

**EVALUACIÓN DE LA EFICIENCIA DE REMOCIÓN DE TURBIEDAD EN LA
PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE POR FILTRACIÓN EN
MÚLTIPLES ETAPAS (FIME) DEL ACUEDUCTO VEREDAL “RIO NEGRO”,
CON Y SIN LA ADICIÓN DE COAGULANTE**



**NASLID DALILA MUÑOZ GUERRERO
JENNIFER VERÓNICA FERNÁNDEZ ORDÓÑEZ**

**UNIVERSIDAD DEL CAUCA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
PROGRAMA DE INGENIERIA AMBIENTAL
POPAYÁN
2009**

**EVALUACIÓN DE LA EFICIENCIA DE REMOCIÓN DE TURBIEDAD EN LA
PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE POR FILTRACIÓN EN
MÚLTIPLES ETAPAS (FIME) DEL ACUEDUCTO VEREDAL “RIO NEGRO”,
CON Y SIN LA ADICIÓN DE COAGULANTE**



**NASLID DALILA MUÑOZ GUERRERO
JENNIFER VERÓNICA FERNÁNDEZ ORDÓÑEZ**

**Trabajo de Grado en investigación
Para optar el título de Ingeniero Ambiental**

**Director
JAVIER ERNESTO FERNÁNDEZ MERA
Ingeniero Sanitario**

**UNIVERSIDAD DEL CAUCA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
PROGRAMA DE INGENIERIA AMBIENTAL
POPAYÁN
2009**

Nota de aceptación.

Director: Ing. Javier Ernesto Fernández Mera.

Jurado 1

Jurado 2

*A Dios le adeudo mi gratitud por haberme dado la sabiduría y fortaleza necesaria para culminar con éxito mis estudios, por haber puesto en mi camino a mis padres, a mi tía Blanca E., a mi hermana, a César, a mis abuelos, familiares y amigos, quienes no solo fueron un ejemplo de vida, sino que desde un principio fueron mi aliciente y mi apoyo incondicional. **Gloria Liliana Rojas Fernández***

*Infinitas gracias doy a Dios y a mis padres por la maravillosa vida que me han dado, llena de grandes oportunidades para superarme; asimismo agradezco a mis hermanos y amigos por su confianza, a Edwin por su constante apoyo y finalmente a mis profesores y demás personas que de alguna forma contribuyeron para hacer este sueño realidad. **Lina Rocío del Pilar Bolaños Tovar***

AGRADECIMIENTOS A Dios por regalarnos a diario la fuerza necesaria para poder terminar exitosamente nuestros estudios. A nuestros padres, hermanos y familiares por sus esfuerzos y sacrificios para brindarnos su ayuda y apoyo incondicional. A nuestro director Ing. Guillermo Chaux Figueroa por su orientación y colaboración en el desarrollo de este trabajo. Al Municipio de El Tambo (Cauca), por facilitarnos los medios necesarios para llevar a cabo el estudio al interior de una de sus dependencias. A Raúl Sanclemente, por su colaboración y por abrirnos las puertas del matadero municipal para la realización de este trabajo. A Blanca Eugenia Rojas y María Eugenia Correa funcionarios de la Alcaldía municipal de El Tambo, por su desinteresada colaboración y apoyo durante la ejecución del proyecto. Al Laboratorio de Análisis Industriales de la Universidad del Cauca, por permitir el desarrollo de los análisis fisicoquímicos, determinantes para este trabajo. Al Departamento de Ingeniería ambiental y sanitaria, por facilitarnos las herramientas materiales y humanas necesarias para desarrollar nuestro proyecto.

CONTENIDO

	Pág.
Lista de figuras	
Lista de Tablas	
Lista de Acrónimos	
Lista de anexos	
INTRODUCCIÓN	12
1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	13
2. JUSTIFICACIÓN	15
3. OBJETIVOS	19
3.1 OBJETIVO GENERAL	19
3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	19
4. MARCO TEÓRICO	20
4.1. TECNOLOGÍAS DE TRATAMIENTO PARA POTABILIZACIÓN DEL AGUA.	20
4.1.1. Tecnologías con Coagulación Química.	20
4.1.1.1 Adsorción y neutralización de carga.	21
4.1.1.2 Barrido	22
4.1.1.3. Factores que afectan la coagulación.	23
4.1.2. Filtración en Múltiples Etapas (FiME).	23
4.1.2.1. Filtro grueso Dinámico (FGDi).	25
4.1.2.1.1 Diseño	27
4.1.2.1.2. Eficiencia de remoción	27

4.1.2.2. Filtro grueso de flujo ascendente en capas (FGAsC)	28
4.1.2.2.1 Diseño	29
4.1.2.2.2. Eficiencia de remoción	29
4.1.2.3. Filtro lento en arena (FLA)	30
4.1.2.3.1 Diseño	31
4.1.2.3.2. Eficiencia de remoción	32
4.1.3. Floculación de contacto.	32
4.1.3.1. Procesos de coagulación en medio granular.	35
4.1.3.1.1. Filtración.	35
4.1.3.1.2. Sedimentación.	36
4.1.3.1.3. Floculación en lechos de grava.	36
5. METODOLOGÍA	39
5.1. ESTRATEGIA METODOLÓGICA	39
5.1.1. Generalidades de la zona.	40
5.1.2. Sistema de abastecimiento de agua.	41
5.2. DESARROLLO DEL OBJETIVO 1	43
5.2.1. Ensayos preliminares para determinación del rango de dosis óptima, a través de prueba de jarras modificada.	43
5.2.2. Evaluación de la remoción de turbiedad a escala real.	44
5.3. DESARROLLO DEL OBJETIVO 2	46
5.3.1 Evaluación de la remoción de turbiedad a escala real.	46
5.4. DESARROLLO DEL OBJETIVO 3.	46
5.4.1 Control de caudales.	46
5.4.2 Seguimiento de la pérdida de carga.	47
6. PRESENTACIÓN DE RESULTADOS	48
6.1. CALIDAD DEL AGUA CRUDA	48
6.2. DETERMINACIÓN DEL RANGO ÓPTIMO DE DOSIFICACIÓN A PARTIR DE LA PRUEBA MODIFICADA DE JARRAS.	48

6.3. EVALUACIÓN DE LA EFICIENCIA DE REMOCIÓN DE LA TURBIEDAD CON DIFERENTES DOSIS DE COAGULANTE.	49
6.3.1. Dosis de 6 mg/l.	50
6.3.2. Dosis de 12 mg/l.	51
6.3.3. Dosis de 15 mg/l.	52
6.3.4. Dosis de 18 mg/l.	53
6.3.5. Dosis de 24 mg/l.	54
6.4. PÉRDIDA DE CARGA EN LOS FGAsC.	55
6.4.1. Control de Caudales.	55
6.4.2. Corrección de la pérdida de carga	56
6.4.3. Comportamiento de la pérdida de carga.	57
6.4.3.1. Primer muestreo.	57
6.4.3.2. Segundo muestreo.	58
6.4.3.3. Tercer muestreo.	58
6.4.3.4. Cuarto muestreo.	59
7. DISCUSIÓN DE RESULTADOS	60
7.1. CALIDAD DEL AGUA CRUDA	60
7.2. PRUEBA MODIFICADA DE JARRAS.	61
7.3. DESCARTE DE DATOS.	62
7.4. COMPORTAMIENTO DE LA TURBIEDAD CON DIFERENTES DOSIS.	63
7.4.1. Dosis de 6 mg/l.	63
7.4.2. Dosis de 12 mg/l.	64
7.4.3. Dosis de 15 mg/l.	65
7.4.4. Dosis de 18 mg/l	67
7.4.5. Dosis de 24 mg/l	67
7.5. EFECTO DEL COAGULANTE.	68
7.6. EFECTO DE LA CAPA.	70

7.7. COMPARACION DE LA EFICIENCIA DE REMOCION DE TURBIEDAD PARA LAS DOSIS EVALUADAS.	71
7.8. ANALISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LA PÉRDIDA DE CARGA EN LOS FGAsC.	74
8. CONCLUSIONES	75
RECOMENDACIONES	76
BIBLIOGRAFÍA	78
ANEXOS	81
DATOS DE pH PARA DIFERENTES DOSIS	81
CAUDALES EN LOS FILTROS GRUESOS ASCENDENTES	82
CORRECCIÓN PÉRDIDA DE CARGA	83
DATOS INICIALES	84
DESCARTE DE DATOS	96

LISTADO DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1. Diagrama de coagulación con sulfato de aluminio para remoción de turbiedad.	22
Figura 2. Esquema general de FiME	25
Figura 3. Esquema general de un filtro en gravas dinámico	27
Figura 4. Esquema de un FGAC.	28
Figura 5. Esquema general de un filtro lento en arena	31
Figura 6. Puntos de muestreo	39
Figura 7. Ubicación geográfica de la planta de tratamiento del acueducto Río Negro	40
Figura 8. Montaje para dosificación	44
Figura 9. Porcentajes de frecuencia de turbiedad	48
Figura 10. Seguimiento del parámetro turbiedad. Dosis 6 mg/l	50
Figura 11. Seguimiento del parámetro turbiedad. Dosis 12 mg/l	51
Figura 12. Seguimiento del parámetro turbiedad. Dosis 15 mg/l	53
Figura 13. Seguimiento del parámetro turbiedad. Dosis 18 mg/l	54
Figura 14. Seguimiento del parámetro turbiedad. Dosis 24 mg/l	55
Figura 15. Pérdida de carga FGASC - primer muestreo	57
Figura 16. Pérdida de carga FGASC - segundo muestreo	58
Figura 17. Pérdida de carga FGASC - tercer muestreo	59
Figura 18. Pérdida de carga FGASC - cuarto muestreo	59
Figura 19. Derrumbe en la microcuenca de la quebrada Chiguará	60
Figura 20. Deslave sobre la quebrada Chiguará	60
Figura 21. Diagrama de cajas dosis 24 mg/l	62
Figura 22. Remoción de turbiedad en los filtros gruesos de la planta	

	FiME, adicionando sulfato de aluminio.	63
Figura 23.	Fenómeno de transvase en los FGAC.	66
Figura 24.	Turbiedad promedio de entrada y eficiencia de remoción para cada dosis.	72

LISTA DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1. Criterios de diseño de un filtro en gravas dinámico.	27
Tabla 2. Parámetros de diseño de los sistemas por filtración en grava de flujo ascendente.	29
Tabla 3. Criterios de diseño de FLA	32
Tabla 4. Dimensiones para las unidades de filtración.	42
Tabla 5. Características del medio filtrante de las diferentes unidades.	43
Tabla 6. Pruebas de jarras modificadas	43
Tabla 7. Resultados Prueba de jarras modificada	49
Tabla 8. Estadísticos descriptivos de pH para cada dosis.	50
Tabla 9. Estadísticos descriptivos para turbiedad – dosis 6mg/l.	51
Tabla 10. Estadísticos descriptivos para turbiedad – dosis 12mg/l	52
Tabla 11. Estadísticos descriptivos para turbiedad – dosis 15 mg/l	53
Tabla 12. Estadísticos descriptivos para turbiedad – dosis 18 mg/l	54
Tabla 13. Estadísticos descriptivos para turbiedad – dosis 24 mg/l	55
Tabla 14. Estadísticas descriptivas para caudales.	56
Tabla 15. Pruebas de los efectos inter-sujetos. Coagulante	69
Tabla 16. Medias marginales estimadas. Coagulante	69
Tabla 17. Pruebas de los efectos inter-sujetos. Capa	70
Tabla 18. Medias marginales estimadas. Capa	71

LISTA DE ANEXOS

- Anexo A. Datos de pH para diferentes dosis.
- Anexo B. Caudales en los filtros gruesos ascendentes.
- Anexo C. Corrección pérdida de carga.
- Anexo D. Descarte de datos.
- Anexo E. Datos iniciales.

ACRÓNIMOS

FiR	Filtración rápida
FiME	Filtración en Múltiples Etapas
FGDi	Filtro Grueso Dinámico
FGAsC	Filtro Grueso Ascendente por Capas
FLA	Filtro Lento en Arena
FGH	Filtros gruesos horizontales
CINARA	Instituto de Investigación y Desarrollo en Agua Potable, Saneamiento Básico y Conservación del Recurso Hídrico.
FGAsS	Filtración de flujo ascendente en serie
CFGAC	Clarificadores en Capas de medio poroso
FGDi©	Filtro grueso dinámico con coagulante
H	Pérdida de carga leída.
H'	Pérdida de carga corregida.
Q	Caudal real
CFC	Capa Fina con Coagulante
SFC	Sin Capa Fina con Coagulante
CFS	Capa Fina sin Coagulante
SFS	Sin Capa Fina sin Coagulante
RAS	Reglamento técnico del sector de Agua potable y Saneamiento básico.
CC	Con Coagulante
SC	Sin Coagulante
CF	Filtros con capa fina
NCF	Filtros sin capa fina
pH	potencial de Hidrógeno

INTRODUCCIÓN

La contaminación hídrica es uno de los principales problemas a los que se enfrentan día a día nuestras comunidades y es una de las causas del alto índice de morbilidad en el país. Actualmente muchas poblaciones están consumiendo agua no apta para el consumo humano (OPS, 2003), algunas de ellas porque no cuentan con los recursos suficientes para garantizar la potabilización del agua, otras porque poseen sistemas de tratamiento diseñados para fuentes con características diferentes o porque sencillamente con el paso del tiempo las condiciones iniciales de la fuente cambiaron haciéndolos ineficientes, entre otras por razones técnicas, sociales, económicas y administrativas

El acueducto veredal Rio Negro es uno de estos casos, se diseñó una planta FiME como sistema de potabilización pero debido a la fuerte temporada invernal ocurrida durante los años 2007 y 2008 y a problemas asociados a la microcuenca se presentaron alteraciones en los valores normales de turbiedad.

En el presente trabajo se plantea una posible alternativa para dar solución a la problemática generada por el incremento excesivo en los niveles de turbiedad, ésta combina la tecnología FiME con la coagulación química. La investigación incluyó la comparación de la eficiencia de remoción en turbiedad de filtros gruesos ascendentes con y sin dosificación química, también se evaluó el impacto generado por una capa de grava fina ubicada en la superficie de estos filtros.

Con los resultados obtenidos se determinó el efecto positivo de combinar tanto la dosificación de coagulante como la introducción de la capa de grava fina. Así mismo se presentan algunas recomendaciones que permitirán mejorar la calidad del agua suministrada y por ende hacer más eficiente el sistema de tratamiento.

1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

La contaminación hídrica es una de las principales causas de enfermedades que afectan la salud pública. Actualmente más de 1.000 millones de personas en el mundo siguen utilizando para beber, fuentes de agua no aptas para el consumo (OPS, 2003).

En Colombia la situación es similar; de acuerdo con el informe presentado en el 2007 por la defensoría del pueblo, donde se tomaron como base 952 cabeceras municipales, del total de los 1.099 municipios del país, para realizar un diagnóstico sobre la calidad de agua para consumo humano; el 79% de las reportadas no cumplen con los requisitos exigidos en el decreto 475 de 1998, para agua potable, el 9% de la población recibe suministro de agua parcialmente aceptable y solo el 12% tiene acceso a agua potable (Defensoría del Pueblo de la República de Colombia, 2007).

Son muchas las causas que impiden que a las comunidades llegue agua en la cantidad y con la calidad suficiente, una de ellas es el bajo presupuesto destinado a saneamiento básico, el cual no permite solucionar en su totalidad las necesidades que afrontan los municipios, zonas y territorios que constituyen nuestro país; a lo anterior se suma la poca organización de las comunidades y por consiguiente su baja capacidad de gestión.

La problemática también se traslada al campo del diseño, puesto que se han construido plantas de potabilización de agua que no operan con eficiencia, debido a que han sido proyectadas sin tener en cuenta las características de la fuente, su microcuenca y las condiciones socioeconómicas de la comunidad beneficiaria, de tal manera que se garantice su sostenibilidad.

En otras ocasiones los diseños se realizan bajo las condiciones mencionadas anteriormente, sin embargo, posteriormente surgen eventualidades que cambian algunas de estas provocando una disminución en la eficiencia de los sistemas.

Tal es el caso de las cuencas que están siendo degradadas con descargas que incluyen desechos domésticos, excedentes de sistemas de riego y desechos del procesamiento de alimentos, y en algunas circunstancias, hasta efluentes de procesos industriales. En otras ocasiones el cambio de uso del suelo de vocación forestal a agrícola o de pastoreo, trae consigo la pérdida de cobertura vegetal dejando suelos descubiertos, aumentando la escorrentía superficial, los riesgos de erosión y derrumbes sobre la fuente en épocas de lluvia.

Todos estos factores alteran las características físicas, químicas y microbiológicas del agua incrementando su riesgo sanitario, y provocando que los sistemas diseñados para su tratamiento sean ineficientes.

La principal consecuencia de los inadecuados sistemas de tratamiento de agua potable, la constituye el hecho de que a las comunidades llegue agua no apta para el consumo, circunstancia que se ve reflejada en las altas tasas de morbilidad y mortalidad tal y como lo muestra la reciente investigación del Ministerio Público, publicada en enero del presente año, en la cual la Procuraduría General de la Nación denuncia la muerte de 20.000 niños colombianos entre los años 2004 y 2006, lo anterior más que casos aislados de enfermedades, se convierte en un problema de salud pública.

2. JUSTIFICACIÓN

En Colombia se utilizan principalmente dos tecnologías en el tratamiento de agua para consumo humano, la primera es la filtración rápida (FiR) de agua químicamente coagulada, la cual tiene como base la adición de sustancias químicas, esta tecnología a pesar de presentar altas eficiencias, es recomendada principalmente para medianas y grandes poblaciones, puesto que los costos de operación, mantenimiento y administración son relativamente altos. La otra tecnología corresponde a la Filtración en Múltiples Etapas (FiME), un tratamiento biológico en el cual se combinan dos tipos de tratamiento de filtración por medio de grava y arena. Las plantas FiME son una excelente alternativa para mejorar la calidad física, química y microbiológica del agua y en muchas ocasiones constituyen la única opción confiable de tratamiento para poblaciones pequeñas, pues los costos de funcionamiento son bajos, lo que garantiza que la comunidad administre la planta de manera autosostenible.

En Colombia muchas de las plantas de potabilización de agua no brindan a los usuarios un servicio de buena calidad, pues los diseños de estas se realizan bajo condiciones normales de la fuente y en caso de presentarse eventos extremos, no se cuenta con un plan de contingencia que permita garantizar la operación normal de la planta y las condiciones mínimas en la prestación del servicio.

La eficiencia de la técnica FiME es bastante alta pero existen una serie de limitantes para el sistema, entre las que se encuentran las aguas que presentan valores altos de turbiedad. En muchas ocasiones ocurren eventualidades como deslizamientos de tierra sobre la fuente en prolongadas épocas de invierno, situaciones que impiden el funcionamiento normal de la planta y generan problemas de operación como carreras de filtración más cortas y taponamiento de los filtros, donde a pesar de obtenerse grandes porcentajes de remoción, los

valores para turbiedad del efluente no alcanzan a ser removidos por el siguiente filtro; en estos casos la eficiencia de remoción en todo el sistema no permite alcanzar los límites permisibles y cumplir con la normatividad, lo que conlleva a que a las comunidades llegue agua no apta para el consumo.

Tal situación se presenta en una planta de tratamiento de agua mediante Filtración en múltiples etapas (FiME) que hace parte del acueducto veredal Río Negro, ubicada en el barrio Plateado, al sur oriente del municipio de Popayán y en la cual la presencia de una falla en la microcuenca ha incrementado excesivamente los valores de turbiedad en la quebrada Chiguará, fuente que abastece el acueducto, alcanzando picos hasta de 1800 UNT de acuerdo con la información suministrada por la Ing. Astrid Eliana Reyes, quien estuvo a cargo del diseño y arranque de la planta. La planta está conformada por dos líneas de tratamiento, cada una cuenta con una combinación de filtros que incluye el Filtro Grueso Dinámico (FGDi) con dos unidades, Filtro Grueso Ascendente por Capas (FGAC) con tres unidades y el Filtro Lento en Arena (FLA) con tres unidades y el cual actualmente no se encuentra en operación.

Los valores excesivos de turbiedad han generado que al ingresar agua a la planta y pasar por los filtros dinámicos, las carreras de filtración en estos disminuyan y la eficiencia de remoción en el efluente no sea la esperada; así el filtro grueso ascendente por capas no alcanza a bajar la turbiedad a un valor aproximado de 10 UNT (Hendricks, 1991; citado por Galvis *et al.*, 1999), límite recomendable para el afluente de los filtros lentos en arena (FLA), por lo que posiblemente la eficiencia de remoción de todo el sistema no permita alcanzar los valores mínimos permisibles para el agua destinada al consumo humano, siendo necesario modificar el sistema, con la inclusión de procesos o procedimientos que permitan alcanzar la eficiencia requerida.

Cabe resaltar que a través de estudios se ha avanzado notablemente en el mejoramiento de los sistemas que permitan garantizar la calidad del agua, pero aun existen muchas variables que deben corregirse y soluciones que deben replantearse. Modificar las técnicas de tratamiento actuales o complementarlas es una de las posibilidades que más expectativas tiene y que deja puertas abiertas a la investigación.

Una posible alternativa consiste en combinar la tecnología de tratamiento químico con la de tratamiento biológico. Estudios realizados por Ingallinela, (1994), en la localidad de Tarata, zona rural de Bolivia; muestran la experiencia en una planta de tratamiento para abastecer de agua a la población, en ésta se construyeron dos filtros lentos que no pudieron funcionar porque el agua de abastecimiento, tenía alta turbiedad de origen coloidal. Posteriormente, se agregaron filtros gruesos horizontales (FGH) con los que tampoco se logró obtener turbiedades compatibles para el adecuado funcionamiento de los filtros lentos, finalmente se decidió estudiar y planificar la optimización de la planta de tratamiento transformando los FGH en filtros gruesos ascendentes por capas (FGAC) con la adición de coagulante. Los resultados de esta prueba fueron más que satisfactorios, al obtenerse eficiencias de remoción del 99%, disminuyendo la turbiedad de 1000 UNT a 3 UNT. Es de anotar que el estudio no incluyó la evaluación de los filtros lentos.

