

EVALUACIÓN DEL SISTEMA DE FILTRACIÓN EN MÚLTIPLES ETAPAS FiME EN TANQUES PLÁSTICOS CON PRE-SEDIMENTACIÓN Y RETRO-LAVADO EN LA HACIENDA MAJAVITA (SOCORRO, SANTANDER)

HAIMAR ARIEL VEGA SERRANO

**Trabajo de Investigación presentado para optar al título de
Magister en Desarrollo Sostenible y Medio Ambiente**

**UNIVERSIDAD DE MANIZALES
FACULTAD DE CIENCIAS CONTABLES ECONÓMICAS Y ADMINISTRATIVAS
MAESTRÍA EN DESARROLLO SOSTENIBLE Y MEDIO AMBIENTE
SOCORRO MAYO 2013**

EVALUACIÓN DEL SISTEMA DE FILTRACIÓN EN MÚLTIPLES ETAPAS FiME EN TANQUES PLÁSTICOS CON PRE-SEDIMENTACIÓN Y RETRO LAVADO EN LA HACIENDA MAJAVITA (SOCORRO, SANTANDER)

HAIMAR ARIEL VEGA SERRANO

Director de tesis

ANDRÉS FELIPE SUÁREZ ESCOBAR

Ingeniero químico, Magister en Ciencias – Química, Doctorado en Química

UNIVERSIDAD DE MANIZALES

FACULTAD DE CIENCIAS CONTABLES ECONÓMICAS Y ADMINISTRATIVAS

MAESTRÍA EN DESARROLLO SOSTENIBLE Y MEDIOAMBIENTE

SOCORRO MAYO 2013

CONTENIDO

RESUMEN	12
Palabras clave	12
1 PROBLEMA	13
1.1 DESCRIPCIÓN	13
1.1.1 FiME en la Hacienda Majavita	17
1.2 SISTEMATIZACIÓN	19
1.2.1 Pregunta problema	19
1.3 FORMULACIÓN	19
1.4 ANTECEDENTES	20
1.5 JUSTIFICACIÓN	25
1.6 HIPÓTESIS	26
1.7 OBJETIVOS	26
1.7.1 Objetivo general	26
1.7.2 Objetivos específicos	26
2 MARCO TEÓRICO	27
2.1 TRATAMIENTO DEL AGUA	27
2.2 PRETRATAMIENTO	27
2.3 PRE-SEDIMENTADORES	27
2.3.1 Componentes	28
2.3.2 Criterios de diseño	29
2.4 SEDIMENTADOR DE PLACAS INCLINADAS	29
2.5 SEDIMENTADORES TUBULARES	30
2.6 FILTRACIÓN	31
2.6.1 Pre-filtros	31
2.7 INDICADORES FÍSICOS Y QUÍMICOS	32
2.7.1 Turbiedad del agua	32
2.7.2 Color	33
2.7.3 Potencial de hidrogeno (pH)	35
2.7.4 Oxígeno disuelto (OD)	35
2.7.5 Sólidos y residuos	36
2.7.6 Conductividad eléctrica	37
2.8 FILTRACIÓN EN MÚLTIPLES ETAPAS FiME	38
2.8.1 La Tecnología de Filtración Lenta en Arena FLA	38
2.8.2 Filtración gruesa	40
2.8.3 Filtro Grueso Dinámico (FGDi)	40
2.8.4 Filtración Gruesa de Flujo Ascendente (FGA)	42
2.8.5 Materiales de Construcción	44
2.8.6 Granulometría	44
2.9 PROCESO DE DISEÑO FiME	45
2.9.1 Calidad del agua cruda	46
2.9.2 Selección unidades de filtración	47

2.9.3	El proceso de tratamiento.....	47
2.9.4	Las limitaciones.....	48
2.9.5	Condiciones que inhiben o reducen la eficiencia del proceso de tratamiento.....	49
2.10	OPERACIÓN DE LIMPIEZA DE FILTROS.....	50
2.10.1	Limpieza hidráulica de filtros.....	50
2.10.2	Retro lavado de filtros.....	51
2.10.3	Limpieza manual de filtros.....	51
2.11	NORMATIVIDAD.....	52
2.11.1	Características físicas.....	52
2.11.2	Características químicas.....	52
3	METODOLOGÍA.....	53
3.1	LOCALIZACIÓN.....	53
3.2	TIPO DE INVESTIGACIÓN.....	53
3.3	VARIABLES.....	54
3.4	TÉCNICAS E INSTRUMENTOS.....	54
3.4.1	Técnicas.....	54
3.4.2	Equipos de medición.....	56
3.4.3	Materiales.....	56
3.5	PROCEDIMIENTO Y MUESTRA.....	57
3.5.1	Recopilación de información o trabajo de campo.....	58
3.6	COMPONENTES DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO INICIAL.....	59
3.6.1	Quebrada La Nacuma.....	59
3.6.2	Captación y conducción.....	60
3.6.3	Tanque de regulación.....	61
3.6.4	Tanque de sedimentación.....	61
3.6.5	Unidad distribución de caudal UDQ.....	61
3.6.6	Filtro Grueso Dinámico FGD _i	62
3.6.7	Filtro Grueso Ascendente FGA.....	62
3.6.8	Filtro Lento de Arena FLA.....	63
3.6.9	Tanque de almacenamiento de agua tratada.....	63
4	DISEÑO UNIDADES DEL SISTEMA.....	64
4.1	DISEÑO PRE-SEDIMENTADOR.....	64
4.1.1	Adaptación tanque sedimentador.....	64
4.1.2	Matriz de botellas.....	65
4.2	SISTEMA DE RETRO LAVADO.....	66
4.2.1	Sistema de bombeo.....	66
4.2.2	Retro lavado de filtros.....	67
4.3	SELECCIÓN UNIDADES DE FILTRACIÓN.....	68
4.3.1	Calidad del agua cruda.....	68
4.3.2	Características lechos filtrantes.....	69
4.3.3	Diseño Filtro Grueso Ascendente FGA.....	69
4.3.4	Filtro Grueso Dinámico FGD _i	71
4.3.5	Diseño Filtro Lento de Arena.....	72
4.3.6	Control de caudal en los filtros.....	73

4.4	OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DEL SISTEMA.....	75
4.4.1	O&M Control de flujo por colmatación (CFC).....	75
4.4.2	O&M Tanque de regulación.....	75
4.4.3	O&M Unidad distribución de caudal (UDQ).....	76
4.4.4	O&M Pre-sedimentador con botellas plásticas	76
4.4.5	O&M Vertederos de orificio	77
4.4.6	O&M Filtro Grueso Dinámico (FGDi)	77
4.4.7	O&M Filtro Grueso Descendente (FGDe)	78
4.4.8	O&M Filtro Lento de Arena (FLA)	79
4.4.9	Operación sistema de retro lavado.....	80
4.4.10	Actividades realizadas en la fuente de abastecimiento	81
5	RESULTADOS.....	82
5.1	EFICIENCIA PRE-SEDIMENTADOR	82
5.2	EFICIENCIA FILTRO GRUESO DINÁMICO FGDi	83
5.2.1	Caudal y velocidad de filtración en el FGDi.....	83
5.2.2	Remoción de Turbiedad en el FGDi	84
5.2.3	Remoción de color aparente en el FGDi.....	86
5.3	FILTRO GRUESO DESCENDENTE FGDe.....	87
5.3.1	Caudal y velocidad de filtración en el FGDe.....	87
5.3.2	Remoción de Turbiedad en el FGDe	88
5.3.3	Remoción color aparente en el FGDe.....	90
5.4	REMOCIONES EN EL FILTRO LENTO DE ARENA FLA	91
5.4.1	Caudal y velocidad de filtración en el FLA.....	91
5.4.2	Remoción de Turbiedad en el FLA	92
5.4.3	Remoción color aparente en el FLA.....	94
5.5	EFICIENCIA DEL SISTEMA FiME	96
5.5.1	Remoción de turbiedad en el sistema	96
5.5.2	Remoción de color aparente en el sistema.....	98
5.5.3	Remoción de sólidos suspendidos en el sistema	100
5.5.4	Remoción de coliformes totales	100
5.5.5	Remoción de coliformes fecales.....	102
5.5.6	Comportamiento otros indicadores en el sistema	103
6	CONCLUSIONES	104
6.1	RECOMENDACIONES.....	106
7	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	107
8	ANEXOS.....	111

FIGURAS

<i>Figura 1.</i> Presencia sedimentos quebrada La Nacuma	15
<i>Figura 2.</i> Fuente abastecimiento La Nacuma.....	16
<i>Figura 3.</i> Sistema FiME Hacienda Majavita.....	17
<i>Figura 4.</i> Gravilla con sólidos FGDi.....	18
<i>Figura 5.</i> Lavado lecho filtrante.....	18
<i>Figura 6.</i> Retiro manual del lecho.....	18
<i>Figura 7.</i> Agua con alta turbiedad	18
<i>Figura 8.</i> Lavado sedimentador.....	18
<i>Figura 9.</i> Lodos en el sedimentador	18
<i>Figura 10.</i> Sedimentación de una partícula en flujo horizontal	29
<i>Figura 11.</i> Sedimentación de una partícula en flujo horizontal con divisiones.....	29
<i>Figura 12.</i> Sedimentación de una partícula en una sección de placas inclinadas.....	30
<i>Figura 13.</i> Sedimentador de placas inclinadas.....	30
<i>Figura 14.</i> Distribución de tamaños de las partículas en el agua.....	33
<i>Figura 15.</i> Zona aledaña a la quebrada La Nacuma.....	59
<i>Figura 16.</i> Reserva forestal Hacienda Majavita.....	59
<i>Figura 17.</i> Componentes sistema de tratamiento FiME.....	59
<i>Figura 18.</i> Quebrada La Nacuma periodo de lluvias.....	60
<i>Figura 19.</i> Quebrada La Nacuma periodo seco.....	60
<i>Figura 20.</i> Captación periodo seco.....	60
<i>Figura 21.</i> Quebrada La Nacuma periodo de lluvias.....	60
<i>Figura 22.</i> Tanque de regulación y sedimentador.....	61
<i>Figura 23.</i> Sedimentador convencional	61
<i>Figura 24.</i> Unidad distribución de caudal UDQ.....	61
<i>Figura 25.</i> Diseño Filtro Grueso Dinámico	62
<i>Figura 26.</i> FGDi en caneca de 200 litros.....	62
<i>Figura 27.</i> Filtro Grueso Ascendente.....	62
<i>Figura 28.</i> FGA en tanque de 250 litros	62
<i>Figura 29.</i> Diseño Filtro Lento de Arena FLA.....	63
<i>Figura 30.</i> FLA en tanque de 500 litros.....	63
<i>Figura 31.</i> Tanque sedimentador de 1000 litros.....	65
<i>Figura 32.</i> Matriz de botellas plásticas.....	65
<i>Figura 33.</i> Esquema general sistema de bombeo.....	66
<i>Figura 34.</i> Esquema general del lavado de filtros.....	67
<i>Figura 35.</i> Diseño Filtro Grueso Descendente 250 litros	70
<i>Figura 36.</i> Diseño Filtro Grueso Dinámico 180 litros	72
<i>Figura 37.</i> Diseño Filtro Lento de Arena 500 litros	73
<i>Figura 38.</i> Curvas de calibración vertederos de orificio.....	74
<i>Figura 39.</i> Mantenimiento control de flujo por colmatación	75

<i>Figura 40.</i> Verificación de caudal en la unidad de distribución de caudal.....	76
<i>Figura 41.</i> Mantenimiento sedimentador de botellas.....	76
<i>Figura 42.</i> Medición de caudal mediante los vertederos de orificio	77
<i>Figura 43.</i> Lavado Filtro Grueso Dinámico	78
<i>Figura 44.</i> Agua inicial y final del retro lavado.....	78
<i>Figura 45.</i> Lavado Filtro Grueso Descendente	78
<i>Figura 46.</i> Raspado capa de arena superior	79
<i>Figura 47.</i> Colocación de arena lavada (re-arenado).....	79
<i>Figura 48.</i> Sistema de bombeo	80
<i>Figura 49.</i> Sistema de bombeo	80
<i>Figura 50.</i> Trincho en la quebrada La Nacuma	81
<i>Figura 51.</i> Zanjas de desvío de agua	81
Figura 52. Comportamiento de la turbiedad en el pre-sedimentador	83
Figura 53. Comportamiento de la velocidad de filtración en el FGDi.....	84
<i>Figura 54.</i> Comportamiento de la turbiedad en el FGDi	84
<i>Figura 55.</i> Probabilidad de remoción en el FGDi	86
<i>Figura 56.</i> Comportamiento del color aparente en el FGDi.....	86
<i>Figura 57.</i> Comportamiento de la velocidad de filtración en el FGDe	88
<i>Figura 58.</i> Comportamiento de la remoción relativa de turbiedad en el FGDe.....	88
<i>Figura 59.</i> Remoción turbiedad en el FGDe respecto del sistema	89
<i>Figura 60.</i> Remoción color aparente relativa en el FGDe.....	90
<i>Figura 61.</i> Remoción de color aparente en el FGDe respecto del sistema	91
<i>Figura 62.</i> Comportamiento del caudal y la velocidad de filtración en el FLA	92
<i>Figura 63.</i> Remoción turbiedad en el FLA	92
<i>Figura 64.</i> Remoción de turbiedad en el FLA respecto del sistema	93
<i>Figura 65.</i> Remoción color aparente relativa en el FLA.....	94
<i>Figura 66.</i> Remoción color aparente en el FLA respecto del sistema	95
<i>Figura 67.</i> Comportamiento de la turbiedad en el sistema	96
<i>Figura 68.</i> Remoción turbiedad en los tres filtros del sistema.....	97
<i>Figura 69.</i> Comparación de remoción de turbiedad en los dos sistema FiME.....	97
<i>Figura 70.</i> Comportamiento del color aparente en el sistema.....	98
<i>Figura 71.</i> Remoción color aparente en los tres filtros del sistema	99
<i>Figura 72.</i> Comparación de remoción de color aparente en los dos sistema FiME.....	99
<i>Figura 73.</i> Remoción sólidos suspendidos en el sistema	100
<i>Figura 74.</i> Remoción de coliformes totales en el sistema.....	101
<i>Figura 75.</i> Remoción de coliformes fecales en el sistema.....	102

TABLAS

<i>Tabla 1.</i> Características sistema FiME Universidad de Antioquia	25
<i>Tabla 2.</i> Remociones sistema FiME Universidad de Antioquia	25
<i>Tabla 3.</i> Criterios de diseño recomendados para filtros gruesos dinámicos FGD _i	41
<i>Tabla 4.</i> Lineamientos para el diseño de filtros gruesos dinámicos FGD _i	41
<i>Tabla 5.</i> Lecho de soporte para filtros gruesos dinámicos FGD _i	42
<i>Tabla 6.</i> Eficiencias de remoción encontradas en fuentes superficiales tratadas por filtros gruesos dinámicos	42
<i>Tabla 7.</i> Criterios de diseño para Filtros Gruesos de Flujo Ascendente	43
<i>Tabla 8.</i> Eficiencias típicas en remoción por filtros gruesos ascendentes FGA.....	43
<i>Tabla 9.</i> Rangos de calidad de agua en fuentes superficiales para orientar la selección de opciones de FiME.....	46
<i>Tabla 10.</i> Modelo para la selección de un sistema de tratamiento de agua por filtración en múltiples etapas	47
<i>Tabla 11.</i> Características físicas del agua.....	52
<i>Tabla 12.</i> Características químicas con consecuencias económicas e indirectas sobre la salud humana.....	52
<i>Tabla 13.</i> Definición de variables.....	54
<i>Tabla 14.</i> Indicadores fisicoquímicos y microbiológicos	54
<i>Tabla 15.</i> Definición de parámetros el sistema.....	54
<i>Tabla 16.</i> Técnicas para determinación de Indicadores.....	55
<i>Tabla 17.</i> Características del sistema de bombeo	66
<i>Tabla 18.</i> Estimación del caudal de lavado del FGD _i	67
<i>Tabla 19.</i> Indicadores de contaminación quebrada La Nacuma.....	68
<i>Tabla 20.</i> Características de los lechos filtrantes	69
<i>Tabla 21.</i> Distribución inicial de los lechos en el FGA	70
<i>Tabla 22.</i> Distribución de los lechos en el Filtro Grueso Descendente FGDe.....	70
<i>Tabla 23.</i> Distribución de los lechos en el FGD _i	71
<i>Tabla 24.</i> Distribución de lechos en el FLA.....	73
<i>Tabla 25.</i> Características de la arena de río tamizada	73
<i>Tabla 26.</i> Días de monitoreo en el sistema FiME	82
<i>Tabla 27.</i> Comportamiento promedio de los parámetros y la turbiedad en los FGD _i	85
<i>Tabla 28.</i> Comportamiento promedio del color aparente en los FGD _i	87
<i>Tabla 29.</i> Comportamiento promedio de los parámetros y turbiedad en el FGDe y el FGA	89
<i>Tabla 30.</i> Comportamiento del color aparente en el FGDe y el FGA.....	90
<i>Tabla 31.</i> Comportamiento promedio de los parámetros y turbiedad en los FLA	93
<i>Tabla 32.</i> Remociones de color aparente en los FLA.....	94
<i>Tabla 33.</i> Comportamiento indicadores en el sistema	103

ANEXOS

.....

Anexo 1. Memoria de cálculo sistema de bombeo.....	111
Anexo 2. Análisis estadístico regresión lineal vertederos de orificio	115
Anexo 3. Resultados monitoreo sedimentador con diferentes matrices	116

DEDICATORIA

A mis dos angelitos Stephanie y Angely por ser mi motivación

AGRADECIMIENTOS

El autor expresa agradecimientos a quienes de una u otra forma se vincularon con la investigación, al ingeniero Andrés Felipe Suarez director por los aportes realizados y su incondicional ayuda, a los compañeros del grupo de investigación en especial al ingeniero William Tolosa por los continuos aportes para mejorar el sistema, a todos los egresados y estudiantes del programa Ingeniería Ambiental quienes han realizado su proyectos de grado, pasantías y de investigación formativa contribuyendo a optimizar el funcionamiento del FiME en orden cronológico Cesar Ardilla, Diego Carrizosa, Andrés Avendaño, Luis Carlos Villamizar, Joaquín Cristancho, Mariluz Rueda Tatiana Velazco, Mayra Hernández y Darwin Arenas. A los funcionarios del Laboratorio de Aguas y Microbiología especialmente a la química María Fabiola Arenas por su colaboración.

También se agradece al ingeniero Darío Naranjo por los aportes efectuados para mejorar la operación de los filtros del sistema y sus pertinentes aclaraciones.

A todos los docentes y directivos de la Maestría de la Universidad de Manizales por sus enseñanzas, y contribución al proceso, en especial a Oscar Gómez, Martha García, Ricardo Álvarez y Luis Vargas por su colaboración.

Al decano de la Facultad de Ingeniería ingeniero Hugo Ballesteros por la ayuda para realizar la maestría y la investigación.

A Mauricio Sanmiguel por el apoyo en el manejo de la información y junto a Fabián Yory por su permanente motivación para continuar con la maestría y la investigación.

Al rector de la Universidad Libre doctor Nelson Mancilla por la confianza depositada.

A mi esposa Viviana por su colaboración y paciencia durante el proceso.

Agradecimiento a los evaluadores Nelson Rodríguez y Walter Murillo por las observaciones y recomendaciones realizadas para mejorar el informe final.

A la santísima trinidad por ayudarme sobre todos en los momentos difíciles.

Evaluación del sistema de filtración en múltiples etapas FiME en tanques plásticos con pre-sedimentación y retro-lavado

Haimar Ariel Vega Serrano

Ingeniero Civil, Especialista en ordenación y manejo de cuencas hidrográficas
Grupo de Investigación en Ingeniería Ambiental - GIAM
Facultad de Ingeniería, Universidad Libre Seccional Socorro

Director: Andrés Felipe Suárez Escobar

Ingeniero químico, MSc en Ciencias – Química. PhD en Química

Trabajo de Investigación, Maestría en Desarrollo Sostenible y Medio Ambiente

Universidad de Manizales

2013

RESUMEN

En la Hacienda Majavita de la Universidad Libre Seccional Socorro se construyeron dos sistemas de filtración en múltiples etapas FiME, uno en concreto cumpliendo especificaciones de la Organización Panamericana de la Salud (OPS) y el equivalente en tanques plásticos para evaluar la operación bajo condiciones locales y comparar su eficiencia, los sistemas fueron operados y presentaron remociones apropiadas. Las lluvias fuertes generaron deslizamientos en la vertiente de la fuente de abastecimiento y cambiaron las propiedades del agua incrementado la turbiedad colmatado los filtros. El objetivo consistió en evaluar las condiciones de operación del sistema de filtración en múltiples etapas FiME en tanques plásticos con pre-sedimentación y retro-lavado para establecer las remociones, para ello se diseñaron los componentes adicionales, se instalaron en el sistema, incluyendo una matriz en botellas plásticas en el pre-sedimentador, haciendo seguimiento y monitoreo tomando un total de 15 muestras compuestas durante el periodo comprendido entre febrero de 2011 y septiembre de 2012, analizando indicadores establecidos en la resolución 2115. Las características del efluente fueron en turbiedad un promedio de 3.6 UNT con una remoción del 84.6%, el color aparente fue de 11.8 UPC con remoción del 72.8%, coliformes totales 1,600 UFC/100 ml y remoción del 93.7%, en coliformes fecales 62 UFC/100 ml removiendo el 96.5% sin utilización de desinfectantes, también se evaluaron otros indicadores establecidos en la normatividad cumpliendo con los rangos establecidos. Los valores promedio en las remociones fueron afectados al operar el sistema en rangos de turbiedad superiores a los de diseño. El sistema FiME evaluado en tanques de plástico y bajo condiciones específicas de operación logro cumplir con el objetivo de mejorar la calidad del agua para los usos que se le están dando en la Hacienda Majavita al reportar valores en los rangos establecidos en la mayoría de los indicadores, siendo necesario algunos cambios para lograr suministrar agua potable y cumplir con la resolución 2115 a cabalidad, convirtiéndose en una alternativa viable para las fincas de la región donde se tenga una entorno apropiado.

Palabras clave

Carga superficial, partículas discretas, tasa de filtración, tratamiento biológico, turbiedad.

1 PROBLEMA

1.1 DESCRIPCIÓN

Las fuentes superficiales pueden sufrir cambios impredecibles y erráticos en su calidad debido a la escorrentía durante los períodos de lluvia. Este es un problema crítico para los operadores de los sistemas de abastecimiento de agua, en particular, en algunos países andinos y del Caribe donde el 80% de estos sistemas dependen de las fuentes superficiales (Foster et al, 1987; Ministerio de Desarrollo de Colombia, 1998). Las fuentes superficiales pueden acarrear riesgos sanitarios considerables, por lo que requieren un adecuado tratamiento para remover o reducir de ellas los organismos causantes de enfermedades. Este riesgo es menor para las fuentes protegidas en las zonas montañosas, que para los ríos en zonas planas cercanas a las áreas densamente pobladas. (Sánchez et al, 2006: 7).

En varias regiones de Colombia y otros países andinos, se tienen limitaciones para aprovechar adecuadamente las tecnologías de tratamiento de agua químicamente coagulada y filtración rápida, debido a las dificultades para adquirir, transportar, almacenar y dosificar coagulantes químicos. Esta condición ha venido afectando a la sostenibilidad de los sistemas de abastecimiento de agua, principalmente en localidades pequeñas, abastecidas por fuentes superficiales que representan cambios bruscos en la calidad del agua. (Galvis, 2004:2)

La operación y mantenimiento O&M sigue siendo exigente; adicionalmente las compras, el transporte, el almacenamiento y la correcta utilización de los componentes químicos es compleja y costosa sobre todo en zonas rurales y pequeños municipios. Las más modernas plantas compactas de filtración rápida adolecen de los mismos problemas de O&M. La complejidad técnica en estos sistemas y la limitada capacidad (en insumos, recursos y personal) de los pequeños sistemas de tratamiento de aguas es una preocupación global. (Sánchez et al, 2006: 7).

Una evaluación realizada por Findeter encontró en una muestra selectiva de 49 proyectos financiados con recursos BID-PAS, que los sistemas construidos no garantizaban unos servicios de agua continuos, suficientes y de buena calidad. Además, en la mayoría de los casos, los ingresos de las organizaciones que prestan el servicio no cubren siquiera los gastos de operación y mantenimiento. Esto lleva a que la mayor parte de los sistemas funcionen mal o inclusive sean abandonados. Igualmente, un estudio del Ministerio de Desarrollo Económico encontró que de un total de 639 plantas de tratamiento existentes en los 1,050 municipios del país para 1996, estaban funcionando solo 440 (69%), y de éstas 130 se encontraban operando adecuadamente (21%). Para esta época la mayor parte de los sistemas construidos correspondían a plantas de tratamiento tipo convencional, que utilizan en sus procesos filtración rápida y agua químicamente coagulada. Sin embargo muchas de estas soluciones no alcanzaron la condición de sostenibilidad.

Se puede definir que un sistema de abastecimiento de agua o saneamiento es sostenible cuando a lo largo de su vida proyectada suministra el nivel deseado de servicio, con criterios de calidad y eficiencia económica y ambiental, el cual puede ser financiado o cofinanciado por sus usuarios, con un mínimo razonable de apoyo externo y de asistencia técnica, y que es usado de manera eficiente sin causar un efecto negativo al ambiente (Galvis, 2004:2).

La Gestión Integrada del Recurso hídrico (GIRH) se puede definir como la conservación y uso racional del recurso hídrico y comprende el manejo de agua superficial y subterránea, en sentido cualitativo, cuantitativo y ecológico, desde una perspectiva multidisciplinaria y centrada en vincular sus disponibilidades con las necesidades y las demandas de la sociedad relacionadas con el agua según El Centro de Investigaciones en Medioambiente y Desarrollo (CIMAD, 2010:1).

