	17	0,52	0	6,77	1,26

**Figura 7-49:** Comportamiento en Planta variando gradientes hidráulicos



Se puede observar valores muy bajos de turbiedad en sedimentadores y por ende en el agua tratada después de su carrera de potabilización.

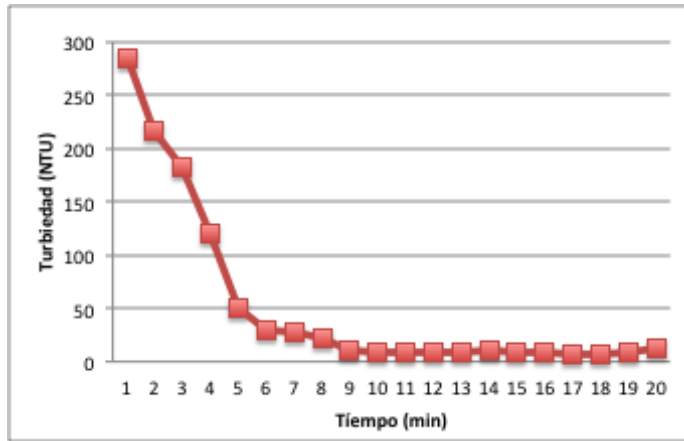
#### Verificación tiempo de lavado de filtros.

Se realizó la verificación del tiempo requerido para el lavado de los filtros para evitar el desperdicio de agua a un caudal de 350 L/s.

Los valores obtenidos fueron registrados en la tabla 7-20 y su comportamiento se puede observar en la figura 7-50.

**Tabla 7-19:** Tiempo de lavado de los filtros.

<b>Tiempo (min)</b>	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
<b>Turbiedad (NTU)</b>	284	216	183	120	51,1	29	27	22,9	10,8	9,16
<b>Tiempo (min)</b>	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
<b>Turbiedad (NTU)</b>	8,35	9,35	9,15	10,5	8,16	9,33	6,75	7,25	9,42	11,7

**Figura 7-50:** Comportamiento lavado de los filtros.

Se encuentra que el tiempo de lavado según la medición realizada es entre 8 y 9 minutos, pasado este tiempo, la turbiedad del filtro permanece estable entre 7 y 11 unidades de turbiedad.

A continuación se presenta la propuesta de mejoras a cada uno de los problemas detectados en la Planta de Tratamiento.

**Tabla 7-20** Propuesta de mejora variables estructurales de la Planta de Tratamiento Villasantana.

Problema detectado o practica observada	Clasificación del problema	Consecuencia indeseable	Propuesta de mejora	Importancia	Tiempo (mes)	Costo (\$)
Canal de excesos a entrada de la Canaleta Parshall	Alto	Ruptura de floc en los procesos de floculación y sedimentación	Demolición muro	Poder reducir picos de caudal	1	500.000
Dosificación de insumos químicos	Alto	Tamaño de floc disminuido	Cambio del punto de dosificación	Que toda la mezcla reciba la misma dosis de químicos	0.5	100.000
Válvulas de desagüe de sedimentadores incorrectas	Moderado	Poca evacuación de lodos	Cambio de volantes por actuadores eléctricos temporizados. Instalación de un barrelos en el fondo del tanque.	Poder evacuar los lodos correctamente y mejorar la calidad del agua a la entrada de filtros	6	25.000.000
Falta de purga de lodos	Alto	Resuspensión del floc en sedimentadores	Realizar purga de lodos en cada turno	Mejorar la calidad del agua a la entrada a filtros	Continuo	0

Variación continua del caudal	Alto	Variación en la aplicación de coagulantes	Puesta en funcionamiento de una electroválvula que permita regular las variaciones del caudal presentadas en el tanque de carga.	Poder trabajar con las dosis de coagulante requeridas sin generarse sobredosificaciones, agua sin coagulante y resuspensión del floc en sedimentadores.	Continuo	28.000.000
Lavado de filtros ineficientes	Moderado	Pérdidas de agua	Aumento de caudal para lavado de filtros	Aumentar las carreras de lavado	Continuo	0
Canaletas levantadas en sedimentadores	Alto	Resuspensión del floc	Nivelación de las canaletas	Mejorar la calidad del agua a la entrada a filtros	0.5	100.000
Planta sobrediseñada	Alto	Inversión realizada elevada	Establecer otro punto para la toma del agua cruda	Poder utilizar toda la capacidad de la Planta para atender la demanda de agua del municipio	12	Sin Calcular
Distribuidor del canal de sedimentación ineficiente	Alto	Levantamiento del floc en sedimentadores	Cambio del distribuidor por tubería	Operación de la Planta con cualquier caudal	12	Sin Calcular

## 8 Conclusiones

La verificación de los cálculos de diseño de las unidades de la Planta de potabilización de agua de Villasantana, mostró que cumple con los parámetros establecidos por el RAS. Se encontró que la separación entre placas en los sedimentadores inicialmente se propuso de 5 mm de espaciamiento, y en la realidad se encontraron instaladas las placas con un espaciamiento de 4 mm de distancia entre ellas. Sin embargo los valores medidos siguen cumpliendo con los parámetros de diseño exigidos por el RAS. Por el método de Hudson se encontró incumplimiento en la variación de velocidad en los distribuidores del caudal a sedimentadores, se encontraron valores del 29% cuando éste no debe superar el 5%.