Otra experiencia fue la realizada por García (2000) en la Universidad del Valle; la investigación se llevó a cabo en una planta piloto, evaluando Filtros en grava de flujo ascendente combinados con Coagulación Química; en estos se manejaron velocidades de filtración de 3, 6 y 12 m/h. Para este caso la pérdida de carga se concentró en la capa superior del filtro (tamaño de grava 3-6 mm), lo cual convierte este componente, en el elemento clave de la operación del clarificador.

Conociendo los resultados obtenidos al aplicar dicha técnica en plantas piloto, es importante evaluar y determinar la viabilidad de implementarla en la planta de tratamiento del acueducto veredal “Río Negro” que actualmente se encuentra en operación; de tal manera que se pueda brindar una alternativa que garantice una solución al problema planteado anteriormente.

3. OBJETIVOS

3.1 OBJETIVO GENERAL

- Evaluar la eficiencia de combinar un sistema de tratamiento de agua potable por Filtración en Múltiples Etapas (FiME), con la técnica de coagulación química, a partir del parámetro turbiedad.

3.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS

- Evaluar comparativamente la eficiencia de remoción de turbiedad en filtros gruesos ascendentes, teniendo como variable la dosificación química.
- Evaluar comparativamente la eficiencia de remoción de turbiedad en filtros gruesos ascendentes, a partir de la implementación de una última capa de grava fina en el lecho filtrante.
- Evaluar el impacto sobre el comportamiento de la pérdida de carga en los filtros gruesos ascendentes, generado por la adición de sulfato de aluminio y la implementación de una última capa de grava fina en el lecho filtrante.

4. MARCO TEÓRICO

4.1. TECNOLOGÍAS DE TRATAMIENTO PARA POTABILIZACIÓN DEL AGUA

La potabilización es un conjunto de operaciones y procesos unitarios para purificar el agua y que tienen por objeto hacerla apta para el consumo humano, estos pueden ser químicos, físicos, biológicos o también se pueden realizar combinaciones entre ellos. La elección de una tecnología depende de múltiples factores, fundamentalmente de la calidad del agua a tratar y la capacidad económica de la comunidad beneficiaria, sin embargo se requiere que los procesos seleccionados en un sistema de tratamiento siempre operen conjuntamente y de manera eficiente aun con cambios en la calidad del agua.

4.1.1. Tecnologías con Coagulación Química

La alternativa de tratamiento con coagulación química se basa en procesos fisicoquímicos con el fin de lograr la agregación de las partículas en suspensión y en estado coloidal (tamaño entre 0.001 y 1 μm). La coagulación química es el proceso mediante el cual las partículas en suspensión o solución son desestabilizadas por la adición de una sustancia química (coagulante), durante este proceso se distinguen dos etapas o fenómenos: el primero es el de tipo químico y resulta de la reacción del coagulante con el agua para formar especies hidrolizadas con carga positiva. El segundo fenómeno es enteramente físico y consiste en el transporte de las especies hidrolizadas formadas en el primer fenómeno para que tengan contacto con las impurezas presentes en el agua; la coagulación es un fenómeno muy rápido y puede ocurrir en fracciones de segundo cerca de diez segundos dependiendo de características del agua tales como: Temperatura, pH, cantidad de partículas, etc. (Di Bernardo, 1993; citado por Quintero, 2001)

La coagulación se realiza generalmente con sales de hierro o de aluminio y su objetivo es crear el medio para que las partículas no se repelen y por el contrario se puedan atraer y unir para permitir la formación de agregados que puedan ser removidos por sedimentación, flotación o filtración. Estos tratamientos de potabilización utilizan principalmente sales de hierro o de aluminio. El coagulante más utilizado por su bajo costo, disponibilidad, gran capacidad de desestabilizar partículas coloidales y sencilla manipulación es el sulfato de aluminio, comúnmente llamado alumbre (García, 2000).

La coagulación del agua con sulfato de aluminio se efectúa por dos mecanismos: Neutralización de carga y por barrido. (Amirtharajah y Mills, 1982 citados por Quintero, 2001).

4.1.1.1. Adsorción y neutralización de carga

El mecanismo de Adsorción–Neutralización ocurre por la adsorción de complejos positivos de hidroxialuminio sobre la superficie del coloide neutralizando la carga negativa de la partícula, implica también, la posibilidad de reestabilización y la existencia de una relación estequiométrica entre la concentración de coloides y la dosis de coagulante, en donde este es el mecanismo bajo el cual se debe realizar la filtración directa, debido a la obtención de flocs primarios y bajas dosis de coagulante químico (Alaerts *et al.*, 1993; citado por Quintero, 2001).

De acuerdo con el diagrama desarrollado por Amirtharajah y Mills (1982) se concluye que el mecanismo de adsorción se realiza con pH entre 5 a 6 unidades y dosis entre 0.3 a 10 mg/l de sulfato de aluminio; en la figura 1 se presenta este diagrama de coagulación.

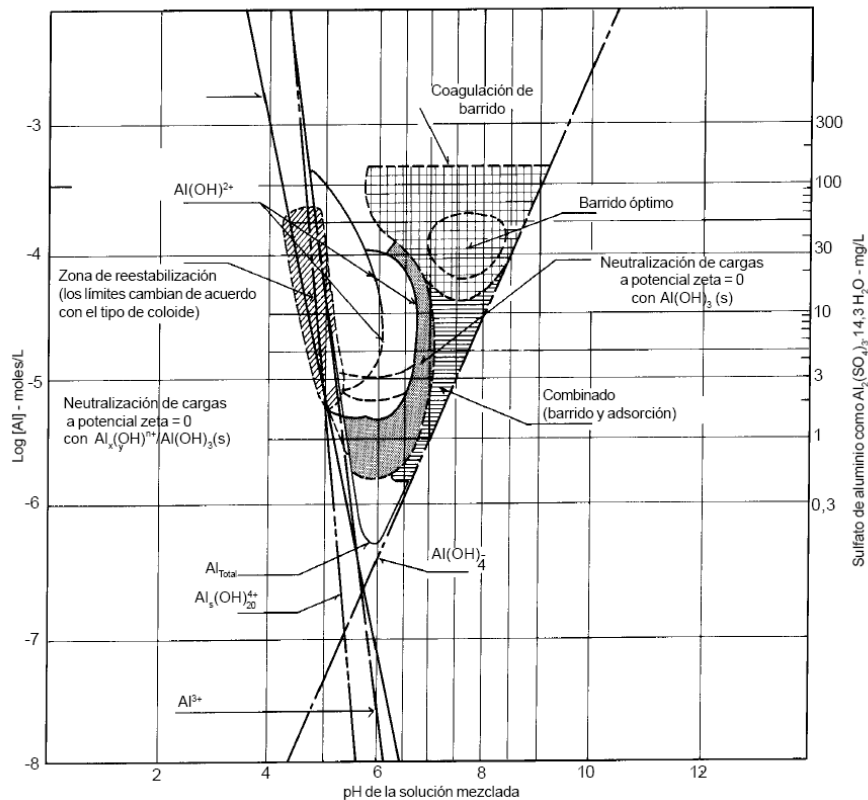


FIGURA 1. DIAGRAMA DE COAGULACIÓN CON SULFATO DE ALUMINIO PARA LA REMOCIÓN DE TURBIEDAD.

4.1.1.2. Barrido.

El mecanismo de barrido explica el comportamiento no estequiométrico entre la dosis y los coloides. Si suficiente aluminio es adicionado al agua (16 mg/L Al^{+3} a pH 7.5), puede ocurrir la sobresaturación de tal manera que se logre que grandes cantidades de hidróxido de aluminio precipiten rápidamente capturando las partículas coloidales (O'Melia, 1979; citado por Quintero, 2001). Este tipo de coagulación es la que con mayor frecuencia se emplea en las estaciones de tratamiento completo, pues los flocs resultantes son de gran tamaño presentando velocidades de sedimentación relativamente altas (Amirtharajah *et al.*, 1990; citado por Sánchez, 2000).

Según el diagrama desarrollado por Amirtharajah y Mills (1982), el mecanismo de barrido se realiza con pH entre 6 a 9 unidades y dosis entre 10 a 100 mg/L de sulfato de aluminio.

4.1.1.3. Factores que afectan la coagulación

La coagulación depende de las características del agua, la dosis de coagulante, pH de mezcla, agitación (tiempo e intensidad), distribución del coagulante, punto de dosificación y tiempo de contacto entre el coagulante y las partículas del agua, temperatura y alcalinidad entre otros (Di Bernardo, 1993; Arboleda, 1993; citados por Quintero, 2001).

- **Características del agua:** Entre las características del agua que tienen una gran influencia están la concentración de coloides, el carbono orgánico total y disuelto, pH, alcalinidad, tamaño y distribución de partículas, aniones y cationes en solución entre otros. (Arboleda, 1993; citado por Quintero, 2001).
- **Efecto de la dosis y el pH:** La determinación de la dosis óptima de coagulación en cuanto a dosificación y pH se realiza mediante el diseño de diagramas de coagulación con muestras de agua de diferentes calidades, dado que la dosis está ligada a las características del agua tanto físicas como químicas. El rango de pH efectivo para el alumbre se encuentra entre 6.0 a 7.5, para la remoción de turbiedad, pero para remoción de materia orgánica el rango óptimo se encuentra entre 5.5 a 6.0 (AWWA, 1992; citado por Quintero, 2001)

4.1.2 Filtración en Múltiples Etapas (FIME)

Otro sistema de potabilización de agua consiste en Filtración en múltiples etapas (FIME), esta tecnología utiliza los mecanismos y procesos biológicos como

herramienta fundamental de tratamiento; se recomienda para poblaciones rurales o pequeñas localidades. Entre sus múltiples ventajas, se encuentra principalmente el no usar coagulantes químicos en su proceso, ni de requerir de mano de obra calificada para realizar las labores de operación y mantenimiento.

Existen diferentes combinaciones para constituir una FIME que dependen fundamentalmente de la calidad del agua a tratar. Un esquema general es el planteado por Galvis *et al.*, 1999. En esta se considera: Una primera etapa de tratamiento conformado por los filtros en grava dinámicos, cuya principal función es la remoción de los sólidos de mayor tamaño; una segunda etapa en la cual se utilizan los filtros en grava de flujo ascendente, en estos se remueven partículas más finas y se reduce en pequeñas proporciones la contaminación generada por microorganismos, estos filtros pueden ubicarse en series o por capas. La última etapa corresponde a la filtración lenta en arena, la cual se encarga de remover los microorganismos que lograron pasar por los filtros anteriores; esta etapa corresponde a una de las etapas más importantes del tratamiento, pues es aquí donde se perfecciona el proceso de filtración. Es importante resaltar que esta tecnología es aplicable para fuentes con turbiedad hasta de 70 UNT; promedios superiores a este nivel requieren una investigación más profunda. (Fernández y Chaux, 2008).

La tecnología de filtración lenta en arena a pesar de producir efluentes de baja turbiedad, libres de impurezas ofensivas, y virtualmente libres de entero-bacterias, entero-virus y quistes protozoarios, por sí sola no puede producir un efluente que cumpla consistentemente con las normas de calidad de agua establecidas, debido a los altos niveles de contaminación originados en la naturaleza geológica de algunas cuencas o a la falta de protección de muchas fuentes de agua, por estas razones es necesario en algunas situaciones generar una barrera de seguridad como la desinfección y de esta manera lograr minimizar la situación de riesgo para la salud pública en nuestras comunidades (Galvis *et al.*, 1999).

En la Figura 2 se presenta un esquema general de FiME planteado por Galvis *et al.*, (1999).

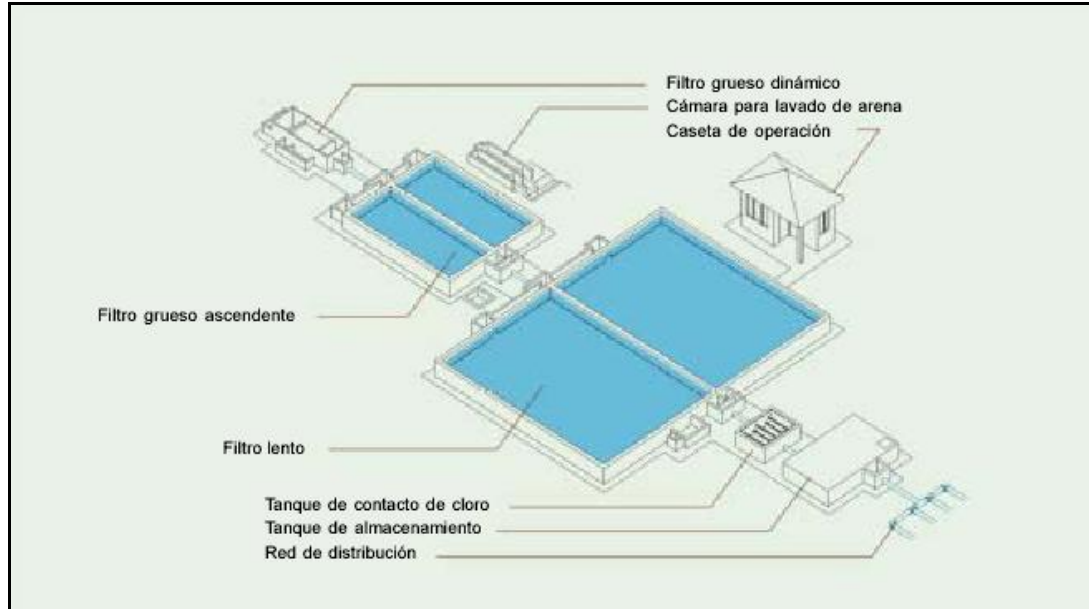


FIGURA 2. ESQUEMA GENERAL DE FIME

4.1.2.1. Filtro grueso Dinámico (FGDi)

El filtro en grava dinámico es el encargado de retener los sólidos gruesos que ingresan al sistema de tratamiento. Estos filtros cumplen funciones adicionales como la de controlar y tratar de superar el incremento brusco del arrastre de sólidos principalmente en época de invierno; el problema generado con estos incrementos en el arrastre de sólidos, lo constituye el hecho de que se supera la capacidad de tratamiento de los filtros ascendentes en grava y los filtros lentos, generando obstrucción del medio filtrante y la pérdida de efectividad en el tratamiento; es por esto que a los FGDi, se les conoce también como “ válvula tapón”, mostrando su capacidad de respuesta a la colmatación del lecho superficial, cerrando total o parcialmente el suministro de agua a las siguientes unidades de tratamiento.

En un FGD_i, el caudal que ingresa a la unidad circula verticalmente a través del lecho hasta el fondo de la unidad para posteriormente ser colectado por un sistema de drenaje que lo conduce a la siguiente etapa de tratamiento. En la zona de salida se proyecta un vertedor de rebose cuya cresta es diseñada por encima del nivel superficial de grava (3 – 5 cm), lo cual contribuye a mejorar el comportamiento hidráulico del filtro. Al inicio de la carrera de filtración (pérdida de carga < 1.0 cm) la unidad opera a tasa constante y progresivamente, la resistencia hidráulica se incrementa hasta alcanzar la cresta de rebose. A partir de ese momento, el FGD_i empieza a declinar, distribuyéndose el caudal de ingreso entre: caudal filtrado, caudal final y caudal de rebose (Guzmán 1997, citado por Galvis *et al.*, 1999).

El medio filtrante está conformado por tres capas de grava con tamaños que varían entre 3 y 25 mm. En la figura 3 se observa el esquema general de un FGD_i, la capa más fina se coloca en la superficie y la más gruesa sobre el fondo de la unidad. Tanto la grava intermedia como la de fondo funcionan como lechos de soporte y permiten que la mayor parte de los sólidos sean removidos en esta capa; el tamaño de esta grava varía según el tamaño de la grava superficial y del diámetro de los orificios del múltiple recolector.

En la figura 3 se presenta un esquema general de un filtro en gravas dinámico.

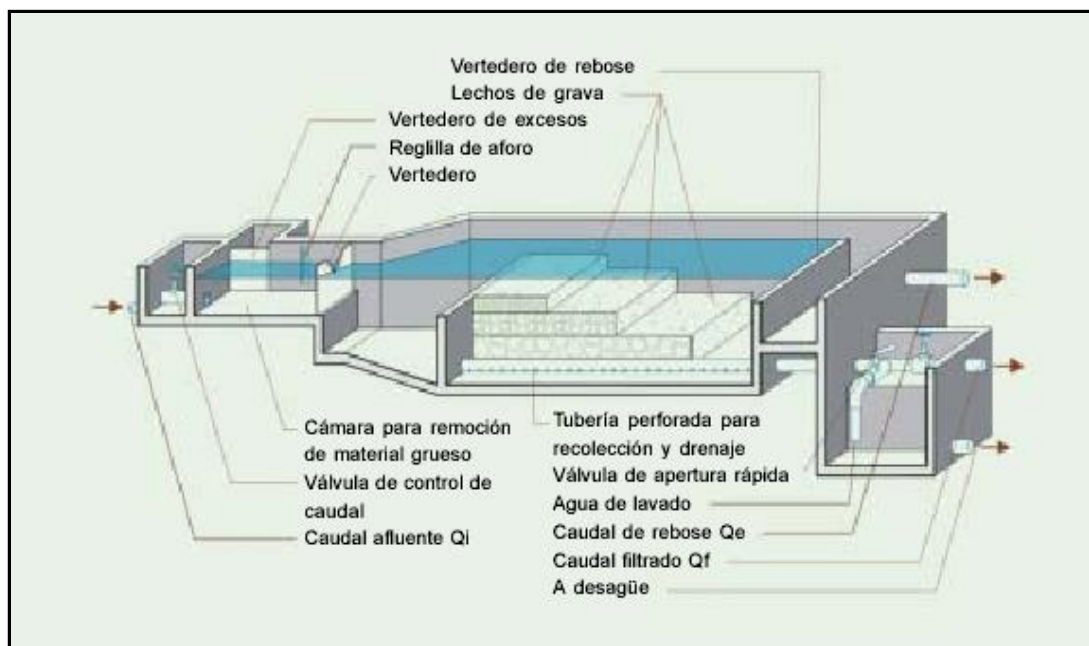


FIGURA 3. ESQUEMA GENERAL DE UN FILTRO EN GRAVAS DINÁMICO.

4.1.2.1.1 Diseño

Los principales criterios a tener en cuenta en el momento de diseño se relacionan en la tabla 1, recomendada por CINARA con base en experiencias obtenidas en el laboratorio y en plantas en operación.

TABLA 1. CRITERIOS DE DISEÑO DE UN FILTRO EN GRAVAS DINÁMICO

Criterio	Valor	Comentario
Velocidad de Filtración.	2.0m/h a 3.0 m/h	Valores más altos generan problemas de O&M. Valores inferiores no generan la protección que se requiere.
Lecho Filtrante Diámetro mm/Longitud m.	3.0-6.0 mm/0.2 m 6.0-13.0 mm/0.2 m 13.0-25.0 mm/0.2 m	Las capas están colocadas de gruesa en el fondo a fina en la superficie.
Área máxima por unidad.	10 m ²	Áreas mayores pueden generar limitaciones de operación y mantenimiento.
Velocidad superficial de lavado.	0.15m/s - 0.30 m/s	Velocidades más bajas no facilitan el lavado superficial y las más altas pueden arrastrar la grava fina.

Fuente: Fernández Mera Javier E, Chaux Figueroa Guillermo. Artículo Mejorando la Calidad del Agua de Consumo Humano con el uso de sistemas de Filtración en Múltiples Etapas

4.1.2.1.2. Eficiencia de remoción

Los FGD_i remueven entre el 70 y 80% de los sólidos suspendidos totales (para fuentes en el rango de 10-200 mg/l) así como también algunos parámetros microbiológicos y fisicoquímicos.

4.1.2.2. Filtro grueso de flujo ascendente en capas (FGAsC)

Para cumplir con los parámetros mínimos requeridos por la filtración lenta en arena, se implementa el uso de los sistemas por filtración de flujo ascendente en grava (FGA) con tamaños diferentes, variando entre 25 y 16 mm en la dirección del flujo. En estos filtros el agua ingresa por el fondo, existen dos alternativas: la filtración de flujo ascendente en capas (FGAsC), en la cual la grava está ubicada en una sola unidad y la filtración de flujo ascendente en serie (FGAS) que distribuye el flujo en dos o tres filtros con diferentes tamaños de grava y que operan en serie. En la figura 4, se observa la configuración de un FGAsC.

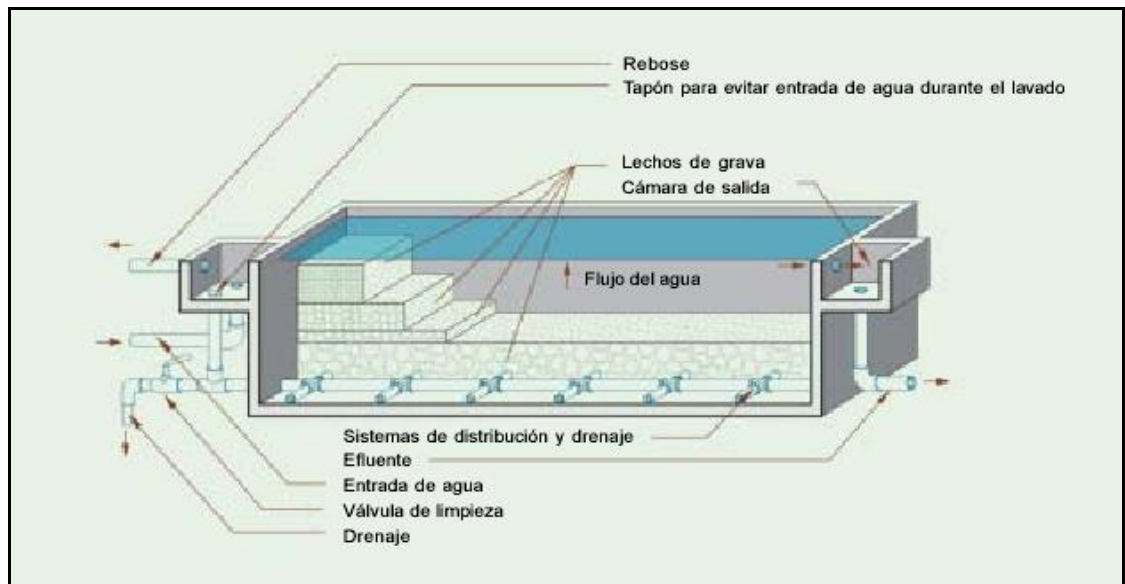


FIGURA 4. ESQUEMA GENERAL DE UN FGAsC

Estas unidades, por ser la segunda etapa de tratamiento en un sistema de multibarrera (FGDi y FGAsC -FLA), están destinadas a minimizar el número de partículas gruesas y finas, con lo cual se logran remociones importantes en sólidos suspendidos, hierro, manganeso y coliformes fecales (Quintero, 2001).