La GIRH imprime coherencia a los intereses vinculados con el uso, control, aprovechamiento, preservación y sostenibilidad de los sistemas hídricos, particularmente cuando se pretende satisfacer, aplicando principios de equidad y de conservación del recurso, las necesidades y deseos de los diferentes usuarios y de las partes interesadas (CIMAD, 2010:1).

Durante las últimas décadas de este siglo, el mundo ha venido observando con inquietud una serie de problemas relacionados con la disposición de desechos líquidos provenientes del uso doméstico, comercial e industrial. El agua recolectada de los pueblos y ciudades, debe devolverse al medioambiente en condiciones tales que no la deteriore (Rojas, 2002).

La mayoría de veces las masas receptoras de los desechos líquidos son incapaces de absorber y neutralizar la carga contaminante. Por este motivo, las aguas residuales antes de su descarga a los cursos y cuerpos receptores, deben recibir algún tipo de tratamiento que modifique sus condiciones iniciales (Rojas, 2002).

Así mismo las diversas actividades agrícolas, ganaderas, industriales y recreacionales del ser humano han traído como consecuencia la contaminación de las aguas superficiales con sustancias químicas y microbiológicas, además del deterioro de sus características estéticas. Para hacer frente a este problema, es necesario someter al agua a una serie de operaciones o procesos unitarios, a fin de purificarla o potabilizarla para que pueda ser consumida por los seres humanos (CIMAD, 2010:75).

El CIMAD (2010:17) afirma que el agua es indispensable para la vida en la tierra y también lo es para el desarrollo industrial y agrícola de las sociedades humanas. Desde que el hombre existe ha procurado aumentar sus recursos de agua y se ha preocupado por hacer inofensivas para la salud las aguas usadas. El tratamiento de estas se hacía en forma natural utilizando la capacidad de autodepuración de los cursos de agua o del suelo.

Actualmente, con 44.5 millones de habitantes y el deterioro creciente de sus ecosistemas, el panorama puede ser menos halagüeño. No obstante, la oferta hídrica en Colombia, calculada en 58 l/s/km², resulta aceptable con tres veces la oferta hídrica de Sudamérica y seis veces el promedio mundial (Ministerio de Ambiente, 1996).

Amplias zonas del territorio nacional ya presentan problemas de escasez de agua. Esto se debe a las características del poblamiento y el modelo de desarrollo que concentra la mayor parte de la población en la gran cuenca hidrográfica del Caribe, que incluye la zona Andina (Colmenares, 2008).

Otro factor incidente en la problemática del agua en Colombia es la contaminación. La Contraloría General de la República (CGR) (1996), estableció seis problemas ambientales importantes en las fuentes de agua, tres de ellos son:

- Alta presencia de sedimentos por deforestación y deterioro de los suelos (Figura 1).
- Alta contaminación originada en aguas residuales domésticas.
- Alta contaminación derivada del uso de plaguicidas.

Figura 1. Presencia sedimentos quebrada La Nacuma



Las situaciones son corroboradas por el mapa de Índices de Aridez incluido en el Perfil del estado de los recursos naturales y del medio ambiente en Colombia 2001, elaborado por el Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales (IDEAM).

En el libro *La crisis del agua en Santander*, un grupo de investigadores del Instituto Nacional de los Recursos Naturales Renovables y el Ambiente, INDERENA, la Universidad Industrial de Santander [UIS] y

otras universidades, advertía: "De no tomarse medidas inmediatas y eficaces, el departamento enfrentara en los próximos años un déficit en el suministro de agua a las poblaciones". Así mismo, se pronosticaron "crecientes racionamientos de agua y pérdidas de cosechas" y disminución de las capturas pesqueras, si las tendencias no sufrían modificaciones. Con base en análisis de laboratorio se recalcó –además– que Santander registraba "problemas (muy graves) en la calidad del líquido que fluye por los cauces y también en el que es consumido por la población"

Ahora, la amenaza de próximos racionamientos no se limita a sectores urbanos altamente poblados, que de alguna manera cuentan con mejores condiciones para superar la cercana crisis de agua. El hecho es que los racionamientos llegaron desde hace varios años a otros municipios, menos poblados pero muy importantes, como Málaga o el Socorro. E incluso afecta a pequeños pueblos y veredas, como se ha constatado en estudios de campo realizados en la Universidad Industrial de Santander. (Duque, 2006).

A pesar de las advertencias presentadas hace varios años, la tala y quema de bosques continua, incluso en áreas protegidas como es el Parque Nacional Natural Yariguíes, como según investigadores de la Asociación de Municipios Agropecuarios de Yariguíes. La pérdida de regularización de los caudales está asociada a mayores problemas de sequías, pero también a inundaciones catastróficas, como la registrada en Girón en el 2005. (Puente, 2007).

A nivel mundial, el 80% de las enfermedades infecciosas y parasitarias gastrointestinales y una tercera parte de las defunciones causadas por éstas se deben al uso y consumo de agua insalubre. El agua y los alimentos contaminados se consideran como los principales vehículos involucrados en la transmisión de bacterias, virus o parásitos. Los microorganismos patógenos

que prosperan en los ambientes acuáticos pueden provocar cólera, fiebre tifoidea, disenterías, poliomielitis, hepatitis y salmonelosis, entre otras enfermedades. (Mondaca y Campos, 2005).

El agua y alimentos contaminados tienen una gran importancia en la transmisión de patógenos causantes del síndrome diarreico, por lo que se hace necesario tener estrategias que permitan un manejo adecuado de ella. La Organización Mundial de la Salud OMS calcula que la morbilidad (número de casos) y mortalidad (número de muertes) derivadas de las enfermedades más graves asociadas con el agua se reduciría entre un 20 y un 80 %, si se garantizara su potabilidad y adecuada canalización. Aunque estas enfermedades generalmente no son mortales, pueden ser extremadamente dolorosas e impiden trabajar a quienes las padecen, e incluso a veces impiden el movimiento (Mondaca Campos, 2005).

Figura 2. Fuente abastecimiento La Nacuma



Las partículas que se encuentran en el agua (figura 2) pueden ser perjudiciales en los sistemas o procesos de tratamiento ya que elevadas turbiedades inhiben los procesos biológicos y se depositan en el medio filtrante causando elevadas pérdidas de carga y deterioro de la calidad del agua efluente de los filtros (OPS, 2005).

Existen varias opciones de posibles combinaciones de filtración en grava que se pueden emplear en las etapas de tratamiento de un sistema FiME. Es necesario que las combinaciones estén apropiadamente especificadas para cumplir con los requerimientos respecto a la calidad del agua y los objetivos de tratamiento. Sin embargo, se hace énfasis en que seleccionar y proteger la mejor fuente abastecedora de agua es más económico y efectivo que permitir su deterioro para después depender de complejas y costosas tecnologías de tratamiento de agua. (Sánchez et al, 2006:12).

Según el Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (CEPIS), el déficit de cobertura de acueducto en las pequeñas comunidades, ubicadas principalmente en zonas rurales, es generalizado para la región latinoamericana (CEPIS, 2000), una situación a la que no escapa la realidad nacional, la desventaja en la cobertura nacional de acueductos de la zona rural (66%) contra la zona urbana (97.4%) para 2003, por ello con los objetivos del milenio planteados para 2015, se busca incorporar a la infraestructura de acueducto a por lo menos 7.7 millones de habitantes urbanos y 2,3 millones de habitantes rurales según presenta el Departamento Nacional de Planeación (DNP), considerando soluciones alternativas de potabilización para estas zonas (DNP, 2005a). Existen diferencias significativas entre las coberturas de zonas urbanas y zonas rurales, una problemática asociada al descuido en programas de financiación, capacitación y apoyo técnico en las pequeñas comunidades del país hasta las reformas realizadas en la década de los 90 (Domínguez y Uribe, 2005).

Las zonas rurales de los municipios del país en general, manifiestan un déficit importante en cuanto a cobertura de acueducto y un mínimo acceso al agua potable, problemática reconocida por el gobierno nacional (DNP, 2007). Claramente, existen diferentes factores que

contribuyen con esta situación como la dispersión de los asentamientos poblacionales en las zonas rurales que dificulta la implementación de sistemas centralizados, la preferencia de sistemas convencionales de difícil aplicación en estas zonas, los altos costos de operación y mantenimiento que generan el abandono paulatino del sistema de tratamiento, entre otros; factores que originan que la transferencia de las tecnologías básicas de potabilización hacia estas zonas, aunque se conocen ampliamente, aún sea bastante insignificante.

La provisión de agua potable a pobladores carenciados es una de las medidas que ayudan a paliar los problemas sociales, económicos y de salud. Alrededor de 1,200 millones de personas en el mundo carecen de acceso adecuado al agua potable; de ellos, las dos terceras partes viven en zonas rurales en condiciones de vida muy inferiores a las de las poblaciones urbanas (Wegelin, 2000). Según la OMS (2002), en Latinoamérica mueren unos 80,000 niños cada año debido a enfermedades transmitidas generalmente por agua insalubre (cuadros gastrointestinales, hepatitis, fiebre tifoidea o cólera). Se estima que un 30% de la población de la región bebe agua de ríos, vertientes, pozos, estanques y otras fuentes muchas veces contaminadas.

La calidad y la ingesta directa de agua de fuentes contaminadas o indirecta a través de alimentos de consumo crudo como hortalizas regadas por aguas residuales sin tratar o insuficientemente tratadas, así como el contacto con campos regados con estas aguas y sin tomar las debidas restricciones, representan un elevado riesgo de infección parasítica (giardiasis, amebiasis, teniasis, ascariasis), vírica (hepatitis, diarreas por rotavirus) y bacteriana (cólera, tifoidea, y Enfermedad Diarreica Aguda EDA en general) (MinAgricultura. 2011:8).

1.1.1 FiME en la Hacienda Majavita

En la Hacienda Majavita propiedad de la Universidad Libre Seccional Socorro se construyó en el año 2010 un sistema de filtración en múltiples etapas FiME como se observa en la figura 3, para comparar las eficiencias en el tratamiento en dos tipos de unidades: concreto y tanques plásticos con el fin de establecer una alternativa para el sector rural y poder suministrar agua apta para el consumo; en este caso para el beneficio del café, dos laboratorios y una unidad sanitaria del Campus Universitario (Ardila et al, 2010).

Figura 3. Sistema FiME Hacienda Majavita



El sistema fue puesto en funcionamiento y cumplió con las expectativas pero las continuas y fuertes lluvias a finales del 2010 generaron deslizamientos en la parte alta de la cuenca modificando las características fisicoquímicas y microbiológicas del agua, en especial por la presencia de sólidos, colmatando los filtros al superar el límite de turbiedad máxima de operación, siendo una situación que se puede presentar en otros lugares por las elevadas precipitaciones en las regiones altas del país (Avendaño et al, 2010).

El sistema FiME se diseñó para turbiedad inferior a 70 UNT siendo inferior a los picos de operación que se presentan por la cantidad de material presente en el agua en los periodos de lluvia, por el cambio en las condiciones de las fuentes hídricas por los sólidos producto de deslizamientos y erosión en las riveras generando colmatación de las unidades de filtración (figura 4), carreras de filtros cortas y mantenimientos permanentes (figuras 5 y 6) que dificultan el suministro continuo de agua (Avendaño et al, 2010).

Figura 4. Gravilla con sólidos FGD_i



Figura 5. Lavado lecho filtrante



Figura 6. Retiro manual del lecho



La colmatación del filtro grueso dinámico FGD_i debido a la gran cantidad de turbiedad presente en el agua en los periodos de lluvia por procesos erosivos en las laderas aledañas a las fuentes de abastecimiento hace que se requiera mantenimiento continuo proceso dispendioso al ser necesario retirar por completo los sustratos del tanque requiriendo de tiempo por parte del operador y cantidades de agua considerables de forma continua (Avendaño et al, 2010).

El agua que llegaba al sistema presentaba altas turbiedades (figura 7) muy superiores a las de diseño, siendo necesario interrumpir la operación de las unidades y hacer mantenimiento.

Figura 7. Agua con alta turbiedad



Figura 8. Lavado sedimentador



Figura 9. Lodos en el sedimentador



En las figuras 7, 8 se aprecia el color oscuro del agua y la cantidad de lodos presentes en el sedimentador en la figura 9, una vez retirada el agua debido a la alta cantidad de sólidos.

1.2 SISTEMATIZACIÓN

- ¿Cuáles son las características de las unidades que componen el sistema?
- ¿Cuáles son las características de operación actuales del sistema?
- ¿Cómo incrementar el rango de operación del FiME?
- ¿Cuáles son las modificaciones necesarias para mejorar la eficiencia?
- ¿Cómo facilitar el mantenimiento de los filtros?
- ¿Cómo regular y medir el caudal en cada unidad sin interrumpir el flujo?
- ¿Cómo mejorar las condiciones de operación del sistema de filtración?
- ¿Cómo es el comportamiento de la eficiencia respecto del caudal?
- ¿Cuál es el tipo de matriz del pre-sedimentador con mayor eficiencia?

1.2.1 Pregunta problema

¿Cuáles son las condiciones de operación del sistema de filtración en múltiples etapas FiME en tanques plásticos con pre-sedimentación y retro-lavado?

1.3 FORMULACIÓN

La evaluación del sistema de filtración se plantea a partir de los siguientes aspectos:

- Caracterización fisicoquímica y microbiológica del agua.
- Estableciendo los parámetros de operación del sistema.
- Utilización de un pre-sedimentador con botellas plásticas.
- Implementación de un sistema de retro-lavado para los filtros.
- Implementación de vertederos de orificio en cada una de las unidades.

En el proceso se debe mejorar el sistema a partir de:

- Disminuir la cantidad de sólidos presentes en el agua mediante la utilización de un pre-sedimentador.
- Incrementar el tiempo de operación del FGD (aumentar la carrera del filtro)
- Disminuir la cantidad de agua utilizada en el lavado de los filtros
- Incrementar la eficiencia en remoción del FiME
- Sacar de operación en condiciones extremas para evitar la colmatación del FGD.

1.4 ANTECEDENTES

La utilización de diferentes sistemas de tratamiento y combinaciones de los mismos han incentivado amplias investigaciones como las realizadas por el Instituto de Investigación y Desarrollo en Abastecimiento de Agua, Saneamiento Ambiental y Conservación del Recurso Hídrico CINARA de la Universidad del Valle (Cali, Colombia), Entre las tecnologías consideradas dentro del proyecto se incluye la Filtración en Múltiples Etapas FiME, una alternativa en la cual se elimina el proceso de coagulación, aplicable a fuentes de abastecimiento que el 90% del tiempo no sobrepasan 150 UNT ni 50 UPC (Naranjo, 2009).

La tecnología de Filtración en Múltiples Etapas (FiME), presenta un gran potencial para superar los problemas que actualmente limitan el suministro de agua potable en comunidades rurales, pequeños y medianos municipios en países en desarrollo. Esta tecnología no requiere el uso de sustancias químicas ni aparatos mecánicos complejos y puede ser fácilmente operada, mantenida y administrada por miembros de la comunidad. Una planta de tratamiento FiME consta de tres etapas de tratamiento: Filtro Grueso Dinámico (FGDi), Filtro Grueso (FG) y Filtro Lento en Arena (FLA) (Vargas y Galvis, 2007).

En el trabajo se presenta una metodología estadística para la aplicación y análisis de modelos estadísticos en la comparación y evaluación de 5 líneas de filtración gruesa, operando en paralelo. Para facilitar la presentación de la metodología se desarrolló la comparación en el parámetro turbiedad, siendo similar el uso para otros parámetros de calidad de agua. Los filtros grueso evaluados fueron: Filtro Grueso Ascendente en Serie (FGAS), Filtro Grueso Ascendente en Capas (FGAC), Filtro Grueso Horizontal (FGH), Filtro Grueso Horizontal Modificado (FGHM) y Filtro Grueso Descendente en Serie (FGDS). Para la comparación de la eficiencia de los filtros gruesos, se utilizó un modelo estadístico de diseño de experimento; modelo de bloques con un factor de tratamiento y para la evaluación de las eficiencias se utilizó un modelo de regresión. El modelo de diseño experimental permitió detectar diferencias significativas en los filtros gruesos evaluados, en el valor efluente de la turbiedad y en el porcentaje de remoción de la turbiedad. Las mejores líneas de filtros gruesos fueron el FGAS y el FGH, seguido del FGDS y por último el FGHM y el FGAC. (Vargas y Galvis, 2007).

El estudio de evaluación y seguimiento de los Filtros Gruesos, lo realizó el Instituto Cinara de la Universidad del Valle, en la Estación de Investigación y Transferencia de Tecnología localizada en predios de la Planta de Tratamiento de Agua Potable de Puerto Mallarino en EMCALI, cuya fuente de agua cruda es el Río Cauca. (Vargas y Galvis, 2007).

La técnica estadística permitió estimar la remoción promedio de las diversas unidades de las mejores líneas de filtración gruesa evaluadas, en la variable turbiedad efluente.

- Las líneas de FGAS y FGDS, presentan similares eficiencias excepto en la última unidad donde se presenta una remoción promedio del 35% para el FGAS contra una remoción promedio de 28% para el FGDS.
- Para la selección definitiva de una línea de filtración gruesa, es necesario aplicar las técnicas estadísticas aplicadas en este artículo a otros parámetros de calidad de agua y considerar factores de operación y mantenimiento de las unidades, así como los costos de inversión inicial, administración, operación y mantenimiento.

Investigaciones recientes impulsan el resurgimiento del filtro lento, permitiendo conocer profundamente este complejo proceso que se desarrolla en forma natural, sin la aplicación de ninguna sustancia química, pero que requiere de un buen diseño, así como de una apropiada operación y cuidadoso mantenimiento para no afectar el mecanismo biológico del filtro y reducir la eficiencia de remoción microbiológica (Cánepa, 2002: 2).

La filtración biológica (o filtración lenta) se consigue al hacer circular el agua cruda a través de un manto poroso de arena. Durante el proceso las impurezas entran en contacto con la superficie de las partículas del medio filtrante y son retenidas, desarrollándose adicionalmente procesos de degradación química y biológica que reducen a la materia retenida a formas más simples, las cuales son llevadas en solución o permanecen como material inerte hasta un subsecuente retiro o limpieza (Cánepa, 2002: 5).

El agua cruda que ingresa a la unidad permanece sobre el medio filtrante de tres a doce horas, dependiendo de las velocidades de filtración adoptadas. En este tiempo, las partículas más pesadas que se encuentran en suspensión se sedimentan y las partículas más ligeras se pueden aglutinar, llegando a ser más fácil su remoción posterior. Durante el día y bajo la influencia de la luz del sol se produce el crecimiento de algas, las cuales absorben bióxido de carbono, nitratos, fosfatos y otros nutrientes del agua para formar material celular y oxígeno. El oxígeno así formado se disuelve en el agua y entra en reacción química con las impurezas orgánicas, haciendo que éstas sean más asimilables por los microorganismos (Cánepa, 2002).

La Universidad de los Llanos ha implementado sistemas FiME en tanques plásticos en instituciones educativas de la región, los que se caracterizan por tratar un caudal de 250 litros al día, con velocidades de flujo del orden de 0.01 m/h para el filtro grueso y el filtro lento de arena. La fuente de abastecimiento, en la mayoría de las instituciones, son pozos superficiales no profundos (aljibes – jagüeyes), no aislados, con deficiente protección contra las aguas de escorrentía. El agua de estos pozos suele ser ácida, con elevado contenido de hierro, además es frecuente la presencia de coliformes fecales por su proximidad con los pozos sépticos de las viviendas. Los sistemas están conformados por cuatro (4) tanques de PVC de 250 litros (Prada, 2009: 149).

La calidad del agua, efluente de las plantas obtenida, cumple con las exigencias de las normas vigentes en materia de agua potable, hecho que sólo se puede atribuir al proceso de potabilización realizado en razón que son conocidas las características de las aguas de abastecimiento. En especial se debe resaltar la ausencia de coliformes fecales, lo que elimina los riesgos más comunes para los usuarios. La tecnología FiME, entonces, se convierte en una herramienta eficaz para la potabilización del agua en pequeña escala, como lo demuestran los trabajos de la Universidad de los Llanos (Prada, 2009: 155).

Sánchez Torres (et al, 2009) realizaron un experimento, conducido a escala piloto, evaluando algunas técnicas de filtración en múltiples etapas (FiME) para mejorar la calidad de agua en sistemas de riego con el fin de disminuir el riesgo de obturación en los emisores de riego localizado de alta frecuencia (RLAF). Cuatro configuraciones FiME fueron estudiadas en términos de su efecto sobre algunos parámetros fisicoquímicos y microbiológicos del agua que inciden en la obturación de los emisores de riego. El efluente de cada una de dichas

tecnologías alimento cuatro tipos de sistemas RLAf. Las configuraciones de tratamiento operaron con agua del río Cauca y fueron las siguientes:

- Filtro grueso dinámico + filtro grueso ascendente en capas (FGDi + FGAC).
- Filtro grueso dinámico + filtros gruesos ascendentes en serie (FGDi + FGAS₂).
- Filtro grueso dinámico + filtro grueso ascendente en capas + filtro lento en arena (FGDi + FGAC + FLA).
- Filtro grueso dinámico + filtro convencional de anillos (FGDi + FC).

Estos tratamientos operaron de forma continua, y sus efluentes se condujeron a tanques de almacenamiento que alimentaron cuatro módulos de parcelas de riego. Después de evaluados los resultados fueron: la configuración FGDi + FGAC + FLA mostro el mejor desempeño, siendo esta la más eficiente y, por tanto, la que produjo efluentes con menor riesgo de obturación. Las configuraciones FGDi + FGAC y FGDi + FGAS₂ son similares y presentan un buen desempeño en cuanto al riesgo de obturación, pero no mejores que FGDi + FGAC + FLA.

La Filtración en Múltiples etapas ha sido desarrollada sobre un período de años como una particular tecnología de tratamiento de agua potable para pequeñas comunidades pobres. Las unidades básicas de operaciones incluidas son: prefiltración, filtración lenta en arena y desinfección terminal. El pretratamiento es una parte fundamental de las plantas FiME atenuando y reduciendo la alta turbiedad y las cargas de sólidos suspendidos en el agua cruda. Esto proporciona un tope para los filtros lentos de arena protegiéndolos de la obstrucción y permitiendo carreras más largas. Esto reduce los costos de operación y mantenimiento, evitando la frecuente labor de limpieza intensiva de los filtros lentos de arena (Crompton, 1995).

Los avances logrados en el campo del abastecimiento de agua y saneamiento básico se refleja en el mejoramiento de la salud pública y el desarrollo socioeconómico. Colombia presenta deficiencia en la prestación de este servicio espacialmente en las zonas rurales, municipios pequeños y medianos y en las zonas marginales de las grandes ciudades. Una alternativa de tratamiento para estos sectores es la tecnología de Filtración en Múltiples Etapas FiME, ya que su administración operacional y mantenimiento son comparativamente más simples; los filtros gruesos dinámicos FGDi constituyen la primera etapa de la tecnología FiME, su función es acondicionar el agua que entra al sistema para así proteger las etapas subsiguientes. El Instituto Cinara en la planta piloto de Puerto Mallarino en Colombia cuenta con cuatro unidades de FGDi, en las que se varió la altura del lecho filtrante (0.40 m, 0.60 m), la velocidad de filtración (2.0 m/h, 3.0 m/h) y anexó una tolva a dos de ellas. Con el fin de comparar cuál de estas unidades más eficiente, se desarrolló un modelo estadístico de pseudoexperimento ajustado a las características del montaje. Las principales conclusiones del estudio indican: la evaluación del modelo mostró que la tolva no tiene un efecto significativo en la explicación del comportamiento de los parámetros sólidos suspendidos y turbiedad; el modelo planteado presentó dificultades en la validación de los supuestos de independencia de los errores, debido a la falta de aleatoriedad y / o a la no existencia de réplicas en el estudio; y, los FGDi presentan mayor porcentaje de remoción para la variable sólidos suspendidos (Alzate Gutiérrez et al, 1996).

El incremento de las inversiones en sistemas de potabilización de agua (SPA), se vuelve esencial para resolver los problemas de mala calidad del líquido consumido por la población colombiana y en general de los países en desarrollo, que afecta sus niveles de salud y su calidad de vida, siendo este aspecto más preocupante en las localidades menores. Sin embargo, con el ánimo de que las inversiones en SPA cumplan con los objetivos de generar beneficios a la sociedad por el tiempo para el cual la infraestructura ha sido diseñada, los sistemas construidos deben poder ser sostenidos financieramente por las comunidades beneficiadas y al mismo tiempo deben generar el menor impacto ambiental posible (Zamora y Pérez, 2003).

Los Filtros Lentos de Arena (FLA) son propuestos como la última fase de tratamiento FiME y son considerados una barrera que elimina los microorganismos patógenos y algunas sustancias que pueden interferir el proceso de desinfección. Dentro de las limitaciones más frecuentes que presentan los FLA, se han identificado tanto las salidas de operación por limpieza como por la presencia de Períodos de Maduración después de esta labor. El período de maduración es definido como el tiempo necesario después de la limpieza para alcanzar la condición estable de una variable de interés en el agua efluente del sistema y de acuerdo a lo reportado por la literatura su ocurrencia puede disminuir la calidad del agua efluente e incrementar el riesgo sanitario para los usuarios del sistema. Los resultados de este trabajo identificaron que después de la limpieza por raspado los FLA piloto operando a una velocidad de filtración de 0.15 m/h presentaron períodos de maduración en coliformes fecales de 120 y 142 horas; la turbiedad registró períodos de maduración de 120 y 160 horas. Los FLA piloto con limpieza por arado operando a la misma velocidad de filtración registraron menores períodos de maduración que los FLA piloto por raspado; en coliformes fecales 116 y 86 horas, mientras que la turbiedad registró valores de 124 y 75 horas. Las plantas a escala real con limpieza por raspado, operando a una velocidad de filtración entre 0.11 y 0.12 m/h registraron períodos de maduración en coliformes fecales de 0 y 39 y en turbiedad de 17 horas. La limpieza de un FLA tanto por raspado como por arado causó reducciones en la eficiencia de remoción de coliformes fecales en el inicio de la carrera de filtración entre 0 y 3 unidades logarítmicas. La turbiedad no registró reducciones significativas después de la limpieza (máxima reducción del 18%) y no fue un indicador sensible de la presencia de períodos de maduración. (Sánchez Torres et al, 1996).