En periodos de invierno las fluctuaciones presentadas por el caudal son constantes pasando el caudal de 0 a 500 L/s en menos de 5 minutos, debido a la demanda de agua de las tres empresas que surte la bocatoma y a las variaciones del nivel del río. Dificultándose mantener constante la dosificación de los productos químicos generando la resuspensión del floc en los sedimentadores por la variación del caudal y alterando así la calidad del agua por sobredosificación o por la falta de ella.

En épocas de verano no se puede trabajar la Planta con caudales mayores a 350 L/s, para garantizar éste caudal, el nivel del tanque de carga debe ser por encima del rebose, lo cual no está permitidos por la autoridad ambiental competente debido a las pérdidas de agua ocasionadas que no pueden ser utilizadas por ninguna de las empresas, por tanto se dificulta el lavado de unidades por el gasto de agua adicional requerido para el llenado de los tanques y para el lavado de los filtros.

Las variaciones de los parámetros presentadas en el agua cruda responden a los cambios climáticos de la región, donde se observan valores fuera de norma para el agua tratada en

época de lluvias. Para el parámetro de pH se encontró un aumento de una unidad pasando de 7.4 a 8.4 en los cuatro años estudiados.

Al realizar la verificación de la mezcla rápida se encontraron problemas por la variación constante de caudal, se realizó el cambio del punto de aplicación del Sulfato de Aluminio y del PAC, garantizando la uniformidad de la mezcla, sin que se corriera el resalto hidráulico.

Por medio de las pruebas de jarras se encontró que los gradientes pequeños entre 30 a 45 s<sup>-1</sup> permiten la mayor remoción de turbiedad y color. De igual manera las combinaciones de estos gradientes, entre menores sean ellos, arrojaron valores más bajos, obteniendo turbiedades menores a 1 NTU en los sedimentadores.

En la evaluación de la Planta se encontraron fallas en los sistemas de operación. Los gradientes de velocidad para los floculadores mecánicos, nunca habían sido modificados de acuerdo al caudal de agua tratado. Al analizar el comportamiento de las compuertas instaladas en los floculadores hidráulicos no se encontró mejoría alguna por tanto se pueden dejar como se han venido trabajando.

La prueba en Planta con la variación de los gradientes de velocidad de los floculadores mecánicos a 55, 45, 38 y 35 s<sup>-1</sup> para las primeras cuatro unidades de sedimentación, permitió la dosificación adecuada de Sulfato de Aluminio para turbiedades menores a 5 NTU, lo cual antes no había sido posible por presentar resuspensión del floc en los sedimentadores.

Al operar la planta con 350 L/s por las dos unidades, se aumenta el tiempo de retención en floculadores a 50 min, cuando el tiempo de floculación según el RAS debe ser entre 20 y 40 min, lo que representa una pérdida en la inversión realizada en la Planta por ser subutilizada.

Para realizar un lavado eficiente de los filtros el cual corresponde a 3 minutos de aire y 5 minutos de agua, se requiere un caudal mínimo de 420 L/s. Para el lavado del mismo con 350 L/s requiere un tiempo mayor de agua que es aproximadamente 10 minutos lo que equivale a un aumento del 50 % en el costo por m<sup>3</sup> por lavado.



El cálculo de parámetros de diseño para la unidad de floculación consistió en determinar si esta fue correctamente proyectada y construida y si se encuentra en buen estado de mantenimiento. Para ello, los resultados obtenidos de los cálculos de verificación fueron comparados con los valores recomendados en la literatura, así como las especificaciones técnicas establecidas en el Reglamento Técnico (RAS, 2000) [25] para el caudal de diseño, el caudal máximo, el caudal mínimo y el caudal frecuente, dado el caso.

Se encontró que el sedimentador de la Planta de Tratamiento Villasantana, según se muestra en el esquema de la unidad (Anexo A.4.), posee las características descritas en el ítem 4.5. del Marco Referencial del presente documento.

Con la ejecución del presente trabajo se logra alcanzar de manera satisfactoria el objetivo general así como los objetivos específicos propuestos.

Esta metodología puede ser aplicable a cualquier sistema de potabilización de agua y es una herramienta de apoyo importante para mejorar la operación de numerosas plantas de potabilización de agua existentes en el país, con muchos años de construcción y operación y que actualmente no cumplen con la normatividad vigente sobre la materia.

## 9 Recomendaciones

Realizar una inspección sanitaria de la fuente aguas arriba de la bocatoma con el fin de detectar vertimientos que pueden incidir en la calidad del agua cruda.

Realizar la instalación de la hidroválvula propuesta por la empresa Aguas y Aguas para permitir la regulación adecuada del caudal para la Planta de Tratamiento de Potabilización de agua de Villasantana en cualquier época del año.