El medio filtrante está conformado por cinco capas de grava con tamaños diferentes, usualmente los primeros 20 a 40 cm, constituyen el lecho de soporte cuyo tamaño depende del diámetro de los orificios del múltiple y del tamaño de grava predominante en la unidad.

4.1.2.2.1 Diseño

Los criterios de diseño para FGA, recomendados por CINARA, basados en experiencias obtenidas en laboratorio y en plantas a escala real, se pueden observar en la tabla 3; de igual manera se presentan los tamaños y alturas del lecho filtrante.

TABLA 2. PARÁMETROS DE DISEÑO DE LOS SISTEMAS POR FILTRACIÓN EN GRAVA DE FLUJO ASCENDENTE

Criterio	Valor	Comentario
Velocidad de Filtración	0.3m/h - 0.75 m/h	Las velocidades bajas se utilizan cuando la calidad del agua cruda presenta altos contenidos de sólidos (turbiedad promedio <70 UNT), mientras que las velocidades altas para turbiedades promedio < 20UNT
Área máxima por unidad	15 m ² -20 m ²	Preferiblemente 15 m ²
Altura total del filtro	1.40m a 1.50m	incluido el borde libre
Lecho filtrante Diámetro mm/ longitud m	19 -25 mm/ 0.3 a 0.50 m 13 - 19mm/ 0.3 a 0.45 m 6 - 13 mm/0.2 a 0.75 m 3 - 6 mm/ 0.2 a 0.70 m 1.6 - 3 mm/ 0.15 a 0.70 m	La longitud más baja corresponde a los FGAC y las más grandes a un FGAS de tres etapas. La capa de 1.6 -3.0 mm se utiliza cuando el contenido de coliformes fecales es alto, usualmente superior a 10.000 UFC/100 ml
Sistema de drenaje	Separación de Laterales entre 0.5 a 1 m Diámetro de orificio de recolección 3/8 a ½ pulg.	Construido en Tubería de PVC tipo sanitaria Para evitar zonas muertas en el filtro, los orificios deben estar ubicados en la zona inferior de la tubería de drenaje.
Velocidad de lavado	15m/h - 20 m/h	Los diámetros de las tuberías y la ubicación de la salida del sistema de drenaje deben permitir desarrollar esta velocidad. Se recomiendan cargas estáticas mínimas de 2.5 m.
Altura de sobrenadante de agua	0.10 a 0.20 m	Una altura mayor puede generar limitaciones con el lavado superficial, cuando se utiliza grava de 1.6 a 3.0 mm

Fuente: Fernández Mera Javier E, Chaux Figueroa Guillermo. Artículo Mejorando la Calidad del Agua de Consumo Humano con el uso de sistemas de Filtración en Múltiples Etapas.

4.1.2.2. Eficiencia de remoción

Los FGA constituyen la segunda etapa de tratamiento, orientada a minimizar el número de partículas gruesas y disminuir la concentración de las más pequeñas, lográndose así en algunos casos remociones de hierro, manganeso y coliformes fecales; tal y como lo menciona Galvis *et al.*, (1999) con experiencias obtenidas en CINARA. Para sólidos suspendidos se alcanzan remociones del orden de 90 a 95% y entre el 50 y 80% de la turbiedad.

4.1.2.3. Filtro lento en arena (FLA)

El tratamiento del agua en una unidad de FLA es el producto de un conjunto de mecanismos de naturaleza biológica y física, los cuales interactúan de manera compleja. Consiste en un tanque con un lecho de arena fina cuyo tamaño efectivo está en el rango de 0.15mm a 0.30 mm. Este se soporta en una capa de grava que a su vez se encuentra sobre un sistema de tuberías perforadas que recolectan el agua filtrada. El flujo es descendente, con una velocidad de filtración muy baja (0.10 a 0.30 m/h); en estos filtros se tratan aguas con turbiedades afluentes entre 5 UNT (Cleasby, 1984; citado por Galvis *et al.*, 1999) y 10 UNT (Hendricks, 1991; citado por Galvis *et al.*, 1999), y se aceptan picos por periodos cortos de tiempo.

El principal objetivo del filtro lento es remover bacterias y virus en la capa biológica que se forma en la superficie del mismo y llamada “**Schmutzdecke**”; la actividad de los microorganismos es máxima y va decreciendo con la profundidad, al interior del lecho de arena. Aquí se conjugan varios mecanismos: predación de algas por invertebrados bentónicos y de bacterias por protozoarios; consumo de detrito por saprófitos; muerte o inactivación de microorganismos por un ambiente hostil y actividad metabólica asociada con la reducción parcial del carbono orgánico; al ser el proceso de filtración lenta de naturaleza física y biológica, podría ser afectado por la temperatura y por grandes cambios, como puede suceder con bajas

temperaturas en las que tienden a disminuir la actividad biológica del filtro, a condiciones extremas de calor. Las temperaturas más favorables son de 10 a 20° C por periodos tan largos como los permita la disminución del oxígeno disuelto (Cleasby, 1984; citado por Galvis *et al.*, 1999). En la figura 5 se presenta el esquema general de un FLA.

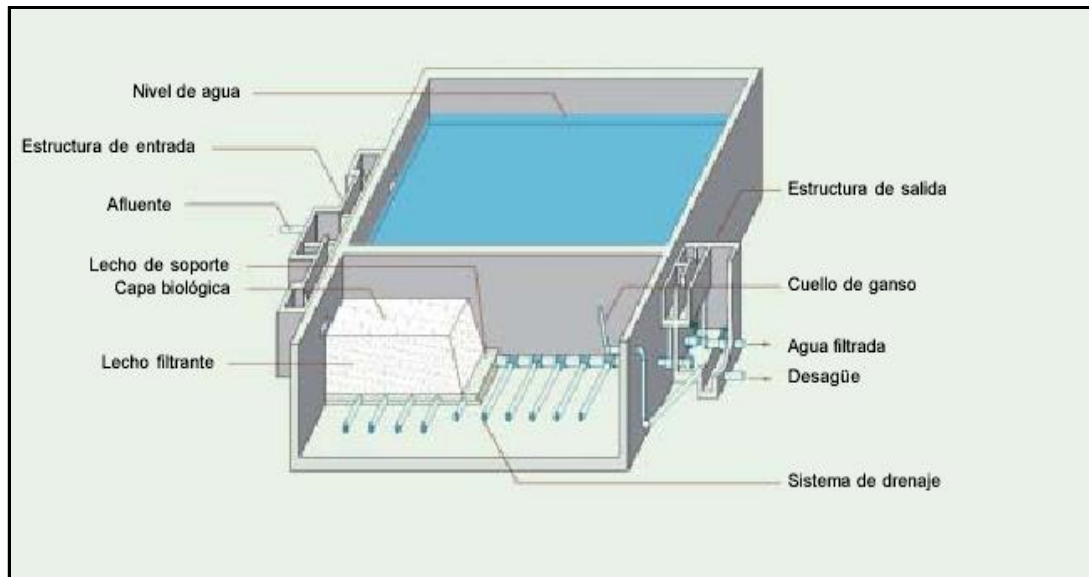


FIGURA 5. ESQUEMA GENERAL DE UN FILTRO LENTO EN ARENA

El medio filtrante es un factor crucial en el rendimiento del filtro; un tamaño efectivo con grano fino mejorará la eficiencia del proceso de tratamiento, aunque aumentará las pérdidas de carga inicial (Bellamy *et al.*, 1985; citado por Galvis *et al.*, 1999). Generalmente se selecciona arena como medio filtrante dado que es un material inerte, granular, económico y de fácil consecución.

4.1.2.3.1. Diseño

Algunos criterios de diseño de la tecnología se presentan en la tabla 3, allí se menciona el área máxima por unidad, la velocidad de filtración y las dimensiones del lecho filtrante.

TABLA 3. CRITERIOS DE DISEÑO DE FLA

Parámetro	Valor	Comentario
Velocidad de Filtración	0.1 m/h - 0.30 m/h	Galvis, Latorre y Visscher 1999 recomiendan utilizar una velocidad de 0.15 m/h para dar mayor seguridad.
Área máxima por unidad	80 m ²	Para facilitar las labores de Operación y Mantenimiento. Mínimo 2 unidades.
Lecho Filtrante: Arena	Altura inicial 0.8 m D ₁₀ =0.15 - 0.30 mm Cu= 5.0 se prefiere < 3.0	El lecho de arena no debe ser inferior a 0.5 m El contenido de sólidos en volumen debe ser menor al 1%. La solubilidad al HCL debe ser menor a 5% después de 30 min.
Lecho de Soporte	Diámetro / Longitud 9.0 - 19.0 mm / 0.10-0.15 m 2.0- 9.0 mm/ 0.05 m arena gruesa 1.0-1.4 mm/0.05 m	Se prefiere canto rodado a arena de peña.

Fuente: Fernández Mera Javier E, Chaux Figueroa Guillermo. Artículo Mejorando la Calidad del Agua de Consumo Humano con el uso de sistemas de Filtración en Múltiples Etapas. 2008

4.1.2.3.2. Eficiencia de remoción

La Filtración lenta en arena es una tecnología sencilla y eficiente, que puede producir efluentes virtualmente libres de entero bacterias, entero virus y quistes de protozoarios, cuando se encuentra en óptimas condiciones de operación. Así por ejemplo pueden alcanzarse reducciones en la turbiedad hasta lograrse 1 UNT, Entero Bacterias de 90 a 99.9% y Entero Virus y Quistes de Giardia de 99 a 99,99%. (Galvis *et al.*, 1999)

4.1.3 Floculación de contacto

Una propuesta para superar las limitaciones de las tecnologías que utilizan la coagulación y las que no la utilizan, es realizar una coagulación como un paso intermedio entre la FGD_i y la Filtración Gruesa, tecnología denominada Clarificadores en Capas de medio poroso (CFGAC) (García, 2000); sin embargo, el desarrollo de CFGAC depende de varios factores como calidad del agua afluyente (niveles y tipos de materia orgánica, y partículas suspendidas), adición de

químicos y procesos de mezcla, y aspectos físicos del filtro como son el tipo de medio, el tamaño, la distribución, profundidad y carga hidráulica (García, 2000).

Desde la década de los setenta con el desarrollo de la filtración directa ascendente, se han venido desarrollando investigaciones sobre la utilización de la FG operando con agua químicamente coagulada a escala de laboratorio (Di Bernardo, 1993); la floculación en lecho poroso hace parte de la llamada floculación de contacto de sólidos debido a que los flocs se forman por medio de la colisión de las partículas al pasar por los vacíos que deja la grava en su interior.

La filtración gruesa operando con coagulantes químicos ha sido estudiada a escala de laboratorio en Holanda, China, Estados Unidos, Brasil, encontrándose grandes ventajas en su utilización y combinación con otros sistemas de tratamiento; también en plantas operando a escala real en Colombia (Santa Helena -Valle del Cauca), Bolivia (Tarata), Brasil (Iguacú-Paraná, Curitiba), Estados Unidos y Rusia (Moscú) (Quintero, 2001).

Un caso particular fue el trabajo realizado por Ingallinella (2000) en Tarata, una comunidad rural de Bolivia; aquí se desarrolló una experiencia similar a la planteada en la presente investigación, algunos datos sobre el análisis de la fuente abastecedora del acueducto indicaban turbiedades entre 150 y 1300 UNT con valores más frecuentes entre 300 y 600 UNT, la planta de tratamiento estaba compuesta por unidades de filtración gruesa horizontal y filtros lentos en arena.

Las unidades horizontales, aún operando con velocidades de filtración del orden de 1.50 m/h no lograban obtener valores de turbiedad aceptables para los filtros lentos por lo cual se evaluó, a nivel de planta piloto, la utilización de coagulantes antes de los filtros gruesos operando en este caso filtros gruesos de flujo ascendente en serie, con un espesor del lecho filtrante de 1,4 m (para el último de ellos 1.2m de capa fina). Se realizaron pruebas de Jar Test en el laboratorio,

obteniéndose los mejores resultados para la dosis de 60 mg/l de sulfato de aluminio, se trabajó con velocidades de filtración entre 0.53 y 0.32 m/h, la turbiedad del agua cruda osciló alrededor de 1000 UNT y los valores a la salida de los filtros gruesos siempre fueron menores a 5 UNT.

El sistema de filtración gruesa ascendente en dos etapas, agregando coagulante resultó muy eficiente aún con valores altos de turbiedad en el agua cruda. (Ingallinella, 2000).

Otra experiencia fue la realizada por Rivera (2000), en la ciudad de Cali, Colombia. La investigación se realizó a escala piloto operando en paralelo tres unidades CFGAC, con una velocidad de filtración de 6m/h. El interior de las unidades CFGAC fue empacado con gravas en el rango de 25 a 6 mm en dos unidades y 25 a 3 mm en la restante unidad. El afluente a las unidades CFGAC fue agua cruda del río Cauca y agua acondicionada en la unidad FGD_i coaguladas con sulfato de Aluminio Al(III); con esta experiencia se demostró que la Filtración Gruesa con Coagulación Química, puede ser un método efectivo de pretratamiento previo a la filtración rápida en arenas, en la producción de agua potable. Los Clarificadores de Gravas de Flujo Ascendente en Capas (CFGAC) precedidos de un acondicionamiento del agua cruda con filtración Gruesa Dinámica (FGD_i), en combinación con la coagulación química, remueven eficientemente un gran porcentaje de material particulado y disuelto contenido en el agua (Rivera, 2000).

El Estudio de Rivera (2000) concluye que clarificadores con la configuración de tamaños de grava 13-6 mm, se caracterizan por una mayor penetración de las impurezas y una mejor utilización de la longitud de lecho filtrante y por lo tanto una menor pérdida de carga. Adicionalmente, la combinación de tamaños de grava menores (6-3 mm) y espesor de capa (0.4m) podrían producir un efluente en términos de turbiedad, menor de 4 UNT, aceptable para el proceso subsiguiente.

Este estudio también mostró que el 80% de la pérdida de carga se encontraba en la capa más fina del lecho, con una tendencia a aumentar progresivamente durante la carrera de filtración.

En estudios experimentales desarrollados por Ahsan y Alaerts (1996) se dosificó sulfato de aluminio antes de los filtros gruesos horizontales para el tratamiento de aguas con turbiedades en el rango de 200 a 400 UNT. Las unidades experimentales operaron con velocidades de filtración de 5 m/h y dosis de 1 mg/l, obteniendo efluentes con turbiedades en el rango de 1 a 3 UNT, con pérdidas de carga de 15 cm en un tiempo de 3 a 5 días.

De igual forma Quintero (2001), evaluó a escala piloto con aguas del Rio Cauca el efecto de dosificar coagulante en FGAsC. Para turbiedades de entrada a las unidades experimentales, en el rango de 20 a 65 UNT, se utilizaron dosis entre 10 y 24 mg/l, con una velocidad de filtración de 1 m/h; obteniéndose efluentes con turbiedades menores a 10 UNT.

4.1.3.1. Procesos de coagulación en medio granular

Muchos procesos como floculación, sedimentación y filtración pueden ocurrir simultáneamente dentro de un medio granular. El medio granular es generalmente nombrado por el proceso dominante. Altas tasas de floculación pueden ser alcanzadas, con la utilización de altas velocidades de filtración que contribuyen positivamente en la eficiencia de remoción de partículas (Ahsan, 1996). En un floculador de gravas algunas partículas pueden ser retenidas en el lecho por sedimentación o filtración. (Ahsan, 1995; citado por Sánchez, 2000).

4.1.3.1.1. Filtración

El proceso de filtración puede ser clasificado de acuerdo al sitio donde se retiene el material suspendido: filtración superficial y filtración de lecho profundo. En

filtración superficial el lecho consiste de granos pequeños y la mayoría de las partículas son retenidas sobre o dentro de la capa superficial, como en la filtración lenta donde el material es mayormente retenido en los primeros 5 – 10 cm. del lecho; como consecuencia, la mayor pérdida carga ocurre en la superficie del lecho (Sánchez, 2000).

En lechos profundos como los filtros rápidos de arena o filtros gruesos, las partículas se retienen a medida que la suspensión atraviesa el lecho; como el tamaño del grano es más grande, las partículas son retenidas más profundamente en el lecho y la pérdida de carga se distribuye a lo largo del medio, dependiendo del tamaño del grano y la tasa de filtración (Ahsan, 1995 citado; por Sánchez, 2000)

4.1.3.1.2. Sedimentación.

Acorde con el modelo para la separación de partículas floculentas en lechos de grava de flujo horizontal, desarrollado por Ahsan (1996), la sedimentación es el proceso que domina la separación de partículas.

4.1.3.1.3. Floculación en lechos de grava.

Un lecho granular actúa como un floculador cuando la aglomeración de partículas domina los mecanismos de captura y se producen floculos sedimentables o filtrables. La floculación es lograda como un resultado combinado del flujo por el medio que produce la pérdida de carga y las oportunidades de colisión, además del contacto superficial entre las suspensiones coaguladas y la superficie de los granos. En relación con los floculadores hidráulicos, los lechos de grava tienen la habilidad para almacenar flóculos dentro de los intersticios o flóculos sedimentables sobre o dentro del lecho del filtro, haciéndolos ideales como pretratamiento para filtración granular de profundidad. (Sánchez, 2000)

El incremento de la eficiencia de la floculación de material suspendido en lechos de grava es atribuido a las buenas oportunidades para el contacto de sólidos que existe en un lecho de grava, en donde el agua coagulada es floculada a instancias del gradiente de velocidad desarrollado a lo largo del camino a través de los poros del filtro (Attakoya *et al.*, 1991; Richter, 1986; Di Bernardo y Cruz, 1994; citados por Sánchez, 2000).

5. METODOLOGÍA

5.1. ESTRATEGIA METODOLÓGICA.

El proyecto se realizó en una planta de potabilización a escala real en la cual se utiliza la Tecnología de filtración en múltiples etapas (FiME), la finalidad de la investigación fue evaluar el efecto de la combinación de esta tecnología y la coagulación química sobre la eficiencia de remoción de la turbiedad.

El sistema cuenta con cuatro filtros dinámicos, seis filtros de flujo ascendente y seis filtros lentos que operan en paralelo. Para el desarrollo de la Investigación se incluyeron 7 puntos de muestreo, dosificándose sulfato de aluminio a la entrada de los filtros gruesos ascendentes en una de las líneas de tratamiento, tal y como lo muestra la figura 6. Esta evaluación se desarrolló durante cuatro muestreos, los cuales a su vez estuvieron conformados por periodos, estos últimos iniciaron y terminaron con el cambio de dosis.

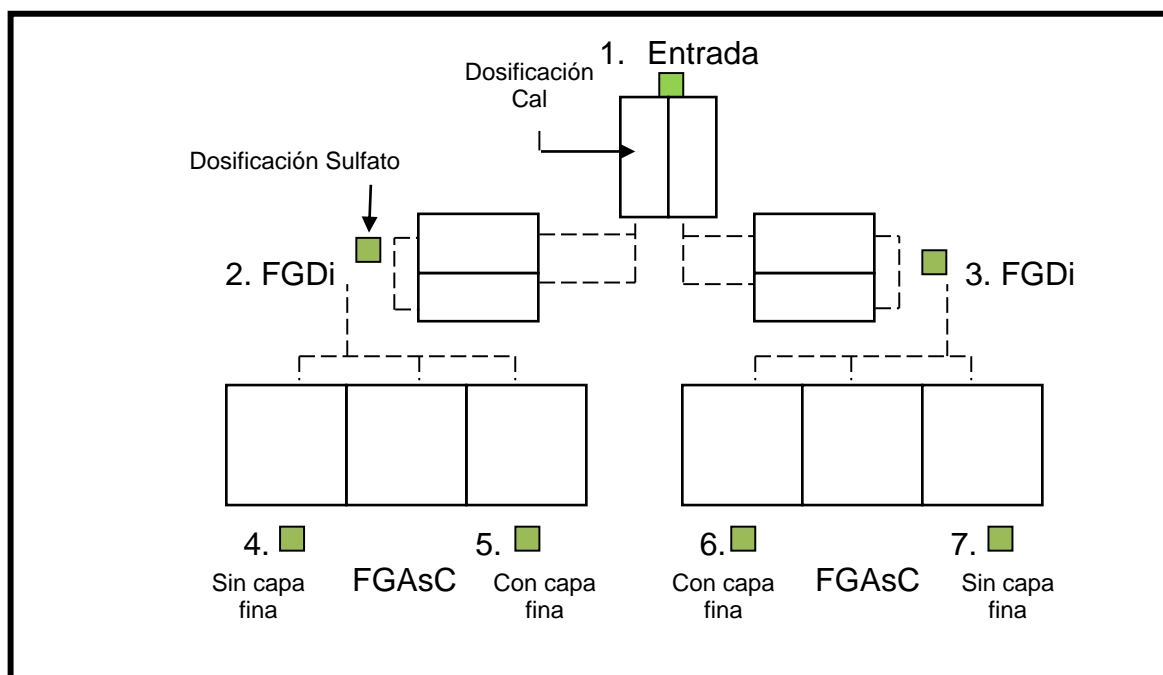


FIGURA 6. PUNTOS DE MUESTREO

A la planta de tratamiento ingresa un caudal de 20 (l/s), que posteriormente se divide en dos líneas de tratamiento, con una capacidad de 10 (l/s) cada una.

La planta está ubicada en la vereda barrio Plateado. Los terrenos del acueducto rural de Río Negro, están localizados en tres Municipios del departamento del Cauca: Sotará, Timbío y principalmente en la parte sur del Municipio de Popayán.

En la figura 7 se presenta un esquema de la localización geográfica de la planta de tratamiento del acueducto Río Negro.