Una alternativa para superar las limitaciones en la calidad del agua afluente y así potenciar el uso de los filtros lentos en arena (FLA) es la utilización de mantas no tejidas de fibras sintéticas o naturales sobre la superficie del medio filtrante de los FLA, ha venido siendo probada por investigadores en Inglaterra y Brasil. Se presentan los resultados de la evaluación realizada a cuatro filtros lentos en arena, usando mantas sintéticas o naturales y uno sin manta. El estudio comparó el efecto de introducir las mantas no tejidas, en variables como la calidad del agua tratada la duración de carrera y el nivel de degradación. Las matas sintéticas prolongan la carrera de filtración hasta un factor de 1.72, y las naturales ente 0.74 a 1.02. En ambos casos la calidad del agua se mejora respecto a un FLA sin manta, siendo el efluente de los filtros con mantas naturales estadísticamente de mejor calidad que el de las sintéticas (Fernández et al, 2000).

En el estudio se evaluó la capacidad de remoción de color verdadero y aparente con la tecnología FiME utilizando una capa intermedia de carbón activado granular, una manta no texturizada y una capa de pulido de carbón activado granular. Fueron utilizadas tres tazas de filtración aplicadas a la capa de pulido y dos variaciones al filtro con carbón activado granular de pulido con el fin de evaluar el potencial de eliminación. La remoción de color verdadero obtenida fue mayor del 90% en las tasas de 12 y 24 m³/m²/día (0.5 y 1.0 m/h), en el filtro de línea con una capa de carbón granular. En cuanto a la utilización de CAG los resultados mostraron entre 50% y 70% de remoción. En el caso de los 48 m³/m²/día (2 m/h), la eficiencia de remoción en ambos casos disminuyó ligeramente. En la tasa de 12 m³/m²/día, se observó eficiencias en eliminación de color verdadero por encima del 90% en las dos líneas de proceso. Las columnas dan resultados equivalentes al final de los cuatro efluentes, luego se puede sugerir utilizar el carbón activado granular en la filtración de arena lenta después de la salida de los filtros y no necesariamente como capa intermedia (Tangerino et al, 2006).

Bernardo y Dantas (2005) presentan los resultados obtenidos de diversos trabajos de investigación desarrollados en la Escola de Engenharia de São Carlos de la Universidade de São Paulo EESC-USP, dentro de los que cabe resaltar uno en el que se evalúa la eficiencia técnica de sistemas de filtración en múltiples etapas con diferentes configuraciones del sistema de tratamiento: utilizando dos (2) sistemas de prefiltración dinámica, tres (3) sistemas de prefiltración ascendente y cuatro (4) sistemas de filtración lenta en arena. Realizaron seguimiento de los sistemas de filtración en múltiples etapas de las diferentes configuraciones del sistema de tratamiento, obtenidas al combinar dos (2) sistemas de PFD con tasas de filtración entre 24 m³/m².día y 60 m³/m²/día, tres (3) sistemas de PFA con tasas de filtración entre 8 m³/m²/día y 16 m³/m²/día y cuatro (4) sistemas de FLA con tasas de filtración entre 3 m³/m²/día y 6 m³/m²/día, compuestos por: FLA 1 (arena), FLA 2 (arena y mantas), FLA 3 (arena y carbón activado granular) y FLA 4 (arena, mantas y carbón activado granular).

El ingeniero Darío Naranjo en 2009 desarrolló una investigación con un sistema compacto de Filtración en Múltiples Etapas FiME para el tratamiento de fuentes de abastecimiento superficial, sencillo, eficiente y económico, seleccionado bajo aspectos ambientales, sociales, tecnológicos y económicos, para su aplicación en pequeñas comunidades. En el diseño del sistema de potabilización utilizó conceptualmente criterios de producción de entropía, buscando aproximarse a una distribución granulométrica ideal para obtener un sistema compacto, aumentando la eficiencia de tratamiento y disminuyendo el espacio ocupado por los procesos, obteniendo un sistema FiME compuesto de pre-filtración dinámica en grava, pre-filtración ascendente en antracita y filtración lenta en arena convencional.

Las características generales del sistema construido por Naranjo en la Universidad de Antioquia se presentan en la tabla 1. El caudal de operación es 100 ml/s, y el de lavado de los filtros 1.0 l/s.

Tabla 1. Características sistema FiME Universidad de Antioquia

Filtro	Diámetro	Velocidad filtración	Velocidad de lavado	Espesor lechos	Material filtrante	Altura del filtro
	cm	m/h	m/h	cm		cm
FGDi	40	2.8	8.0	77	Gravas de 2.0 a 6.4 mm	250
FGA	60	1.25	3.5	137	Antracita de 0.5 a 1.1 mm	250
FLA	76	0.8	-	140	Arena de 0.3 a 0.4 mm	250

Fuente: Adaptado Naranjo 2009

El sistema FiME construido en tanques circulares de fibra de vidrio de 2.5 metros de alto fue evaluado durante tres meses en días consecutivos, obteniendo los resultados de la tabla 2, con valores de los indicadores cumpliendo con la resolución 2115.

Tabla 2. Remociones sistema FiME Universidad de Antioquia

Indicador	Unidad	Agua cruda	Agua tratada	Remoción %
Turbiedad	UNT	23.5 (23.0)	1.38 (0.68)	90
Color aparente	UPC	97.2 (111)	10.0 (9.7)	86
Coliformes totales	UFC/100 ml	3,772 (1,561)	555 (909)	
Coliformes fecales	UFC/100 ml	140 (126)	0 (0)	99
Potencial de hidrogeno	Und pH	7.27	7.41	-
Conductividad	μS/cm	50.8	61.2	-

Fuente: Adaptado Naranjo 2009: 85

La evaluación técnica de los resultados obtenidos del sistema compacto de potabilización mostraron remociones medias alcanzadas para algunas características fisicoquímicas como turbiedad (90%) y color aparente (86%), y microbiológicas como las coliformes fecales (99% o 3.0 log), son comparables con los resultados presentados en investigaciones anteriores en las que se utilizan tasas inferiores para el diseño de los procesos de filtración, evidenciando que el sistema propuesto es bastante competitivo desde un punto de vista técnico (Naranjo Fernández, 2009: 105).

1.5 JUSTIFICACIÓN

Decisión: ¿Por qué?

La investigación se realizó por la necesidad de suministrar agua en condiciones apropiadas para el sector rural en fincas, viviendas y colegios, donde se tenga acceso al recurso y sea factible implementar el sistema. El abastecimiento de agua potable a la comunidad rural es una prioridad para evitar la propagación de enfermedades relacionadas con el consumo del líquido.

La forma de realizar el mantenimiento del sistema lo hacen poco aceptable para los operarios por la cantidad de tiempo y agua para realizarlo al ser dispendioso retirar los sustratos del filtro por ello se deben plantear soluciones factibles y económicas para mejorar la eficiencia del sistema y permitirle operar bajo un rango de condiciones más amplio.

Propósito: ¿Para qué?

Una vez se tengan los resultados, estos pueden ser utilizados para el diseño y construcción de sistemas en el sector rural por parte de propietarios o mediante la formulación de proyectos de inversión.

La adaptación del sistema de filtración en múltiples etapas puede aportar una solución a las viviendas de los habitantes del sector rural para acceder al líquido de forma sencilla, de rápida instalación y bajo mantenimiento.

La FiME es una tecnología robusta y confiable, puede ser mantenida por operadores con bajos niveles de escolaridad. Es más sostenible que el tratamiento químico del agua para las comunidades rurales de países en vía desarrollo (IRC, 2007). La FiME presenta facilidad de operación y mantenimiento y el resultado final es agua de buena calidad. Esta es una opción aplicable a comunidades rurales y en pequeños municipios, donde el tratamiento con productos químicos tiene un potencial limitado. (Sánchez et al, 2006: 11).

El agua es la base de la vida en nuestro planeta. La calidad de la vida depende directamente de la calidad del agua. Una buena calidad del agua sustenta la buena salud de los ecosistemas y, en consecuencia, mejora el bienestar de las personas (UnWater 2010:1).

1.6 HIPÓTESIS

Mediante la utilización de un pre-sedimentador con botellas plásticas en un tanque plástico es posible remover parte del incremento de turbiedad en el agua durante las lluvias y ampliar la carrera del filtro grueso dinámico elevando con ello la flexibilidad operacional del FiME y manteniendo la eficiencia de remoción en un valor adecuado.

1.7 OBJETIVOS

1.7.1 Objetivo general

Evaluar las condiciones de operación del sistema de filtración en múltiples etapas FiME en tanques plásticos con pre-sedimentación y retro-lavado para obtener agua apta para los usos de la Hacienda Majavita (Socorro, Santander).

1.7.2 Objetivos específicos

- Determinar las características técnicas del pre-sedimentador con botellas plásticas.
- Establecer el sistema de retro-lavado para los filtros y sus características de operación.
- Identificarlas condiciones de operación y eficiencia del sistema de tratamiento.

2 MARCO TEÓRICO

2.1 TRATAMIENTO DEL AGUA

Las aguas naturales raramente son de calidad satisfactoria para el consumo humano o el uso industrial y casi siempre deben ser tratadas. El nivel de tratamiento necesario dependerá de cuan aceptable o pura sea el agua natural.

El tratamiento estándar es el conjunto de procesos unitarios que reducen el color, la turbidez y las impurezas a niveles aceptables. Al hacerlo así, se producen ventajas adicionales, tales como reducciones en hierro y manganeso, reducciones en algas, en patógenos.

La sedimentación de partículas discretas o Tipo I consiste en sedimentar partículas discretas no floculadas en una suspensión diluida. Esto puede presentarse debido a la decantación de aguas superficiales antes del tratamiento por filtración de arena.

2.2 PRETRATAMIENTO

El pretratamiento según lo establece el Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico RAS, (MinDesarrollo, 2000: 12), es un proceso previo que tiene como objetivo remover el material orgánico e inorgánico flotante, suspendido o disuelto del agua antes del tratamiento final.

El sistema de pretratamiento es una estructura auxiliar que debe preceder a cualquier sistema de tratamiento. Esta estructura persigue principalmente reducir los sólidos en suspensión de distintos tamaños que traen consigo las aguas. La mayoría de las fuentes superficiales de agua tienen un elevado contenido de materia en estado de suspensión, siendo necesaria su remoción previa, especialmente en temporada de lluvias (OPS/CEPIS, 2005 a: 3).

Se considera como pre-tratamientos y acondicionamientos previos en la planta, a unidades como desarenadores (remover partículas de tamaño mayor a 2.0 mm) y sedimentadores (remoción de partículas entre 0.05 y 0.2 mm). En estas unidades se considera que las partículas, aun siendo de diferentes tamaños, se comportan como partículas discretas y aisladas (OPS/CEPIS, 2005 a: 4).

2.3 PRE-SEDIMENTADORES

La pre-sedimentación sirve principalmente al propósito de reducir la turbiedad y de eliminar las sustancias en suspensión que pueden separarse, en un tiempo razonable, por la sola acción de la gravedad. Generalmente en épocas lluviosas la turbiedad normal del líquido a tratar, se incrementa lo que dificulta el proceso de potabilización. Se deben efectuar pruebas de campo en probetas graduadas cuando ocurre esa situación (ENOHSA, 2001: 10).

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

Generalmente las partículas discretas que sedimentan en ese corto tiempo, tienen un tamaño cercano a 0.01 mm y una masa específica aproximada de 2,650 kg/m³, similar a la de la arena. Al igual que los desarenadores, los tanques de sedimentación son bastante eficientes

en la remoción de sólidos relativamente pesados y grandes, tales como son los granos de arena. La materia inorgánica con tamaño mayor a 0.02 mm por lo general puede ser removida por sedimentación natural, sin el uso de coagulantes químicos.

La pre-sedimentación debe emplearse cuando la turbiedad del agua interfiera con los procesos de tratamiento convencional y la sedimentación simple de partículas remueva al menos el 40 % de la turbiedad. Se recomienda el uso de pre-sedimentadores cuando la turbiedad del agua sea muy elevada (mayor de 1000 UNT) o cuando se presente un alto contenido de partículas gruesas (MinDesarrollo, 2000: 26).

En sedimentación previa se pueden emplear sedimentadores de flujo horizontal, vertical, de placas o embalses retenedores de agua cruda; siempre y cuando se cuente con un sistema eficaz de remoción y extracción de lodos que puede ser continua o intermitente. En el caso de emplearse tanques, esto pueden ser circulares o rectangulares y el fondo debe tener forma de embudo para facilitar la remoción manual, mecánica o hidráulica de los lodos. (Franco, 2009).

Para garantizar que la unidad opere adecuadamente, el tiempo de detención en el pre-sedimentador debe ser mayor de 2 horas y la carga superficial entre 15 y 80 m³/m²-día (0.625 a 3.33 m/h) para flujo horizontal y de 180 a 360 m³/m²-día para sedimentadores de alta tasa. (Franco, 2009).

2.3.1 Componentes

Los componentes básicos de un sedimentador de partículas discretas son los siguientes según OPS/CEPIS (2005 a: 17).

a. Zona de entrada

Estructura hidráulica de transición, que permite una distribución uniforme del flujo dentro del sedimentador.

b. Zona de sedimentación

Consta de un canal rectangular con volumen, longitud y condiciones de flujo adecuados para que sedimenten las partículas. La dirección del flujo es horizontal y la velocidad es la misma en todos los puntos, flujo pistón.

c. Zona de salida

Constituida por un vertedero, canaletas o tubos con perforaciones que tienen la finalidad de recolectar el efluente sin perturbar la sedimentación de las partículas depositadas.

d. Zona de recolección de lodos

Constituida por una tolva con capacidad para depositar los lodos sedimentados, y una tubería y válvula para su evacuación periódica.

2.3.2 Criterios de diseño

Algunos criterios de diseño son los siguientes según OPS/CEPIS (2005 a: 18).

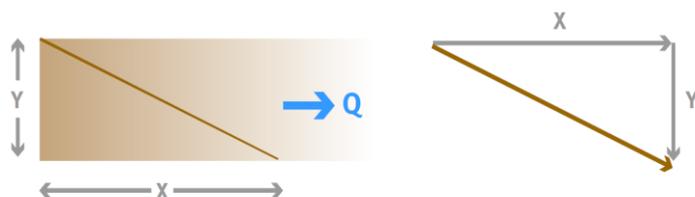
- El tiempo de retención será entre 2 - 6 horas.
- La carga superficial será entre los valores de 2 - 10 m³/m²/día.
- La profundidad del sedimentador será entre 1.5 - 2.5 m.
- El fondo de la unidad debe tener una pendiente entre 5 a 10% para facilitar el deslizamiento del sedimento.

2.4 SEDIMENTADOR DE PLACAS INCLINADAS

Los sedimentadores placas inclinadas paralelas están diseñados para separar de manera eficiente y en poco espacio a los sólidos suspendidos del agua. Las placas paralelas conducen a los sólidos sedimentados hacia la cámara de lodos, mientras que un vertedero regulable controla el nivel de líquido. La cámara de lodos posee un fondo en "V" y bocas de inspección de manera de minimizar y facilitar las tareas de mantenimiento (Sánchez, 2010).

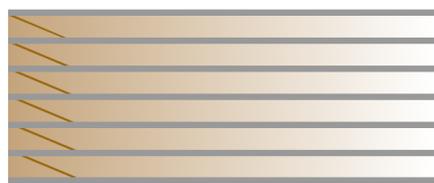
Su diseño compacto permite una fácil instalación en estructuras existentes donde hay limitaciones de espacio. Sin partes móviles el líquido atraviesa los equipos por gravedad, estos pueden ser opcionalmente provistos con mezcladores rápidos y tanques floculadores integrados al equipo. Por medio de la utilización de placas inclinadas una gran área de sedimentación puede ser utilizada en un espacio relativamente pequeño (Sánchez, 2010).

Figura 10. Sedimentación de una partícula en flujo horizontal



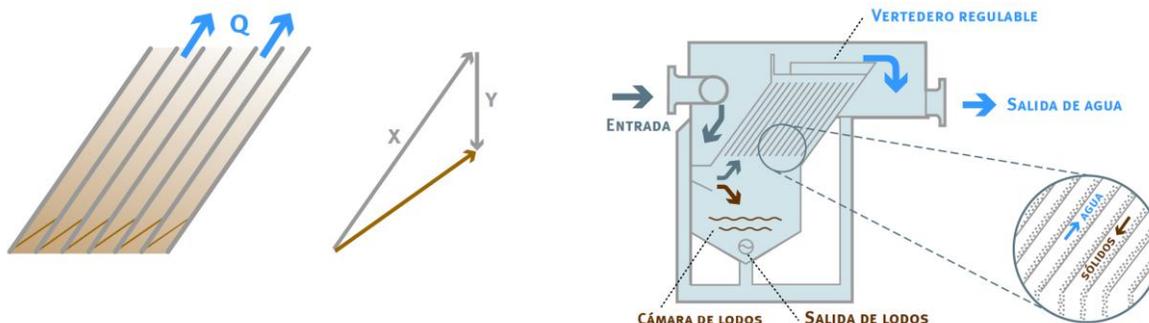
Fuente: Sánchez, 2010

Figura 11. Sedimentación de una partícula en flujo horizontal con divisiones



Si se supone que se tiene un flujo de agua que contiene partículas en suspensión de un determinado peso específico y tamaño, y que estas partículas tienen un patrón de sedimentación como el mostrado en la figura 10.

Figura 12. Sedimentación de una partícula en una sección de placas inclinadas. **Figura 13.** Sedimentador de placas inclinadas



Fuente: Sánchez, 2010

Si se divide la vena fluida en secciones paralelas (figura 11), cada una de ellas permite a los sólidos sedimentar con el mismo patrón de la figura 10. Este principio de dividir la vena fluida en secciones paralelas puede aplicarse hasta que la separación entre placas sea lo suficientemente pequeña como para producir turbulencia. El resultado de esta división en secciones paralelas es que el área de sedimentación es igual a la suma del área de las placas y es directamente comparable con el área horizontal de un sedimentador convencional. Para permitir la evacuación de los sólidos decantados las placas se inclinan con un ángulo de aproximadamente 55° . Si bien al inclinar las placas se produce un cambio en la dirección de la corriente, la distancia que una partícula recorre en la dirección de la vena fluida, antes de sedimentar es igual en la figura 10 y en la figura 12, por tanto el área efectiva de sedimentación para la figura 13 es igual a la suma del área proyectada de las placas sobre el plano horizontal (Sánchez, 2010).

2.5 SEDIMENTADORES TUBULARES

Tanto los sedimentadores tubulares como los de láminas paralelas incrementan la capacidad de sedimentación de los clarificadores circulares y/o de las piletas de sedimentación rectangulares al reducir la distancia vertical que deben recorrer los flóculos antes de aglomerarse para formar partículas de mayores de dimensiones. (Water Technology Group, 2009).

Los sedimentadores tubulares emplean múltiples canales tubulares inclinados en un ángulo de 60° , adyacentes unos a otros, cuya acción combinada resulta en una sedimentación efectiva y una reducción en el tiempo de sedimentación. Los sedimentadores tubulares capturan los flóculos finos que pueden sedimentarse y que escapan de la zona de clarificación subyacente a los tubos, permitiendo que los flóculos de mayor tamaño se dirijan hacia el fondo del tanque para una mejor sedimentación (WTG, 2009).

Los canales existentes en los sedimentadores tubulares aglutinan los sólidos formando una masa compacta la cual ayuda a que los sólidos "resbalen" por los canales de los tubos. Los sedimentadores tubulares ofrecen un método eficiente para mejorar los clarificadores

existentes en las plantas de tratamiento de aguas y en las piletas de sedimentación incrementando su desempeño. Los sedimentadores tubulares incrementan la capacidad de flujo permitida por medio del incremento en la rata de remoción de sólidos en las piletas de sedimentación (WTG, 2009).

Los sedimentadores de láminas son frecuentemente comparados con los sedimentadores tubulares cuando se evalúan opciones para el mejoramiento de plantas. Son más costosos que los sedimentadores de tubos debido al material con el cual son construidos y las láminas muy anchas son hidráulicamente inestables durante la operación. Los sedimentadores tubulares eliminan flujos cruzados y remolinos permitiendo a la vez la utilización de PVC liviano, resistente a la corrosión, con ahorros en costos hasta del 50%. Los sedimentadores tubulares son una solución común y económicamente viable como alternativa de los sedimentadores de láminas paralelas (Sedimentadores Laminares). (WTG, 2009).

2.6 FILTRACIÓN

Las partículas pueden separarse de las aguas brutas mediante filtros rápidos por gravedad, horizontales, o a presión, o filtros lentos de arena. La filtración lenta en arena es, en esencia, un proceso biológico, mientras que los otros tipos de filtración son procesos físicos. Los filtros rápidos por gravedad, horizontales y a presión pueden utilizarse para la filtración directa de agua bruta, sin tratamiento previo. Los filtros rápidos por gravedad y a presión se utilizan habitualmente para filtrar agua que ha sido tratada previamente mediante coagulación y sedimentación. También puede realizarse una filtración directa, en la que se añade al agua un coagulante y, a continuación, ésta se hace pasar directamente por el filtro en el que se separa el floculo precipitado (que contiene sustancias contaminantes). La aplicación de la filtración directa está limitada por la disponibilidad de espacio en el filtro para albergar las sustancias sólidas separadas. (OMS, 2004: 136).

2.6.1 Pre-filtros

Este proceso de pretratamiento debe emplearse para reducir los niveles de turbiedad y de sólidos en suspensión a límites aceptables. También reducir los niveles de contaminación bacteriológica, sobre todo cuando ésta es elevada. El pre-filtro debe emplearse en los casos en que el contenido de sólidos suspendidos interfiera con los procesos posteriores de tratamiento (MinDesarrollo, 2000: 26).

Antes de someter el agua a otros tratamientos, como a filtros lentos de arena, pueden utilizarse pre-filtros. Los pre-filtros con medio de filtración de grava gruesa o piedras machacadas pueden tratar eficazmente aguas de turbidez alta (>50 UNT). La principal ventaja de la pre-filtración es que al pasar el agua por el filtro, además de por filtración, se eliminan partículas mediante sedimentación por gravedad. (OMS, 2004: 149)

2.7 INDICADORES FÍSICOS Y QUÍMICOS

Los indicadores físicos y químicos que se tienen presentes para evaluar la calidad del agua son los siguientes:

2.7.1 Turbiedad del agua

La turbidez en un agua es la dificultad del agua para transmitir la luz, está causada por la presencia de diversas materias en suspensión: arcillas, limos, coloides, plancton y otros organismos microscópicos. Estas partículas suelen tener desde dimensiones coloidales, de alrededor de 10 nm, hasta diámetros del orden de 0.1 mm. Se pueden asociar a tres categorías:

- 1. Minerales, que a su vez se subdividen, según su tamaño en arcillas, de diámetro menor de 2µm limos, de diámetro entre 2 y 20 µm arenas, de diámetro superior a 20µm
- 2. Partículas orgánicas húmicas, provenientes de la descomposición de restos vegetales
- 3. Partículas filamentosas, como por ejemplo restos de amianto

La medida de la turbidez se realiza mediante un espectrofotómetro, y se mide en UNT (unidades nefelométricas de turbidez).

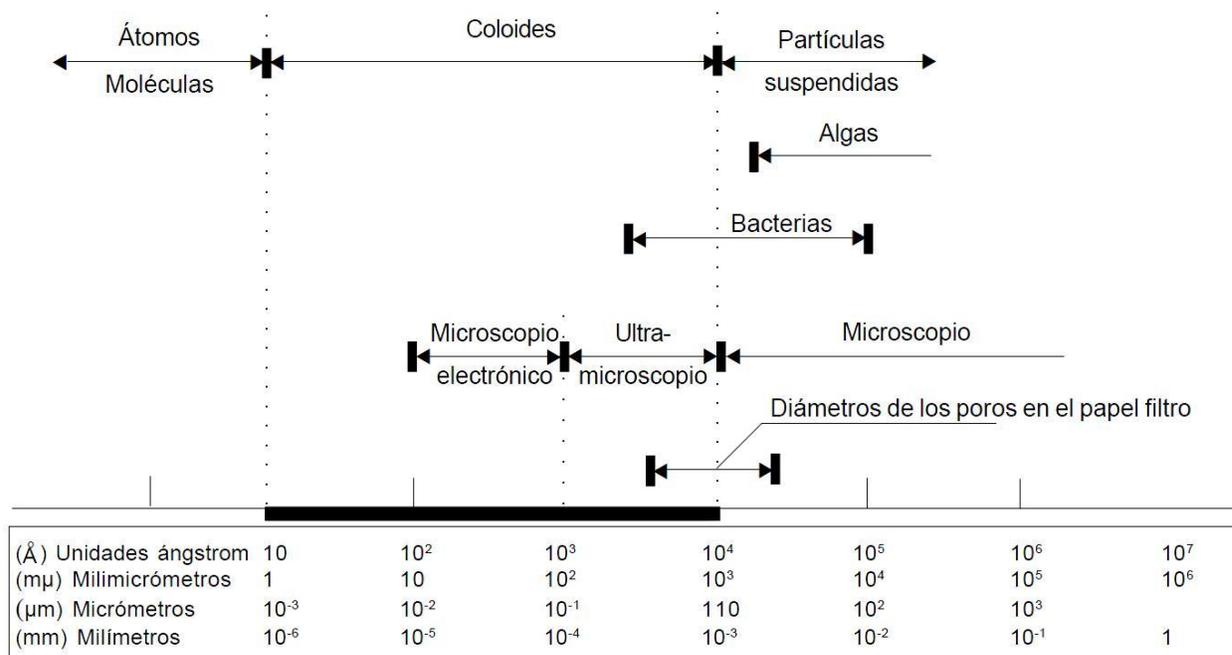
La turbiedad define el grado de opacidad producido en el agua por la materia particulada en suspensión. Debido a que los materiales que provocan la turbiedad son los responsables del color, la concentración de las sustancias determina la transparencia del agua. Puesto que limita el paso de la luz a través de ella. La turbiedad originada por materiales externos al ecosistema se denomina alóctona y la producida dentro del mismo cuerpo (por productividad primaria, por ejemplo) se denomina autóctona. La forma más frecuente como el hombre aumenta la turbiedad del agua es por la construcción de obras de ingeniería (carreteras, canteras), que dejan el terreno expuesto a la erosión. La construcción de vías requiere en particular, un estudio de impacto ambiental detallado con el fin de disponer adecuadamente el exceso de materiales extraídos para evitar ser arrastrados por las lluvias. En especial en el trópico donde las precipitaciones son frecuentes y altas, este se convierte en uno de los factores más perturbadores de los ecosistemas acuáticos. Asimismo, la deforestación y la agricultura intensiva se convierten en fuente de sedimentos que al depositarse en el fondo de los ríos y lagos destruyen los hábitats de numerosas especies. La turbiedad se convierte, por tanto en una medida visual de la contaminación. (Roldan, 2003: 2).