Se debe revisar la propuesta de considerar la alimentación del agua cruda a partir del tanque de carga de la central hidroeléctrica de Nuevo Libaré, tal como se consideró en el diseño inicial para poder llegar a garantizar que la Planta trabaje con caudales superiores a 350 L/s.

Se recomienda realizar las purgas de lodos una vez por turno en época de invierno por espacio de un minuto para evitar la colmatación de la unidad de sedimentación por aumento en la capa de lodos.

Se deben usar las tablas de gradiente calculadas para los tipos de caudales que se traten en Planta para que no se presente ruptura del floc debido a la velocidad mayor en las paletas.

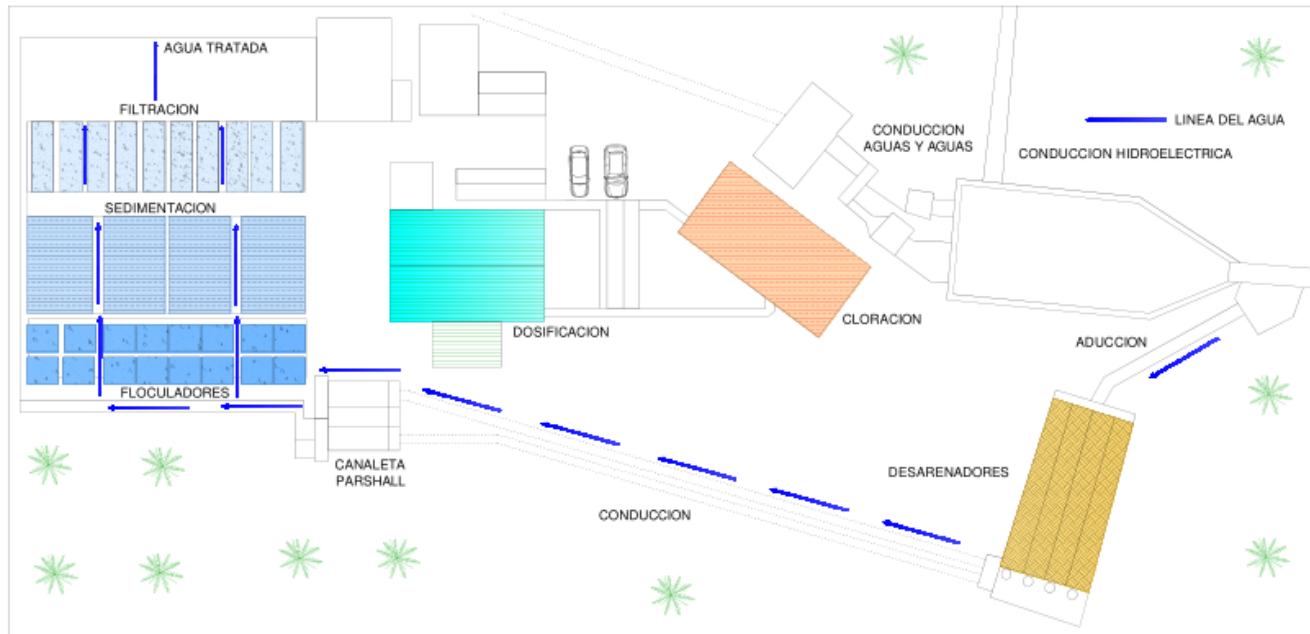
Se recomienda realizar pruebas de jarras cada vez que los valores de turbiedad se encuentren por encima de 5 UNT para encontrar la dosis óptima de coagulante, debido a que al modificar los gradientes en la unidad de floculación, el agua se vuelve más susceptible a cualquier cambio en las dosis aplicadas de sulfato.

Realizar periódicamente reinducción al personal sobre buenas prácticas de acuerdo a los manuales de operación establecidos.