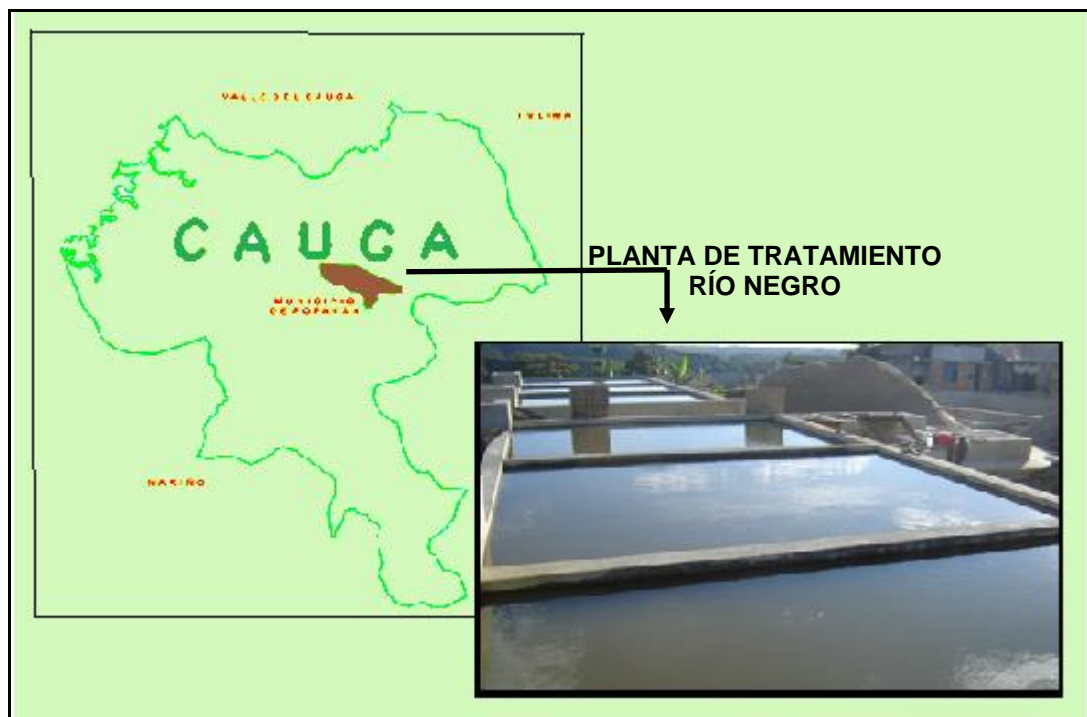


FIGURA 7. UBICACIÓN GEOGRÁFICA DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DEL ACUEDUCTO RÍO NEGRO

5.1.1. Generalidades de la zona.

El área de influencia es de 2787 Hectáreas; tiene como lindero las vías Popayán – Timbío, Popayán – Puracé, el límite del perímetro urbano de Popayán y los linderos con los Municipios de Timbío y Sotará.

El área de la zona de influencia presenta una altura que va desde los 1700 hasta los 2200 metros sobre el nivel del mar (Memorias técnicas. Acueducto veredal Rio Negro, 2006).

La temperatura oscila entre los 16 y 26 grados centígrados, con un valor medio de 19 grados centígrados; presenta una lluvia media anual desde los 1500 hasta los 2000 milímetros en dos periodos alternos de invierno y verano. La temporada de verano tradicionalmente corresponde a los meses de julio, agosto y septiembre y la temporada de invierno corresponde el resto del año. La humedad relativa anual promedio es del 76%.

En la zona se presentan formas de vida de campo y de ciudad, razón por la cual el uso de suelo se considera como suburbano, además al estar ubicado en el área de influencia que corresponde al trayecto Popayán – Timbío el Plan de Ordenamiento Territorial de Popayán, zona urbana y rural, del año 2002 al 2011 lo clasifica de igual manera.

En cuanto a las condiciones sanitarias en que se encuentra la zona, la disposición final de aguas residuales se realiza a través de letrinas y pozos sépticos domiciliarios. Los residuos sólidos representan otro de los principales problemas de saneamiento básico puesto que en la zona no se realiza una gestión adecuada de los mismos. Entre las principales prácticas de disposición final están la incineración y el compostaje a pequeña escala, y en algunos casos los residuos se entregan a la ruta que la Alcaldía Municipal de Popayán ha dispuesto para ello.

5.1.2. Sistema de abastecimiento de agua.

El Acueducto Rural de Rio Negro dentro de su radio de acción, cuenta con una población beneficiaria de 9.600 habitantes (1296 suscriptores) localizados en tres

Municipios, beneficiando a población mestiza, indígena y afro colombiana, incluyendo 275 familias desplazadas por el conflicto armado, que provienen en su mayoría del Sur del País (Memorias técnicas. Acueducto veredal Río Negro, 2006).

En total son diez veredas las que reciben el servicio, en el Municipio de Popayán: Veredas de Figueroa, la Playa, Alto Puelenje, Crucero de Puelenje, el Túnel, el Salvador, el Boquerón y las Chozas, en el Municipio de Timbío: Vereda Antón Moreno Alto y en el Municipio de Sotará: Veredas de Antón Moreno bajo y los Dos Brazos.

El sistema de abastecimiento de agua comienza en la microcuenca de la quebrada Chiguará que viene de la parte alta y montañosa de la Cordillera Central; la conducción está construida en tubería de diámetro de seis pulgadas con tramos en asbesto cemento y los más recientes en PVC; la tecnología utilizada para potabilizar el agua es la filtración en múltiples etapas (FiME) y posteriormente se hace llegar el servicio a los usuarios a través de la red de distribución.

Las dimensiones de las diferentes unidades de filtración se presentan en la tabla 4, de igual forma en la tabla 5 se puede observar la estratificación del lecho filtrante para cada unidad (Memorias técnicas. Acueducto veredal Río Negro, 2006).

TABLA 4. DIMENSIONES PARA LAS UNIDADES DE FILTRACIÓN.

CARACTERISTICA	FGDi	FGAsC	FLA
Velocidad de filtración (m/h)	2	0,6	0,15
Área de filtración por unidad (m ²)	9	20	80
Número de unidades en paralelo	4	6	6
Largo (m)	5,2	5	10
Ancho b (m)	1,8	4	8

TABLA 5. CARACTERÍSTICAS DEL MEDIO FILTRANTE DE LAS DIFERENTES UNIDADES.

RANGO DE TAMAÑO (Pulgadas)	FGDi Espesor (m)	FGAsC Espesor (m)	FLA Espesor (m)
Grava 1/8" - 1/16"		0,1	0,1
Grava 1/4" - 1/8"		0,2	0,1
Grava 1/2" - 1/4"	0,2	0,2	
Grava 3/4" - 1/2"	0,2	0,35	
Grava 1" - 3/4"	0,2	0,35	
Arena de río D10: 0,15 - 0,3 mm			0,8
Arena gruesa D: 2 mm			0,1

5.2. DESARROLLO DEL OBJETIVO 1

Para determinar el efecto del coagulante en la eficiencia de remoción de la turbiedad se realizaron una serie de actividades, entre ellas estuvieron las pruebas de jarras y la evaluación de la turbiedad a escala real.

5.2.1. Ensayos preliminares para determinación del rango de dosis óptima, a través de prueba de jarras modificada.

Se realizaron cuatro pruebas de jarras modificadas al agua cruda, para encontrar un rango de dosis que permitiera obtener mayores eficiencias de remoción de turbiedad. La prueba consiste en la adición de un coagulante (sulfato de aluminio tipo B, al 1%) durante la mezcla rápida por un minuto. Una vez finalizada esta etapa, se filtró a través de papel filtro con tamaño de poro de 3 micras. Se midió la turbiedad del agua cruda y filtrada y el pH de coagulación. Las fechas y las dosis evaluadas en cada prueba se especifican en la tabla 6.

TABLA 6. PRUEBAS DE JARRAS MODIFICADA

PRUEBA DE JARRAS MODIFICADA N°	FECHA	DOSIS DE COAGULANTE (mg/l)
1	5 de febrero 2008	10, 15, 20, 25, 30
2	18 de febrero 2008	2, 6, 8, 10, 14
3	14 de marzo 2008	1, 2, 4, 6
4	31 de marzo 2008	2, 4,6, 8

5.2.2. Evaluación de la remoción de turbiedad a escala real

Una vez determinado el rango de dosis óptima se procedió a realizar el montaje para la dosificación del coagulante y la cal. Con el fin de incrementar la alcalinidad del agua cruda, se adicionó cal en la entrada a los filtros dinámicos. La dosificación del sulfato de aluminio se realizó en la estructura de control de los FGAsC, específicamente en la caída del agua del vertedero de medición. De acuerdo con los datos obtenidos en las pruebas de jarras se manejaron las siguientes dosis de coagulación 6,12, 15, 18 y 24 mg/l.

Para la adición de sulfato de aluminio y cal se utilizaron tres tanques con una capacidad de 500 litros cada uno, dos para el coagulante y uno para la cal, cada tanque contenía un dosificador de cabeza constante, el cual permite la salida de un mismo caudal que garantice la concentración requerida en la línea de tratamiento. La frecuencia de preparación de las soluciones fue de 6 horas.

Durante la evaluación se trató de mantener el caudal constante, para garantizar una velocidad de filtración en los filtros gruesos de 0.6 m/h, velocidad de diseño de estas unidades. El caudal de operación fue de 3.3 L/s aproximadamente en cada filtro. En la figura 8 se presenta el montaje utilizado para la dosificación y el dosificador de cabeza constante.



FIGURA 8. MONTAJE PARA DOSIFICACIÓN

El efecto del coagulante en la unidad fue analizado en dos filtros gruesos ascendentes por capas (FGAsC), evaluando las dos líneas de tratamiento de la planta. En una línea se experimentó la combinación con coagulación química y la otra línea operó de acuerdo al diseño inicial, es decir sin la adición de coagulante.

La eficiencia de remoción fue evaluada con base en el parámetro turbiedad, los puntos 4, 5 y 6, 7 permitieron compararlo, tal y como se observa en la Figura 6. La frecuencia de muestreo fue de una hora.

Con el fin de obtener una mayor seguridad en la información, cada dosis fue evaluada por al menos 2 periodos de muestreo, con una duración de 7 horas en promedio. Una vez finalizadas estas evaluaciones y con los resultados previos se realizó una carrera más prolongada (72 horas) con la mejor dosis seleccionada.

Los datos obtenidos en el muestreo fueron descartados tomando como fundamento teórico el diagrama de cajas y bigotes desarrollado por Jhon Tukey en 1977, este identifica los valores extremos (puntos atípicos), es decir, valores que no pertenecen realmente a la distribución general y se alejan del resto de los datos. Para ello se calculan los tres cuartiles, tomando la mediana como eje central, y como límites de la caja los cuartiles 25 y 75. A una distancia de 3 veces el tamaño de la caja partiendo desde sus extremos, se grafica un límite que permite descartar los datos que se encuentren por fuera de este; para facilitar este análisis en cada una de las dosis se aplicó el software SPSS versión 11.5.2.1 en Español.

Para evaluar estadísticamente el efecto del coagulante y la capa, se utilizó el modelo de bloques al azar, herramienta del paquete estadístico SPSS, que permite minimizar el error de tipo experimental. En este análisis el factor de bloqueo está representado por cada sección de muestra, los factores son el coagulante y la capa; estos a su vez están conformados por dos niveles que

indican la implementación o no de cada factor, dando origen de esta manera a cuatro tratamientos (Con coagulante con capa, con coagulante sin capa, sin coagulante con capa, sin coagulante sin capa)

5.3. DESARROLLO DEL OBJETIVO 2.

Además de evaluar el efecto del coagulante sobre la eficiencia de remoción de la turbiedad, se implementó una capa fina como nueva variable, para esto se realizó una comparación de los valores de turbiedad medidos a la salida de los FGAsC con y sin capa fina.

5.3.1. Evaluación de la remoción de turbiedad a escala real.

El diseño inicial para los FGAsC incluía una última capa del lecho filtrante con grava de tamaño $1/8 - 1/16$ de pulgada (capa fina); debido a las condiciones y a la calidad del agua se decidió no incluirla para evitar problemas de operación.

En la presente investigación se implementó la capa en dos de los seis filtros que operan en paralelo, uno para la línea con coagulante y otro para la línea sin coagulante. Se realizó la evaluación de la eficiencia de remoción de turbiedad comparando los valores a la salida de los FGAsC con y sin capa fina para cada línea de tratamiento, tal y como se observó en la figura 6.

5.4. DESARROLLO DEL OBJETIVO 3.

Para evaluar el efecto de la coagulación y la implementación de la capa fina sobre la pérdida de carga, se trató de controlar el caudal de entrada en los FGAsC y se midió frecuentemente la pérdida en cada uno de ellos.

5.4.1. Control de Caudales

Para poder evaluar el impacto sobre el comportamiento de la pérdida de carga en los filtros gruesos ascendentes, fue necesario medir y controlar el caudal de ingreso, para esto se realizó el aforo de cada uno de los vertederos con el método volumétrico, posteriormente se calculó una curva de calibración para cada uno de ellos. Durante el transcurso de la corrida experimental, el caudal se midió y ajustó, tratando de mantenerlo en 3.3 l/s. en cada unidad.

5.4.2. Seguimiento de la pérdida de carga.

Para determinar la pérdida de carga en los FGAsC se midió el nivel de agua en la cámara de entrada y posteriormente el nivel de agua en el filtro, para obtener la diferencia entre los dos niveles, esta medición se realizó con una frecuencia de 6 horas y se llevó a cabo en los cuatro FGAsC objeto de la investigación; simultáneamente se registró el caudal para cada uno de los datos de pérdida de carga.

6. PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

6.1. CALIDAD DEL AGUA CRUDA

Durante el periodo de evaluación el agua cruda presentó una alcalinidad total promedio de 16 mg/L, mientras que el pH varió en el rango de 5.9 – 7.2 unidades.

Debido a problemas en la cuenca y al periodo invernal se presentaron grandes variaciones de la turbiedad del agua cruda, fluctuando entre 49 y 1050 UNT, tal como se presenta en la figura 9.

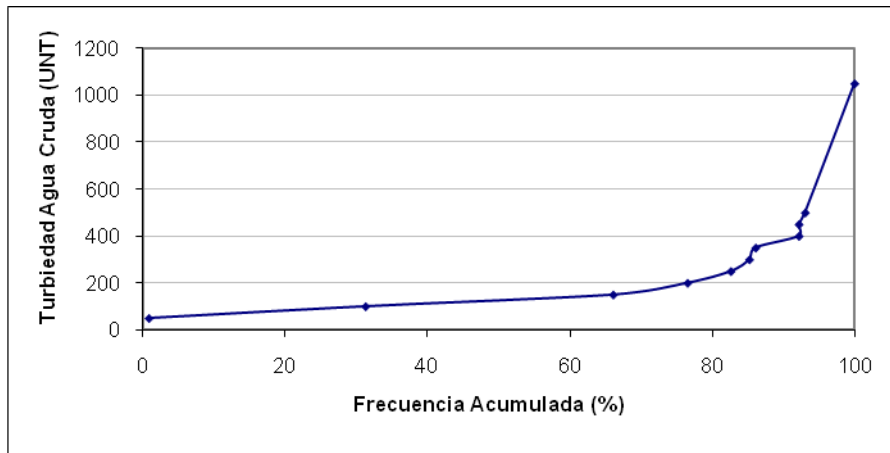


FIGURA 9. PORCENTAJES DE FRECUENCIA DE TURBIEDAD

6.2. DETERMINACIÓN DEL RANGO ÓPTIMO DE DOSIFICACIÓN A PARTIR DE LA PRUEBA MODIFICADA DE JARRAS

En la tabla 7 se presentan los resultados obtenidos con base en pruebas de Jarras modificada, en las cuales se trabajó un rango de dosis desde 1 a 30 mg/L.

TABLA 7. RESULTADOS PRUEBA DE JARRAS MODIFICADA

Condiciones iniciales	Dosis Sulfato de Aluminio(mg/l)	Turbiedad (UNT)	pH (Coagulación)
Turbiedad inicial : +1000 UNT pH inicial: 8.1	10	0.72	5.51
	15	0.54	5.12
	20	2.14	5.0
	25	0.91	4.73
	30	7.55	4.65
	Blanco	0.71	6.82
Turbiedad inicial : 48 UNT pH inicial: 7.1	2	12	7.1
	6	2	7.0
	8	8	7.0
	10	7	6.3
	14	8	6.1
	Blanco	11	8.1
Turbiedad inicial : 334 UNT pH inicial: 6.8	1	13	7.9
	2	11	7.5
	4	12	7.6
	6	8	7.3
	Blanco	8	6.8
	Blanco	8	6.8
Turbiedad inicial : 864 UNT pH inicial: 5.9	2	5	6.8
	4	3	6.2
	6	3	6.5
	8	3	6.4
	Blanco	7	7.7
	Blanco	7	7.7

Como se observa en la tabla 7, las dosis con resultados no tan óptimos fueron las menores a 6 mg/L y la de 30 mg/L, por lo tanto en la evaluación a escala real se trabajaron con dosis entre 6 y 24 mg/L.

6.3. EVALUACIÓN DE LA EFICIENCIA DE REMOCIÓN DE LA TURBIEDAD CON DIFERENTES DOSIS DE COAGULANTE.

Para observar el comportamiento de la turbiedad al combinar el proceso de filtración en múltiples etapas con el proceso de coagulación química, se evaluaron diferentes dosis (6, 12, 15, 18 y 24 mg/l) a escala real. El pH de coagulación durante el periodo de evaluación estuvo en un rango de 5.9 a 7.2 unidades. En la tabla 8 se presentan algunos estadísticos descriptivos para cada dosis, de igual forma en el anexo A se relacionan los datos para esta variable.

TABLA 8. ESTADÍSTICOS DESCRIPTIVOS DE pH PARA CADA DOSIS.

DOSIS	NÚMERO DATOS	MÍNIMO	MÁXIMO
6	3	6,3	6,7
12	25	5,9	7,2
15	7	6	6,7
18	5	6	6,7
24	6	5,9	6,8

A continuación se representa el comportamiento de la turbiedad para cada dosis y sus respectivas estadísticas descriptivas. En el anexo D se presentan los datos completos para cada uno de los muestreos.

6.3.1. Dosis de 6 mg/l.

En la figura 10 se presenta la tendencia de la turbiedad al dosificar sulfato de aluminio, de igual forma en la tabla 9 se presentan los estadísticos descriptivos para ésta.

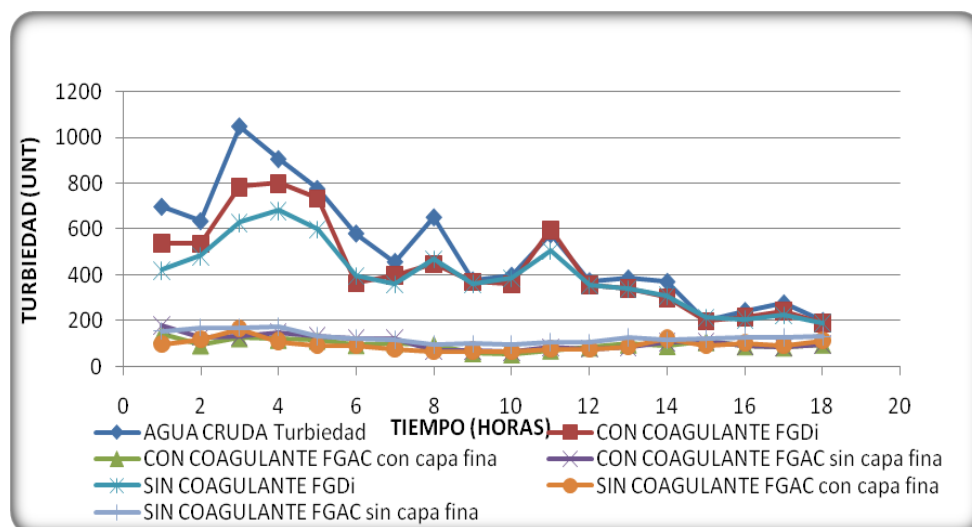


FIGURA 10. SEGUIMIENTO DEL PARÁMETRO TURBIEDAD. DOSIS 6 mg/l

TABLA 9. ESTADÍSTICOS DESCRIPTIVOS PARA TURBIEDAD – DOSIS 6mg/l.

PERIODO	ESTADISTICO	ENTRADA	FGDi©	FGAC con capa fina©	FGAC sin capa fina©	FGDi	FGAC con capa fina	FGAC sin capa fina	pH	
									Min	Max
1	PROMEDIO	509,33	433,06	95,50	107,22	395,72	97,00	129,94	6.3	6.7
	DESVIACIÓN ESTANDAR	243,24	194,60	21,99	31,60	145,73	24,51	25,41		
	VALOR MÍNIMO	200	190	53	66	188	68	98		
	VALOR MÁXIMO	1050	802	142	182	682	167	177		
	Nº DATOS	18	18	18	18	18	18	18		

6.3.2. Dosis de 12 mg/l.

Esta dosis se evaluó durante cuatro periodos de muestreo, en la figura 11 se puede observar la tendencia de este parámetro a la entrada y en cada uno de los filtros, la gráfica a pesar de ser continua, se construyó en diferentes periodos de evaluación, tal y como se presenta en la tabla 10.