Las escorrentías o flujo de agua a través de la superficie terrestre pueden ocasionar contaminación en los cuerpos de agua mediante la transportación de contaminantes, pertenecientes a animales, humanos y del terreno. Tanto las escorrentías generadas por actividades humanas o naturales pueden llevar a un aumento en turbiedad en el cuerpo de agua superficial. (Álvarez, 2003: 37)

Las partículas pueden proteger a los microorganismos de los efectos de la desinfección y pueden estimular la proliferación de bacterias. Siempre que se someta al agua a un tratamiento de desinfección, su turbidez debe ser baja, para que el tratamiento sea eficaz. Además, la turbidez también es un parámetro operativo importante en el control de los procesos de tratamiento, y puede indicar la existencia de problemas, sobre todo en la

coagulación y sedimentación y en la filtración. (OMS, 2006: 176). La figura 14 muestra la distribución de las partículas en el agua de acuerdo con su tamaño.

Figura 14. Distribución de tamaños de las partículas en el agua



Fuente: OMS, 2006: 31

Los niveles de turbidez afectan tanto el tratamiento efectivo del agua, como la aceptación por parte de los consumidores, los estudios indican que puede alcanzarse los niveles permitidos de acuerdo a la norma de coliformes fecales en los Filtros Lentos de Arena (FLA) cuando los niveles de turbidez no sobrepasan las 5 UNT en un 98% de las muestras de los efluentes. Este parámetro es especialmente importante en la efectividad de la desinfección por cloro, ya que un alto nivel de turbiedad incrementa la demanda de cloro y reduce el impacto de la desinfección, de acuerdo a la resolución 2115, la turbidez del agua debe ser <2 UNT antes de la desinfección química.

2.7.2 Color

El color de un cuerpo lo constituye la luz no absorbida. En el caso del agua, existe gran variedad de los colores que van desde el azul hasta el rojo, dependiendo de las sustancias químicas disueltas, de las suspendidas o del plancton en ella existente. Entre las sustancias disueltas están las proteínas, las grasas, los carbohidratos y las sustancias derivadas de estos, como los taninos. Las algas verdeazuladas dan un matiz verdoso al agua y las diatomeas dan un color pardo amarillento (Roldan, 2003: 2).

Los compuestos húmicos originados por descomposición material alóctono dan un color amarillento a los ríos y los lagos. Desde el punto de vista limnológico, el agua presenta un color verdadero (o color específico) debido a las sustancias en solución o materiales en estado coloidal. El color aparente del agua se debe al resultado de la acción de la luz sobre los materiales particulados suspendidos, junto con otros factores tales como el tipo de fondo o reflexión del cielo. Por tanto, para conocer el color verdadero del agua, esta debe

centrifugarse o filtrarse para liberarla de las fuentes que le dan el color aparente. (Roldan, 2003: 2).

Idóneamente, el agua de consumo no debe tener ningún color apreciable. Generalmente, el color en el agua de consumo se debe a la presencia de materia orgánica coloreada (principalmente ácidos húmicos y fúlvicos) asociada al humus del suelo. Asimismo, la presencia de hierro y otros metales, bien como impurezas naturales o como resultado de la corrosión, también tiene una gran influencia en el color del agua. También puede proceder de la contaminación de la fuente de agua con vertidos industriales y puede ser el primer indicio de una situación peligrosa. Si el agua de un sistema de abastecimiento tiene color, se debe investigar su origen, sobre todo si se ha producido un cambio sustancial. (OMS, 2004: 173).

La mayoría de las personas puede percibir niveles de color mayores que 15 unidades de color verdadero (UCV) en un vaso de agua. Los consumidores suelen considerar aceptable niveles de color menores que 15 TCU, pero la aceptabilidad puede variar. Un nivel de color alto también puede indicar una gran propensión a la generación de subproductos en los procesos de desinfección. No se propone ningún valor de referencia basado en efectos sobre la salud para el color en el agua de consumo. (OMS, 2004: 173).

Según Barrenechea (2003: 9) el color es una característica del agua puede estar ligada a la turbiedad o presentarse independientemente de ella. Aún no es posible establecer las estructuras químicas fundamentales de las especies responsables del color. Esta característica del agua se atribuye comúnmente a la presencia de taninos, lignina, ácidos húmicos, ácidos grasos, ácidos fúlvicos, etcétera. Se considera que el color natural del agua, excluyendo el que resulta de descargas industriales, puede originarse por las siguientes causas:

- La extracción acuosa de sustancias de origen vegetal;
- La descomposición de la materia;
- La materia orgánica del suelo;
- La presencia de hierro, manganeso y otros compuestos metálicos; y
- Una combinación de los procesos descritos.

En la formación del color en el agua intervienen, entre otros factores, el pH, la temperatura, el tiempo de contacto, la materia disponible y la solubilidad de los compuestos coloreados. Se denomina color aparente a aquel que presenta el agua cruda o natural y color verdadero al que queda luego de que el agua ha sido filtrada. Existen muchos métodos de remoción del color. Los principales son la coagulación por compuestos químicos como el alumbre y el sulfato férrico a pH bajos y las unidades de contacto o filtración ascendente.

Debido a que el color del agua se origina, en muchos casos, por la presencia de compuestos de naturaleza orgánica, se recomienda que la desinfección se realice luego de que este haya sido removido, para evitar que la aplicación de cloro como desinfectante pueda dar origen a la formación de trihalometanos, compuestos que tienen efecto cancerígeno en animales.

El color en si no afecta de manera directa los organismos, pero si indirectamente al impedir el paso normal de la luz entonces, en una medida visual de contaminación. Entre las actividades humanas que provocan cambios de color en el agua están el vertimiento de aguas industriales y domésticas, y las actividades agrícolas y ganaderas (Roldan, 2003: 2).

2.7.3 Potencial de hidrogeno (pH)

El pH influye en algunos fenómenos que ocurren en el agua, como la corrosión y las incrustaciones en las redes de distribución. Aunque podría decirse que no tiene efectos directos sobre la salud, sí puede influir en los procesos de tratamiento del agua, como la coagulación y la desinfección. Por lo general, las aguas naturales (no contaminadas) exhiben un pH en el rango de 5 a 9. (Barrenechea, 2003: 13).

Es un parámetro básico que indica el grado de acidez o basicidad del agua. Por lo general, un agua con pH menor de 6.0 es considerada agresiva y corrosiva para los metales. Un pH ácido en el agua no necesariamente indica la presencia de ácidos, pues algunas sales como las de aluminio pueden generar pH 4 por hidrólisis. (Barrenechea, 2003: 43).

La medición del pH debe realizarse in situ, ya que puede sufrir variación importante en el transcurso del tiempo, debido a diversas causas, entre las cuales se encuentran la sobresaturación de CO₂, como consecuencia de la presencia de plantas acuáticas o su contenido en el aire, reacciones químicas, temperatura, etcétera. La variación del pH entre las mediciones en campo y las realizadas en el laboratorio puede llegar hasta la unidad, a pesar de haberse efectuado el mismo día. (Barrenechea, 2003: 43).

Es necesario conocer el pH del agua porque cuanto más alcalina sea mayor será el tiempo de contacto necesario o mayor será la concentración de cloro libre residual al final del tiempo de contacto necesaria para una desinfección adecuada (0.4–0.5 mg/l a pH 6–8, que aumenta a 0.6 mg/l a pH 8–9; la cloración puede ser ineficaz si el pH es superior a 9). (OMS, 2004: 84).

Según la Resolución 2115 el valor para el potencial de hidrógeno pH del agua para consumo humano, deberá estar comprendido entre 6.5 y 9.0.

2.7.4 Oxígeno disuelto (OD)

Su presencia es esencial en el agua; proviene principalmente del aire. Niveles bajos o ausencia de oxígeno en el agua. Puede indicar contaminación elevada, condiciones sépticas de materia orgánica o una actividad bacteriana intensa; por ello se le puede considerar como un indicador de contaminación. La presencia de oxígeno disuelto en el agua cruda depende de la temperatura, la presión y la mineralización del agua. La ley de Henry y Dalton dice: "La solubilidad de un gas en un líquido es directamente proporcional a la presión parcial e inversamente proporcional a la temperatura". El agua destilada es capaz de disolver más oxígeno que el agua cruda. La cantidad de OD en un cuerpo de agua está relacionada con su capacidad de autodepuración. (Barrenechea, 2003: 41).

El oxígeno disuelto es uno de los indicadores más importantes de la calidad del agua. Los valores normales varían entre los 7.0 y 8.0 mg/L. La fuente principal del oxígeno es el aire, el cual se difunde rápidamente en el agua por la turbulencia en los ríos y por el viento en los lagos. En los lagos, la fotosíntesis es la fuente más importante de oxígeno y su medición se usa para determinar la productividad primaria, y en cierta medida deducir el estado de eutrofización. (Roldan, 2003: 3).

Las aguas superficiales no contaminadas, si son corrientes, suelen estar saturadas de oxígeno y a veces incluso sobresaturadas; su contenido depende de la aireación, de las plantas verdes

presentes en el agua, de la temperatura y de la hora del día (mañana o tarde), durante el verano el caudal de un río disminuye, por lo que también lo hace la cantidad total de oxígeno disponible y, por tanto, el consumo de este por los seres vivos acuáticos aumenta por unidad de volumen. Por eso no es extraño que haya grandes diferencias entre el verano y el invierno en lo que se refiere al OD. (Barrenechea, 2003: 42).

Las aguas naturales no contaminadas poseen por lo regular bajas concentraciones de materia orgánica disuelta (menos de 2 mg/L). La contaminación por desechos domésticos o industriales puede agotar el oxígeno en el agua, pues la materia orgánica lo requiere para su descomposición. La DBO (demanda bioquímica de oxígeno) es una medida de valoración de la cantidad de materia orgánica que se encuentra en un cuerpo de agua. El exceso de materia orgánica agota el oxígeno en el agua; bajo estas condiciones, el agua tiene la apariencia de un color turbio grisáceo y olores característicos de huevos podridos (ácido sulfhídrico). Es de esperarse, por tanto, una fuerte reducción de la diversidad de especies de macro invertebrados, quedando presentes por lo regular en grandes números, solo aquellos adaptados para resistir dichas condiciones (Roldan, 2003: 4).

El agua potable debe contener cierta cantidad de oxígeno disuelto. Debe estar bien aireada y es muy importante tener en cuenta las variaciones relativas de oxígeno disuelto, ya que si estas son grandes, es síntoma de un probable aumento de vegetales, materia orgánica, gérmenes aerobios, reductores inorgánicos (Barrenechea, 2003: 42).

2.7.5 Sólidos y residuos

Según Barrenechea, (2003: 9) se denomina sólidos a los residuos que se obtienen como materia remanente luego de evaporar y secar una muestra de agua a una temperatura dada. Según el tipo de asociación con el agua, los sólidos pueden encontrarse suspendidos o disueltos.

Las partículas en el agua según su Tamaño pueden estar:

- Disueltas (hasta un milimicrómetro), en cuyo caso físicamente no influirán en la turbiedad, pero sí podrían definir su color u olor.
- Formando sistemas coloidales (1 a 1,000 milimicrómetros), que son las causantes de la turbiedad neta del agua.
- En forma de partículas suspendidas (por encima de 1,000 milimicrómetros), las cuales caen rápidamente cuando el agua se somete a reposo.
- Es necesario aclarar que las pruebas analíticas para determinar las formas de los residuos no determinan sustancias químicas específicas y solo clasifican sustancias que tienen propiedades físicas similares y comportamiento semejante frente a las diferentes condiciones ambientales.

a. Sólidos totales

Corresponden al residuo remanente después de secar una muestra de agua. Equivalen a la suma del residuo disuelto y suspendido. El residuo total del agua se determina a 103–105 °C.

Equivalencias:

Sólidos totales = sólidos suspendidos + sólidos disueltos

Sólidos totales = sólidos fijos + sólidos volátiles

b. Sólidos disueltos o residuos disueltos

Conocidos como sólidos filtrables, son los que se obtienen después de la evaporación de una muestra previamente filtrada. Comprenden sólidos en solución verdadera y sólidos en estado coloidal, no retenidos en la filtración, ambos con partículas inferiores a un micrómetro (1 μ).

2.7.6 Conductividad eléctrica

La conductividad eléctrica mide la cantidad total de iones presentes en el agua y, por ende, se relacionan con la salinidad. La conductividad se define como el recíproco de la resistencia medida entre dos electrodos de 1.0 cm² y distanciando entre sí por 1.0 cm. Los valores de conductividad se expresan en micro siemens por cm (uS/cm) o micromohos/cm. (Roldan, 2003: 8).

De acuerdo a la Resolución 2115 el valor máximo aceptable para la conductividad puede ser hasta 1000 microsiemens/cm. Este valor podrá ajustarse según los promedios habituales y el mapa de riesgo de la zona. Un incremento de los valores habituales de la conductividad superior al 50% en el agua de la fuente, indica un cambio sospechoso en la cantidad de sólidos disueltos y su procedencia debe ser investigada de inmediato por las autoridades sanitaria y ambiental competentes y la persona prestadora que suministra o distribuye agua para consumo humano.

2.8 FILTRACIÓN EN MÚLTIPLES ETAPAS FiME

La Filtración en Múltiples Etapas (FiME) es una combinación de Filtración Gruesa en Grava (FG) y de Filtración Lenta en Arena (FLA). Esta combinación hace posible el tratamiento de agua con niveles de contaminación muy superiores a los que se pueden tratar utilizando sólo la FLA. La FiME conserva las ventajas de la FLA como una tecnología robusta y confiable, que puede ser mantenida por operadores con bajos niveles de escolaridad. Es mucho más sostenible que el tratamiento químico del agua para las comunidades rurales, pequeños y medianos municipios de los países en vía desarrollo, así como para las áreas más remotas de los países industrializados. Otros procesos de tratamiento como la sedimentación, las trampas de arena y rejillas pueden preceder a los sistemas FiME. Donde sea posible, se debe incluir la desinfección final como una barrera de seguridad después de la FiME. (Sánchez et al, 2006:10)

La filtración en múltiples etapas surge en respuesta a las limitaciones encontradas en el uso de filtros lentos de arena FLA, que requieren de fuentes de agua de buena calidad, o la utilización de diferentes modalidades de pretratamiento para acondicionar la calidad del agua antes de su entrada a las unidades FLA. Estas modalidades incluyen sedimentación simple, microcribado, filtración en grava o arena gruesa y más recientemente ozono o carbón activado para potencializar su capacidad de remover orgánicos (Martínez Castillo, 2009: 5).

2.8.1 La Tecnología de Filtración Lenta en Arena FLA

Los filtros lentos de arena son habitualmente depósitos que contienen arena (con partículas de tamaño efectivo de 0.15 a 0.3 mm) hasta una profundidad de 0.5 a 1.5 m. En estos filtros, en los que el agua bruta fluye hacia abajo, la turbidez y los microorganismos se eliminan principalmente en los primeros centímetros de la arena. Se forma una capa biológica, conocida como *schmutzdecke*, en la superficie del filtro, que puede eliminar eficazmente microorganismos. El agua tratada se recoge en sumideros o tuberías situados en la parte baja del filtro. Periódicamente, se retiran y sustituyen los primeros centímetros de arena que contienen los sólidos acumulados. El caudal unitario de agua a través de los filtros lentos de arena es de 0.1 a 0.3 m³/(m²·h) (OPS, 2005 b).

Una unidad de FLA está conformada por una estructura que contiene un lecho filtrante, una capa de agua sobrenadante, un sistema de drenaje y el control del flujo. El tratamiento de agua con FLA es el resultado de una combinación de mecanismos biológicos y físico-químicos que interactúan de una forma compleja. La materia orgánica e inorgánica ingresa a las unidades de FLA junto con el flujo de agua sin tratar o pre-tratada, la cual pasa a través del medio filtrante por gravedad, mediante la presión que ejerce el agua sobrenadante que se encuentra encima del lecho de arena. La fotosíntesis favorece el crecimiento de algas que proporciona materia orgánica adicional, que se añade a la contaminación del agua. Esa fuente de nutrientes ayuda al crecimiento de bacterias y otros microorganismos que ayudan a que el material soluble sea removido del agua en el lecho de arena. El lecho filtrante actúa como una unidad de limpieza de materia orgánica y organismos aeróbicos, como el zooplancton y el resto de la biomasa, los cuales respiran continuamente, demandando el oxígeno proveniente del agua, de ahí la necesidad de un flujo continuo en el sistema. (Sánchez et al, 2006: 12).

A diferencia de la filtración rápida en arena, en la que los microorganismos se almacenan en los intersticios del filtro hasta que se vierten nuevamente en la fuente por medio del retro-lavado, la FLA consiste en un conjunto de procesos físicos y biológicos que destruye los microorganismos patógenos del agua. Ello constituye una tecnología limpia que purifica el agua sin crear una fuente adicional de contaminación para el ambiente (Martínez, 2009:17).

El caudal en las unidades de FLA tiene que ser controlado para mantener una tasa de filtración adecuada, de manera que se asegure que los procesos biológicos reciban el oxígeno y los nutrientes necesarios. (Sánchez et al, 2006: 13).

El filtro lento se caracteriza por ser un sistema sencillo, limpio y a la vez eficiente para el tratamiento de agua. Comparado con el filtro rápido, requiere de áreas más grandes para tratar el mismo caudal y, por lo tanto, tiene mayor costo inicial. Sin embargo, su simplicidad y bajo costo de operación y mantenimiento lo convierte en un sistema ideal para zonas rurales y pequeñas comunidades, teniendo en cuenta además que los costos por área de terreno son comparativamente menores en estas zonas (Martínez, 2009:18).

El proceso de tratamiento comienza en la capa del agua sobrenadante donde las partículas más pesadas se pueden sedimentar y donde tiene lugar la actividad biológica. El agua sobrenadante también proporciona capacidad de amortiguación

a. La capa de agua sobrenadante

Proporciona la carga hidráulica necesaria para permitir su paso a través del lecho de arena. En un lecho limpio, la pérdida de carga inicial suele estar por debajo de 0.1 m, valor que se incrementa gradualmente hasta que se alcanza el nivel máximo. Las investigaciones recientes reportan alturas máximas de agua sobrenadante en un rango entre 0.6 a 1.2 m en los sistemas construidos recientemente. (Sánchez et al, 2006:14). Según NESC (2009:3) la altura del agua "supernatant" debe estar entre 0.7 y 1.0 m, con un valor máximo de 1.5 m operando con velocidades entre 0.1 y 0.2 m/h.

b. El lecho filtrante

Consiste básicamente de arena relativamente fina que posee las siguientes características: diámetro efectivo (d_{10}) de 0.15 a 0.3 mm y un coeficiente de uniformidad, $C_u = d_{60}/d_{10}$ menor de 5. Es necesario usar arena fina para asegurar la remoción de impurezas del agua en la parte superior del lecho de arena y posteriormente se pueda remover la capa superficial por raspado. La profundidad mínima del lecho de arena debe ser de 0.4 a 0.5 m y la arena debe estar limpia y libre de arcilla, tierra y material orgánico, esto hace necesario lavarla antes de ser instalada dentro de la unidad de filtración. (Sánchez et al, 2006:14).

La FLA tiene dos limitaciones importantes. En primer lugar, la pobre calidad del agua de la fuente puede exceder la capacidad de tratamiento, alta turbiedad del agua ocasiona taponamientos prematuros de los filtros y altos niveles de color exceden la capacidad de remoción (el color en el agua es un indicador de componentes orgánicos, los cuales pueden reaccionar a través de los procesos de cloración para producir subproductos de la desinfección que pueden ser perjudiciales para la salud. La excesiva coloración del agua la puede hacer inaceptable para las comunidades). En segunda instancia, la naturaleza biológica del

tratamiento con FLA requiere de flujo continuo para asegurar el suministro de oxígeno y nutrientes. El tratamiento es afectado negativamente por las bajas temperaturas, la baja concentración de nutrientes y los bajos niveles de oxígeno disuelto. (Sánchez et al, 2006: 9).

2.8.2 Filtración gruesa

Las alternativas de filtros gruesos se clasifican de acuerdo al propósito principal de su aplicación y la dirección del flujo. Se incluyen filtros gruesos dinámicos, de flujo ascendente, descendente y flujo horizontal, respectivamente. Los filtros gruesos han sido diseñados para producir un efluente con turbiedad menor de 10 a 20 UNT, o con menos de 5 mg/l de sólidos suspendidos para facilitar el proceso de tratamiento en las unidades de FLA e incrementar el tiempo de operación de esas unidades de tratamiento (Sánchez et al, 2006: 16).

2.8.3 Filtro Grueso Dinámico (FGDi)

Un FGDi consiste de dos o más unidades en paralelo compuestas de tres capas de grava de diferente tamaño, desde gruesa en la parte inferior hasta fina en la superficie. El agua se filtra a través del lecho de grava desde la superficie hasta el fondo, alcanzando el sistema de drenaje, desde el cual fluye a la siguiente unidad de tratamiento. (Sánchez et al, 2006: 16).

Los FGDi son tanques con una capa delgada de grava fina (6-13 mm) en la superficie de un lecho de gravas más gruesa (13 – 25 mm) y un sistema de drenaje en el fondo. El agua que entra en la unidad pasa sobre la grava y parte de ella es filtrada a través del lecho y conducida a la próxima etapa de tratamiento, mientras el exceso es retornado al río. Bajo condiciones normales de operación la capa de grava fina retiene entre el 70 – 80% del material suspendido, obstruyendo gradualmente el lecho filtrante superficial. Ante picos de sólidos suspendidos en el agua cruda, el proceso de obstrucción se acelera, disminuyendo o eliminando el flujo e través del lecho, protegiendo por consiguiente las otras etapas del sistema de tratamiento (Galvis, 2004: 6).

Según (Galvis G, et al, 1999) cada una de las tres capas del lecho filtrante se recomienda de 20 cm y con las siguientes especificaciones en cuanto a tamaño de la grava superior: 3 – 6 mm; intermedio: de 6 – 13 mm e inferior: 13 – 25 mm.

El filtro opera inicialmente a tasa constante. La pérdida de carga se incrementa gradualmente para compensar la resistencia de flujo en el lecho de grava hasta la altura del vertedero de salida. Cuando el agua sobrenadante alcanza ese nivel de salida del vertedero, entonces se hace necesario limpiar el filtro. El FGDi contribuye al mejoramiento de la calidad del agua, y protege a las unidades de tratamiento que la precede de cargas excesivas de sólidos suspendidos. Se ha reportado una reducción del 23 al 77% en sólidos suspendidos en las unidades de FGDi, procesando agua cruda con sólidos suspendidos entre 7.7 – 928 mg/l y operando a velocidades de filtración entre 1 y 9 m/h. Si se desea proteger a la planta de tratamiento de picos de turbiedad o sólidos suspendidos, entonces, mayores tasas de filtración pueden ser aplicadas (Sánchez et al, 2006: 17).

Normalmente, la altura del filtro está alrededor de 0.6 a 0.8 m. La cámara de filtración está construida en mampostería o concreto reforzado. La estructura de salida debe garantizar un flujo de agua y un caudal de lavado durante la limpieza superficial de la unidad.

La primera unidad es el filtro grueso dinámico FGD_i con sentido de flujo descendente, se han definido algunos criterios básicos para su diseño los que se presentan en la tabla 3.

Tabla 3. Criterios de diseño recomendados para filtros gruesos dinámicos FGD_i

Criterios de diseño	Valor	Unidad
Período de diseño	8 - 12	Años
Periodo de operación	24	h/d
Velocidad de filtración	2 - 3	m/h
Número mínimo de unidades en paralelo	2	-
Área de filtración por unidad	<10	m ²
Velocidad del flujo durante el lavado superficial	0.15 - 0.30	m/s
Lecho filtrante		-
Profundidad	60	cm
Tamaño de las gravas	Según tabla 4	mm
Altura del vertedero de rebose	3 - 5 *	cm

* Medidos a partir del lecho de grava fina

Fuente: Galvis et al, 1999:116 y Guía OPS/CEPIS, 2005:13

El filtro consta de tres capas de lechos filtrantes de acuerdo a Galvis et al, (1999) y a la guía de diseño de OPS/CEPIS, (2005) en la que se da una estratificación adicional en el lecho de soporte según la tabla 4.

Tabla 4. Lineamientos para el diseño de filtros gruesos dinámicos FGD_i

Parámetro	Unidad	Objetivos principales del tratamiento			
		Mejorar la calidad del agua		Reducir el impacto de los sólidos suspendidos	
Velocidad de filtración	m/h	0.5-2.0		>5	
Capa del lecho filtrante:					
Superior: grosor y tamaño	m/ mm	0.20	3-5	0.20-0.30	1.5-3
Media: grosor y tamaño	m/ mm	0.20	5-15	0.10	3-5
Inferior: grosor y tamaño	m/ mm	0.20	15-25	0.10	5-15
Velocidad de operación superficial	m/s	Nula o entre 0.1-0.3		Nula o <0.05	
Velocidad de lavado superficial	m/h	0.2-0.4		0.2-0.3	

Fuente: Galvis et al, 1999

Las dos referencias presentan algunas diferencias respecto a la clasificación de los rangos en tamaños de los lechos filtrantes y de la velocidad de filtración.