## **A. Anexo: Planos de la Planta de Tratamiento Villasantana**

## A.1 Esquema Planta de Tratamiento Villasantana

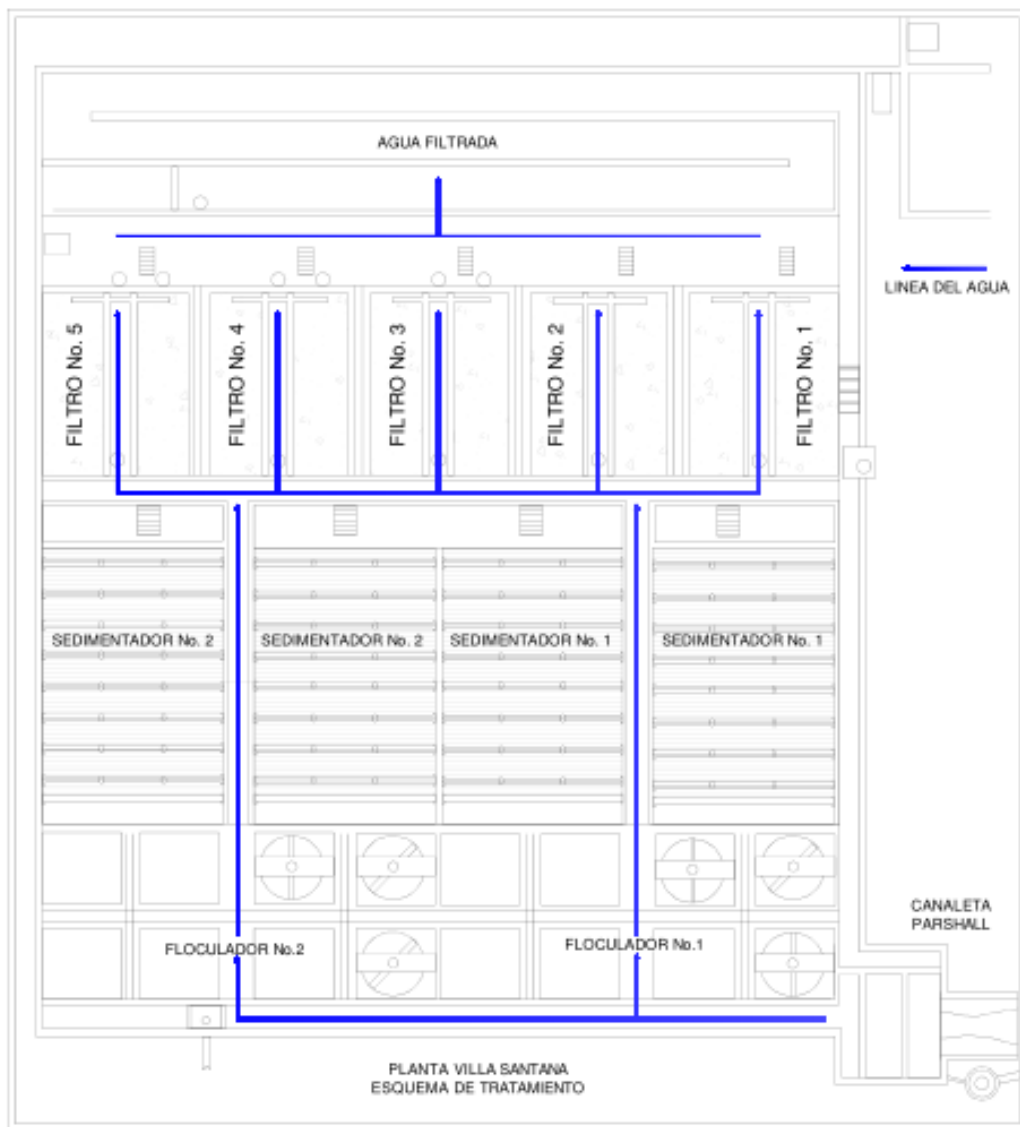
Figura A-1: Esquema general sistema de tratamiento de potabilización



Fuente: Ramos, A. et al, 2008 [18].

## A.2. Esquema Módulos Planta de Tratamiento Villasantana

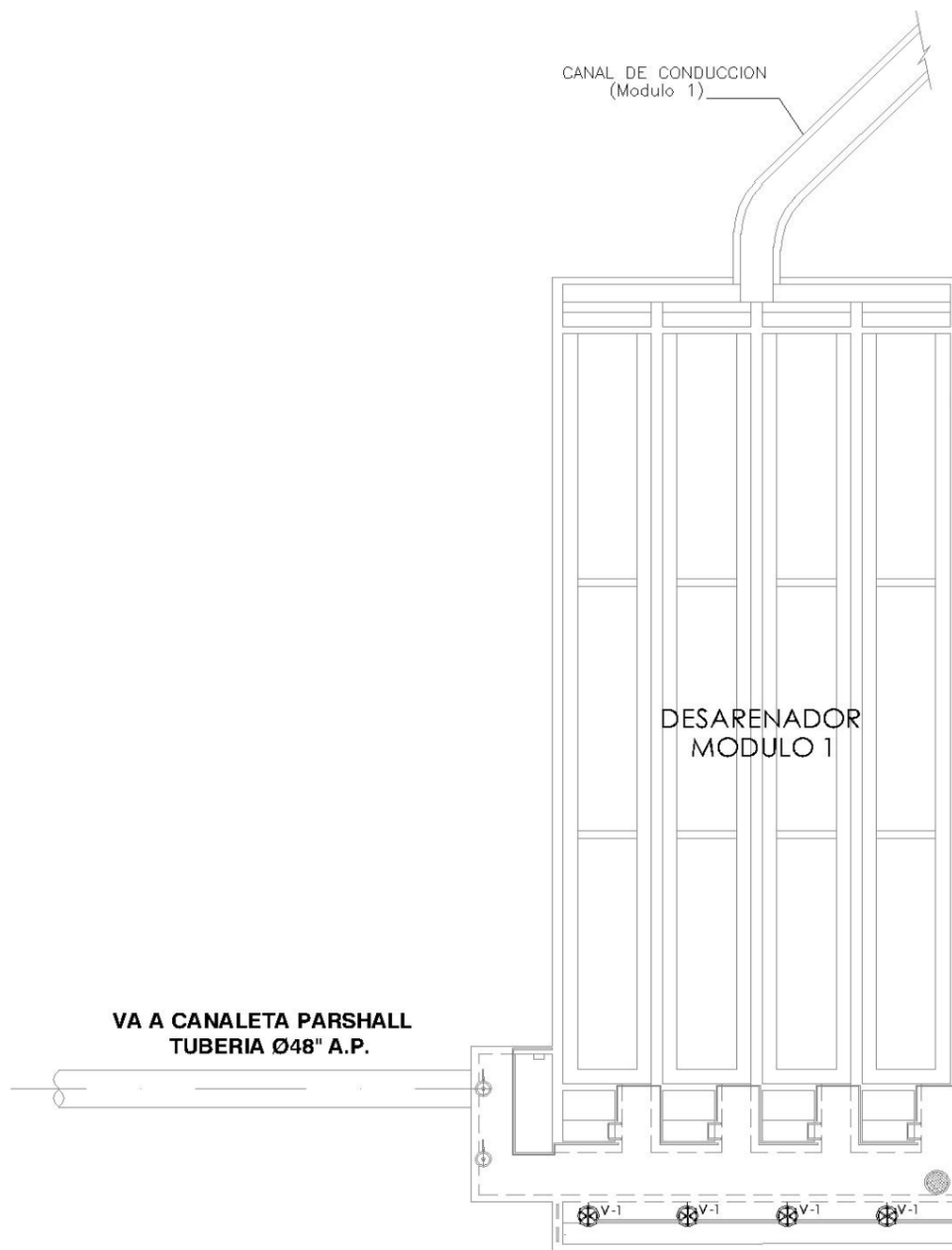
Figura A-2: Esquema de los módulos del sistema de tratamiento de potabilización