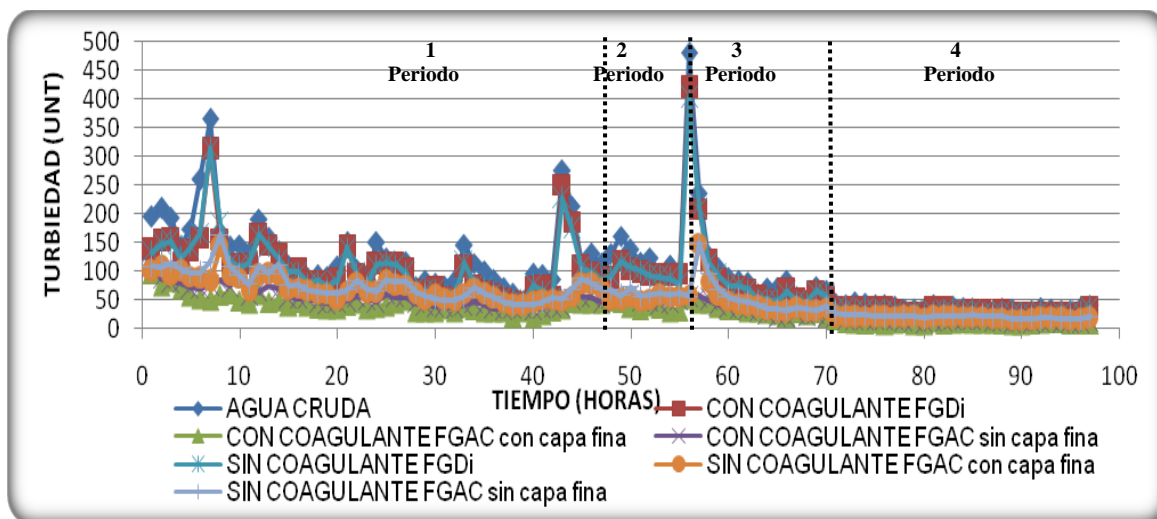


FIGURA 11. SEGUIMIENTO DEL PARÁMETRO TURBIEDAD. DOSIS 12 mg/l

TABLA 10. ESTADÍSTICOS DESCRIPTIVOS PARA TURBIEDAD – DOSIS 12mg/l

PERIODO	ESTADÍSTICO	ENTRADA	FGDi©	FGAC con capa fina©	FGAC sin capa fina©	FGDi	FGAC con capa fina	FGAC sin capa fina	pH	
									Min	Max
1	PROMEDIO	131,60	107,81	43,79	55,02	107,87	71,11	76,51	5.9	7.2
	DESVIACION ESTANDAR	60,81	51,86	15,23	17,84	50,37	20,61	25,39		
	VALOR MÍNIMO	49	43	21	34	45	40	41		
	VALOR MÁXIMO	365	313	96	109	313	143	164		
	Nº DATOS	47	47	47	47	47	47	47		
2	PROMEDIO	121,75	97,63	38,50	50,50	95,75	53,63	62,25	6.6	6.8
	DESVIACIÓN ESTANDAR	21,51	9,77	6,61	4,24	12,12	3,74	5,50		
	VALOR MÍNIMO	96	87	31	44	78	49	57		
	VALOR MÁXIMO	161	119	49	56	116	58	73		
	Nº DATOS	8	8	8	8	8	8	8		
3	PROMEDIO	115,27	99,40	32,73	33,73	98,47	49,93	54,00	6.1	6.6
	DESVIACIÓN ESTANDAR	110,01	97,78	9,18	12,22	93,72	30,73	31,39		
	VALOR MINIMO	51	45	22	21	47	30	32		
	VALOR MAXIMO	479	420	53,00	57,00	402,00	149,00	149,00		
	Nº DATOS	15	15	15	15	15	15	15		
4	PROMEDIO	36,30	30,96	10,22	14,15	29,70	19,52	21,33	6.5	6.8
	DESVIACION ESTANDAR	4,63	4,32	2,04	2,28	3,66	1,93	2,69		
	VALOR MINIMO	29,00	25,00	8,00	10,00	23,00	16,00	17,00		
	VALOR MAXIMO	45	39	17	21	37	22	28		
	Nº DATOS	27	27	27	27	27	27	27		

6.3.3. Dosis de 15 mg/l.

La dosificación de sulfato de aluminio con una dosis de 15 mg/l se realizó durante dos periodos, la figura 12 representa el seguimiento a la turbiedad, de igual forma en la tabla 11 se describen los principales estadísticos.

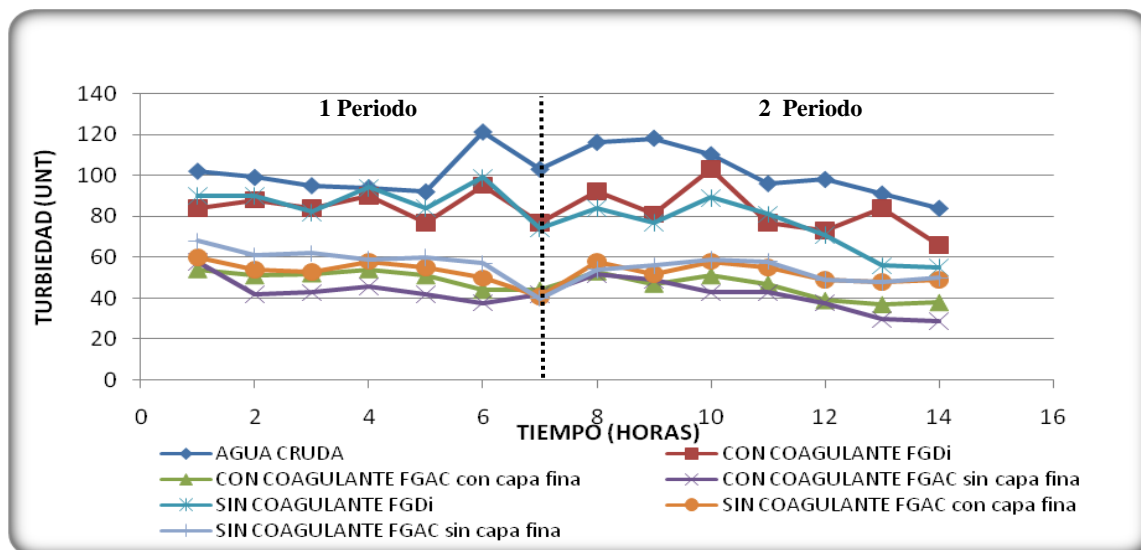


FIGURA 12. SEGUIMIENTO DEL PARÁMETRO TURBIEDAD. DOSIS 15 mg/l

TABLA 11. ESTADÍSTICOS DESCRIPTIVOS PARA TURBIEDAD – DOSIS 15 mg/l

PERIODO	ESTADISTICO	ENTRADA	FGDi©	FGAC con capa fina©	FGAC sin capa fina©	FGDi	FGAC con capa fina	FGAC sin capa fina	pH	
									Min	Max
1	PROMEDIO	103,57	87,29	51,14	48,43	90,71	56,71	63,57	6	6.1
	DESVIACION ESTANDAR	12,69	6,16	3,39	11,43	6,18	5,59	7,23		
	VALOR MINIMO	92,00	77,00	44,00	38,00	82,00	50,00	57,00		
	VALOR MAXIMO	122,00	95,00	54,00	70,00	99,00	67,00	78,00		
	Nº DATOS	7	7	7	7	7	7	7		
	PROMEDIO	101,86	82,29	44,57	40,57	73,29	52,71	53,43		
DESVIACION ESTANDAR	12,99	12,30	6,53	8,81	13,38	4,31	4,47			
VALOR MINIMO	84,00	66,00	37,00	29,00	55,00	48,00	48,00			
VALOR MAXIMO	118	103	53	52	89	58	59			
Nº DATOS	7	7	7	7	7	7	7			

6.3.4. Dosis de 18 mg/l.

Los ensayos con esta dosis se realizaron en dos periodos, en la figura 13 y en la tabla 12, se observa el comportamiento de la turbiedad y los estadísticos descriptivos, respectivamente.

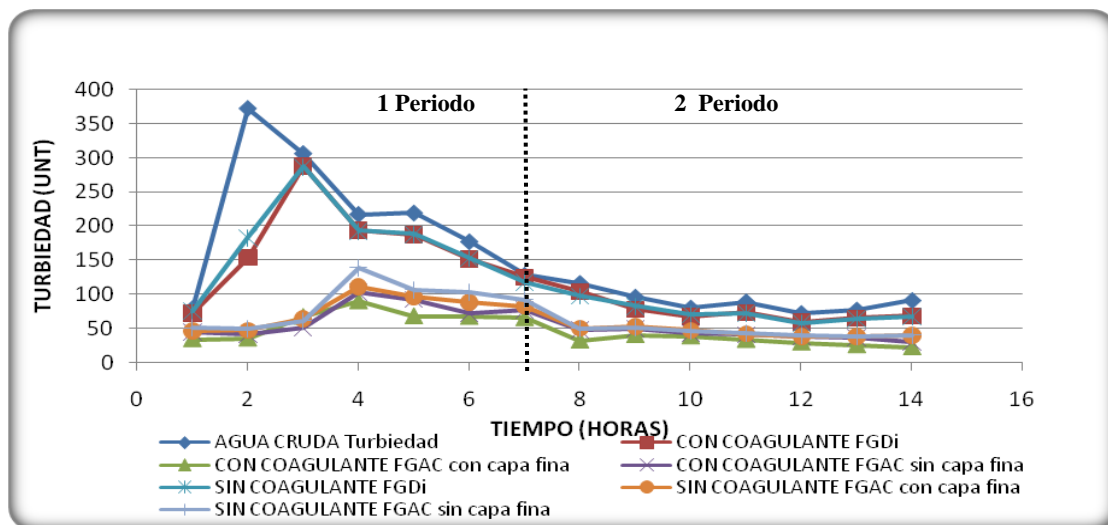


FIGURA 13. SEGUIMIENTO DEL PARÁMETRO TURBIEDAD. DOSIS 18 mg/l

TABLA 12. ESTADÍSTICOS DESCRIPTIVOS PARA TURBIEDAD – DOSIS 18 mg/l

PERIODO	ESTADISTICO	ENTRADA	FGDi©	FGAC con capa fina©	FGAC sin capa fina©	FGDi	FGAC con capa fina	FGAC sin capa fina	pH	
									Min	Max
1	PROMEDIO	214,00	167,43	61,86	68,71	171,14	77,14	86,86	6	6.3
	DESVIACIÓN ESTANDAR	100,38	67,02	19,93	23,95	66,50	24,57	33,10		
	VALOR MÍNIMO	79,00	72,00	35,00	41,00	76,00	47,00	51,00		
	VALOR MÁXIMO	372,00	288,00	91,00	103,00	287,00	111,00	139,00		
	Nº DATOS	7	7	7	7	7	7	7		
2	PROMEDIO	88,71	73,43	32,29	41,00	73,71	45,00	44,86	6	6.7
	DESVIACIÓN ESTANDAR	14,69	14,75	6,52	6,83	13,16	6,03	5,27		
	VALOR MÍNIMO	72,00	59,00	23,00	30,00	58,00	39,00	39,00		
	VALOR MÁXIMO	116	104	41	50	98	54	52		
	Nº DATOS	7	7	7	7	7	7	7		

6.3.5. Dosis de 24 mg/l.

Se evaluó el efecto de remoción de la turbiedad al adicionar coagulante a una concentración de 24 mg/l, durante dos periodos.

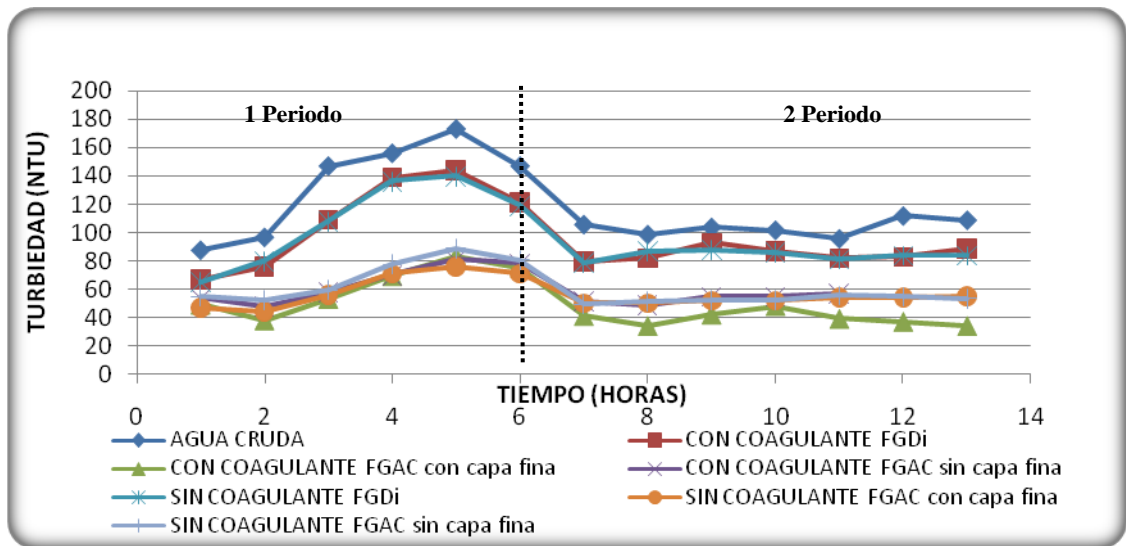


FIGURA 14. SEGUIMIENTO DEL PARÁMETRO TURBIEDAD. DOSIS 24 mg/l

TABLA 13. ESTADÍSTICOS DESCRIPTIVOS PARA TURBIEDAD – DOSIS 24 mg/l

PERIODO	ESTADÍSTICO	ENTRADA	FGDi©	FGAC	FGAC	FGDi	FGAC	FGAC	Ph	
				con capa fina©	sin capa fina©		con capa fina	sin capa fina	Min	Max
1	PROMEDIO	134,67	109,33	61,17	64,83	108,00	60,83	69,33	5.9	6.2
	DESVIACIÓN ESTANDAR	34,13	32,00	17,21	13,48	30,21	13,67	15,21		
	VALOR MÍNIMO	88,00	67,00	38,00	48,00	65,00	44,00	53,00		
	VALOR MÁXIMO	173,00	144,00	83,00	81,00	140,00	76,00	89,00		
	Nº DATOS	6	6	6	6	6	6	6		
2	PROMEDIO	104,00	85,14	39,29	54,00	84,14	52,43	53,29	6.4	6.8
	DESVIACIÓN ESTANDAR	5,57	4,67	4,96	3,51	3,24	1,99	1,98		
	VALOR MÍNIMO	96,00	80,00	34,00	49,00	79,00	50,00	50,00		
	VALOR MÁXIMO	112	93	48	59	88	55	56		
	Nº DATOS	7	7	7	7	7	7	7		

6.4. PÉRDIDA DE CARGA EN LOS FGAsC

6.4.1. Caudal de entrada.

Durante el transcurso de la prueba los caudales de entrada a los FGAsC presentaron algunas variaciones con respecto al caudal de diseño (3.3 l/s), en el

anexo B se presentan todos los datos para caudales, y en la tabla 14 se indican las estadísticas descriptivas para estos.

TABLA 14. ESTADÍSTICAS DESCRIPTIVAS PARA CAUDALES.

ESTADÍSTICOS	FGAsC CON CAPA FINA [©] Q(l/s)	FGAsC SIN CAPA FINA [©] Q(l/s)	FGAsC CON CAPA FINA Q(l/s)	FGAsC SIN CAPA FINA Q(l/s)
PROMEDIO	3,41	3,49	3,24	3,41
DESVIACIÓN ESTANDAR	0,34	0,40	0,48	0,47
VALOR MÍNIMO	2,27	2,22	1,71	1,87
VALOR MÁXIMO	4,02	4,20	4,34	4,46
Nº DATOS	38	38	38	38

6.4.2. Corrección de la pérdida de carga

Al presentarse variaciones en los caudales de entrada a los FGAsC, fue necesario hacer un ajuste a los datos de pérdida de carga con el propósito de que sean comparables; a continuación se presenta la ecuación utilizada.

$$H_c = k * Q_c^n \qquad K = \frac{H}{Q}$$

Donde:

H_c : Pérdida de carga corregida.

H : Pérdida de carga leída.

Q : Caudal medido

Q_c: Caudal de operación (3.3 l/s)

n : coeficiente para medio poroso (grava) igual a 1

En el anexo C se muestran las pérdidas de carga corregidas correspondientes a todo el periodo de evaluación.

6.4.3. Comportamiento de la pérdida de carga.

El comportamiento de la pérdida de carga, se presenta por carreras de filtración o muestreos en las siguientes gráficas.

Las convenciones para las gráficas son:

- CFC:** Capa Fina con Coagulante
- SFC:** Sin Capa Fina con Coagulante
- CFS:** Capa Fina sin Coagulante
- SFS:** Sin Capa Fina sin Coagulante

6.4.3.1. Primer muestreo

Este muestreo tuvo una duración de 71 horas y se evaluaron las dosis de 6 y 12 mg/l de sulfato de aluminio, en la figura 15 se presenta el comportamiento de la pérdida de carga.

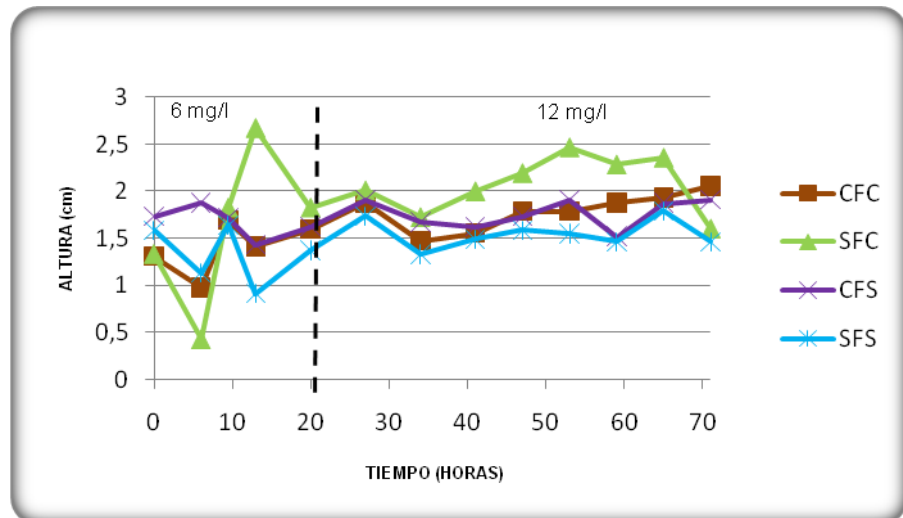


FIGURA 15. PÉRDIDA DE CARGA FGAsC - PRIMER MUESTREO

6.4.3.2. Segundo muestreo

Para este muestreo se utilizaron dosis más altas, en el siguiente orden 12, 18, 24 y 15 mg/l, la prueba duro 32 horas, en la figura 16 se presenta el comportamiento de la pérdida de carga.

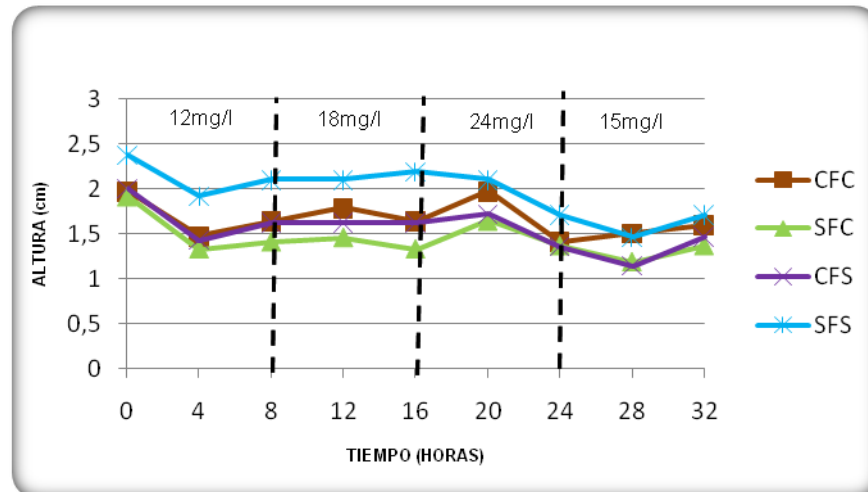


FIGURA 16. PÉRDIDA DE CARGA FGAsC - SEGUNDO MUESTREO

6.4.3.3. Tercer muestreo

Las dosis utilizadas en este muestreo fueron 15, 18 y 24 mg/l, con una duración de 24 horas en total, en la figura 17 se presenta el comportamiento de la pérdida de carga.

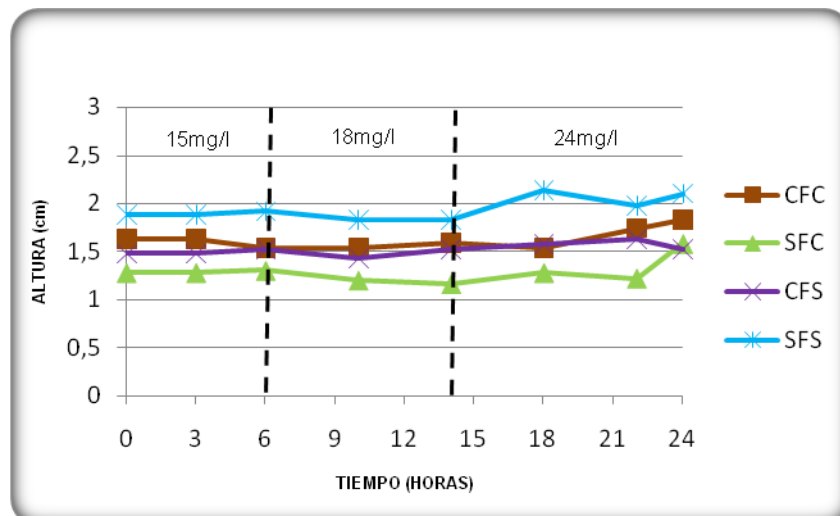


FIGURA 17. PÉRDIDA DE CARGA FGAsC - TERCER MUESTREO

6.4.3.4. Cuarto muestreo

En este muestreo únicamente se evaluó la dosis de 12 mg/l, durante 43 horas, en la figura 18 se presenta el comportamiento de la pérdida de carga.