En la tabla 5 se presenta las características de distribución para el lecho de soporte recomendado por la guía OPS/CEPIS, (2005).

Tabla 5. Lecho de soporte para filtros gruesos dinámicos FGD_i

Capa	Tipo	Diámetro partícula mm	Espesor capa cm
Superior	Arena gruesa	1 - 2	50
Segunda	Grava fina	2 - 5	50
Tercera	Grava	5 - 10	50
Inferior	Grava gruesa	10 - 25	150

Fuente: OPS/CEPIS, 2005:12

a. Eficiencia de remoción tratada con FGD_i

Según Galvis et al (1999:118) las eficiencias de los FGD_i son:

Tabla 6. Eficiencias de remoción encontradas en fuentes superficiales tratadas por filtros gruesos dinámicos

Indicador	Reducción típica
Sólidos Suspendidos	Entre 70 y 80%, con fuentes en el rango de 10 a 200 mg/l.
Turbiedad	De 30 a 50%, en fuentes de zona plana. En fuentes de ladera remueve aproximadamente 50%. La eficiencia en remoción es afectada por la naturaleza, tamaño y distribución de la partículas
Color Real	Entre 10 - 25%, con fuentes en el rango de 15- 20 UPC.
Hierro, Manganeseo	Entre 40 - 70% como hierro total y entre 40 - 60% para manganeseo.
Coliformes Fecales	Entre 50- 80%, para niveles en coliformes fecales en el agua cruda en el rango de 2,000-100,000 UFC/100 ml y sólidos suspendidos entre 10 y 50 mg/l.

Fuente: Galvis et al, 1999:118

Las eficiencias reportadas en la tabla 6 son elevadas en la mayoría de los indicadores.

2.8.4 Filtración Gruesa de Flujo Ascendente (FGA)

En un Filtro grueso ascendente el agua pasa a través del lecho de grava de abajo hacia arriba. Durante este paso las impurezas son retenidas por el filtro. La filtración de flujo ascendente tiene la ventaja que las partículas más pesadas son removidas primero en el fondo del filtro. Cuando es tiempo de limpiar los filtros, las partículas pueden ser removidas abriendo una válvula de desagüe de apertura rápida, permitiendo que por acción de la gravedad se drene y se limpie el filtro. Existen dos tipos de filtros gruesos ascendentes. En la filtración gruesa de flujo ascendente en capas (FGAC), la grava está ubicada en capas con diferentes tamaños del grano, variando desde gruesos en el fondo a finos en la superficie (ver tabla 7). El otro tipo, llamado filtración gruesa de flujo ascendente en serie (FGAS), es usado para aguas más contaminadas. Este sistema consta de dos o tres unidades con diferentes tamaños de grava, en cada unidad se empaquetan tamaños de grava, comenzando con granos gruesos en la primera etapa hasta finos en la última. (Sánchez et al, 2006: 18).

En la siguiente tabla se encuentran los criterios para el diseño del FGA.

Tabla 7. Criterios de diseño para Filtros Gruesos de Flujo Ascendente

Parámetro	FGAC		FGAS 1,2,3*	
Tasa de filtración (m/h)	0.3 - 1.0		0.3 - 1.0	
Tamaño principal de grava por compartimiento:	Un compartimiento		Tres compartimientos	
Longitud (cm) y (tamaño de la grava en mm)	20 - 30	25 - 19	60 - 100	25 - 19
	20 - 30	19 - 13	60 - 100	19 - 13
	20 - 30	13 - 06	60 - 100	13 - 6
Capa inferior de drenaje con grava	15 - 30	25 - 35	15 - 30	25 - 35
Altura del agua sobrenadante (cm)	20		20	
Cabeza estática disponible para limpieza hidráulica (m)	>2.5		>2.5	
Velocidad inicial de drenaje para limpieza (m/h)	>10		>10	
Área del lecho de filtración por unidad (m ²)	<20		<20	
* 1, 2, o 3 Compartimientos en serie.				

Fuente: Galvis et al, 1999

La altura de un filtro grueso ascendente es usualmente inferior a dos (2) metros. Aumentar la profundidad del lecho de filtración incrementa la capacidad de almacenamiento de sedimentos y la eficiencia de la remoción, pero podría hacer la limpieza hidráulica más compleja.

a. Eficiencia en remoción FGA

De acuerdo a Galvis et al (1999:130) las remociones típicas encontradas en sistemas de filtración gruesa, tanto en capas como en serie, tratando aguas superficiales de valle y en ladera ver la tabla 8. Los filtros gruesos operaron con velocidades de filtración entre 0.30 y 0.75 m/h, con lechos filtrantes entre 1.0 y 1.55 metros de longitud. El agua tratada fue sometida previamente a tratamiento por FGD_i, con velocidades inferiores a 3.0 m/h.

Los filtros gruesos de flujo ascendente constituyen la segunda etapa de tratamiento, orientado a minimizar el número de partículas gruesas y a disminuir la concentración de las más pequeñas. En este sentido remociones importantes es sólidos suspendidos, al igual que en hierro, manganeso y coliformes fecales han sido registradas.

Tabla 8. Eficiencias típicas en remoción por filtros gruesos ascendentes FGA

Indicador	Reducción típica
Sólidos Suspendidos	Alcanza hasta el 95%, siendo 90% el valor comúnmente reportado en fuentes superficiales con altos contenidos de material suspendido, en el rango de 50 a 200 mg/l. En fuentes con material suspendido en el rango de 5 a 50 mg/l, se reportan remociones del orden del 50% al 90%.
Turbiedad	De 50 a 80%, en fuentes superficiales del valle, siendo mayores para los FGAS. En fuentes superficiales de ladera la remoción está en el rango de 50% al 90%.
Color Real	Entre 20 - 55%
Hierro, Manganeso	Alrededor del 50%
Coliformes Fecales	Reducciones entre 0.65 y 2.5 unidades log, siendo mayores para FGAS tratando agua con contaminación bacteriológica en el rango de 20,000- 100,000 UFC/100 ml y contenido de sólidos suspendidos entre 20 y 200 mg/l. La menor eficiencia se presentó con fuentes de calidad bacteriológica entre 500 y 20,000 UFC/100 ml.

Fuente: Galvis et al, 1999:130

2.8.5 Materiales de Construcción

En la construcción de las unidades del sistema se requieren materiales para la elaboración de los muros y los lechos filtrantes.

a. Material de las unidades

Los materiales de construcción de las unidades del sistema según Sánchez et al. (2006) pueden ser:

- Concreto reforzado: arena, triturado, cemento y agua.
- Ferrocemento: malla delgada y mortero, para la construcción de tanques circulares.
- Mampostería: ladrillo con mortero para consolidar los muros.

b. Material filtrante

El material filtrante empleado en la filtración en múltiples etapas consiste de arena y canto rodado que debe ser extraído de los bancos sobre los ríos cercanos al lugar del proyecto, debe garantizar los siguientes factores: a) el tamaño y distribución de los granos; b) el contenido de sedimentos y c) la solubilidad.

La arena debe mantener un diámetro efectivo entre 0.15 – 0.35 mm y un coeficiente de uniformidad menor a 5. La arena tiene que ser muy bien lavada y el contenido de lodo no debe sobre pasar el rango del 1%-2%. La solubilidad al ácido clorhídrico no debe exceder del 5% en 24 horas.

El canto rodado empleado en las unidades de filtración gruesa debe cumplir con los tamaños especificados en los planos de diseño, los espesores del lecho filtrante y el tamaño de los granos. El rango del tamaño especificado debe ser garantizado por el constructor y la selección de cada tamaño se puede realizar en la obra mediante la adquisición de mallas y tamizado del contenido para cada tamaño especificado y se debe garantizar con un contenido mayor al 60% una vez realizado los ensayos granulométricos (Sánchez et al, 2006: 21).

Los lechos filtrantes utilizados deben ser según las recomendaciones teóricas y de acuerdo a los materiales con los que se cuente en la región por facilidad para su consecución, teniendo presente algunas condiciones mínimas que se deben cumplir para garantizar la calidad del agua en el efluente. Los materiales deben ser de fácil acceso al estar dirigido el proyecto a una comunidad rural con limitaciones en movilidad.

2.8.6 Granulometría

El método más conocido es el de Allen Hazen, quien descubrió que la permeabilidad de las arenas sueltas para filtros dependía de dos cantidades que llamó *diámetro efectivo* y *coeficiente de uniformidad*.

El diámetro efectivo, D_{10} , es el tamaño de partículas que corresponde a $P= 10\%$ en la curva granulométrica, de modo que el 10% de las partículas son más finas que D_{10} y el 90% más gruesas. El coeficiente de uniformidad C_u es igual a D_{60} / D_{10} , en que D_{60} es el diámetro en milímetros para el cual el 60% de las partículas son menores que ese diámetro, su valor

numérico decrece cuando la uniformidad aumenta. Suelos con $C_u < 3$ se consideran muy uniformes; aún las arenas naturales muy uniformes rara vez presentan $C_u < 2$.

Otro valor numérico que ayuda a conocer las condiciones granulométricas de un suelo es el *coeficiente de curvatura*, C_c que es igual a $D_{30}^2 / (D_{10} \times D_{60})$.

Un material bien graduado debe cumplir la condición de que el coeficiente de uniformidad sea mayor de 4 para gravas y mayor de 6 para arenas, y que el coeficiente de curvatura esté comprendido entre 1 y 3. Cuando el coeficiente de uniformidad C_u es menor que los valores indicados, ellos significa que el material no es graduado sino prácticamente uniforme en el diámetro de sus partículas (Crespo Villalaz, 2004:51).

2.9 PROCESO DE DISEÑO FiME

La ubicación del proyecto es el elemento clave que afecta el monto a invertir y los costos operacionales. El sistema de tratamiento debe estar localizado cerca de la población para facilitar el trabajo del operador, y para asegurar una adecuada supervisión. La ubicación de la debe asegurar un desempeño hidráulico óptimo preferiblemente a gravedad desde la fuente para mantener el caudal requerido a través del sistema. Durante el periodo de diseño el crecimiento de la población y la demanda per-cápita de agua, tiene un impacto considerable en el tamaño del sistema, y por lo tanto en el monto de la inversión y en los costos recurrentes. Existen economías de escala reducidas en la construcción de sistemas FiME.

De acuerdo a Sánchez et al, (2006:20), es importante tener presentes los siguientes principios para aplicar la tecnología FiME:

- El tratamiento en múltiples etapas implica la existencia de más de una etapa de tratamiento para remover los contaminantes y producir agua que sea apta para el consumo.
- El tratamiento integrado tiene en cuenta el potencial y las limitaciones de cada barrera de tratamiento para remover los diferentes tipos de contaminantes.
- La desinfección final es la barrera que protege la calidad bacteriológica del agua. Para que la desinfección final sea efectiva, es necesario que las barreras previas remuevan virtualmente todo los microorganismos patógenos y las sustancias que puedan interferir con el proceso de desinfección.
- El sistema de tratamiento debe garantizar agua que cumpla con los lineamientos de las guías de la OMS (2004).

El tratamiento debe ser apropiado al riesgo asociado de cada fuente de agua, estos riesgos pueden reducirse con la adecuada protección del área de captación y el mejoramiento de las condiciones socio-económicas de la comunidad. Es esencial considerar los aspectos técnicos y humanos (ej. La forma como la gente piensa y actúa), y las dimensiones organizacionales y ambientales. Esto es particularmente importante dada la naturaleza biológica de la tecnología FiME. Por eso es necesaria una aproximación a un "sistema blando" que tenga en cuenta los niveles de capacitación de la gente y sus actitudes y prácticas, para garantizar la sostenibilidad en el tiempo (Visscher, 2006). Un diseño que garantice una operación correcta y unas condiciones de mantenimiento bien definidas es la mejor forma de alcanzar un funcionamiento apropiado, pero incluso con un diseño simple, se requiere respaldo y entrenamiento continuo. En los proyectos desarrollados por Cinara se prestó especial atención

al aspecto estético de las estructuras, para asegurar que estuvieran integradas adecuadamente con el entorno natural. Esto tiene un impacto positivo en la comunidad e incrementa su interés en el tema. En varias comunidades en Colombia, se efectúan visitas anuales o con más frecuencia por parte de la comunidad y de la población escolar a las instalaciones del sistema de tratamiento. Esta relación entre la comunidad y el proyecto FiME ayuda a mantener el interés de la comunidad en el suministro de agua con calidad. (Sánchez et al, 2006:22).

2.9.1 Calidad del agua cruda

Los indicadores que se deben tener en cuenta para clasificar la calidad del agua de acuerdo a la OPS y CEPIS (2005: 5) son básicamente los parámetros de turbiedad, color real y coliformes fecales, con los que se establecen tres posibles rangos bajo, intermedio y alto de contaminación de la fuente hídrica.

Tabla 9. Rangos de calidad de agua en fuentes superficiales para orientar la selección de opciones de FiME

Rango	Nivel promedio
Bajo	Turbiedad < 10 UNT
	Coliformes fecales < 500 UFC/100 ml
	Color Real < 20 UPC
Intermedio	Turbiedad 10 - 20 UNT
	Coliformes fecales 500 – 10,000 UFC/100 ml
	Color Real: 20 - 30 UPC
Alto	Turbiedad: 20 - 70 UNT
	Coliformes fecales: 10,000 – 20,000 UFC/100 ml
	Color Real 30 - 40 UPC

Fuente: OPS/CEPIS, 2005:5

De acuerdo a la tabla 9 se debe hacer la clasificación de la fuente hídrica.

2.9.2 Selección unidades de filtración

Una vez clasificada la fuente hídrica se procede a determinar los componentes del sistema de filtración utilizando los indicadores turbiedad, coliformes fecales y color real, en este caso al no disponer de este indicador se utiliza el color aparente para ello se utiliza la tabla 10.

Tabla 10. Modelo para la selección de un sistema de tratamiento de agua por filtración en múltiples etapas

	Turbiedad (UNT)	<10	10 - 20	20 - 50	50 - 70*				
Coliformes Fecales (UFC/100 ml)	Color Real (UC)	20	20 - 30	30 - 40	30 - 40*	*Para valores superiores a 70 UNT; 20,000 UFC/100 ml o 40 UC, se recomienda realizar estudio en planta piloto.			
< 500		Sin FGA	FGAC _{0.6}	FGAC _{0.45}	FGAS ₃ _{0.3}	Todas las opciones incluyen FGDi 2.0 y FLA _{0.15}			
500 - 10000		FGAC _{0.6}	FGAC _{0.6}	FGAC _{0.45}	FGAS ₃ _{0.3}	El subíndice indica la velocidad de filtración recomendada en m/h			
10000 - 20000 (*)		FGAC _{0.45}	FGAC _{0.45}	FGAC _{0.45}	FGAS ₃ _{0.3}	Clasificación fuente según el rango de calidad:			
						<table border="1"> <tr><td>Bajo</td></tr> <tr><td>Medio</td></tr> <tr><td>Alto</td></tr> </table>	Bajo	Medio	Alto
Bajo									
Medio									
Alto									

FGDi - Filtro Grueso Dinámico

FGH3 - Filtro Grueso Horizontal (3 Etapas)

FGAC - Filtro Grueso Ascendente en Capas

FLA - Filtro Lento Arena

FGAS3 - Filtro Grueso Ascendente en Serie (3 Etapas)

Fuente: Galvis, 1999: 110

Los rangos de clasificación dependen del grado de afectación de la fuente hídrica.

2.9.3 El proceso de tratamiento

FiME es principalmente un proceso ecológico. Por esa razón, diseñadores, constructores, operadores, administradores y usuarios deben conocer las ventajas y limitaciones de FiME y entender la relación entre los sistemas de agua y el medio ambiente, especialmente las condiciones de la fuente de agua y si el sistema opera eficiente y efectivamente (Visscher, 2006). Por esa razón se deben entender las relaciones entre la concentración de nutrientes en el agua cruda, el rol de las poblaciones microbiológicas tales como algas, bacterias y protozoarios y condiciones ambientales como la temperatura, el pH, el oxígeno disuelto y la radiación solar. Todos estos factores afectan el desempeño de los filtros, el proceso de maduración y la eficiencia del tratamiento.

Los principales mecanismos físicos que contribuyen a la remoción de partículas son

- Tamizado
- Intercepción
- Transporte
- Mecanismos de adherencia y separación

Una breve descripción de estos procesos es tomada de una extensa descripción de las plantas de filtración en múltiples etapas (Galvis, 1999):

Las partículas que son muy grandes al pasar a través de los poros de los medios filtrantes son removidas por cernido o tamizado. Este mecanismo, principalmente tiene lugar en la superficie del lecho de filtrante, donde la pérdida de carga está concentrada y es independiente de la tasa de filtración. El tamaño del poro varía entre 0.07 y 0.1 dc (diámetro del grano). El uso de arenas con tamaños de 0.20 mm, posibilita que todas las partículas con diámetros mayores a 20 μ m sean completamente removidas. Cuando se inicia el proceso de filtración la superficie del filtro va madurando y el tamaño de los poros se reduce, situación que posibilita la remoción de partículas más pequeñas. Este desarrollo del filtro es el responsable del mejoramiento de su desempeño al inicio de cada carrera de filtración y se le denomina como el periodo de maduración del filtro. El proceso biológico también es muy importante, dado que puede interceptar las bacterias así como otros contaminantes.

Para remover las partículas pequeñas que entran en los poros del filtro se requiere de mecanismos de transporte que los atrapen en la superficie de la arena y del efecto de fuerzas que adhieran las partículas a los granos de arena. Como las partículas se acumulan dentro del lecho, las velocidades de flujo dentro de los poros aumentan y por lo tanto algunas de ellas podrían ser bloqueadas, dando como resultado una mayor fuerza de arrastre en las partículas depositadas. Eventualmente, si estas fuerzas son lo suficientemente grandes, las partículas depositadas pueden ser desprendidas y transportadas hacia el fondo del filtro o hacia el efluente. La combinación de la difusión y la sedimentación ocasiona la remoción de partículas tan pequeñas como 1 μ m, que son menores al tamaño de los poros en el lecho de arena.

2.9.4 Las limitaciones

Existen niveles de contaminación que exceden la capacidad de tratamiento entre estos se encuentran:

a. Los sólidos suspendidos o la turbiedad

Altos niveles de turbiedad, o la turbiedad de naturaleza coloidal puede ocasionar dificultades para el tratamiento con FiME. No obstante estos problemas son definitivamente menores que para el sistema FLA, donde estos factores pueden generar bloqueos prematuros en las unidades FLA (resultando en carreras de filtración menores a un mes) y reducir la eficiencia del tratamiento al cubrir parte de los microorganismos biológicamente activos. Para las unidades FLA, los autores señalan distintos límites para los niveles de turbiedad afluente (Galvis, 1999). Los valores sugeridos varían desde menos de 5 UNT hasta 50 UNT. Otros autores aceptan valores mayores en el rango de 50 a 120 UNT, siempre y cuando se presenten durante un período corto (pocas horas durante uno o dos días), aunque reconocen que estos valores tan altos no son deseados. (Sánchez et al, 2006: 25).

b. Hierro y manganeso

Bacterias que contribuyen a la oxidación del hierro y el manganeso están presentes en el lecho filtrante. Una baja concentración de hierro mejora en el sistema FiME la capacidad de remoción de componentes orgánicos. Sin embargo, concentraciones mayores a 1.0 mg/l, pueden contribuir significativamente a la colmatación de las unidades FLA.

c. Las algas

Las algas crecen en ríos, lagos, reservorios y en el agua sobrenadante del sistema FLA y de los filtros de grava. La presencia de algas en una cantidad moderada es usualmente benéfica para la FiME. La mayoría de las algas son retenidas por el FLA, pero bajo ciertas condiciones se puede presentar un crecimiento masivo de algas (floreamiento). Este crecimiento masivo puede provocar que los filtros se colmaten muy rápidamente. El crecimiento de las algas puede producir altas concentraciones de material orgánico soluble y biodegradable en el agua, los cuales, a su vez, crean problemas de sabor y olor, y pueden contribuir al crecimiento microbiano en el sistema de distribución (Sánchez et al, 2006: 25).

d. Materia orgánica natural

Una limitación del sistema FLA es su baja eficiencia en la remoción del color y del carbono orgánico. Diferencias muy significativas en la eficiencia de remoción han sido reportadas en la literatura, las cuales parecen depender principalmente de la constitución de los compuestos orgánicos. Investigaciones de campo en Colombia mostraron que las unidades de FLA removieron entre 5% y 40% de COD (con un valor medio de 16%), sin hallarse diferencias significativas entre los ríos de zonas altas y bajas. (Sánchez et al, 2006: 25)

e. Alta contaminación microbiológica

En algunas comunidades la única fuente de agua disponible puede estar fuertemente contaminada con microorganismos dañinos y el sistema FiME puede no estar en capacidad de garantizar agua de buena calidad. La estrategia adecuada es explorar fuentes alternativas o la adopción de un tratamiento mucho más sofisticado que puede ser más costoso y difícil de operar. La solución en el largo plazo debe apuntar hacia el mejoramiento de las fuentes de agua mediante la protección preventiva y el tratamiento de las aguas residuales. (Sánchez et al. 2006: 26).

2.9.5 Condiciones que inhiben o reducen la eficiencia del proceso de tratamiento

a. Nutrientes

Los microorganismos activos en el lecho de arena requieren nutrientes como carbono, nitrógeno, fósforo y azufre para su metabolismo y crecimiento. Los ácidos húmicos y fúlvicos, son ricos en carbón pero pobres en el contenido de otros elementos. Esta podría ser una explicación de las limitaciones de FLA para remover color natural de las fuentes de agua bien protegidas. (Sánchez et al, 2006: 26).

b. Oxígeno disuelto

Los niveles de oxígeno disuelto en el agua se pueden reducir si hay una alta cantidad de material biodegradable, particularmente cuando los niveles de oxígeno disuelto en el agua son bajos, se pueden generar condiciones anaeróbicas indeseables en la biopelícula del filtro. Esta condición anaeróbica en el filtro debe evitarse porque puede crear serios problemas en la calidad del agua, tales como mal olor y sabor y permitir la re-suspensión de metales con implicaciones estéticas, que pueden interferir en la etapa final de desinfección. (Sánchez et al, 2006: 26).

2.10 OPERACIÓN DE LIMPIEZA DE FILTROS

La eficiencia del filtro disminuye con la acumulación progresiva de partículas en el sustrato. En consecuencia, la remoción periódica de estas partículas acumuladas restaura la eficiencia del filtro y lo mantiene en buenas condiciones. La limpieza puede efectuarse en dos formas: hidráulica y manual. (CEPIS/OPS, 1992).

2.10.1 Limpieza hidráulica de filtros

El movimiento descendente natural de las partículas acumuladas hacia el fondo, puede incrementarse mediante una descarga de la unidad. Las partículas retenidas son arrastradas cuando el nivel del agua en el filtro baja. Consecuentemente, la parte superior del lecho filtrante se regenera, mientras que una acumulación adicional de las partículas ocurre en la parte baja del filtro. Estos sólidos pueden evacuarse a través del drenaje con una velocidad inicial de 1.0 a 1.5 m/min, es muy importante iniciar el proceso de limpieza por la sección de entrada del pre-filtro, dado que la mayor parte de las partículas removidas se acumulan en esta zona. Un drenaje inicial muy fuerte en la sección final del pre-filtro, podría acarrear los sólidos acumulados en el resto de la unidad hacia este punto y aumentar el riesgo de colmatación del material filtrante. Es importante la descarga completa del pre-filtro, en cada sección de la unidad, por que expulsa las partículas acumuladas alrededor del punto de drenaje. Si el agua de lavado sale turbia, se vuelve a llenar la unidad y se repite la descarga hasta que el agua salga limpia. Se procede de modo similar con todos los demás puntos de drenaje. (CEPIS/OPS, 1992).

Al llenar nuevamente el pre-filtro, deberá tenerse cuidado de no arrastrar los sólidos acumulados en el fondo hacia el material filtrante fino. Luego, debería aplicarse velocidades de flujo moderadas, pudiendo aumentar esta velocidad a medida que avanza el proceso. La frecuencia de la limpieza del filtro depende de las características del agua cruda, de la disposición y operación del pre-filtro. La mayoría de las partículas en las aguas superficiales tropicales (80 - 90 %) están compuestas generalmente de materia inorgánica estable. Como este tipo de material no modifica las propiedades químicas del agua que pasa a través del pre-filtro, puede almacenarse en la unidad sin efectos negativos. Sin embargo, niveles elevados de materia orgánica requieren una limpieza frecuente y regular para evitar la descomposición de la materia orgánica en el filtro y prevenir el deterioro de la calidad del agua en cuanto a su sabor y olor. Limpiezas hidráulicas regulares mejoran la eficiencia del pre-filtro, reducen la compactación de los lodos y la frecuencia de la limpieza manual de la unidad. Las limpiezas deben programarse de acuerdo a la fluctuación anual de la calidad del agua cruda. Las cargas de turbiedad elevadas se tratan mejor con filtros relativamente limpios, con el fin de prevenir la rápida colmatación de la unidad. En consecuencia, se recomienda limpiar el fondo del pre-filtro antes del inicio de la temporada de lluvia. (CEPIS/OPS, 1992).

La frecuencia entre la limpieza hidráulica puede estimarse también mediante un balance de masas entre el ingreso y la salida. El pre-filtro debe limpiarse hidráulicamente al llegar la carga de 10 g/l de volumen del medio filtrante, dado que a partir de entonces la eficiencia de la unidad decae progresivamente. La concentración de sólidos en suspensión influyen definitivamente sobre la turbiedad y con frecuencia, estas dos cantidades poseen el mismo

orden de magnitud. Puesto que la mayor parte de los sólidos en suspensión se retienen en la primera sección de la unidad, la carga en esta parte del pre-filtro se convierte en un factor decisivo para la limpieza hidráulica (CEPIS/OPS, 1992).