Fuente: Ramos, A. et al, 2008 [18].

### A.3. Esquema Desarenadores Planta de Tratamiento Villasantana

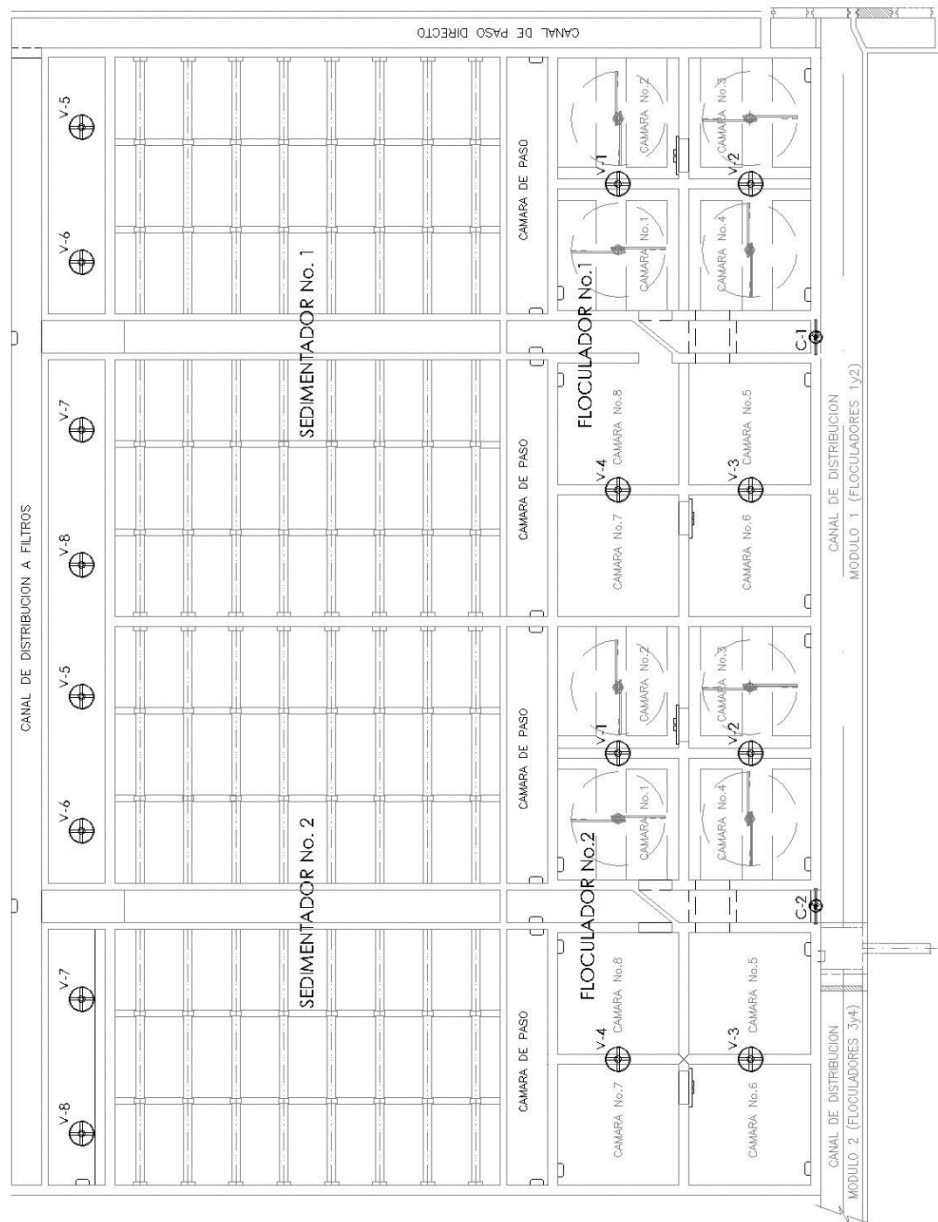
Figura A-3: Esquema de desarenadores



Fuente: *SERVICIUDDAD E.S.P.*, 2012 [28]