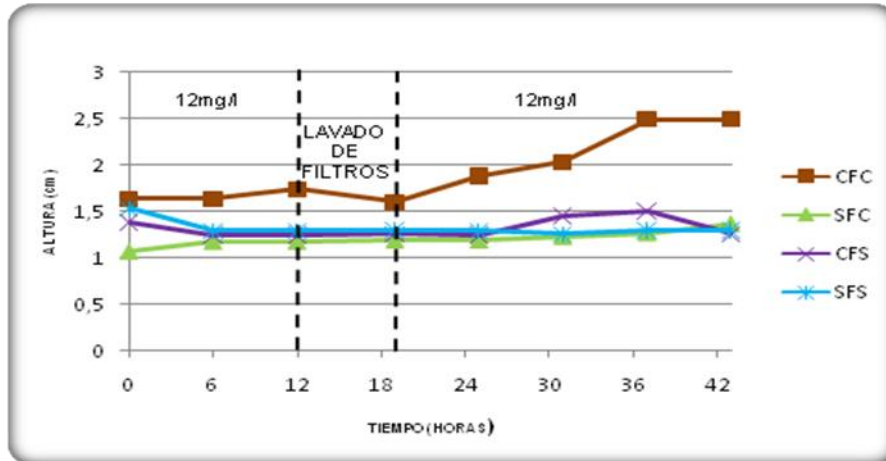


FIGURA 18. PÉRDIDA DE CARGA FGAsC - CUARTO MUESTREO

7. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

7.1. CALIDAD DEL AGUA CRUDA

La quebrada Chiguará, es una fuente cuyos valores de turbiedad son bajos, según lo reportado por los habitantes de la zona, y la inspección sanitaria, realizada por la Ingeniera Astrid Eliana Reyes, diseñadora del sistema de tratamiento; por lo cual se implementó la tecnología FiME como sistema de tratamiento para su potabilización. Aunque en el periodo de lluvia la turbiedad se incrementa un poco, en el año 2008, debido a la fuerte temporada invernal se presentaron derrumbes en la microcuenca, como se muestra en la figura 19 y 20, que afectaron la calidad del agua en la fuente, alcanzado valores de turbiedad extremadamente altos (en el rango de 50 a 1000 UNT)



FIGURA 19. DERRUMBE EN LA MICROCUENCA DE LA QUEBRADA CHIGUARÁ



FIGURA 20. DESLAVE SOBRE LA QUEBRADA CHIGUARÁ

En la figura 9, se presentó la curva de frecuencia de los valores de turbiedad en el agua cruda. Como puede observarse el 80% de los datos presentan valores menores a 200 UNT, encontrándose en su mayoría en un rango de 100 a 150 UNT.

De acuerdo a los métodos y técnicas de tratamiento de agua planteados por Luiz Di Bernardo (1993) tomando como parámetro de clasificación la turbiedad para un valor máximo de 200 UNT, se recomienda utilizar una de las variantes de la tecnología de filtración directa ascendente que puede ser realizada con tasa declinante o constante como sistema de tratamiento para la potabilización.

Teniendo como base el Título C del Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico RAS – 2000, para sistemas de potabilización, la calidad de la fuente de acuerdo a la turbiedad puede clasificarse como muy deficiente, por lo cual el grado de tratamiento recomendado es el convencional, o la filtración lenta en diversas etapas, con la adición de tratamientos específicos. En este caso el sistema de tratamiento utilizado es FiME, sin procesos de tratamiento complementarios por lo cual su adecuada operación podría estar limitada, tal como lo sugiere Galvis *et al.*, 1999; quienes recomiendan utilizar esta tecnología para fuentes que presenten turbiedades hasta de 70 UNT, para valores mayores se establece la necesidad de hacer estudios en plantas piloto.

El diseño del acueducto veredal Río Negro se realizó tomando como base una fuente con calidad aceptable, pero debido a los problemas asociados a la microfrecuencia y a la fuerte temporada de lluvias presentada a inicios del presente año, las condiciones variaron drásticamente haciendo ineficiente el sistema de tratamiento.

7.2. PRUEBA MODIFICADA DE JARRAS

Al evaluar 11 dosis (1,2,4,6,8,10,14,15,20,25,30 mg/l) en el laboratorio a través de la prueba de jarras modificada y comparar los valores de turbiedad residual y pH, de acuerdo con los resultados obtenidos se decidió evaluar dosis entre 6 y 24 mg/L a escala real.

7.3. DESCARTE DE DATOS

Los resultados obtenidos al aplicar el diagrama de cajas y bigotes permitieron identificar los datos atípicos en dos de las cinco dosis analizadas; en la dosis de 24 mg/l se descartaron cuatro valores y solo uno en la de 15 mg/l, es importante aclarar que los datos tomados en la misma hora de muestreo también fueron descartados.

Para las dosis de 6, 12, 18 mg/l no se identificaron datos por fuera de la distribución general, un ejemplo de la aplicación del software puede observarse en la figura 21. En el anexo E se presentan los diagramas de cajas para las diferentes dosis.

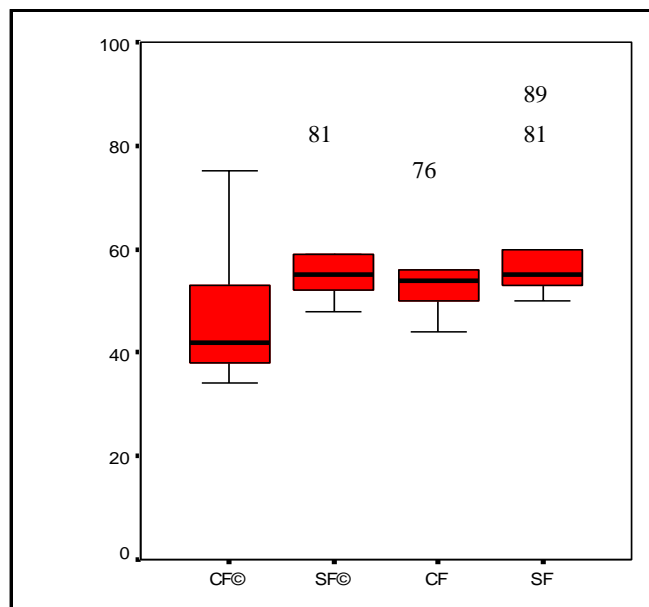


FIGURA 21. DIAGRAMA DE CAJAS DOSIS 24 mg/l

CF@: Con capa fina y coagulante.
CF: Con capa fina y sin coagulante.

SF@: Sin capa fina y coagulante.
SF: Sin capa fina y sin coagulante.

7.4. COMPORTAMIENTO DE LA TURBIEDAD CON DIFERENTES DOSIS

En la figura 22, puede observarse de derecha izquierda, tres muestras de agua que corresponden a la entrada de la planta, el efluente de los FGD_i y el efluente de los FGAsC respectivamente.



FIGURA 22. REMOCIÓN DE TURBIEDAD EN LOS FILTROS GRUESOS DE LA PLANTA FiME, ADICIONANDO SULFATO DE ALUMINIO

7.4.1. Dosis de 6 mg/l.

En la figura 10, pudo apreciarse que los valores de turbiedad disminuyeron notablemente al pasar por las unidades de filtración, especialmente por los FGAsC, sin embargo al comparar dichos valores no se observa gran diferencia entre la línea que opera con coagulante y la que opera sin él.

Durante el muestreo con esta dosis, las turbiedades de la entrada fueron muy variables, presentándose un mínimo de 200 UNT y un máximo de 1050 UNT, con valores de turbiedad similares en la salida de los FGAsC para las diferentes turbiedades de entrada; la poca diferencia de estos resultados se debe a la naturaleza de las partículas, principalmente a su tamaño, pues las partículas coloidales difícilmente son removidas por estos filtros.

En la tabla 9, se observó que la turbiedad de entrada en promedio es del orden de 509 UNT y después de pasar por los filtros gruesos ascendentes, esta disminuyó hasta un rango de 95 - 129 UNT aproximadamente, siendo la línea con coagulante la que arroja los menores resultados; sin embargo, la diferencia entre las dos líneas no es muy marcada, por ejemplo en los filtros con capa fina que operaron con y sin la adición de coagulante se obtuvieron valores de 95 y 97 UNT respectivamente.

Al evaluar el efecto de la capa sobre el comportamiento de la turbiedad se encontró que la presencia de ésta arroja valores inferiores a los obtenidos en los filtros que no la poseen, así por ejemplo en la línea que tiene coagulante, el FGAsC que posee capa fina presenta un valor promedio para turbiedad de 95 UNT y de 107 UNT para el FGAsC que no posee capa fina.

7.4.2. Dosis de 12 mg/l.

Esta dosis se evaluó a través de cuatro periodos, al analizar la tabla 10, se observó que la turbiedad promedio a la entrada fue de 131 UNT, variando entre un mínimo de 49 UNT y un máximo de 365 UNT. Al analizar los efluentes de los FGAsC, se observó que el coagulante tiene un efecto sobre la remoción de turbiedad, puesto que estos arrojaron valores promedio de 55 UNT para el FGAsC con coagulante y 76 para el FGAsC sin coagulante.

En el periodo 2, la turbiedad promedio a la entrada fue de 121 UNT, en este los resultados permitieron ratificar el alto grado de remoción de turbiedad generado por la dosificación de coagulante, esto se puede observar en los efluentes de los FGAsC, en los cuales se obtuvieron turbiedades promedio de 38 UNT para el filtro con coagulante y 54 UNT para el filtro sin coagulante, es importante aclarar que aquí no se toma en cuenta el efecto de la capa fina.

Los periodos 3 y 4 se realizaron para comprobar el efecto de la dosis en el agua a tratar, inicialmente se evaluó la turbiedad durante 15 horas consecutivas arrojando buenos resultados para la variable coagulante como en los casos anteriores, sin embargo el efecto de la capa fina no fue notable, pues no se obtuvieron grandes diferencias entre los filtros con y sin capa fina, por lo que se decidió suspender el ensayo y realizar el mantenimiento adecuado a las unidades de filtración.

Se retomó el muestreo, los resultados para este cuarto periodo con relación al coagulante fueron similares a los anteriores, para agua con turbiedades promedio de 36 UNT se obtuvieron efluentes con turbiedades de 10 UNT en la línea con coagulante, y de 20 UNT en promedio para la línea sin coagulante. En cuanto a la implementación de la capa fina; como en el periodo 3, no se presentó un efecto significativo; por ejemplo para el FGAsC con capa fina la turbiedad de salida fue de 10 UNT y para el FGAsC sin capa fina fue de 14 UNT, es importante resaltar que la turbiedad del agua cruda para este periodo fue baja.

En general los diferentes periodos de evaluación permitieron verificar la eficiencia de la dosis, puesto que la turbiedad obtenida en los filtros que operaban sin coagulante fue de aproximadamente el doble que la obtenida en los filtros con coagulante.

La capa fina en el primero y segundo periodo de evaluación presentó un efecto sobre la turbiedad; por el contrario en el tercero y cuarto periodo no marcó una diferencia significativa.

7.4.3. Dosis de 15 mg/l.

Para esta dosis se realizaron dos periodos de evaluación, en la tabla 11, se observó que la turbiedad promedio del agua cruda fue de 101 y 103 para el periodo 1 y 2 respectivamente. Al evaluar el efecto de la capa fina sobre la

turbiedad, se observó que los resultados no fueron los esperados; en los filtros con capa fina se obtuvieron valores de turbiedad superiores a los arrojados por los filtros que no la tenían implementada; esto puede observarse en el primer periodo de evaluación, donde se presentan turbiedades de 51 y 48 UNT a la salida de los FGAsC con coagulante, una posible explicación a este comportamiento es la acumulación del floc retenido al interior del lecho, generando un incremento en la velocidad intersticial y por consiguiente en las fuerzas de cizalla que ocasionan desprendimiento y arrastre del lodo (Arboleda, 2000); el cual sedimenta posteriormente sobre la superficie de la grava. En la figura 23 se observa este fenómeno.



FIGURA 23. PRESENCIA DE SÓLIDOS EN LA SUPERFICIE DE LOS FGAsC.

Si se analizan los valores de turbiedad a la salida de los FGAsC se observa que hay un leve efecto del coagulante; así por ejemplo para el periodo 2, en la línea con sulfato de aluminio la turbiedad promedio es de 44 y 40 UNT y en la línea sin coagulante de 52 y 53 UNT, para los filtros con y sin capa respectivamente.

Al observar el diagrama de coagulación de sulfato de aluminio en relación con el potencial zeta desarrollado por (Amirtharajah e Mills, 1982; citado por Sánchez 2000) se nota que para un pH 6.4 (pH aproximado durante el periodo de

muestreo), esta dosis se encuentra en la región 3, en la cual el mecanismo de coagulación se debe a la neutralización de carga para el hidróxido de aluminio positivo. Esa región es considerada ideal para la coagulación cuando se tiene la filtración directa, ascendente o descendente.

7.4.4. Dosis de 18 mg/l

Para esta dosis se realizaron dos periodos de evaluación, en el primero se manejaron turbiedades de 214 UNT en promedio, la diferencia entre los valores de turbiedad para los efluentes de los FGAsC con y sin coagulante que se aprecia en la tabla 12, permite afirmar que el coagulante ayuda a obtener mayores eficiencias de remoción. Si se analiza la variable capa fina, los efluentes de los FGAsC que la poseen presentan una turbiedad menor con respecto a los filtros que no la tienen implementada.

El segundo periodo presentó una turbiedad promedio de entrada menor (88 UNT), al comparar las turbiedades de salida de los FGAsC se puede apreciar que la combinación capa fina y coagulante, genera un impacto positivo sobre la remoción de este parámetro, así para la línea 1 se obtienen valores promedio de 32 y para la línea 2 valores de 45 UNT.

Si se analiza el efecto del coagulante sin implementar la capa fina se concluye que este no tiene gran impacto, por ejemplo al comparar los promedios (41 y 44 UNT) entre la turbiedad de salida de los FGAsC en las dos líneas, la diferencia no es muy marcada.

7.4.5. Dosis de 24 mg/l.

La turbiedad promedio para esta dosis fue de 122 y 104 UNT en los dos periodos respectivamente. En la figura 14, se pudo observar que hay un efecto mínimo del

coagulante y la capa fina, por ejemplo si analizamos la salida de los FGAsC con capa fina la turbiedad es de 52 UNT y 54 UNT para la línea con y sin coagulante respectivamente, igual sucede con los FGAsC que no poseen capa donde las turbiedades son de 57 y 61 UNT.

Durante las diferentes corridas experimentales, se alcanzaron buenos resultados en la remoción de la turbiedad, sin embargo, la calidad del efluente de los FGAsC, no cumple las especificaciones adecuadas para ingresar a un filtro lento en arena, pues como lo menciona Galvis et al (1999), la turbiedad debe ser menor a 10 UNT para afluentes que se vayan a tratar con la tecnología de filtración lenta en arena.

7.5. EFECTO DEL COAGULANTE.

El análisis de la dosificación con diferentes concentraciones de sulfato de aluminio, permite afirmar que el proceso de coagulación ayuda a incrementar la eficiencia de remoción de turbiedad en los FGAsC, al evaluar dosis de 6, 12, 15, 18 y 24 mg/l a un pH de 6.4 +/- (0.2) y como se pudo observar en la Figura 1, (Diagrama de coagulación) el proceso de coagulación se encuentra en la zona de neutralización de cargas, zona que favorece la coagulación. Sin embargo es necesario soportar este planteamiento, para ello se utilizó el diseño estadístico de bloques al azar, a través de la aplicación del programa SPSS.

Para evaluar el efecto del factor coagulante se realiza una prueba de hipótesis a la población utilizando el estadístico F. Se consideraron las siguientes hipótesis: hipótesis nula (H_0) los tratamientos sin coagulación química presentan la misma turbiedad efluente que los tratamientos con coagulación química, mientras que una hipótesis alterna (H_a) considera que existen diferencias significativas.

Los resultados de la Prueba estadística mostraron que existen diferencias significativas entre las turbiedades efluentes de los sistemas con coagulación y sin coagulación (Tabla 15). La prueba mostró que el nivel de significación es inferior al 0.05, lo cual indica que la mejor eficiencia de remoción de turbiedad se presenta en el sistema con coagulación química.

TABLA 15. PRUEBAS DE LOS EFECTOS INTER-SUJETOS.COAGULANTE

Fuente	Suma de cuadrados tipo III	GI	Media cuadrática	F	Significación
Modelo corregido	573444.675(a)	154	3723.667	30.626	0.000
Intersección	1827276.786	1	1827276.786	15028.840	0.000
BLOQUE	537919.214	153	3515.812	28.917	0.000
COAGU	35525.461	1	35525.461	292.187	0.000
Error	56050.539	461	121.585		
Total	2456772.000	616			
Total corregida	629495.214	615			

a R cuadrado = .911 (R cuadrado corregida = .881)

Variable dependiente: TURBIEDAD

De igual forma en la Tabla 16, se pueden observar las medias para los datos de turbiedad efluente en la línea con coagulante (CC), y sin coagulante (SC), así como el intervalo de confianza del 95% para la media. Estos rangos no muestran zonas donde se interpongan, lo cual indica que existe una diferencia significativa entre los tratamientos. Al comparar las dos medias presentadas en la tabla 16 se observa que es menor la que corresponde a CC, que la obtenida para los datos sin coagulante (SC), indicando una mejor remoción de la turbiedad al utilizar sulfato de aluminio.

TABLA 16. MEDIAS MARGINALES ESTIMADAS. COAGULANTE

COAGULANTE	Media	Error típ.	Intervalo de confianza al 95%.	
			Límite inferior	Límite superior
CC	46.870	0.628	45.635	48.105
SC	62.058	0.628	60.824	63.293

Variable dependiente: TURBIEDAD

7.6. EFECTO DE LA CAPA.

Para verificar si existen diferencias significativas en el factor capa sobre la eficiencia de remoción en la variable de respuesta (turbiedad), se aplicó el mismo método de análisis estadístico utilizado para el factor coagulante: Diseño estadístico de bloques al azar, el cual fue aplicado a través del programa SPSS.

Para comparar el efecto del factor capa se realizó la prueba de hipótesis a la población utilizando el estadístico F, con un nivel de significancia de 0.05. Se consideraron las siguientes hipótesis: hipótesis nula (H_0) los tratamientos sin capa fina presentan la misma turbiedad efluente que los tratamientos con capa fina, mientras que una hipótesis alterna (H_a) considera que son diferentes.

Los resultados de la prueba se presentan en la tabla 17, mostrando que se rechaza la hipótesis nula y se acepta la alterna, lo cual confirma que existe un efecto positivo de la capa en la retención de turbiedad, la prueba también mostró que la significancia es menor al 0.05, lo cual aumenta la seguridad del resultado.

TABLA 17. PRUEBAS DE LOS EFECTOS INTER-SUJETOS. CAPA

Fuente	Suma de cuadrados tipo III	Gl	Media cuadrática	F	Significación
Modelo corregido	546432.364(a)	154	3548.262	19.693	0.000
Intersección	1827276.786	1	1827276.786	10141.412	0.000
BLOQUE	537919.214	153	3515.812	19.513	0.000
CAPA	8513.149	1	8513.149	47.248	0.000
Error	83062.851	461	180.180		
Total	2456772.000	616			
Total corregida	629495.214	615			

a R cuadrado = .868 (R cuadrado corregida = .824)

Variable dependiente: TURBIEDAD

En la tabla 18 se presentan las medias marginales para el factor capa fina. CF representa los resultados de turbiedad obtenidos en los FGAsC con capa fina y

NCF los obtenidos en los filtros sin esta última capa. Al analizar la media para el factor capa, se observa que ésta genera impacto positivo al implementarse, pues la media para los filtros que la poseen, es menor que para los filtros que no la tienen implementada.

Si se observa el intervalo de confianza, se nota que existe una diferencia entre el límite superior de los datos CF y el límite inferior de los datos de NCF, razón por la cual se sustenta el efecto de la capa fina sobre la remoción de turbiedad.

TABLA 18. MEDIAS MARGINALES ESTIMADAS. CAPA

CAPA	Media	Error típ.	Intervalo de confianza al 95%.	
			Límite inferior	Límite superior
CF	50.747	0.765	49.244	52.250
NCF	58.182	0.765	56.679	59.685

Variable dependiente: TURBIEDAD

7.7. COMPARACIÓN DE LA EFICIENCIA DE REMOCIÓN DE TURBIEDAD PARA LAS DOSIS EVALUADAS.

Una vez verificado el efecto positivo del coagulante sobre la remoción de turbiedad, se procedió a comparar las eficiencias parciales de los filtros gruesos ascendentes, para identificar de esta forma la dosis que presenta mejores resultados, este análisis no se realizó utilizando el programa SPSS, pues al presentarse gran variabilidad en la turbiedad de entrada para las diferentes dosis no se podía realizar una comparación válida de los datos, de esta manera se trabajaron las eficiencias de remoción para cada dosis con sus respectivas turbiedades de entrada en cada uno de los FGAsC.

En la figura 24 se presenta la eficiencia promedio alcanzada en cada dosis conjuntamente con la turbiedad de entrada a los reactores experimentales.

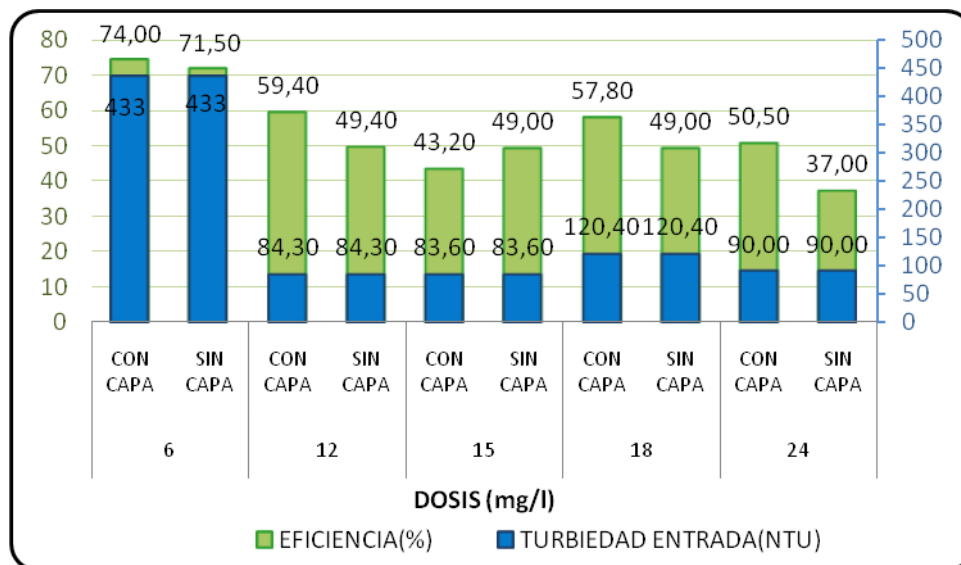


FIGURA 24. TURBIEDAD PROMEDIO DE ENTRADA Y EFICIENCIA DE REMOCIÓN PARA CADA DOSIS.

Como puede observarse en la figura 24, la dosis de 6 mg/l arroja las mayores eficiencias de remoción de turbiedad, sin embargo, es la que presenta las turbiedades de entrada más altas, lo cual puede estar afectando esta remoción, siendo esta atípica. Eficiencias típicas entre 59 y 43% para filtros con capa y entre 49 y 37% fueron alcanzadas en filtros sin capa con turbiedades de entrada en el rango de de 84 a 120 UNT.