2.10.2 Retro lavado de filtros

Un filtro rápido se limpia mediante lavado con corriente de agua, esto es, dirigiendo un flujo de agua limpia hacia arriba a través del lecho del filtro por un periodo de unos cuantos minutos. Se puede usar el agua filtrada acumulada mediante bombeo en un tanque elevado, o directamente el efluente de las otras unidades de filtro (en operación) del sistema de filtración (arreglos de auto lavado). La velocidad del flujo ascendente de agua debe ser lo suficientemente elevada para producir una expansión del lecho del filtro de tal forma que se pueda aflojar y retirar con agua de lavado el material acumulado (CEPIS/OPS, 1992).

Una alternativa es utilizar un reservorio de agua de lavado usando bombas pequeñas para llenar el reservorio durante los intervalos entre los lavados sucesivos. Por lo general, el reservorio debe tener una capacidad entre 3 y 6 m³ por m² de área del lecho de filtro y se le debe colocar de 4 a 6 metros sobre el nivel del agua en el filtro (CEPIS/OPS, 1992).

2.10.3 Limpieza manual de filtros

Debe practicarse cuando los sólidos acumulados dentro del material filtrante, no pueden eliminarse mediante limpiezas hidráulicas. Con el tiempo, como consecuencia de la actividad biológica, una capa viscosa recubre el material filtrante. Al principio, esta capa incrementa la eficiencia del pre-filtro, pero posteriormente puede dificultar el flujo de las partículas removidas hacia la parte baja de la unidad. La cohesividad del material acumulado entorpecerá igualmente la auto-regeneración del pre-filtro. Además, el material depositado en el lecho filtrante, cuando el pre-filtro permanece sin agua mucho tiempo se seca y forma una película alrededor del grano del material filtrante, acelerando la colmatación y reduciendo la carrera de trabajo. Por esta razón, el pre-filtro nunca debe permanecer seco, a menos que se haya limpiado previamente. Este procedimiento de limpieza consiste básicamente en retirar el material filtrante y volverlo a colocar dentro de la unidad. Se vacía el pre-filtro y se remueve el material, comenzando generalmente por el más grueso, se lava y se coloca nuevamente en su sitio. (CEPIS/OPS, 1992).

Cuando el pre-filtro tiene tabiques estructuralmente resistentes, separando las secciones con material filtrante de diferente tamaño, y se puede proceder sección por sección, retirando, lavando y reinstalando el material. El retiro simultáneo de todo el material de filtración es necesario cuando los tabiques de separación son muy delgados o no existen. (CEPIS/OPS, 1992).

2.11 NORMATIVIDAD

La resolución 2115 del 2007 establece las condiciones que debe cumplir el agua para el consumo humano.

2.11.1 Características físicas

El agua para consumo humano no podrá sobrepasar los valores máximos aceptables para cada una de las características físicas que se señalan a continuación en la tabla 11:

Tabla 11. Características físicas del agua

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

Fuente: Resolución 2115, 2007:2

2.11.2 Características químicas

Las características químicas de sustancias que tienen implicaciones sobre la salud humana para consumo humano en relación con los elementos, compuestos químicos y mezclas de compuestos químicos que tienen implicaciones en la salud humana se señalan en la tabla 12.

Tabla 12. Características químicas con consecuencias económicas e indirectas sobre la salud humana

Elementos y compuestos químicos que tienen implicaciones de tipo económico	Expresadas como	Valor máximo aceptable mg/l
Calcio	Ca	60
Alcalinidad Total	CaCO ₃	200
Cloruros	Cl ⁻	250
Aluminio	Al ³⁺	2
Dureza Total	CaCO ₃	300
Hierro Total	Fe	3
Magnesio	Mg	36
Manganeso	Mn	1
Molibdeno	Mo	7
Sulfatos	SO ₄ ²⁻	250
Zinc	Zn	3
Fosfatos	PO ₄ ³⁻	5

Fuente: Resolución 2115, 2007:4

3 METODOLOGÍA

3.1 LOCALIZACIÓN

El proyecto de investigación se realizó en la Hacienda Majavita propiedad de la Universidad Libre localizada en el Socorro Santander, a una elevación de 1350 m sobre el nivel medio del mar, a una latitud de 7 °N y una longitud de 73 °W. Con una temperatura promedio de 24 °C, precipitaciones 1250 mm por año y una evaporación potencial de 1200 mm (EOT Socorro, 2002: 65).

El desarrollo del proyecto se inició en febrero de 2011, partiendo de los antecedentes que se tienen sobre el sistema de filtración en múltiples etapas y culminó en septiembre de 2012. Incluyendo dos periodos de lluvias y dos con bajas precipitaciones.

3.2 TIPO DE INVESTIGACIÓN

El enfoque de la investigación fue cuantitativo por tener las siguientes características: recopilación de datos mediante la medición de indicadores de calidad al agua de la fuente de abastecimiento y en cada unidad del sistema con técnicas estandarizadas en el Laboratorio a partir de muestras compuestas usando un procedimiento establecido. Se utilizó estadística para describir el cambio en los indicadores en el tiempo y la eficiencia del sistema para establecer patrones de comportamiento. Al aplicar los procedimientos de forma rigurosa los datos presentó los estándares de validez y confiabilidad requeridos. Los resultados obtenidos de las muestras fueron generalizados y el proceso realizado podría replicarse en otro lugar bajo condiciones similares.

El alcance de la investigación fue descriptivo al detallar como es el comportamiento de los indicadores de calidad del agua en el flujo a través de las unidades del sistema, se buscó especificar las características de operación de los filtros respecto del tiempo, para esto se definieron los parámetros e indicadores a medir recopilando datos a partir de la medición de caudales y cálculo de velocidades de filtración y se describió el comportamiento del sistema en la remoción de los indicadores.

Los indicadores y los parámetros fueron medidos de forma independiente y posteriormente los resultados fueron integrados para decir cómo se manifestaban en cada filtro para poder comparar respecto de los valores definidos en la teoría y la normatividad en el caso de la salida del sistema.

Al ser un estudio descriptivo se centra en medir con la mayor precisión posible, por ello los equipos deben estar debidamente calibrados y realizar varias mediciones, en el caso de los aforos se midieron cinco veces y se tomaron varias muestras durante un periodo de 20 meses incluyendo periodos de lluvias y de estiaje.

Al ser un estudio descriptivo se pudo ofrecer la posibilidad de hacer predicciones aunque aproximadas de cuáles serán los rangos de valores de los indicadores en el agua del efluente en el sistema de tratamiento según su comportamiento a lo largo del periodo evaluado. (Definida según Hernández Sampieri et al, 2006).

3.3 VARIABLES

En la tabla 13 se encuentran las variables que fueron establecidas a partir de la sistematización para evaluar el sistema.

Tabla 13. Definición de variables

Tipo de variable	Variable	Unidad
Dependiente	Remoción	%
Independiente	Tiempo de operación	día
Intervinientes	Precipitaciones	mm

Los indicadores con los que se determinó la eficiencia del sistema respecto a la remoción y que influyen en la operación y fueron medidos son los indicados en la tabla 14. Según la resolución 2115 del 2007 para poblaciones menores a 2,500 habitantes y los establecidos en las especificaciones técnicas consultadas.

Tabla 14. Indicadores fisicoquímicos y microbiológicos

Indicador	Unidad	Técnica
Turbiedad	UNT	Nefelometría
Color aparente	Pt-Co	Colorimétrica
Sólidos suspendidos totales	mg/L	Gravimétrica
Coliformes fecales y totales	UFC/100 ml	Filtración por membrana
pH	Unidad de pH	Potenciométrica

Los parámetros que se tuvieron presentes en la operación del sistema son los de la tabla 15.

Tabla 15. Definición de parámetros el sistema

Parámetro	Unidad
Caudal	ml/s
Velocidad de filtración	m/h
Carga superficial	m/h

A partir del seguimiento para mantener el sistema operando con los parámetros de diseño y la toma de muestras en cada unidad para mediciones de los indicadores se establecieron las remociones y la eficiencia del sistema.

3.4 TÉCNICAS E INSTRUMENTOS

3.4.1 Técnicas

En la ejecución de la investigación fueron utilizadas técnicas cuantitativas de estadística descriptiva relacionada con un estudio de caso.

Se basó en información primaria recopilada directamente en la fuente mediante mediciones, de caudal y el cálculo de carga superficial y velocidades de filtración.

El trabajo se efectuó principalmente en el campo en el sistema de filtración FiME y en el sedimentador construido. En el Laboratorio de Aguas donde se realizó el análisis de las muestras de agua por parte de los funcionarios del mismo, el Laboratorio de Suelos donde se establecieron las características de los lechos filtrantes y el laboratorio de Hidráulica donde se realizaran pruebas de calibración y pruebas pilotos por parte del autor con la colaboración de los auxiliares asignados.

En la ejecución de la investigación la técnica utilizada fue cuantitativa de tipo muestreo para determinar la remoción de cada una de las unidades del sistema, calculando la media verdadera con el parámetro T.

Las técnicas utilizadas en el Laboratorio de Aguas y Microbiología para el análisis de las muestras son las indicadas en la tabla 16.

Tabla 16. Técnicas para determinación de Indicadores

Indicador	Técnica
Turbiedad	Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater, APHA, AWWA & WEF, 21 st ed., 2005, part 2130 B, Nephelometric Method. Pag. 2-8.
Color aparente	Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater, APHA, AWWA & WEF, 21 st ed., 2005, part 2130 - H+B, Nephelometric Method. Pag. 2-8.
Sólidos suspendidos totales	Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater, APHA, AWWA & WEF, 21 st ed., 2005, part 2540 D, Total suspended Solids Drieds. Pag. 2-58.
Coliformes fecales y totales	Standard Methods (APHA-AWA-WEF,2005)
pH	Standard Methods No 4500- H+ B (APHA-AWA-WEF,2005)

Fuente: Laboratorio de Aguas y Microbiología de la Facultad de Ingeniería, Universidad Libre Seccional Socorro

Las técnicas corresponden al *Standard Methods* versión 2005.

a. Datos recopilados

Los datos a recopilados en el trabajo de campo fueron:

Fecha, caudal en cada unidad, carga superficial del pre-sedimentador, velocidad de filtración.

b. Medición de parámetros de control

El parámetro de control fue el caudal en cada unidad, el que se midió de forma volumétrica y luego con los vertederos de orificio, controlando el caudal de ingreso al sistema se regulaba la operación dentro de los parámetros de diseño.

c. Análisis de los datos:

A los datos recopilados en las 15 muestras se les calcularan promedios, máximos, mínimos desviaciones estándar y la media verdadera con el parámetro T.

3.4.2 Equipos de medición

Se establecieron los indicadores con los que se determinó la eficiencia en remoción de acuerdo a la resolución 2115, y los análisis de las muestras se realizaron en el Laboratorio de Aguas y Microbiología de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Libre Seccional Socorro el que se encuentra certificado por la Secretaría de Salud departamental y se aplican las técnicas del *Standard Methods* 2005 en cada uno de los indicadores utilizados.

La confiabilidad es la capacidad del instrumento en uso para producir medidas constantes, dado el mismo fenómeno. En los enfoques cuantitativos se busca la confiabilidad, con el diseño de los equipos construidos y los equipos con los que se mide. Para ello los equipos en el laboratorio utilizados en la determinación de los indicadores son calibrados de forma continua, las precisiones son: del fotómetro (+/- 2 UPC), del Turbídmetro (+/- 2% de la lectura más la luz difusa en el intervalo 0-1000 UNT), del Sensor de pH (+/- 0.005 a temperatura de 15°C-35°C.) y de la Balanza digital Clase I (0.0001 g).

En el sistema evaluado se tuvo control sobre las dimensiones del diseño y los materiales utilizados para los lechos filtrantes.

La toma de muestras fue establecida a partir de los tiempos de retención hidráulica teórica de cada unidad realizando la misma secuencia en cada monitoreo, regulando el caudal de ingreso al sistema todos los días.

Las mediciones de caudal se hicieron mediante aforo volumétrico utilizando un recipiente de 500 mililitros y cronometro, y luego con los vertederos de orificio calibrados, manteniéndolos nivelados.

3.4.3 Materiales

El sistema de filtración en múltiples etapas FiME con el que inicia el proyecto fue constituido por un tanque de llegada, filtro grueso dinámico de flujo descendente, filtro grueso ascendente, filtro lento de arena y tanque de almacenamiento.

Los materiales para los lechos filtrantes fueron los utilizados en la región para la construcción como son gravillas y triturado de bala de río. Las características se describen en el capítulo de resultados.

Las mallas plásticas utilizadas para tamizar las gravillas son en polietileno alta densidad con tamaño de orificio 1, 3 y 6 mm de diámetro, se utilizaron las que más se ajustaban a los tamaños establecidos a las especificaciones de diseño.

Las gravillas usadas para los lechos filtrantes son las utilizadas en la construcción en la región, las que se consiguen en el mercado en tres tamaños denominados Gravillas No. 1, 2 y 3, siendo las de mayor tamaño la No. 3.

Según las curvas granulométricas las gravillas tienen tamaños diferentes a los especificados, por ello se realizó un tamizado de las tres distribuyéndolas en los rangos 1 a 3, 3 a 5 y 5 a 10 milímetros, con mallas plásticas adquiridas en las ferreterías, soportadas en una estructura de madera para efectuar el tamizado. Logrando de esta forma una mejor estratificación con valores próximos a los recomendados en las fuentes bibliográficas.

3.5 PROCEDIMIENTO Y MUESTRA

El proyecto se ejecutó de acuerdo a cada uno de los objetivos específicos:

En la primera parte se establecieron los parámetros para el diseño del pre-sedimentador a partir del agua de la fuente y se definieron las dimensiones mediante sedimentación de partículas discretas (sedimentación tipo I) adaptándolo en un tanque plástico de 1000 litros. Luego se construyó la unidad y se instaló en el sistema.

Según las características de operación de los filtros y el terreno se diseñó el sistema de retro lavado para luego ser implementado y mediante su utilización se identificaron las condiciones de operación en las unidades FGDi y FGDe.

Se implementaron vertederos de orificio para cada filtro para permitir la medición de caudal sin interrumpir el flujo y hacer la toma de muestras en los monitoreos. Estos fueron calibrados utilizando cinco caudales diferentes en el rango del caudal teórico.

Durante el periodo de estudio se realizó el seguimiento al sistema, haciendo la operación y el mantenimiento de las unidades, tomando muestras y realizando el análisis del agua mediante los indicadores turbiedad, color aparente, sólidos suspendidos y microbiológicos una vez al mes para identificar la eficiencia de cada unidad en remoción. En total se tomaron 15 muestras compuestas, según lo establecido en la resolución 2115 del 2007 y la capacidad operativa del Laboratorio de Aguas.

Mediante el seguimiento y monitoreo de cada unidad del sistema de filtración se obtuvo el registro de los parámetros de operación respecto del tiempo.

En el proceso se rediseño el filtro grueso ascendente, modificando el sentido de flujo y la estratificación de los lechos filtrantes para mejorar la eficiencia.

La operación del sistema fue efectuada teniendo presente los parámetros de diseño en especial el caudal de 30 ml/s, con el que se garantizan los rangos de las velocidades de filtración en cada unidad.

El mantenimiento de las unidades consistió en lavar los lechos filtrantes una vez el agua llegaba al nivel de rebose, la limpieza se hacía retirando la capa superior del lecho y lavándolo para luego ser colocado de nuevo en el respectivo filtro.

En el caso del filtro lento se raspaba la capa superior del filtro.

La cantidad de monitoreos estuvo determinada por las condiciones de funcionamiento del Laboratorio de Aguas en el que solo se reciben muestras los días lunes y martes cada 15 días para un mismo proyecto dependiendo de la disponibilidad.

En la Hacienda Majavita existen otros tres sistemas de tratamiento de aguas residuales y naturales que se están evaluando por tal motivo se limita la cantidad de muestras para cada uno en especial en época de cosecha de café.

3.5.1 Recopilación de información o trabajo de campo

Se ejecutó mediante el seguimiento y monitoreo de las unidades del sistema de tratamiento de agua natural superficial, haciendo análisis de los indicadores establecidos.

a. Procedimiento durante los monitoreos

Los monitoreos fueron realizados mediante el procedimiento establecido para evaluar la eficiencia de cada unidad del sistema garantizando las condiciones de operación del diseño.

El procedimiento para realizar los monitoreos consistía en:

1. Revisar que el sistema se encontrara en operación, ingresando agua y circulando por todas las unidades.
2. Realizar limpieza del control de flujo por colmatación.
3. Regular el caudal de ingreso al sistema.
4. Iniciar la toma de muestras a la entrada del sistema
5. Establecer el caudal de entrada.
6. Continuar con la toma de muestras en cada unidad según los tiempos de retención.
7. Realizar el registro de los caudales en cada unidad

3.6 COMPONENTES DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO INICIAL

El sistema se encuentra localizado en una zona de ladera en el sector nororiental del casco urbano del Socorro, en una zona con cafetales y potreros. La figura 15 es una fotografía aérea de la Hacienda Majavita donde se observan la Casona, los cafetales, los potreros y en la figura 16 se aprecia la reserva forestal localizada en la parte alta.

Figura 15. Zona aledaña a la quebrada La Nacuma

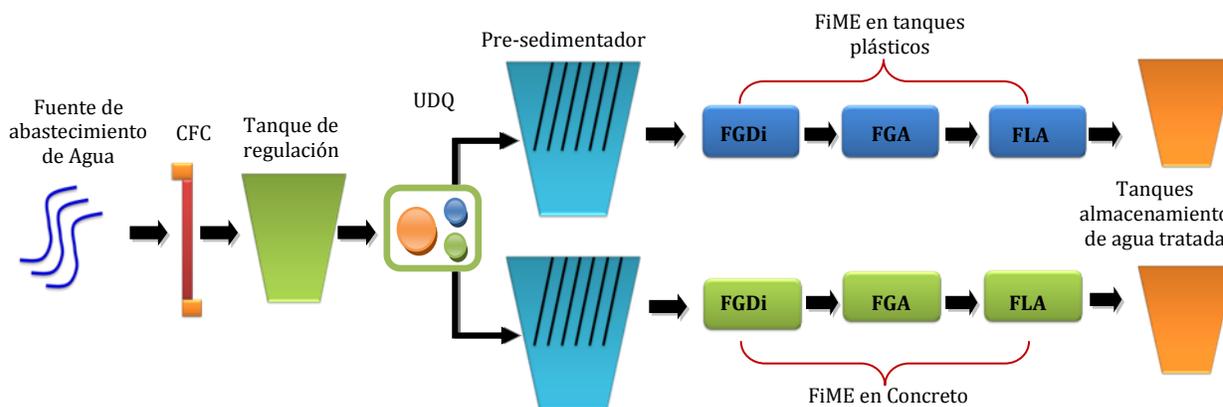


Figura 16. Reserva forestal Hacienda Majavita



Las unidades que integraban el sistema de tratamiento al iniciar el proyecto en febrero de 2011 eran: captación, conducción, tanque de regulación, tanque de sedimentación, unidad distribución de caudal, filtro grueso dinámico, filtro grueso ascendente, filtro lento de arena y tanque de almacenamiento, con estas se hacía el suministro de agua para el beneficiadero de café, unidad sanitaria y el laboratorio de básicas en la Casona Majavita desde el 2011, cuando fue construido y puesto en operación como un trabajo de grado de dos estudiantes del programa Ingeniería Ambiental, los componentes del sistema se aprecian en la figura 17.

Figura 17. Componentes sistema de tratamiento FiME



El sistema se encuentra localizado en el sector oriental de la Hacienda Majavita.

3.6.1 Quebrada La Nacuma

Es un arroyo que fluye por una ladera pronunciada, en periodos secos fuertes puede llegar a quedar sin flujo, presenta una pendiente media en el tramo donde se localiza la captación,

está rodeada de cafetales y al lado se encuentra un sendero por el que transitan visitantes y el ganado de la finca, en algunos lugares no se tiene zona de ronda, en las figuras 18 y 19 se observa la variación de caudal entre el periodo de lluvias y seco, con una gran diferencia.

Figura 18. Quebrada La Nacuma periodo de lluvias



Figura 19. Quebrada La Nacuma periodo seco



La vertiente izquierda tiene una pendiente fuerte y se presentaron deslizamientos por las lluvias en el año 2010. Los caudales pueden variar desde los 25 l/s hasta menos de un litro por segundo en periodos secos.

A continuación se describen cada una de las unidades del sistema como fueron evaluadas inicialmente para luego implementar el pretratamiento.

3.6.2 Captación y conducción

La captación de agua sobre la quebrada consiste en un represamiento con un muro de concreto como se observa en la figura 20, y mediante una tubería PVC de 6", se capta el agua y es conducida hasta una tanquilla de distribución para dos fincas, de ahí continua por una manguera de 3" y luego a 2" para llegar a una tanquilla donde es tomada el agua para el FiME con una tubería de 3/4", la conducción va siguiendo la trayectoria de un sendero junto a la quebrada y los cafetales, cruzando una vía de la finca aledaña. La conducción tiene una longitud aproximada de 200 metros siguiendo la trayectoria.

Figura 20. Captación periodo seco



Figura 21. Quebrada La Nacuma periodo de lluvias



En las figuras 20 y 21 se observa cómo cambian las condiciones de caudal y del agua en los periodos de lluvias y seco, en relación a la cantidad de sólidos y la cantidad de agua presente.

3.6.3 Tanque de regulación

El agua llega a un tanque plástico de 500 litros instalado sobre un pedestal, y se accede por una escalera de madera como se observa en la figura 22, en la entrada se regula el caudal mediante una válvula de 1/2".

3.6.4 Tanque de sedimentación

La siguiente unidad es un sedimentador convencional construido en un tanque plástico de 1000 litros con un fondo cónico para acumular los lodos y retirarlos por una tubería de 1.5" localizada en la parte inferior ver la figura 23.

Figura 22. Tanque de regulación y sedimentador



Figura 23. Sedimentador convencional



3.6.5 Unidad distribución de caudal UDQ

Se realizaron varios modelos para distribuir uniformemente el caudal a los dos sistemas, el modelo que se utilizó consistía en un vertedero de orificio diseñado aplicando el principio de Torricelli y construido con tuberías de PVC y un recipiente plástico, logrando distribuir 30 ml/s a cada sistema como se aprecia en la figura 24.

Figura 24. Unidad distribución de caudal UDQ



La unidad permitió distribuir de forma más apropiada el caudal hacia los dos sistemas una vez sale del sedimentador.

3.6.6 Filtro Grueso Dinámico FGD*i*

Es el primer filtro del FiME, fue construido en una caneca de 200 litros, con un diámetro promedio de 47 cm y una altura de 96 cm como se aprecia en la figura 25, el flujo de agua fue descendente, el agua ingresa por una flauta instalada con una caída de 15 cm para aumentar el oxígeno disuelto y mejorar las condiciones para los microorganismos y así prevenir condiciones anaeróbicas en el lecho filtrante (Visscher et al, 1992: 27).

La salida del agua es por debajo del tanque mediante otra flauta en tubería PVC de 1/2", los lechos filtrantes son los de la tabla 20 (página 62), los que fueron adaptados de OPS/CEPIS.

Figura 25. Diseño Filtro Grueso Dinámico

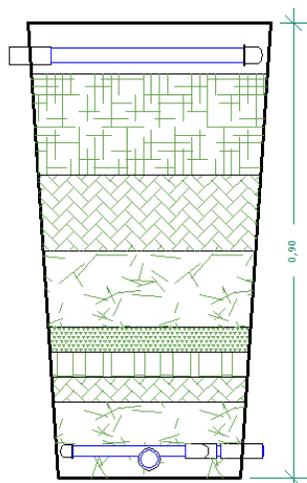


Figura 26. FGD*i* en caneca de 200 litros



Los lechos filtrantes están constituidos de gravillas y gravas utilizados en construcción previamente lavados distribuidos en capas como se observa en la figura 25.

3.6.7 Filtro Grueso Ascendente FGA

Es el segundo filtro, se caracteriza por tener gravas de diferentes tamaños, fue construido en un tanque de 250 litros marca Ajoever, con diámetro promedio de 70 cm y una altura de 80 cm. El flujo del agua es ascendente, ingresa al tanque por una flauta colocada en la parte inferior y sale por otra flauta en la superficie del agua, cuenta con una válvula para lavado.

Figura 27. Filtro Grueso Ascendente

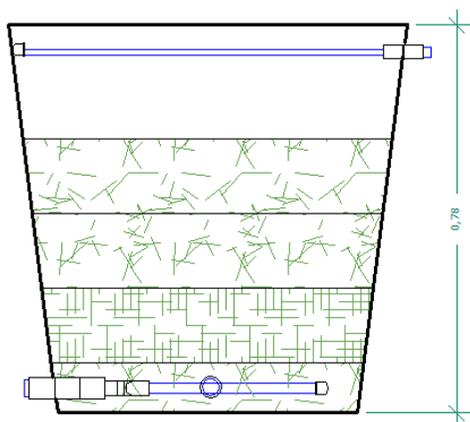


Figura 28. FGA en tanque de 250 litros



El filtro tiene una rebose y un punto para la toma de muestras a la salida y una válvula de control al ingreso para suspender el flujo según se observa en la figura 28.

3.6.8 Filtro Lento de Arena FLA

El filtro lento de arena es de flujo descendente, el agua ingresa mediante una flauta elevada para incrementar el oxígeno disuelto, pasa a través de la arena de río tamizada con un angeo con orificios de un milímetro, en la parte inferior tiene una capa de gravilla y una de triturado.

Figura 29. Diseño Filtro Lento de Arena FLA

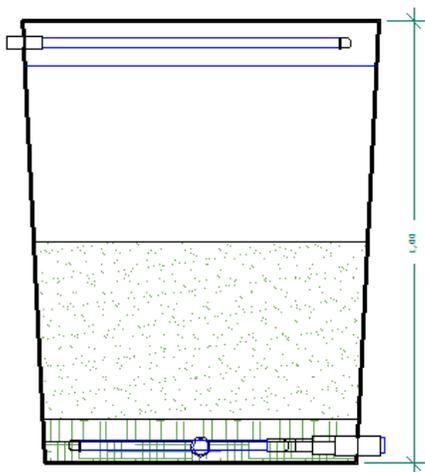


Figura 30. FLA en tanque de 500 litros



El agua sale a través de una tubería de PVC de 1/2" con orificios colocados hacia abajo, entre la arena y la gravilla se utilizó una capa de geotextil para evitar la pérdida de arena. El tanque es de 500 litros marca Acuaviva, tiene un diámetro promedio de 80 cm y una altura de un metro, ver las figuras 29 y 30 para identificar los componentes.