## A.4. Esquema Floculadores y Sedimentadores Planta de Tratamiento Villasantana

Figura A-4: Esquema de floculadores y sedimentadores



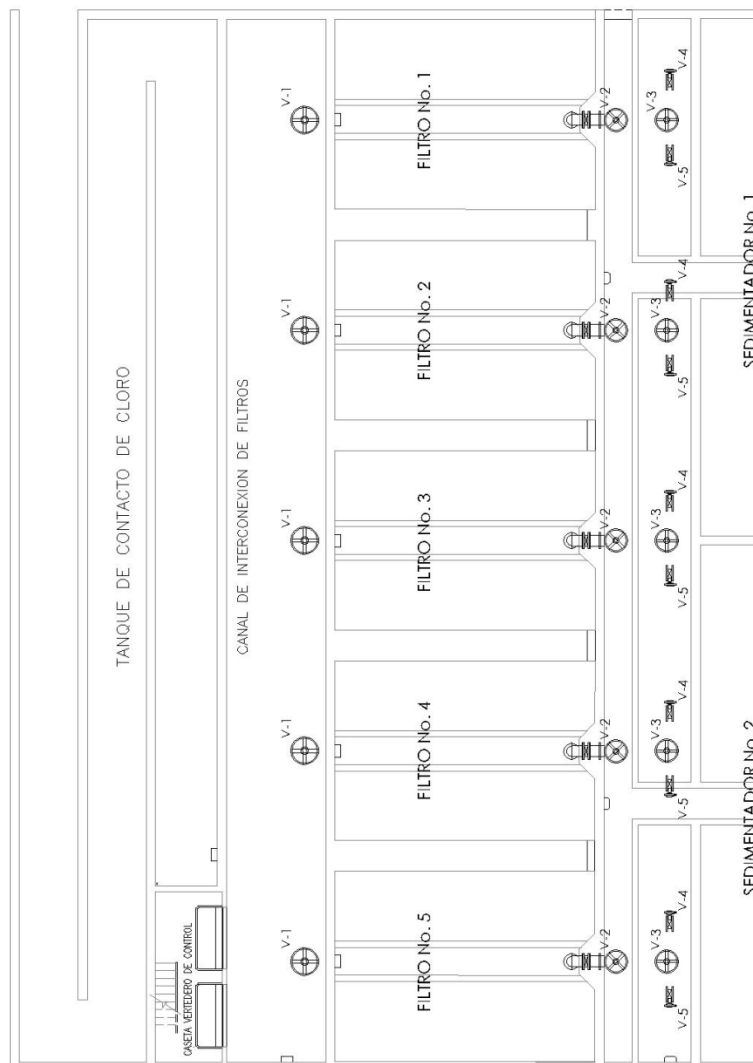
Fuente: SERVICIUDAD E.S.P., 2012 [28].





## A.5. Esquema Batería de Filtros Planta de Tratamiento Villasantana

Figura A-5: Esquema batería de filtros



Fuente: SERVICIUDAD E.S.P., 2012 [28].

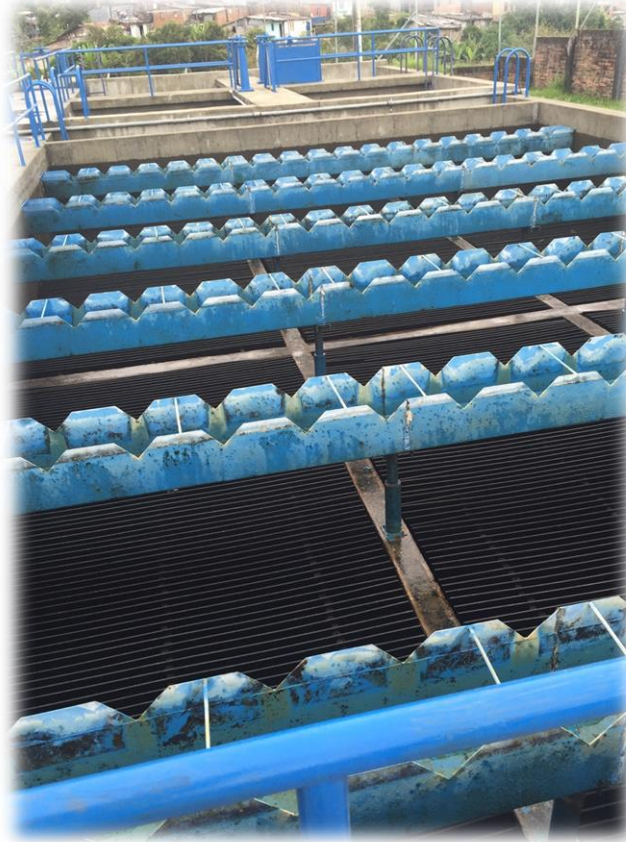
**A. Anexo:                    Registros                    Marco  
Metodológico**