Analizando la figura 24, se puede observar que los porcentajes de eficiencia de remoción de turbiedad para las dosis de 12, 15, 18, 24 mg/l presentan poca diferencia; teniendo en cuenta que la turbiedad de entrada fue similar para las 4 dosis, se puede afirmar que 12 mg/l es la concentración más adecuada, porque presenta mayor eficiencia de remoción de turbiedad y además representa menores costos de operación.

Los resultados de los ensayos efectuados en la presente investigación muestran que es posible alcanzar eficiencias de remoción de turbiedad entre 37 y 59 % con valores de turbiedad en los afluentes de los FGAsC entre 83 y 433 UNT, velocidad

de filtración de 0.6 m/h, pH de coagulación entre 5.9 y 7.2, y dosis entre 6 y 24 mg/l.

Al comparar los datos de eficiencia anteriores con experiencias similares como la desarrollada por Ingallinela (2001) se observa que las reportadas por ella son mayores a las obtenidas en el presente estudio, a pesar de manejar velocidad de filtración y turbiedades de entrada similares. El estudio realizado por Ingallinela (2001) utilizó dosis altas del orden de 60 mg/l y un pH de coagulación de 8, ubicándose en el diagrama de coagulación en la zona de barrido; además se llevó a cabo en una planta piloto con FGAsC en los que el espesor de la capa fina es mucho mayor que el utilizado en la planta a escala real (Rio negro) y en la cual es posible controlar todas las variables.

Los FGAsC de la planta FiME del acueducto Rio Negro operan con una velocidad de filtración de 0.6 m/h, si se compara con la experiencia de Ahsan (1996) este utiliza una velocidad de filtración aproximadamente 9 veces mayor (5m/h), obteniendo altas eficiencias de remoción de turbiedad puesto que maneja turbiedades de entrada entre 200 - 400 UNT y efluentes con turbiedades en el rango de 1- 3 UNT. En el caso de Quintero, por ejemplo, emplea una velocidad de filtración aproximadamente del doble que la utilizada para el presente estudio, y para todos los casos se obtienen efluentes con turbiedades menores a 10 UNT.

De esta manera, experimentar con velocidades más altas, como las recomendadas por Ahsan (1996), posiblemente permitirían mejorar el proceso de floculación y a su vez ayudarían a incrementar las eficiencias de remoción de turbiedad. También el utilizar un lecho de grava fina (3 mm) con mayor espesor (40 cm) como lo propone Rivera 2000, podría mejorar la eficiencia de tratamiento. Sin embargo, se debe ser muy cuidadoso con el control de la perdida de carga para evitar posibles obstrucciones y/o desprendimiento del lodo retenido.

7.8. ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LA PÉRDIDA DE CARGA EN LOS FGAsC.

Al analizar las figuras 15, 16, 17 y 18 se puede observar que la pérdida de carga para los cuatro filtros fue similar y generalmente se mantuvo en un rango entre 1.5 y 2 cm durante cada muestreo; las pocas variaciones en este comportamiento posiblemente se debieron al corto periodo de evaluación y al adecuado lavado de los filtros; estas pérdidas de carga bajas pueden ser explicadas por las bajas tasas de filtración utilizadas durante la evaluación. Ahsan 1996, reportó pérdidas de carga de 15 cm durante periodos de 3 a 5 días utilizando velocidades de 1 a 20 m/h, mientras que en la presente investigación se utilizó una velocidad promedio de 0.6 m/h.

En las figura 15, se observó un incremento en la pérdida de carga (hasta 2.7 cm) para el filtro que operó sin capa fina y con coagulante. Una posible explicación a este fenómeno es el hecho de que durante los periodos de lavado haya quedado aire atrapado al interior de estos; este mismo caso pudo presentarse durante el cuarto muestreo para el filtro que operó con capa fina y con coagulante (figura 18).

Tal como se discutió y recomendó, la posibilidad de utilizar una capa fina con mayor espesor que podría mejorar la eficiencia, así como el uso de velocidades de filtración más altas; sin embargo esta combinación genera acumulaciones de pérdida de carga en esta zona que alcanzan hasta el 80% de la pérdida de carga total (Rivera, 2000). Por lo tanto una recomendación en este sentido debe ser implementada con mucha precaución para evitar desprendimientos del lodo retenido o bloqueos del lecho filtrante.

8. CONCLUSIONES

- Al dosificar sulfato de aluminio en los FGAsC se obtienen mejores eficiencias de remoción de turbiedad.
- Cuando se implementa la capa fina con tamaño 1/8" - 1/16" en los filtros gruesos ascendentes, el sistema presenta mayor eficiencia de remoción de turbiedad, no obstante durante el periodo de evaluación, esta situación genera una mayor acumulación de partículas en el medio filtrante en periodos de tiempo más cortos, presentándose en algunos casos desprendimiento del lodo retenido y disminución de la eficiencia de remoción de turbiedad.
- Los efluentes de los FGAsC aun con la adición de coagulante presentan turbiedades elevadas y no cumplen las especificaciones adecuadas para ingresar a un filtro lento en arena, pues como lo menciona Galvis, Latorre 1999, la turbiedad debe ser menor a 10 UNT y con un valor máximo de 25 UNT por pocas horas; por lo cual el proceso de coagulación no es viable para las condiciones dadas durante el experimento.
- La Pérdida de carga en los filtros gruesos ascendentes por capas no supera los 2.7 cm, lo cual comprueba que la dosificación con sulfato de aluminio no ocasiona obstrucción del filtro durante el periodo de evaluación; sin embargo al combinar los sistemas de tratamiento químico y biológico, las carreras de filtración se hacen más cortas, razón por la cual se requiere mayor frecuencia de lavado de los filtros.
- Al comparar el efecto del coagulante para las diferentes dosis a través del porcentaje de eficiencia de remoción de turbiedad, se determina que la

concentración de 12 mg/l es la que presenta mejores resultados, además es la dosis económicamente más recomendable.

RECOMENDACIONES

- Después de observar los resultados obtenidos para las variables coagulante y capa fina durante el periodo de evaluación y teniendo en cuenta la calidad del agua a tratar se recomienda dosificar sulfato de aluminio a una concentración de 12 mg/l cuando se presenten incrementos en los valores de turbiedad, es decir en época de invierno o cuando la situación lo amerite. Es importante aclarar que en el momento en el que se presente tal situación, deben realizarse análisis de Jar test previos en el laboratorio para garantizar óptimos resultados.
- Para mejorar las eficiencias de remoción en los FGAsC es aconsejable implementar la capa de grava fina en cada uno de ellos, además se infiere que al aumentar el espesor de esta capa se logrará obtener efluentes cuyas condiciones garanticen un adecuado funcionamiento de los FLA.
- Controlar las condiciones de mezcla de la solución de sulfato de aluminio, de tal forma que se garantice homogeneidad en el tanque y se dosifique continuamente la concentración requerida.
- Mantener la rutina de lavados para evitar incrementos en la pérdida de carga.
- Evaluar velocidades de filtración un poco más altas que puedan permitir obtener gradientes que permitan mejorar la eficiencia del proceso, tal como lo plantea Ahsan (1996).

- Realizar talleres de capacitación al personal que labora en la planta de tratamiento, especialmente a los operarios en temas relacionados con la coagulación química, operación y mantenimiento de filtros.
- Socializar con la comunidad en general la problemática que se presenta en la planta de tratamiento, capacitándolos sobre la posible alternativa de solución desarrollada en la presente investigación.

BIBLIOGRAFÍA

- AHSAN, T., Alaerts, G.J., and Buiteman, J.P. (1996 a). "Direct Horizontal-flow roughing filtration. I: Optimisation of process parameters." J. Water SRT-AQUA, 45(5), 262-271.
- AHSAN, T., Alaerts, G.J., and Buiteman, J.P. (1996 b). "Direct Horizontal-flow roughing filtration. II: Performance and operational Guideline." J. Water SRT-AQUA, 45(6), 281-291.
- AHSAN T, (1995), Process Analysis and Optimization of Direct Horizontal Flow Roughing Filtration. PhD Thesis, Delf University of Technology /International Institute for Infrastructural, Hydraulic and Enviromental Engineering. Rotterdam; citado por Sánchez, 2000.
- ALAERTS G., PETRUSEVSKI B. and Bremen A. (1993). Pretreatment in Relation to Direct Filtration of Impounded Surface Waters, Proceeding European Water Filtration Congress Oostende 15 – 17 March; citado por Quintero, 2001.
- AMIRTHARAJAH A. and O'Melia Ch. (1990). Coagulation Processes: Desestabilization, Mixing and Flocculation. En Water Quality and Treatment. HandBook> USA. 269 – 365; citado por Sánchez, 2000.
- AMIRTHARAJAH A. and MILLS K. (1982) Rapid Mixing Desing for Mechanics of Alum Coagulation. J. Am. Wat. Wks. Ass, 74(4) 210 – 216; citado por Quintero, 2001.

- ARBOLEDA J. (2000) Teoría y práctica de la purificación del agua. Asociación Colombiana de Ingeniería Ambiental y Sanitaria. Santa Fé de Bogotá. pp 546
- ARBOLEDA J. (1993) Teoría, diseño y control de los procesos de clarificación del agua. CEPIS, Lima, Perú; citado por Quintero, 2001.
- ATTAKOYA A, Prasad V.S. And Nagaraja S.V. (1991). Performance study of granulated flocculators. Indian Jour. Envir. HLTH. Vol. 33, No. 4, pp 498-504; citado por Sánchez 2000.
- AWWA (1992). Manual of Water Supply Practices (M37): Operational Control of Coagulation and Filtration Processes. 5 ed. American Water Works Association: USA; citado por Quintero, 2001.
- BELLAMY, W. D., HENDRICKS, D.W., and LOGSDON, G.S. (1985b). Slow sand filtration: influences of selected process variables. J. Am. Water Works Assoc. **77**(12): 62–66; citado por Galvis, 1999.
- CLEASBY J., HILMOE D. and DIMITRACOPOULOS C. (1984). Slow Sand and Direct in line Filtration of a Surface Water. J. Am. Wat. Wks. Ass. 76(12), pp 44-45; citado por Galvis, 1999.
- COLOMBIA, ALCALDÍA MUNICIPAL DE POPAYÁN (2002), Plan de Ordenamiento Territorial de Popayán, zona urbana y rural, del año 2002 al 2011.
- COLOMBIA. DIRECCIÓN DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BÁSICO. RAS– 2000, Reglamento Técnico del sector de agua Potable y saneamiento básico, sección II, Título C, sistemas de Potabilización.

- DI BERNARDO, Luiz (1993); Metodos e Tecnicas de Tratamento de Agua. Rio de Janeiro, Brasil: ABES Associacao Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental, Vol I. pp 54-67, 177-187.
- FERNANDEZ MERA Javier E, CHAUX FIGUEROA Guillermo (2008), Articulo Mejorando la Calidad del Agua de Consumo Humano con el uso de sistemas de Filtración en Múltiples Etapas, Popayán: Universidad del Cauca, Revista Ingeniería hoy. 1-11
- GALVIS G., Latorre J., y Visscher J.T. ; 1999. Filtración en Múltiples Etapas. Tecnología innovativa para el tratamiento de agua. CINARA - IRC, Cali, Colombia, 113 -151.
- GARCIA CRUZ, Mario, (2000), Estudio del efecto de la Velocidad de filtración en Clarificadores de FGAsC, Tesis de grado (Maestría en Ingeniería Sanitaria y Ambiental) - Universidad del Valle, Cali. pp 11- 13, 18-23.
- GUZMÁN RODRÍGUEZ, Susana (1997), Evaluación de la filtración gruesa dinámica operando a tasa constante y a tasa declinante de filtración Tesis de grado (Maestría en Ingeniería Sanitaria y Ambiental) - Universidad del Valle. Facultad de Ingeniería; citado por Galvis, 1999.
- HENDRICKS, D.W. (Editor). (1991) Manual of design for slow sand filtration. American Water Works Association Research Foundation, Denver, Co, citado por Galvis, 1999.
- INGALLINELLA, Ana María et al (2000), Filtración Gruesa Ascendente, rehabilitación de la planta potabilizadora de Tarata, Bolivia. CIS Centro de

Ingeniería Sanitaria. Facultad de Ciencias Exactas e Ingeniería y Agrimensura. [Tesis de Maestría] Universidad Nacional de Rosario, Rosario, Argentina.

- MEMORIAS TÉCNICAS. Acueducto veredal Rio Negro, 2006
- O'MELIA C. (1979). Coagulación Floculación: Control de Calidad del Agua. Procesos Físicoquímicos. Reverte: España.
- ORGANIZACIÓN PANAMERICANA DE LA SALUD (OPS), 2007
- QUINTERO GONZALES, Julie Alexandra (2001), Efecto de la Coagulación en el comportamiento de un FGAsC operando como clarificador por contacto. Tesis de grado (Maestría en Ingeniería Sanitaria y Ambiental), Cali.
- RICHTER, C. (1990), Programa Regional HPE/OPS/CEPIS de mejoramiento de la calidad de agua para consumo humano. Curitiba, Brasil.
- RIVERA BENITEZ, Andrés (2000), Estudio del efecto de la filtración gruesa dinámica (FGDI) y de la configuración del medio filtrante de clarificadores de filtración gruesa ascendente en capas (CFGAC) en el pretratamiento del agua. Tesis de grado (Maestría en Ingeniería Sanitaria y Ambiental), Cali: Universidad del Valle.
- SÁNCHEZ TORRES, Arlex. (2000) Comparación de dos configuraciones de medio filtrante en clarificadores de filtración gruesa ascendente en capas. Tesis de grado (Ingeniero Sanitario y ambiental) Cali. pp 11- 13, 18- 23.

ANEXO A

DATOS DE pH PARA DIFERENTES DOSIS

DOSIS	MUESTREO	HORA	PH	
6	1	10	6,3	
		12	6,5	
		19	6,7	
12	1	2	6,6	
		7	6,6	
		10	6,3	
		12	5,9	
		15	6,4	
		18	6,7	
		21	6,7	
		22	6,9	
		28	6,5	
		35	6,6	
		46	7,2	
		49	6,8	
		2	1	6,8
	2		6,6	
	4	1	1	6,5
			5	6,6
			9	6,2
		13	13	6,1
			1	6,7
	4	1	5	6,7
9			6,5	
13			6,5	
17			6,7	
21			6,7	
25			6,8	
15	2	1	6	
		5	6,1	
	3	1	6,7	
		2	6,4	
		5	6,4	
		6	6,3	
		7	6,3	
18	2	2	6,3	
		6	6	
	3	1	6,7	
		3	6	
24	2	6	6,3	
		1	6,2	
		4	5,9	
	3	6	6	
		1	6,8	
		3	6,4	
		6	6,4	

ANEXO B

CAUDALES EN LOS FILTROS GRUESOS ASCENDENTES

MUESTREO	FGAsC CON CAPA FINA© Q(l/s)	FGAsC SIN CAPA FINA© Q(l/s)	FGAsC CON CAPA FINA Q(l/s)	FGAsC SIN CAPA FINA Q(l/s)
1	2,27	2,22	1,71	1,87
	3,04	3,08	2,46	2,63
	3,51	3,61	3,45	3,61
	3,51	3,08	3,45	3,61
	3,51	3,61	3,45	3,61
	3,51	3,61	3,45	3,61
	4,02	4,20	4,34	4,46
	3,81	3,96	4,07	4,20
	3,51	3,61	3,81	3,96
	3,51	3,61	3,45	3,61
	3,51	3,61	3,69	3,84
	3,41	3,50	3,34	3,50
	3,04	3,08	3,45	3,84
2	3,51	3,61	3,45	3,61
	4,02	4,20	3,45	3,61
	4,02	4,20	3,45	3,61
	3,51	3,61	3,45	3,61
	4,02	4,20	3,45	3,61
	3,51	3,61	3,45	3,61
	3,51	3,61	2,92	3,08
	3,51	3,61	3,45	3,61
	3,51	3,61	2,92	3,08
3	3,04	3,08	3,34	3,50
	3,04	3,08	3,34	3,50
	3,22	3,29	3,45	3,61
	3,22	3,29	3,45	3,61
	3,32	3,39	3,45	3,61
	3,22	3,08	3,12	3,39
	3,41	3,50	3,23	3,50
	3,61	3,96	3,45	3,61
4	3,04	3,08	2,63	2,80
	3,04	3,08	2,92	3,08
	3,04	3,08	2,92	3,08
	3,51	3,61	2,63	2,80
	3,51	3,61	2,92	3,08
	3,41	3,50	2,73	2,89
	3,32	3,39	2,63	2,80
	3,32	3,39	2,63	2,80

ANEXO C
CORRECCIÓN PÉRDIDA DE CARGA

MUESTREO	HORA	FGAC con capa fina ©			FGAC sin capa fina ©			FGAC con capa fina			FGAC sin capa fina		
		Q (l/s)	ΔH (cm)	ΔH' (cm)	Q (l/s)	ΔH (cm)	ΔH' (cm)	Q (l/s)	ΔH (cm)	ΔH' (cm)	Q (l/s)	ΔH (cm)	ΔH' (cm)
1	0	2,3	0,9	1,3	2,2	0,9	1,3	1,7	0,9	1,7	1,9	0,9	1,6
	6	3,0	0,9	1,0	3,1	0,4	0,4	2,5	1,4	1,9	2,6	0,9	1,1
	9,5	3,5	1,8	1,7	3,6	2,0	1,8	3,5	1,8	1,7	3,6	1,8	1,6
	13	3,5	1,5	1,4	3,1	2,5	2,7	3,5	1,5	1,4	3,6	1,0	0,9
	20	3,5	1,7	1,6	3,6	2,0	1,8	3,5	1,7	1,6	3,6	1,5	1,4
	27	3,5	2,0	1,9	3,6	2,2	2,0	3,5	2,0	1,9	3,6	1,9	1,7
	34	4,0	1,8	1,5	4,2	2,2	1,7	4,3	2,2	1,7	4,5	1,8	1,3
	41	3,8	1,8	1,6	4,0	2,4	2,0	4,1	2,0	1,6	4,2	1,9	1,5
	47	3,5	1,9	1,8	3,6	2,4	2,2	3,8	2,0	1,7	4,0	1,9	1,6
	53	3,5	1,9	1,8	3,6	2,7	2,5	3,5	2,0	1,9	3,6	1,7	1,6
	59	3,5	2,0	1,9	3,6	2,5	2,3	3,7	1,7	1,5	3,8	1,7	1,5
	65	3,4	2,0	1,9	3,5	2,5	2,4	3,3	1,9	1,9	3,5	1,9	1,8
71	3,0	1,9	2,1	3,1	1,5	1,6	3,5	2,0	1,9	3,8	1,7	1,5	
2	0	3,5	2,1	2,0	3,6	2,1	1,9	3,5	2,1	2,0	3,6	2,6	2,4
	4	4,0	1,8	1,5	4,2	1,7	1,3	3,5	1,5	1,4	3,6	2,1	1,9
	8	4,0	2,0	1,6	4,2	1,8	1,4	3,5	1,7	1,6	3,6	2,3	2,1
	12	3,5	1,9	1,8	3,6	1,6	1,5	3,5	1,7	1,6	3,6	2,3	2,1
	16	4,0	2,0	1,6	4,2	1,7	1,3	3,5	1,7	1,6	3,6	2,4	2,2
	20	3,5	2,1	2,0	3,6	1,8	1,6	3,5	1,8	1,7	3,6	2,3	2,1
	24	3,5	1,5	1,4	3,6	1,5	1,4	2,9	1,2	1,4	3,1	1,6	1,7
	28	3,5	1,6	1,5	3,6	1,3	1,2	3,5	1,2	1,1	3,6	1,6	1,5
	32	3,5	1,7	1,6	3,6	1,5	1,4	2,9	1,3	1,5	3,1	1,6	1,7
3	0	3,0	1,5	1,6	3,1	1,2	1,3	3,3	1,5	1,5	3,5	2,0	1,9
	3	3,0	1,5	1,6	3,1	1,2	1,3	3,3	1,5	1,5	3,5	2,0	1,9
	6	3,2	1,5	1,5	3,3	1,3	1,3	3,5	1,6	1,5	3,6	2,1	1,9
	10	3,2	1,5	1,5	3,3	1,2	1,2	3,5	1,5	1,4	3,6	2,0	1,8
	14	3,3	1,6	1,6	3,4	1,2	1,2	3,5	1,6	1,5	3,6	2,0	1,8
	18	3,2	1,5	1,5	3,1	1,2	1,3	3,1	1,5	1,6	3,4	2,2	2,1
	22	3,4	1,8	1,7	3,5	1,3	1,2	3,2	1,6	1,6	3,5	2,1	2,0
	24	3,6	2,0	1,8	4,0	1,9	1,6	3,5	1,6	1,5	3,6	2,3	2,1
4	0	3,0	1,5	1,6	3,1	1,0	1,1	2,6	1,1	1,4	2,8	1,3	1,5
	6	3,0	1,5	1,6	3,1	1,1	1,2	2,9	1,1	1,2	3,1	1,2	1,3
	12	3,0	1,6	1,7	3,1	1,1	1,2	2,9	1,1	1,2	3,1	1,2	1,3
	19	3,5	1,7	1,6	3,6	1,3	1,2	2,6	1,0	1,3	2,8	1,1	1,3
	25	3,5	2,0	1,9	3,6	1,3	1,2	2,9	1,1	1,2	3,1	1,2	1,3
	31	3,4	2,1	2,0	3,5	1,3	1,2	2,7	1,2	1,5	2,9	1,1	1,3
	37	3,3	2,5	2,5	3,4	1,3	1,3	2,6	1,2	1,5	2,8	1,1	1,3
	43	3,3	2,5	2,5	3,4	1,4	1,4	2,6	1,0	1,3	2,8	1,1	1,3