3.6.9 Tanque de almacenamiento de agua tratada

Se instaló un tanque de 2000 litros Acuaviva para almacenar el agua tratada que luego será utilizada en los laboratorios, una unidad sanitaria y para el beneficio del café en época de cosecha.

4 DISEÑO UNIDADES DEL SISTEMA

El diseño del sistema de tratamiento inició con la adaptación del pre-sedimentador.

4.1 DISEÑO PRE-SEDIMENTADOR

Los parámetros para el diseño del pre-sedimentador fueron:

- Caudal de 30 ml/s.
- Temperatura del agua 15 °C para la cual la viscosidad cinemática es 0.01146 cm²/s.
- Tamaño de las partículas a remover 0.01 mm correspondiente a un fango medio.
- Gravedad específica del material 2.65.

4.1.1 Adaptación tanque sedimentador

El sedimentador fue adaptado en un tanque plástico para continuar utilizando este tipo de material en el sistema garantizando facilidad para el transporte y la instalación.

Velocidad de sedimentación

$$V_s = \frac{g}{18} \frac{(\rho_s - \rho_{H_2O})}{\mu} d^2 \qquad V_s = \frac{9.81 (2.65 - 1)}{18 \cdot 0.01146} 0.01^2 \qquad V_s = 0.008 \text{ cm/s}$$

Área superficial

$$A_s = \frac{Q}{V_s} \qquad A_s = \frac{30}{0.008} \qquad A_s = 3750 \text{ cm}^2$$

Diámetro del tanque

$$D = \sqrt{\frac{4A}{\pi}} \qquad D = \sqrt{\frac{4 \times 3750}{\pi}} \qquad D = 70 \text{ cm}$$

El tanque utilizado con el diámetro más próximo fue el de 500 litros que tiene 75 cm en promedio, la altura es de 1.0 m, la recomendada es de 1.5 m, para mejorar el diseño se utiliza un tanque de 1000 litros que tiene un diámetro de 100 cm y una altura de 1.20 m.

Área superficial tanque 1000 litros

$$A_s = \frac{\pi D^2}{4} \qquad A_s = \frac{\pi \cdot 100^2}{4} \qquad A_s = 7854 \text{ cm}^2$$

Velocidad del agua

$$V_s = \frac{Q}{A_s} \qquad V_s = \frac{30}{7854} \qquad V_s = 0.0038 \text{ cm/s}$$

$$V_s = 0.14 \text{ m/h}$$

La velocidad de sedimentación fue de 0.14 m/h equivalente a 3.4 m/d encontrándose en el rango establecido de 2 a 10 para el tipo de sedimentador.

Tamaño partículas a remover

$$d = \sqrt{\frac{18\mu V_s}{g(\rho_s - \rho_{H_2O})}} \quad d = \sqrt{\frac{18 \times 0.01146 \times 0.0038}{9.81(2.6 - 1)}} \quad d = 0.0071 \text{ mm}$$

El tamaño teórico a remover de las partículas fue de 0.0071 mm el cual se encuentra en el rango 0.01 a 0.005 correspondiente a un fango medio a fino.

Tiempo de retención hidráulica

$$Trh = \frac{H}{V_s} \quad Trh = \frac{0.6}{0.14} \quad Trh = 4.3 \text{ h}$$

La altura útil del tanque es de 60 cm, el tiempo estimado es de 4.3 horas estando en el rango de 2 a 6 horas. Las características del sedimentador se ven en la figura 31.

Figura 31. Tanque sedimentador de 1000 litros

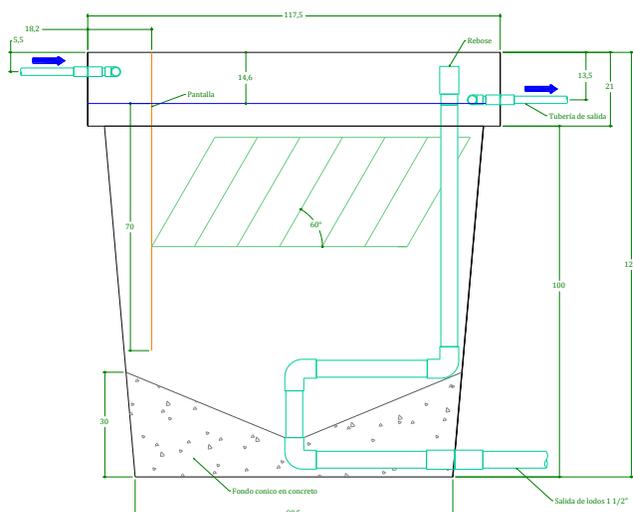
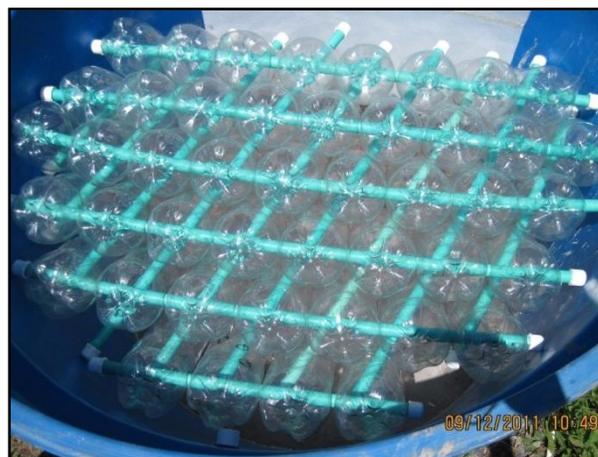


Figura 32. Matriz de botellas plásticas



El fondo del tanque fue adecuado en forma cónica para facilitar el lavado y retiro de lodos, para ello se relleno en triturado y luego se termino en concreto.

4.1.2 Matriz de botellas

De las tres matrices construidas en botellas plásticas de gaseosa (PET) de 1.5 y 2.5 litros y las tejas plásticas ondulas, la de mayor remoción de turbiedad y color aparente fue la de 2.5 litros (ver anexo 3). La matriz fue colocada dentro del tanque formando un ángulo de 60 grados con la horizontal. En total se utilizaron 45 botellas, de acuerdo al área del tanque son 57 botellas por metro cuadrado, con orificios en la parte superior de 21 milímetros. Para soportar las botellas y darle forma a la matriz se utilizaron tubos PVC de 1/2" como se observa en la figura 32, garantizando la mayor cantidad de botellas posible.

El agua ingresa al tanque mediante una flauta por la parte superior para permitir la aireación y verificar el flujo, luego mediante una tubería se hace descender para lograr un flujo

ascendente hacia la flauta de salida. Al tanque se le adecuo una tubería de 1 1/2" para retirar el agua en el lavado y también como rebose.

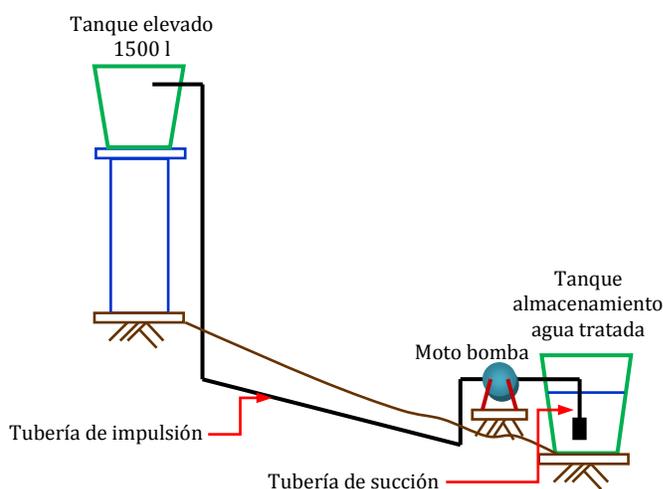
4.2 SISTEMA DE RETRO LAVADO

El sistema de lavado para los filtros está integrado por el sistema de bombeo por medio de la cual se conduce el agua hasta el tanque elevado y la red instalada en cada tanque para conducir el agua a través del lecho filtrante, a continuación se describe el diseño de estos dos componentes.

4.2.1 Sistema de bombeo

Mediante el sistema de bombeo se transporta agua desde los tanques de almacenamiento hasta el tanque elevado y luego se distribuye hacia los filtros gruesos, para su diseño fue necesario tener presentes algunos aspectos como las condiciones del terreno, utilizar una bomba de baja potencia (por costos) y las propiedades del agua de acuerdo a la temperatura del lugar.

Figura 33. Esquema general sistema de bombeo



El diseño se realizó utilizando la metodología propuesta en el libro Elementos para el diseño de acueductos y alcantarillados de López Cualla. En la figura 33 se observan los principales componentes del sistema y en el anexo 1 se puede apreciar la memoria de cálculo de los componentes. Los principales resultados del diseño se presentan en la tabla 17.

Tabla 17. Características del sistema de bombeo

Parámetro	Símbolo	Valor	Unidad
Caudal	Q	1.0	l/s
Diámetro tubería impulsión	Di	1.0	in
Diámetro tubería succión	Ds	1 ¼	in
Altura dinámica total	Hdt	10.5	m
Potencia del motor	P	1/2	HP

Con los valores obtenidos se construyó el sistema para luego ser utilizado y evaluado en la operación.

4.2.2 Retro lavado de filtros

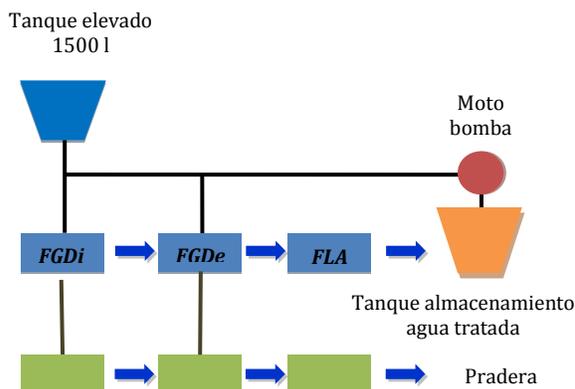
En el diseño del lavado de los filtros se establecieron las velocidades con las cuales el agua pasa a través de lecho, para ello se utilizó la metodología propuesta por Naranjo (2009) mediante la estimación de la velocidad de fluidificación donde se tienen presentes algunas aspectos de los materiales de filtración y características del agua, en la tabla 18 se presentan los principales elementos del diseño.

Tabla 18. Estimación del caudal de lavado del FGD_i

Parámetro	Símbolo	Valor	Unidad
Tamaño efectivo de la grava	D_{10}	1.22	mm
Aceleración de la gravedad	g	9.81	m/s^2
Densidad del agua	ρ	998	Kg/m^3
Viscosidad dinámica del agua	μ	1.02E-03	Ns/m^2
Densidad del material	ρ_M	4,000	Kg/m^3
Número de Galileo	NG	5.13E+04	-
Velocidad mínima de fluidificación	V_{MF}	1.94E-02	m/s
Diámetro del tanque	D_t	0.47	m
Área del tanque	A_t	0.17	m^2
Velocidad de lavado	V_L	0.5	cm/s
Caudal de lavado	Q_L	0.87	l/s

La velocidad requerida para el lavado del filtro grueso dinámico es de 0.5 cm/s para la cual se requiere un caudal de 0.87 l/s. Para el caso del FGDe se utilizó la misma velocidad obteniendo un caudal de 1.4 l/s.

Figura 34. Esquema general del lavado de filtros



El volumen de agua almacenada requerida para el lavado de los dos filtros con una área total de filtración de $0.46 m^2$ es $1.4 m^3$ y la altura recomendada es de 2.0 m para el FGD_i y de 2.5

m para el FGDe lograda con la diferencia de nivel entre los dos filtros. En la figura 34 se observa el esquema general del sistema de lavado de los filtros y las conexiones en el FGDe.

Con los caudales se dimensionaron las tuberías para las redes de distribución en los dos filtros mediante flautas colocadas en la parte inferior de los tanques controlando el flujo con válvulas instaladas al ingreso de cada unidad. El agua de lavado fue retirada del tanque mediante una tubería de 1 1/2" y conducida por una red de desagüe hacia una ladera aledaña y vertida en un potrero.

4.3 SELECCIÓN UNIDADES DE FILTRACIÓN

La primera parte del diseño fue establecer la calidad del agua de la fuente hídrica que se utilizó para el abastecimiento.

4.3.1 Calidad del agua cruda

A partir de los análisis realizados a las muestras de agua tomadas en la quebrada La Nacuma se estableció el grado de contaminación de la fuente hídrica, los resultados de los análisis realizados a las cinco (5) muestras son los de la tabla 19.

Tabla 19. Indicadores de contaminación quebrada La Nacuma

Fecha	Turbiedad	Color aparente	Coliformes fecales
	UNT	UPC	UFC/100ml
Noviembre 3 de 2009	18.20	50.5	19,000
Noviembre 30 de 2009	20.32	37.2	20,000
Mayo 5 de 2010	25.76	47.3	12,000
Mayo 12 de 2010	43.07	77.4	18,000
Mayo 19 de 2010	43.97	56.5	16,000
Promedio	30.21	53.9	17,000
Máximo	43.97	77.4	20,000

Según los valores obtenidos de turbiedad y coliformes fecales, el agua de la fuente de abastecimiento se clasifica en un rango de contaminación alto de acuerdo a la clasificación de la tabla 9 (página 40) Rangos de calidad de agua en fuentes superficiales para orientar la selección de opciones de FiME.

Según Galvis et al, (1999:108) de acuerdo al rango de coliformes fecales corresponde a una cuenca con alta intervención humana y descargas directas de agua residual doméstica, sin embargo en la inspección realizada no se encontraron viviendas en la zona ni vertimientos directos.

Una vez clasificada la fuente hídrica se determinaron los componentes del sistema de filtración utilizando los indicadores turbiedad, coliformes fecales y el color aparente.

4.3.2 Características lechos filtrantes

Una vez realizados los análisis granulométricos de los materiales utilizados como lechos filtrantes se obtuvieron las características de cada uno y son los presentados en la tabla 20.

Tabla 20. Características de los lechos filtrantes

Material	Tamaño	Diámetro efectivo			Coefficiente de Uniformidad	Coefficiente de Curvatura
	mm	D ₁₀	D ₃₀	D ₆₀	CU	CC
Gravilla No. 1	1 - 2	1.22	2.15	3.27	2.69	1.17
Gravilla No. 2	2 - 5	2.23	3.02	4.20	1.88	0.97
Gravilla No. 3	5 - 10	5.03	6.03	7.52	1.50	0.96
Gravilla T1	1 - 3	1.12	1.74	2.96	2.65	0.91
Gravilla T2	3 - 5	2.25	2.80	3.64	1.62	0.96
Gravilla T3	5 - 10	2.67	4.25	6.52	2.44	1.04
Arena de río	0.3 - 1.0	0.17	0.38	0.63	3.75	1.33
Arena sílice		0.12	0.21	0.36	3.05	1.09

Las características de la arena sílice son próximos a los recomendados por la teoría.

4.3.3 Diseño Filtro Grueso Ascendente FGA

El diseño se inició seleccionando el Filtro Grueso Ascendente utilizando los datos de caracterización del agua: turbiedad 44 UNT y coliformes fecales de 20,000, se ingresó a la tabla 10 (página 41) y se seleccionó el filtro grueso apropiado, para este caso un filtro grueso ascendente en capas con una velocidad de filtración de 0.45 m/h incluyendo un FGD_i con una velocidad de de filtración de 2.0 m/h y un FLA con una de 0.15 m/h.

El siguiente paso fue determinar el tanque a utilizar.

Área superficial

$$A_s = \frac{Q}{V_s} \times 36$$

$$A_s = \frac{30}{0.45} \times 36$$

$$A_s = 2400 \text{ cm}^2$$

Diámetro del tanque

$$D = \sqrt{\frac{4A}{\pi}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 2400}{\pi}}$$

$$D = 55 \text{ cm}$$

El caudal de diseño del sistema fue de 30 ml/s, por tanto el diámetro del tanque sería aproximadamente de 55 centímetros, por ellos se utilizó un tanque de 250 litros marca Acuaviva que tiene un diámetro medio de 60 cm.

Velocidad de filtración

$$V_f = \frac{144Q}{\pi D^2}$$

$$V_f = \frac{144 \times 30}{\pi \times 60^2}$$

$$V_f = 0.38 \text{ m/h}$$

La velocidad de filtración promedio de 0.38 m/h, es inferior a 0.45 siendo favorable para el diseño.

Los lechos filtrantes fueron adaptados según la tabla 7 (página 37) donde están los criterios de diseño, en la tabla 21 se encuentra la distribución inicial de los lechos filtrantes.

Tabla 21. Distribución inicial de los lechos en el FGA

	Espesor capa		Tamaño		
	cm		mm		
Posición	Teórico	Asumido	Teórico	Asumido	Nombre
Superior	15 - 20	15	3 - 6	5 - 10	Gravilla No. 3
Medio	15 - 20	15	6 - 13	10 - 15	Triturado 1/2"
Inferior	20 - 30	15	13 - 19	15 - 20	Triturado 3/4"
Soporte	20 - 30	10	19 - 25	20 - 30	Triturado 1"
Total lecho	70 - 100	55	OPS/CEPIS		Sin tamizar

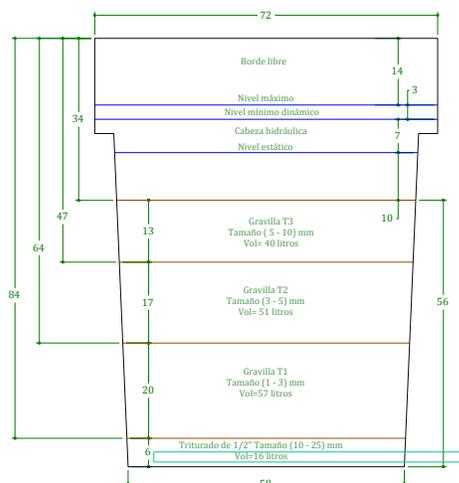
Después de evaluado el filtro durante cinco meses se encontró una baja remoción y para realizar el retro-lavado se invirtió el sentido de flujo y se realizó una nueva distribución de los lechos filtrantes, el cambio también se hizo para poder incrementar el oxígeno disuelto en el agua, los cambios se implementaron en junio de 2011, en la tabla 22 se encuentra la distribución.

Tabla 22. Distribución de los lechos en el Filtro G grueso Descendente FGDe

	Espesor capa		Tamaño		
	cm		mm		
Posición	Teórico	Asumido	Teórico	Asumido	Nombre
Superior	15 - 20	13	6 - 13	5 - 10	Gravilla T3
Medio	15 - 20	17	3 - 6	3 - 5	Gravilla T2
Inferior	10 - 20	20	1.6 - 3	1 - 3	Gravilla T1
Soporte	20 - 30	6	13 - 19	10 - 15	Triturado 1/2"
Total lecho	70 - 100	56	OPS/CEPIS		Tamizado

En esta oportunidad se realizó el tamizado de las gravillas para mejorar sus características como se puede apreciar en la tabla 20 (página 63), el resultado se presenta en las figuras 35.

Figura 35. Diseño Filtro G grueso Descendente 250 litros



4.3.4 Filtro Grueso Dinámico FGD_i

El filtro grueso dinámico debe tener una velocidad de filtración entre 0.5 y 2.0 m/h según Galvis y Fernández 1991, y de acuerdo a OPS/CEPIS debe estar ente 2 y 3 m/h.

Diámetro del tanque

$$D = \sqrt{\frac{144Q}{\pi V_f}} \qquad D = \sqrt{\frac{144 \times 30}{\pi \times 2.0}} \qquad D = 26 \text{ cm}$$

Con el caudal de diseño se requiere un recipiente de 26 cm de diámetro, con esta dimensión no se encuentran tanques comerciales, las opciones son utilizar tubos o una caneca de 180 litros que tiene un diámetro promedio de 47 cm.

Velocidad de filtración

$$V_f = \frac{144Q}{\pi D^2} \qquad V_f = \frac{144 \times 30}{\pi \times 47^2} \qquad V_f = 0.62 \text{ m/h}$$

La velocidad de filtración fue de 0.62 m/h estando dentro del rango y se ajusta al requerimiento de mayor turbiedad a menor velocidad.

La altura total de la caneca utilizada para el filtro fue de 96 cm, distribuyendo las dos capas principales y el lecho de soporte, quedando de la siguiente forma:

Capa superior un espesor de 20 centímetros con gravilla entre 5 y 10 milímetros, la capa intermedia de 15 centímetros con triturado de 1/2" entre 10 y 15 milímetros.

El lecho de soporte se distribuyó según las recomendaciones de OPS/CEPIS en tres capas de cinco centímetros en gravillas de menor a mayor tamaño siguiendo el sentido de flujo y una cuarta capa en triturado de 10 a 25 mm en la parte inferior donde van las tuberías de salida.

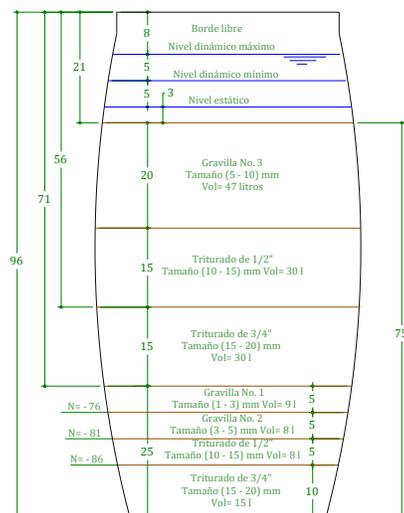
El lecho en total tiene 75 centímetros, quedando 26 cm para los niveles de agua, la pérdida de carga y la requerida para el vertedero de salida, la distribución se aprecia en la tabla 23.

Tabla 23. Distribución de los lechos en el FGD_i

	Altura capa		Tamaño		Nombre
	Teórico	Asumido	Teórico	Asumido	
	cm		mm		
Posición	Teórico	Asumido	Teórico	Asumido	Nombre
Lecho 1	20	20	3 - 6	5 - 10	Gravilla No. 3
Lecho 2	20	15	6 - 13	10 - 15	Triturado 1/2"
Lecho 3	20	15	13 - 25	15 - 20	Triturado 3/4"
Soporte 1	5	5	1 - 2	1 - 3	Gravilla No. 1
Soporte 2	5	5	2 - 5	2 - 5	Gravilla No. 2
Soporte 3	5	5	5 - 10	10 - 15	Triturado 1/2"
Soporte 4	15	10	10 - 25	15 - 20	Triturado 3/4"
Total lecho	90	75	OPS/CEPIS		

Al filtro se le adecuaron flautas para el ingreso y salida del agua para mejorar la distribución del agua en la sección transversal buscando un flujo pistón que garantice el funcionamiento eficiente, el resultado del diseño se presenta en la figura 36.

Figura 36. Diseño Filtro Grueso Dinámico 180 litros



Las tuberías utilizadas en las conexiones fueron de 1/2" tanto para la entrada como para la salida del filtro. El control se realiza mediante válvulas plásticas.

Otro componente son las tuberías instaladas para el lavado en contra flujo o retro lavado, esto se hizo con tubería de una pulgada en la entrada con dos niveles de limpieza y con tubería de 1.5" en la salida.

4.3.5 Diseño Filtro Lento de Arena

El filtro lento de arena debe tener una velocidad de filtración de 0.10 a 0.30 m/h según Galvis 1999.

Diámetro del tanque

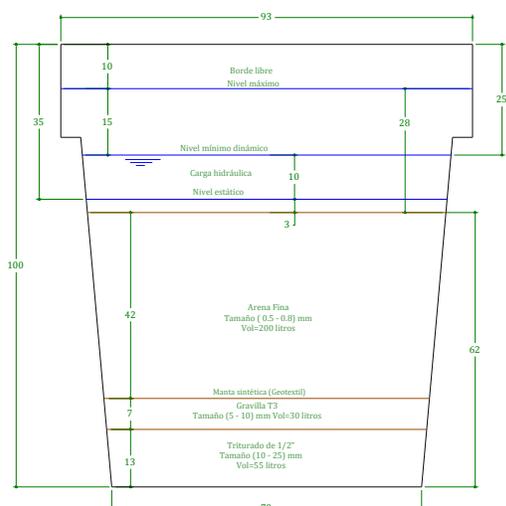
$$D = \sqrt{\frac{144Q}{\pi V_f}} \qquad D = \sqrt{\frac{144 \times 30}{\pi \times 0.1}} \qquad D = 67 \text{ cm}$$

Para el caudal de diseño se utilizó un diámetro de 67 cm, un tanque de 500 litros Acuaviva tiene un diámetro promedio de 75 cm.

Velocidad de filtración

$$V_f = \frac{144Q}{\pi D^2} \qquad V_f = \frac{144 \times 30}{\pi \times 75^2} \qquad V_f = 0.24 \text{ m/h}$$

La velocidad fue de 0.24 m/h estando dentro del rango establecido, el resultado del diseño se puede ver en la figura 37, con los niveles, los espesores de las capas de cada lecho y la forma como fueron instaladas las tuberías en el tanque.

Figura 37. Diseño Filtro Lento de Arena 500 litros

El lecho filtrante para el filtro según las especificaciones se encuentra en la tabla 24.

Tabla 24. Distribución de lechos en el FLA

	Espesor capa		Tamaño		
	cm		mm		
Posición	Teórico	Asumido	Teórico	Asumido	Nombre
Arena	50 - 100	42	0.15 - 0.35	0.1 - 10	Arena de río
Soporte 1	5 - 10	7	6 - 13	5 - 10	Gravilla No. 3
Soporte 2	10 - 20	13	13 - 19	10 - 15	Triturado 1/2"
Total lecho	65 - 130	62	OPS/CEPIS		

Las características de la arena de río tamizada con angeo de 1x1 mm son las presentadas en la tabla 25, comparando con los valores teóricos.