## B.1. Registro Fotográfico Inspección Preliminar

Figura B-1 Punto de resalto hidráulico – canaleta Parshall



Figura B-2 Sedimentadores



**Figura B-3** Tolvas de Sedimentadores



**Figura B-4** Mediciones en planta



**Figura B-5** Medición de caudal con caudalímetro NIVUS



## B.2. Fichas de Inspección Preliminar

VARIACIONES DE CAUDAL PLANTA DE TRATAMIENTO SERVICIUDAD

HORA	10/02/15	11/02/15	12/02/15	13/02/15	20/02/15	21/02/15	22/02/15	23/02/15
06:30	224	263	516	0	233	250	0	248
07:00	227	268	500	360	233	256	273	249
07:30	222	261	380	295	350	361	468	264
08:00	303	257	300	324	310	381	360	245
08:30	300	308	230	250	285	402	240	247
09:00	303	318	280	350	275	261	220	280
09:30	300	335	270	394	430	200	270	360
10:00	265	235	300	400	280	205	370	371
10:30	304	259	315	390	380	252	396	353
11:00	302	308	310	402	377	255	436	359
11:30	313	330	310	393	367	252	430	360
12:00	311	341	280	400	360	200	450	340
12:30	295	349	268	405	378	264	435	280
13:00	306	347	289	395	280	268	450	285
13:30	292	358	270	386	280	270	440	290
14:00	290	359	280	396	250	263	445	282
14:30	285	359	380	398	235	280	417	253
15:00	336	346	360	388	213	299	500	249
15:30	375	349	570	383	230	440	0	240
16:00	395	345	430	377	240	430	0	70
16:30	364	350	445	362	230	470	0	202
17:00	410	342	430	363	370	550	0	340
17:30	425	343	420	369	370	450	0	280
18:00	418	326	271	357	372	246	0	284
18:30	337	338	296	355	369	314	580	190
19:00	360	348	269	358	240	498	352	350
19:30	360	284	263	240	372	588	120	300
20:00	370	278	270	337	330	512	240	280
20:30	270	250	265	265	320	516	320	300
21:00	268	240	268	260	290	315	325	380
21:30	260	252	274	250	240	305	325	288
22:00	250	249	240	240	212	272	350	298
22:30	257	255	225	244	190	275	358	260
23:00	245	251	235	239	194	275	350	206
23:30	257	238	254	237	200	273	425	217
00:00	250	297	244	235	198	276	400	212
00:30	240	250	242	235	180	268	390	206
01:00	250	254	238	237	160	270	405	208
01:30	247	262	240	239	193	222	397	216
02:00	267	245	220	250	210	200	403	205
02:30	250	250	244	247	190	220	335	200
03:00	278	245	270	247	196	227	330	200
03:30	255	249	260	245	186	175	330	200
04:00	260	253	265	240	181	170	200	200
04:30	257	243	226	245	234	165	355	216
05:00	270	240	260	250	228	163	355	310
05:30	280	260	250	251	185	165	282	350
06:00	269	140	225	269	109	172	276	345

## Referencias

[1] *SERVICIUDDAD E.S.P.* Agua potable de excelente calidad. Publicación Electrónica en Línea:[http://www.serviciudad.gov.co/web/index.php?option=com\\_content&view=article&id=62&Itemid=75](http://www.serviciudad.gov.co/web/index.php?option=com_content&view=article&id=62&Itemid=75). Consultada: 08 de mayo de 2015.

[2] Secretaria de Planeación Departamental de Risaralda. Sistema de información y estadística territorial de Dosquebradas, servicios públicos – acueducto. Publicación Electrónica en Línea: <http://planeacion.risaralda.gov.co/SIETE/subnivel.php?Subnivel=0401&Nivel=04&Codigo=170>. Consultada: 08 de mayo de 2015.

[3] Guimarães, J.R. et al. Desinfección de agua, 2006. Publicación Electrónica en Línea: <http://www.psa.es/webeng/solwater/files/CYTED01/22cap15.pdf>. Consultada: 29 de septiembre de 2014.

[4] Grupo de investigación en Agua y Saneamiento. Selección y dimensionamiento de alternativas para el manejo de lodos provenientes de la Planta de Tratamiento Villasantana. Universidad Tecnológica de Pereira. Año 2010

[5] Alcaldía de Pereira. Mapa de Equipamiento Urbano, Secretaria de Planeación. Publicación Electrónica en Línea: <http://190.128.91.211/visor/equipamiento/map.phtml>. Consultada: 05 de mayo de 2015.

[6] CARDER - Corporación Autónoma Regional del Risaralda. Acuerdo de manejo para el área del parque lineal Otún Municipios de Pereira, Dosquebradas y Santa Rosa De Cabal. 2010.

[7] Aguas y Aguas de Pereira. Publicación Electrónica en Línea: <https://sites.google.com/site/aguasyaguasdepereira/cuidamos-el-agua>. Consultada: 29 de septiembre de 2014.