ANEXO D.
DATOS INICIALES
DOSIS 6 mg/l

FECHA	HORA	AGUA CRUDA	CON COAGULANTE			SIN COAGULANTE			pH	OBSERVACIONES
			FGDi	FGAC con capa fina	FGAC sin capa fina	FGDi	FGAC con capa fina	FGAC sin capa fina		
ABRIL 01/08	1	699	539	142	182	420	100	158		
	2	636	538	94	131	483	119	173		
	3	1050	784	125	135	629	167	174		
	4	907	802	119	149	682	112	177		
	5	777	736	115	134	600	92	135		
	6	582	365	95	123	397	94	123		
	7	458	399	100	125	359	78	121		
	8	653	450	95	69	469	68	99	pHf= 6.3	
ABRIL 02/08	9	377	372	59	69	362	70	101		
	10	398	361	53	66	385	68	98	pHo=6.0, pHf=6,5	
	11	579	599	71	85	505	79	109		
	12	374	357	84	79	353	78	106		
	13	386	342	98	89	339	89	129		
	14	371	302	91	107	310	123	117		
	15	200	199	108	111	214	95	126		
	16	244	216	89	93	204	105	130	pHf= 6.7	
	17	277	244	84	86	224	95	129		
	18	200	190	97	97	188	114	134		
	Nº DATOS	18	18	18	18	18	18	18		

DOSIS 12 mg/l

PRIMER PERIODO DE EVALUACION

FECHA	HORA	AGUA CRUDA	CON COAGULANTE			SIN COAGULANTE			pH	OBSERVACIONES
			FGDi	FGAC con capa fina	FGAC sin capa fina	FGDi	FGAC con capa fina	FGAC sin capa fina		
ABRIL 2/08		--	-	-	-	-	-	-		Lavado de FGDi, cambio de []
	1	195	138	96	109	132	100	109	pHo= 6.3, pHf=6,6	
	2	210	152	75	88	148	108	107		
	3	192	159	83	81	153	94	115		
	4	144	116	70	80	122	100	105		
	5	174	135	58	71	143	91	96		
	6	260	159	53	70	166	87	97	pHf=6.6	
	7	365	313	50	76	313	82	116		
	8	168	156	59	84	182	143	164		
	9	142	114	61	74	116	92	109	pHf= 6.3	
	10	146	114	49	92	108	89	93		
	11	134	114	46	59	115	65	78	pHo= 5.9	
ABRIL 3/08	12	191	163	60	65	164	93	109		
	13	157	146	47	75	144	95	96		
	14	136	127	49	69	121	92	111	pHf=6.4	
	15	111	99	40	54	99	68	75		
	16	100	106	47	53	99	72	76		
	17	88	80	40	53	79	65	67	pHf=6.7	
	18	93	80	37	47	84	61	64		
	19	91	77	36	44	74	62	63		
	20	107	85	36	46	84	52	62	pHf=6.7	

FECHA	HORA	AGUA CRUDA	CON COAGULANTE			SIN COAGULANTE			pH	OBSERVACIONES
			FGDi	FGAC con capa fina	FGAC sin capa fina	FGDi	FGAC con capa fina	FGAC sin capa fina		
	21	150	143	42	49	141	66	68		
	22	104	93	45	56	95	81	84		
	23	92	75	36	51	74	63	70		
	24	150	113	38	46	111	63	65		
	25	124	112	41	60	115	82	84		
	26	115	116	45	55	111	75	83		
	27	115	102	50	55	98	76	81	pHf= 6.5	
	28	74	67	31	45	70	60	64		
	29	82	65	30	40	65	52	58		
	30	77	70	30	39	69	58	53		
	31	73	56	36	38	57	50	49		
	32	83	54	31	36	55	48	50		
	33	145	107	38	41	115	62	56	pHf= 6.6	
	34	114	76	34	46	76	72	71		
ABRIL 4/08	35	101	66	31	41	70	60	61		
	36	86	58	30	35	64	53	55		
	37	70	50	31	34	55	47	48		
	38	60	49	21	35	52	40	42		
	39	49	43	30	35	45	41	43		
	40	95	70	21	34	75	46	41		
	41	92	73	25	37	66	52	47		
	42	86	56	32	39	54	52	54		
	43	275	251	36	39	227	49	51		
	44	214	186	47	52	175	57	69	pHo=6.6,p Hf=7,2	
	45	113	108	45	56	105	78	88		
	46	130	95	45	55	99	77	80		
	47	112	80	45	47	85	71	69	pHo=6.9,p Hf=6,8	
	Nº DATOS	47	47	47	47	47	47	47		

SEGUNDO PERIODO DE EVALUACION

FECHA	HORA	AGUA CRUDA	CON COAGULANTE			SIN COAGULANTE			pH	OBSERVACIONES
			FGDi	FGAC con capa fina	FGAC sin capa fina	FGDi	FGAC con capa fina	FGAC sin capa fina		
ABRIL 17 /08	1	131	87	49	54	93	50	68		
	2	161	119	47	56	116	50	58	6,8	
	3	137	103	38	55	108	57	73	6,6	
	4	116	97	34	49	101	49	57		
	5	124	93	40	48	93	52	60		
	6	96	92	37	44	90	58	62		
	7	111	94	31	47	87	56	59		
	8	98	96	32	51	78	57	61		
	Nº DATOS	8	8	8	8	8	8	8		

TERCER PERIODO DE EVALUACION

FECHA	HORA	AGUA CRUDA	CON COAGULANTE			SIN COAGULANTE			pH	OBSERVACIONES
			FGDi	FGAC con capa fina	FGAC sin capa fina	FGDi	FGAC con capa fina	FGAC sin capa fina		
MAYO 20 /08	1	479	420	53	57	402	59	57	6,5	
	2	235	209	46	56	211	149	149		
	3	125	117	45	50	116	80	96		
	4	105	89	38	41	93	59	69		
	5	88	76	34	35	75	49	55	6,6	
	6	83	74	34	36	75	44	50		
MAYO 21 /08	7	81	65	31	34	69	41	46		
	8	62	55	30	30	52	38	43		
	9	72	51	28	27	51	33	35	6,2	
	10	70	47	25	21	48	32	34		
	11	82	71	22	22	64	31	33		
	12	57	50	29	26	49	36	38		Floc
	13	51	45	25	24	47	30	34	6,1	
	14	74	66	29	25	67	31	32		
	15	65	56	22	22	58	37	39		inicio lavado filtros
	Nº DATOS	15	15	15	15	15	15	15		

CUARTO PERIODO DE EVALUACION

FECHA	HORA	AGUA CRUDA	CON COAGULANTE			SIN COAGULANTE			pH	OBSERVACIONES
			FGDi	FGAC con capa fina	FGAC sin capa fina	FGDi	FGAC con capa fina	FGAC sin capa fina		
MAYO 21 /08	1	43	39	17	21	37	21	28	6,7	
	2	41	37	12	17	35	20	25		
	3	45	35	10	16	34	21	24		
	4	43	34	9	16	33	22	24		
	5	40	35	12	16	31	21	23	6,7	
	6	41	35	8	15	31	20	22		
	7	38	31	10	15	31	22	22		
	8	33	29	12	14	27	20	23		
	9	33	29	8	13	30	20	21	6,5	
	10	33	29	8	12	27	19	19		
	11	41	36	13	13	32	20	21		
MAYO 22 /08	12	39	35	9	14	34	21	23		
	13	38	32	11	15	31	21	23	6,5	
	14	36	32	12	16	32	22	23		
	15	37	31	10	16	30	22	24		
	16	34	30	10	16	29	22	23		
	17	29	25	10	13	25	19	21	6,7	
	18	37	30	9	14	28	19	21		
	19	33	26	8	12	26	17	18		
	20	29	26	8	14	26	17	18		
	21	31	25	9	11	23	16	18	6,7	
	22	35	26	10	13	28	18	19		
	23	33	29	12	14	27	18	19		
	24	31	25	12	12	25	18	18		
	25	30	27	9	11	26	17	18	6,8	
	26	35	29	9	10	28	16	17		
	27	42	39	9	13	36	18	21		
	Nº DATOS	27	27	27	27	27	27	27		

DOSIS 15 mg/l

PRIMER PERIODO DE EVALUACION

FECHA	HORA	AGUA CRUDA	CON COAGULANTE			SIN COAGULANTE			pH	OBSERVACIONES
			FGDi	FGAC con capa fina	FGAC sin capa fina	FGDi	FGAC con capa fina	FGAC sin capa fina		
ABRIL 18/08	1	122	93	52	70	96	67	78	6	Acumulación de sulfato en el FCFC
	2	102	84	54	58	90	60	68		
	3	99	88	51	42	90	54	61		
	4	95	84	52	43	82	53	62		
	5	94	90	54	46	94	58	59	6,1	
	6	92	77	51	42	84	55	60		
	7	121	95	44	38	99	50	57		
	Nº DATOS	7	7	7	7	7	7	7		

SEGUNDO PERIODO DE EVALUACIÓN

FECHA	HORA	AGUA CRUDA	CON COAGULANTE			SIN COAGULANTE			pH	OBSERVACIONES
			FGDi	FGAC con capa fina	FGAC sin capa fina	FGDi	FGAC con capa fina	FGAC sin capa fina		
MAYO 8 /08	1	103	77	44	42	74	41	40		
	2	116	92	53	52	84	58	54		
	3	118	81	47	49	77	52	56		
	4	110	103	51	43	89	58	59		
	5	96	77	47	43	81	55	58		
	6	98	73	39	38	71	49	49		
	7	91	84	37	30	56	48	48		
	8	84	66	38	29	55	49	50		
	Nº DATOS	8	8	8	8	8	8	8		

DOSIS 18 mg/l

PRIMER PERIODO DE EVALUACION

FECHA	HORA	AGUA CRUDA	CON COAGULANTE			SIN COAGULANTE			pH	OBSERVACIONES
			FGDi	FGAC con capa fina	FGAC sin capa fina	FGDi	FGAC con capa fina	FGAC sin capa fina		
ABRIL 17/08	1	79	72	35	45	76	47	52		
	2	372	154	36	41	183	48	51	6,3	
	3	306	288	68	51	287	65	62		
	4	217	194	91	103	193	111	139		
	5	219	187	69	92	188	97	107		
	6	177	152	68	72	153	89	104	6	
	7	128	125	66	77	118	83	93		
	Nº DATOS	7	7	7	7	7	7	7		

SEGUNDO PERIODO DE EVALUACION

FECHA	HORA	AGUA CRUDA	CON COAGULANTE			SIN COAGULANTE			pH	OBSERVACIONES
			FGDi	FGAC con capa fina	FGAC sin capa fina	FGDi	FGAC con capa fina	FGAC sin capa fina		
MAYO 8 /08	1	116	104	33	48	98	51	51	6,7	
	2	96	78	41	50	83	54	52		
	3	80	67	39	43	71	48	47	6	
	4	89	73	34	41	73	43	44		
	5	72	59	30	38	58	39	40		
	6	77	65	26	37	65	39	39	6,3	
	7	91	68	23	30	68	41	41		
	Nº DATOS	7	7	7	7	7	7	7		

DOSIS 24 mg/l

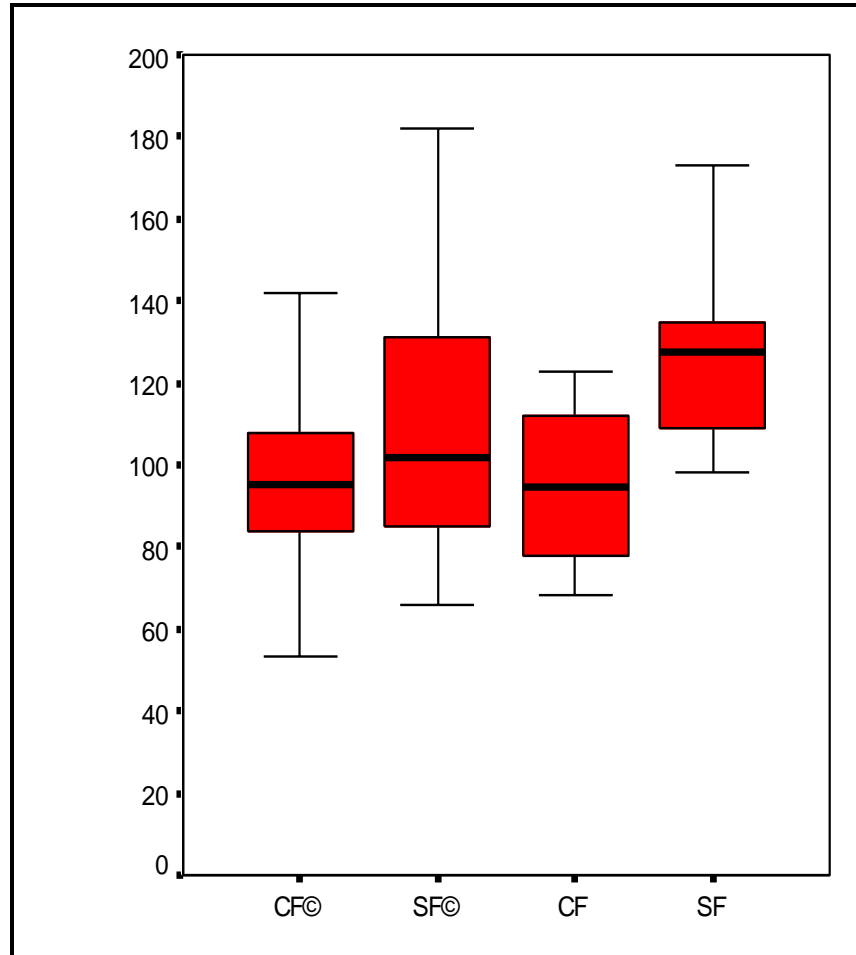
PRIMER PERIODO DE EVALUACION

FECHA	HORA	AGUA CRUDA	CON COAGULANTE			SIN COAGULANTE			pH	OBSERVACIONES
			FGDi	FGAC con capa fina	FGAC sin capa fina	FGDi	FGAC con capa fina	FGAC sin capa fina		
ABRIL 18/08	1	88	67	49	54	65	47	55	6,2	
	2	97	76	38	48	80	44	53		
	3	147	109	53	58	108	56	60		
	4	156	139	69	70	136	71	78	5,9	
	5	173	144	83	81	140	76	89		
	6	147	121	75	78	119	71	81	6	
	Nº DATOS	6	6	6	6	6	6	6		

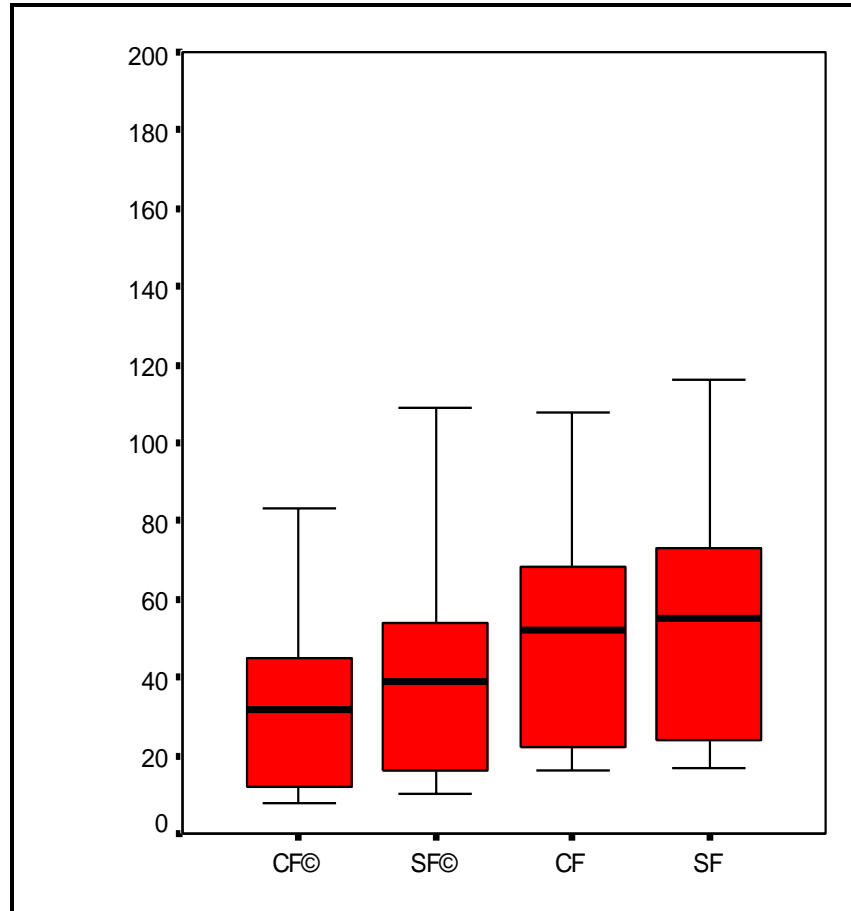
SEGUNDO PERIODO DE EVALUACION

FECHA	HORA	AGUA CRUDA	CON COAGULANTE			SIN COAGULANTE			pH	OBSERVACIONES
			FGDi	FGAC con capa fina	FGAC sin capa fina	FGDi	FGAC con capa fina	FGAC sin capa fina		
MAYO 9 /08	1	106	80	41	52	79	50	50	6,8	
	2	99	82	34	49	87	50	52		
	3	104	93	42	55	88	52	53	6,4	
	4	102	87	48	55	86	52	53		
	5	96	82	39	57	81	54	56		
	6	112	83	37	59	84	54	55	6,4	
	7	109	89	34	51	84	55	54		
	Nº DATOS	7	7	7	7	7	7	7		

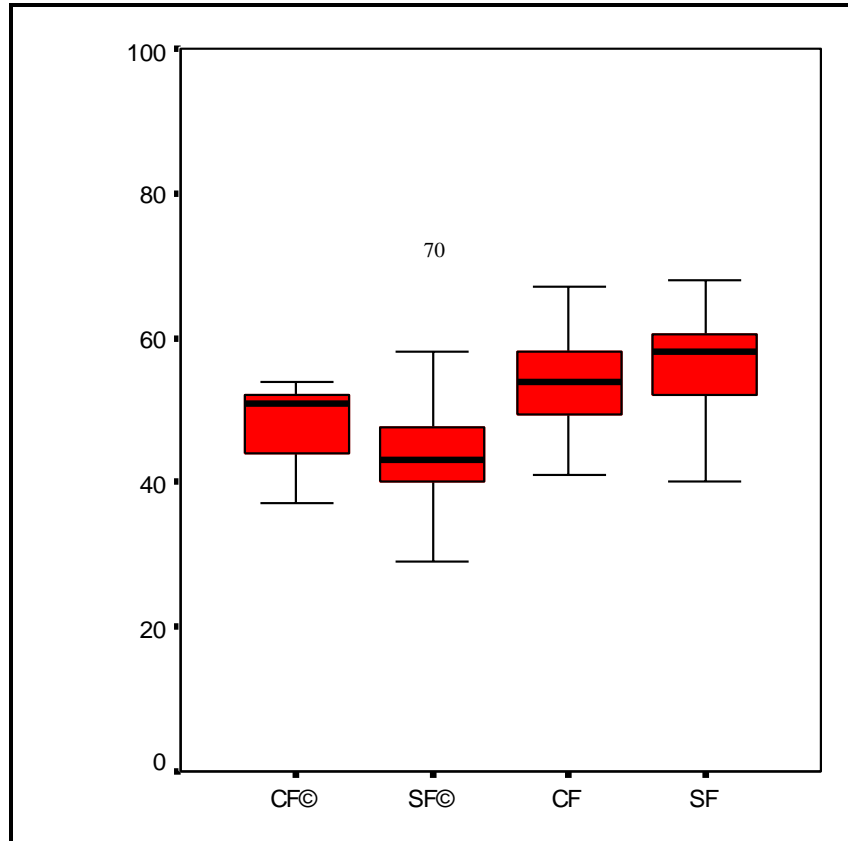
ANEXO E
DESCARTE DE DATOS
DOSIS 6 mg/l



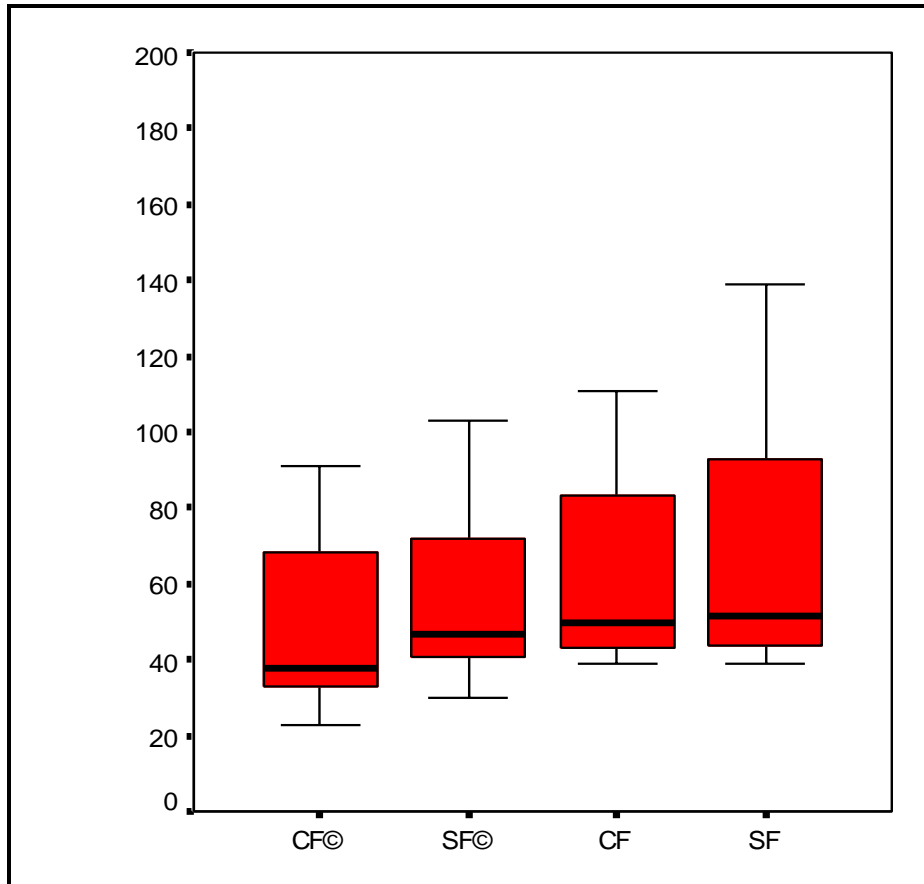
DOSIS 12 mg/l



DOSIS 15 mg/l



DOSIS 18 mg/l



DOSIS 24 mg/l