[8] Puerta, D.C. Documentación de los procesos operativos para la potabilización de agua en la planta de tratamiento Villasantana bajo la noma NTC – GP 1000:2009. Universidad Tecnológica de Pereira. 2014.

- [9] Escobar, J.C. Análisis del tramo del río Otún entre la vidriera Otún y la estación eléctrica Belmonte No. 2 del municipio de Pereira utilizando los programas HIDROSIG JAVA y HEC – RAS. Corporación Autónoma Regional de Risaralda. 2009.
- [10] Departamento Administrativo Nacional de Estadística. Boletín Censo General 2005 – Dosquebradas, Risaralda. Bogotá. 2010.
- [11] Superintendencia de Servicios Públicos Domiciliarios. Sistema Único de Información de Servicios Públicos. Bogotá. 2013.
- [12] Alcaldía de Dosquebradas. Plan de desarrollo de Dosquebradas 2012 – 2015. Subprograma 4.27.1. Agua potable. Dosquebradas. 2012.
- [13] Cámara de Comercio de Pereira. Registro Cámara y Comercio Planta Villasantana Sociedad Limitada. 2014.
- [14] Benjumea, J.M. Planta de mantenimiento Planta de Tratamiento Villasantana S.A. E.S.P. Universidad Tecnológica de Pereira. Pereira. 2009.
- [15] Granados, N.A. Determinación de la dosis más efectiva de la mezcla de carbón activado en polvo con sulfato de aluminio líquido para la potabilización de agua en la Empresa *Aguas y Aguas de Pereira*. Universidad Tecnológica de Pereira. Pereira. 2007.
- [16] Sarria, M. Ensayo Planta de Tratamiento Villasantana – competencias. Escuela Superior de Administración pública. Seccional Quindío. Pereira. 2011.
- [17] Ministerio de Desarrollo Económico. Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico RAS – 2000. Título B: Sistemas de acueducto. Bogotá. 2000.
- [18] Ramos, F. Propuesta para el manejo de los lodos aluminosos generados en la planta de tratamiento de agua potable Villasantana, municipio de Pereira, Risaralda. Universidad Libre Seccional Pereira. 2008.
- [19] CORTOLIMA. Guía ambiental para sistemas de acueducto. Ministerio de Ambiente. Bogotá.
- [20] Palencia, A. Diseño de una planta de purificación de agua para consumo humano en la vereda de Acapulco, municipio San Juan de Giron – Santander. Universidad Industrial de Santander. 2004
- [21] López, R. Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados. Escuela Colombiana de Ingeniería. 1995
- [22] Arboleda V. J. Teoría diseño y control de los procesos de clarificación de agua. S1 Acoda, 1995.



- [23] Arboleda V. J. et al. Métodos de Evaluación de Procesos en Plantas de Tratamiento de Agua. Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente. CEPIS, 1974.
- [24] Vargas, L. Manual I: Teoría. Tratamiento de agua para consumo humano. Mezcla Rápida: Capítulo 5. Tomo I. OPS, CEPIS. 2004.
- [25] Ministerio de Desarrollo Económico. Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico RAS – 2000. Título C: Sistemas de potabilización. Bogotá. 2000.
- [26] Azevedo, N. Manual de Hidráulica. Harla. 1976.
- [27] Gonzales, N.J. Prueba de tratabilidad para potabilización. Pueblo Rico, Neira. Unión temporal. Estudios Hidráulicos Departamento de Caldas. 2011.
- [28] SERVICIUDAD E.S.P. Manual de operaciones y mantenimiento en planta. 2010.
- [29] Chourio, A. Posibilidades de mejoramiento de una planta potabilizadora no convencional. Universidad Central de Venezuela. 2012.
- [30] EMPEN E.S.P. Manual de operación, mantenimiento y control de planta de potabilización. 2013.
- [31] Romero, J. Calidad del agua. 2a Edición. Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería. 2005
- [32] Resolución 2115 de 2007, Republica de Colombia, Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial. 2007.
- [33] CEPIS/ OPS. Tratamiento de agua para el consumo humano. Plantas de filtración rápida. Manual III: Evaluación de plantas de tecnología apropiada. Editorial del Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente. Perú. 2005.
- [34] Caballero, D. Manual para la evaluación y diagnóstico de plantas de tratamiento de filtrado rápido en la zona rural colombiana. Universidad Industrial de Santander. 2011.
- [35] AWWA-ASCE. (2004). Water Treatment Plant Design. Edward E. Baruth Technical Editor. 4th Edition. McGraw Hill, NY.
- [36] APHA, AWWA, WEF. (2000). Standard Methods for the examination of water and wastewater. 20th edition.
- [37] Najul, M. Estrategias de mejora continua en plantas potabilizadoras venezolanas. Revista de la facultad de ingeniería de la Universidad Central de Venezuela. 29 (1) 37 – 50. 2014.

**[38]** Red Hidroclimatológica Pereira. <http://redhidro.org/home/>. Consultada: 15 de Febrero de 2015.

**[39]** Hidrosan Ltda. Optimización de la Planta de Tratamiento Villasantana. Aguas de Dosquebradas. 2005