Tabla 25. Características de la arena de río tamizada

Característica		Teóricos	Propios
Diámetro efectivo	D ₁₀	0.15 - 0.35	0.17
Coficiente de uniformidad	CU	<3	3.75

El diámetro efectivo se encuentra dentro del rango y el coeficiente de uniformidad es un poco mayor al recomendado por la teoría.

4.3.6 Control de caudal en los filtros

A la salida del filtro se instaló un vertedero de orificio para verificar el caudal y controlar el paso del agua a la siguiente unidad.

El pre diseño de los orificios se realizó en función del principio de Torricelli, para luego construirlos y generar una ecuación con cuatro diferentes diámetros según los tamaños de brocas comerciales, de ahí se estableció los diámetros apropiados tal que permitieran una variación visible en la altura con el caudal y sin afectar considerablemente el nivel en el filtro.

Los parámetros para el diseño son caudal de 30 ml/s, una altura de cuatro centímetros, un coeficiente de descarga de 0.6.

Área del orificio

$$A_o = \frac{Q}{C_d \sqrt{2gH}} \qquad A_o = \frac{30}{0.6 \sqrt{2 \times 9.81 \times 4}} \qquad A_o = 0.56 \text{ cm}^2$$

Diámetro del orificio

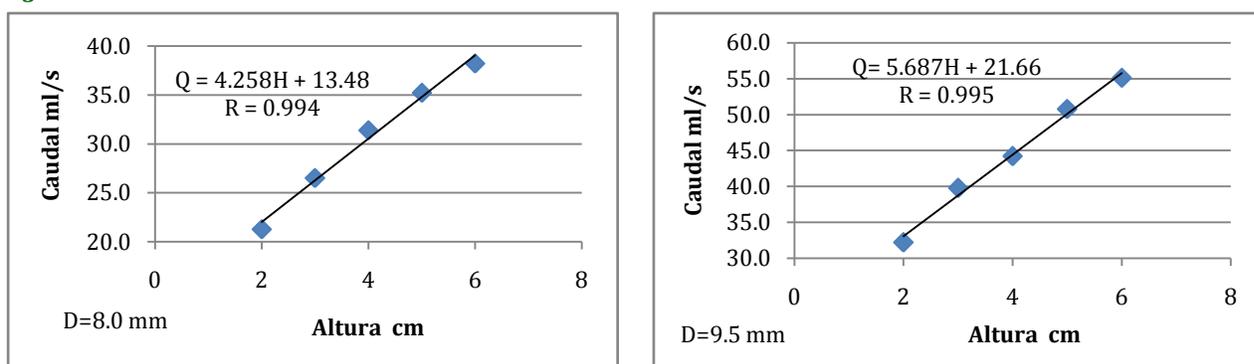
$$D_o = \sqrt{\frac{4A_o}{\pi}} \qquad D_o = \sqrt{\frac{4 \times 0.56}{\pi}} \times 10 \qquad D_o = 8.5 \text{ mm}$$

El diámetro del orificio del vertedero fue de 8.5 mm, los diámetros comerciales de brocas próximos son el 5/16" y 3/8" equivalentes a 8.0 y 9.5 mm respectivamente.

Se construyó un vertedero y se hizo un orificio con cada una de las brocas para establecer con mayor precisión el diámetro a utilizar.

Mediante la realización de pruebas con caudales próximos al de diseño se establecieron las curvas de cada uno las que se observan en la figura 38 con las ecuaciones y los coeficientes de correlación de cada una siendo los dos próximos a uno.

Figura 38. Curvas de calibración vertederos de orificio



El orificio más próximo respecto de caudal y diámetro es el de 8.0 mm, para un caudal de 30 ml/s la altura es de 3.9 cm. Los vertederos se construyeron con la broca 5/16".

Los resultados del análisis estadístico de la regresión se presentan en el anexo 2, del que se puede destacar la significancia obtenida de 0.001.

4.4 OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DEL SISTEMA

La operación y mantenimiento (O&M) del sistema se realizó para conservar la continuidad del flujo de forma permanente, siendo de vital importancia al ser un sistema biológico en el que se requiere mantener los microorganismos en un estado apropiado para cumplir con su propósito y garantizar la calidad necesaria de agua a la salida del filtro lento de arena, con la menor cantidad de coliformes presente.

La principal tarea de la operación fue garantizar el ingreso de agua al sistema y regular el caudal para mantenerlo próximo al de diseño, haciéndolo mediante la válvula de ingreso al tanque de regulación, purgando la conducción para retirar el material que se acumula dentro de la manguera en especial en los días con lluvia. A continuación se describen las labores requeridas en cada una de las unidades que componen el sistema de filtración.

4.4.1 O&M Control de flujo por colmatación (CFC)

El CFC debía ser lavado en lo posible todos los días para evitar la disminución del caudal de ingreso de forma considerable, esta labor se realizaba invirtiendo el sentido de flujo mediante la manipulación de las válvulas y con agua del tanque elevado de almacenamiento, haciendo circular la suficiente cantidad para lograr agitar la gravilla y permitir retirar los sólidos y material vegetal acumulado.

Figura 39. Mantenimiento control de flujo por colmatación



Cuando la gravilla presentaba elevada cantidad de sólidos después de varios días, se suspendía el flujo y se retiraba la unidad por completo del sistema, se extrae la gravilla y lava en un recipiente hasta quedar limpia y luego es instalada de nuevo para continuar con la operación como se aprecia en la figura 39. Durante este tiempo el tanque de regulación suministra agua al sistema.

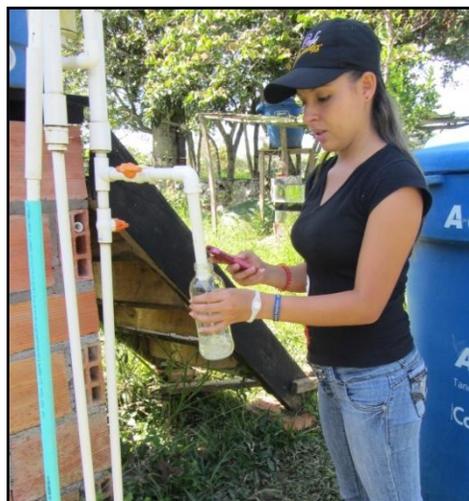
4.4.2 O&M Tanque de regulación

Al tanque de regulación se le realizaba limpieza al presentar acumulación de sólidos en el fondo y en las paredes, se suspendía el flujo de agua y se dejaba disminuir el nivel hasta el mínimo y el restante se retiraba por la válvula de purga haciendo un lavado en todo el tanque.

4.4.3 O&M Unidad distribución de caudal (UDQ)

La UDQ debía permanecer distribuyendo un caudal similar a los dos sistemas, para ello se revisaba que se encontrara la parte superior horizontal utilizando un nivel de mano y limpiar los orificios de salida suspendiendo el flujo por unos minutos para quitar el material acumulado en las paredes.

Figura 40. Verificación de caudal en la unidad de distribución de caudal



En la unidad se debía verificar el caudal de ingreso a cada uno de los sistemas mediante aforo volumétrico utilizando un recipiente aforado como se observa en la figura 40.

4.4.4 O&M Pre-sedimentador con botellas plásticas

Se realizó el lavado de las flautas de entrada y salida, retirando el material de los orificios cuando era necesario. La limpieza de la matriz de botellas plásticas se efectuaba retirándola de forma cuidadosa hasta un lugar próximo donde con la ayuda de una manguera se lavaba utilizando alrededor de 110 litros de agua y 10 minutos de duración, las botellas son limpiadas en el interior y exterior hasta dar una apariencia aceptable como se aprecia en la figura 41.

Figura 41. Mantenimiento sedimentador de botellas



El lavado se efectuaba cuando las botellas presentaban una acumulación considerable de sólidos y estos eran desplazados con el agua hacia la salida.

4.4.5 O&M Vertederos de orificio

Los vertederos de orificio se debían mantener nivelados y limpios para garantizar la medición correcta del caudal en cada uno de los filtros del sistema, las unidades eran desarmables para realizar la limpieza de la jeringa utilizada para marcar el nivel, los demás accesorios eran retirados y limpiados con un cepillo.

Figura 42. Medición de caudal mediante los vertederos de orificio



En la instalación se utilizó teflón para mejorar la estabilidad y evitar las fugas de la unidad, y se colocaron en posición con la ayuda de un nivel de mano. En las figura 42 se aprecian los componentes, el flujo de agua a través del orificio y la carga en el vertedero.

4.4.6 O&M Filtro Grueso Dinámico (FGDi)

El flujo se debía mantener constante y distribuido en la sección de forma uniforme ajustando la posición de las flautas y verificando la altura en el vertedero de salida. El mantenimiento se realizaba cuando el nivel del agua llegaba hasta el rebose y se realizaba cerrando las válvulas de entrada y salida del filtro, luego se abrían las de lavado de flautas y la principal agitando en la parte superior la gravilla con la mano para mejorar el lavado de la capa superior al ser la que presenta la mayor acumulación de sólidos, cuando la turbiedad del agua disminuía hasta estar clara se suspendía el flujo, se abre la válvula de purga para permitir la salida del agua del filtro y se reinicia el flujo.

En las figura 43 se observa cómo se realizó el lavado del filtro y la forma de mejorar la remoción en la capa superior agitando el material con la mano.

Figura 43. Lavado Filtro Grueso Dinámico



Figura 44. Agua inicial y final del retro lavado



El caudal de lavado es 0.90 litros por segundo, la turbiedad del agua de lavado es 1190 UNT al inicio y 93.7 UNT al final se obtuvo una remoción del 92% en el proceso, la diferencia del agua se observa en la figura 44. La duración del lavado es seis minutos.

4.4.7 O&M Filtro Grueso Descendente (FGDe)

En el FGDe se verificaba el caudal en el vertedero de salida, la variación en el nivel de agua era mínima en el tiempo de operación, la limpieza se realizaba al apreciar sólidos en la capa superior del filtro, cerrando las válvulas de entrada y salida para interrumpir el flujo, luego se abría la válvula de lavado para iniciar el contra flujo y se agitaba la parte superior para mejorar la limpieza de la gravilla y cuando el agua tenía turbiedad baja se suspendía el flujo. La flauta de ingreso se retiraba y se limpiaba.

Figura 45. Lavado Filtro Grueso Descendente



A las muestras de agua inicial y final del retro-lavado se les determino la turbiedad dando como resultado una turbiedad inicial de 1240 UNT y final de 188 UNT con una remoción del 85%, la variación se puede observar en la figura 45. La duración del lavado del filtro fue de siete minutos y un caudal de 1.3 l/s.

4.4.8 O&M Filtro Lento de Arena (FLA)

El control del caudal se realizaba en el vertedero de salida para determinar la cantidad de agua tratada en el sistema, normalmente el caudal de salida es menor al de ingreso por pequeñas fugas presentes en las unidades.

El mantenimiento del filtro tiene dos fases, en la primera una vez el nivel de agua llegaba al máximo y se iniciaba el rebose, se retiraba el agua del tanque abriendo la válvula de purga, luego utilizando una pala se raspaba la capa superior de arena aproximadamente un centímetro como se ve en la figura 46, luego era retirada en un recipiente para ser lavada y almacenada. El filtro se ponía en operación de nuevo abriendo la válvula de entrada. Este proceso se realizaba hasta llegar al nivel mínimo de arena (40 cm) cuando se tenía realizar un proceso complementario.

Figura 46. Raspado capa de arena superior



Figura 47. Colocación de arena lavada (re-arenado)



La segunda fase se daba al llegar al nivel mínimo de arena, ahí se debía recuperar hasta llegar al nivel inicial de 45 centímetros, se hizo el procedimiento anterior y se agregó la arena retirada. Para colocar la arena lavada se dividió en cuatro partes la sección del tanque y se retiró la arena de un cuarto, en ese espacio se agregó la arena limpia y luego se esparció la sobrante en la superficie, recuperando así el espesor requerido, como se observa en la figura 47.

El cuadrante cambiado se va rotando siguiendo el sentido de giro de las manecillas del reloj, garantizando la presencia de microorganismos en la arena para continuar con la operación del filtro.

4.4.9 Operación sistema de retro lavado

En el lavado de los filtros se requería agua tratada por el sistema FiME, para ello se condujo agua mediante el sistema de bombeo desde el tanque de almacenamiento hasta el tanque elevado, desde ahí se distribuye a los filtros gruesos para realizar el lavado cuando es requerida la limpieza de los lechos filtrantes.

Figura 48. Sistema de bombeo



Figura 49. Sistema de bombeo



En la figura 48 se observan los principales componentes del sistema de bombeo, en la parte inferior el tanque de almacenamiento y la motobomba y en la parte superior el tanque de elevado, unidos por una tubería principal utilizada tanto como impulsión como de distribución. En la figura 49 se aprecia la motobomba con las tuberías de succión e impulsión y las válvulas utilizadas para el control del flujo hacia el tanque elevado.

El caudal de operación hacia el tanque elevado fue de 0.90 l/s requiriéndose aproximadamente 25 minutos para el llenado, proceso realizado mediante la manipulación de las válvulas de control localizadas en la succión e impulsión.

Una vez el tanque elevado estaba lleno se procedió a realizar el lavado de cada unidad de filtración mediante la manipulación de las válvulas instaladas en cada una, el agua de salida era conducida por una tubería hasta una ladera adyacente donde era vertida en un potrero.

4.4.10 Actividades realizadas en la fuente de abastecimiento

En el cauce se construyeron dos trinchos en guadua y geotextil para disminuir los sólidos presentes en el agua como se puede apreciar en la figura 50, uno fue destruido por una creciente y en el otro se acumuló material hasta quedar lleno.

Se realizaron zanjas en el sendero como las de la figura 51 para desviar el agua que baja por este lugar y que en varios puntos llegaba directamente al cauce aportando gran cantidad de sólidos, que se veían incrementados por el paso del ganado por el sector.

Figura 50. Trincho en la quebrada La Nacuma



Figura 51. Zanjas de desvío de agua



Se ha intentado modificar el recorrido del sendero pero hasta el momento no ha sido posible al tener que afectar el cultivo de café para tal fin, por ello se continuara con los trinchos y las zanjas de desvió.

5 RESULTADOS

Posterior a realizar el seguimiento al sistema durante un periodo de 20 meses y de hacer los monitoreos con muestras compuestas a cada unidad, se establecieron las remociones en cada uno de los indicadores utilizados para determinar las remociones del sistema permitiendo evaluar la eficiencia del pre-sedimentador y los tres filtros que conforman el FiME.

Tabla 26. Días de monitoreo en el sistema FiME

2011				2012			
Muestra	Mes	día		Muestra	Mes	día	
1	Febrero	21	F-21	9	Febrero	27	F-27
2	Febrero	28	F-28	10	Marzo	12	M-12
3	Marzo	14	M-14	11	Marzo	26	M-26
4	Abril	5	A-17	12	Abril	17	A-17
5	Mayo	24	M-07	13	Mayo	7	M-27
6	Junio	28	J-28	14	Mayo	28	M-28
7	Noviembre	21	N-21	15	Septiembre	10	S-10
8	Noviembre	29	N-28				

En la tabla 26 se muestran las fechas en las cuales se realizaron los monitoreos a las unidades de filtración para evaluar los indicadores en las unidades del sistema, con un total de 15 muestras compuestas tomadas.

5.1 EFICIENCIA PRE-SEDIMENTADOR

Una vez evaluadas las tres matrices construidas en botellas y tejas con turbiedades comprendidas de 100 a 200 UNT y color aparente de 200 a 300 UPC se determinó la de mayor eficiencia en los dos indicadores la construida en botellas de 2.5 litros, con remociones promedio de 73% y desviación estándar de 1.9 y 66% y desviación estándar de 1.8 respectivamente. Los resultados se pueden ver en el anexo 4.

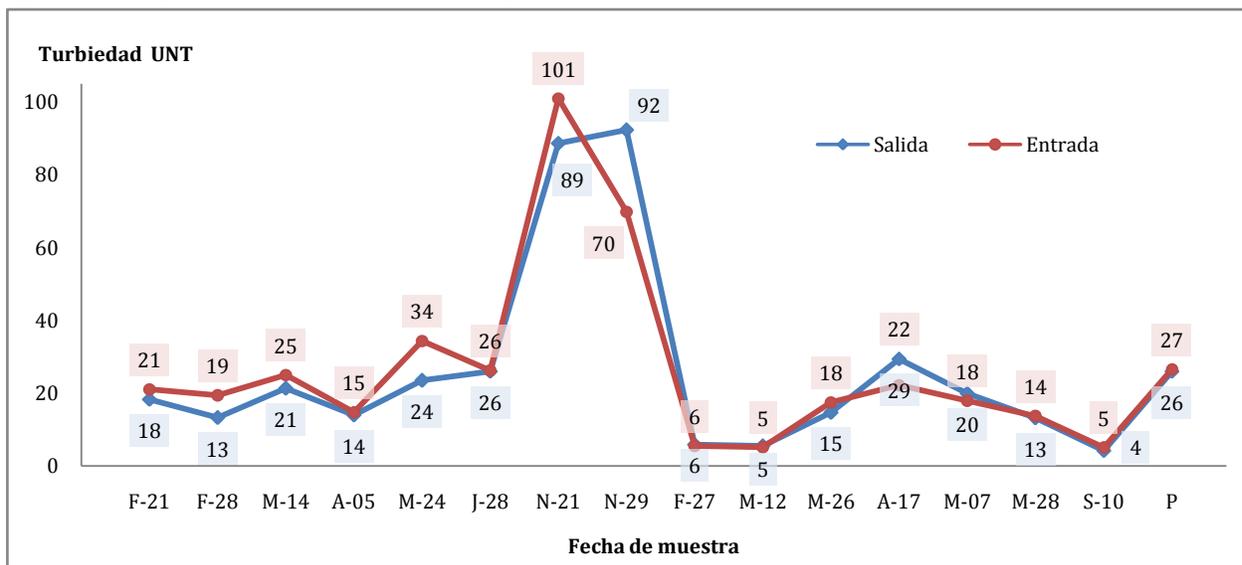
La remoción de turbiedad en el pre-sedimentador con matriz en botellas plásticas de 2.5 litros se presenta en la figura 52, en la que se puede apreciar el comportamiento en los 15 días de monitoreo.

La turbiedad del agua en el afluente al sedimentador en términos generales es baja únicamente se presentan dos valores próximos a 100 UNT en noviembre de 2011, para el primer caso se da una disminución de 101.0 a 88.7 con remoción del 12% cumpliendo con su función, en el segundo caso se incrementó pasando de 70 a 92, esto se presentó debido a la cantidad de material presente en las botellas en el momento del monitoreo por las lluvias de estos días sin que se realizara el mantenimiento requerido. Con los valores bajos de turbiedad se pueden presentar remociones o incrementos al estar las botellas con material adherido a su superficie.

Respecto al color aparente se dio un comportamiento similar a la turbiedad con un valor máximo el 21 de noviembre de 327 UPC de entrada y 153 de salida con una remoción del 53%. Los otros días tienen valores bajos.

El comportamiento en la remoción de sólidos suspendidos totales presentó dos valores altos el día 21 de febrero de 2011 ingresando 39 mg/l y saliendo 25 con una remoción del 36% y el 21 de noviembre se presentó el máximo de sólidos con 74 mg/l con salida de 51 y remoción del 31%, demostrando la capacidad del pre-sedimentador con botellas de remover sólidos suspendidos totales. En las demás muestras la presencia de sólidos en el agua de afluente fue mínima.

Figura 52. Comportamiento de la turbiedad en el pre-sedimentador



Según los resultados de las 15 muestras realizadas a la entrada y salida del sedimentador las remociones son bajas en los indicadores analizados, sin embargo es necesario estar haciendo continuamente mantenimiento de la matriz de botellas debido a la cantidad de material que se acumula en estas, normalmente se requiere una o dos veces por semana dependiendo de las condiciones del agua en la fuente. El pre-sedimentador se diseñó para remover sólidos cuando las concentraciones son elevadas, durante el periodo de monitoreo solo se presentaron dos, al coincidir el día de monitoreo con lluvias previas, por ello se explica la baja remoción a lo largo del periodo de evaluación. También se debe tener presente el no contar con un proceso unitario de floculación previo a la sedimentación.

5.2 EFICIENCIA FILTRO GRUESO DINÁMICO FGDi

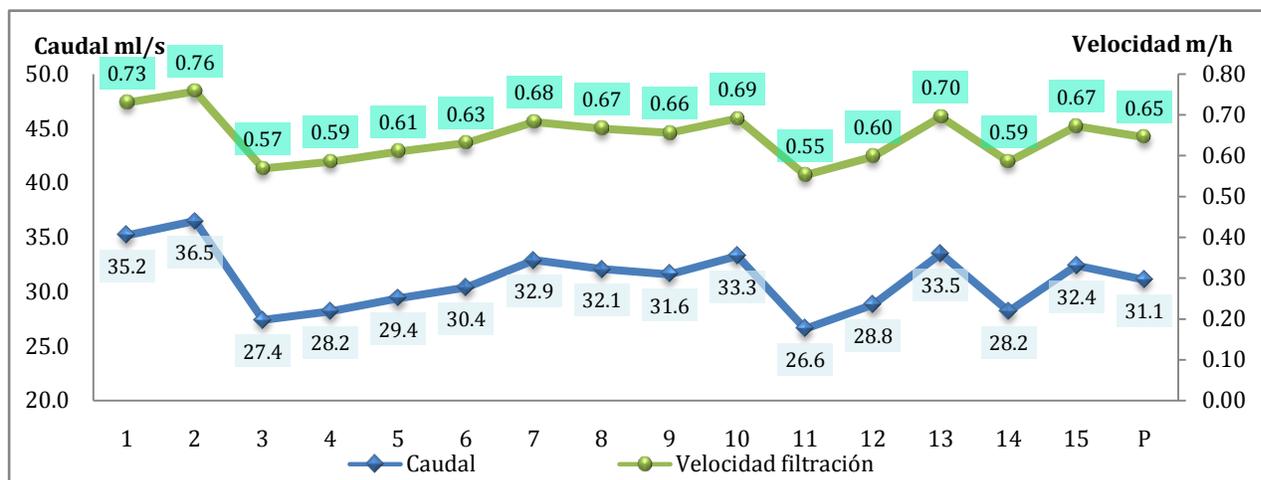
El FGDi es la primera unidad del FiME, a continuación se tiene el comportamiento de los indicadores turbiedad, color aparente y los parámetros de operación.

5.2.1 Caudal y velocidad de filtración en el FGDi

El caudal de diseño del filtro fue de 30 ml/s y el de operación promedio fue de 31.1 ± 1.6 y una desviación estándar de 3.0, siendo muy próximo, se utilizaba un caudal mayor por las fugas en las unidades y poder garantizar un caudal cercano al de diseño a la salida del sistema.

La velocidad de filtración de diseño fue 0.66 m/h y la promedio de operación fue de 0.65 ± 0.03 , presentando una variación mínima, el valor bajo favorece el funcionamiento del filtro para turbiedades elevadas.

Figura 53. Comportamiento de la velocidad de filtración en el FGD_i

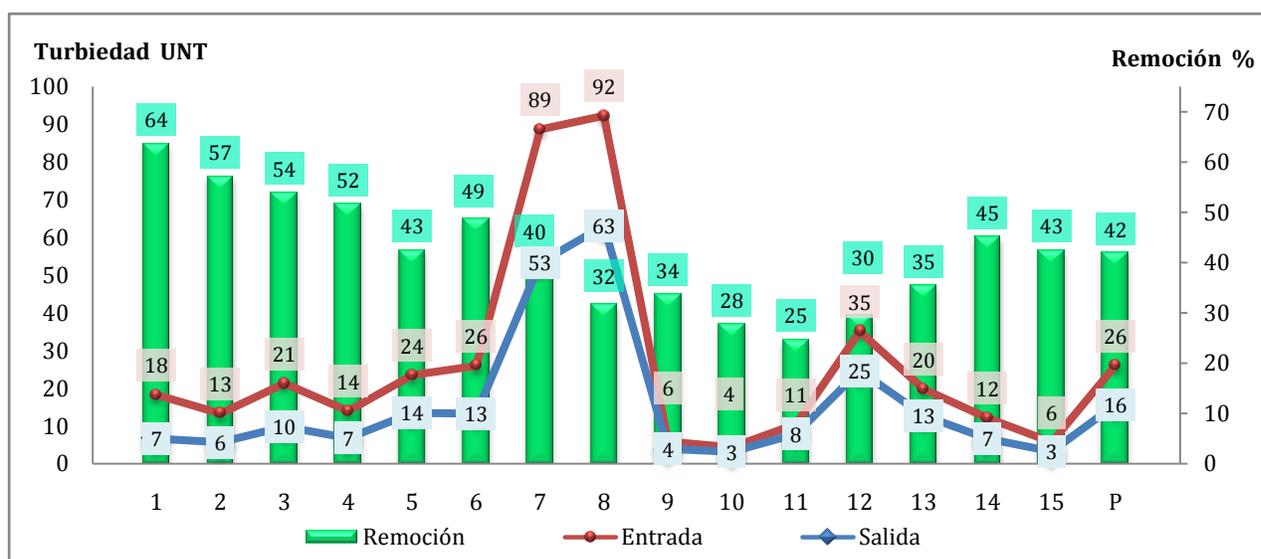


La variación en el caudal fue baja como se puede apreciar en la figura 53, con algunos valores alejados del promedio al inicio, luego se regula por la utilización de la unidad de distribución de caudal y los vertederos.

5.2.2 Remoción de Turbiedad en el FGD_i

La turbiedad es uno de los indicadores fundamentales que reflejan la eficiencia en la operación del FGD_i en la figura 54 se aprecia como varió durante el tiempo de evaluación del sistema, registrando en el afluente dos valores superiores a los de diseño afectando el desempeño en la eficiencia promedio.

Figura 54. Comportamiento de la turbiedad en el FGD_i



La turbiedad de ingreso al FGD_i tuvo durante los primeros seis meses un comportamiento similar, cambiando en noviembre donde aumentó por el incremento en las lluvias y alcanzó un valor máximo de 92 UNT disminuyendo hasta 63 en el filtro, removiendo el 32%.

En la tabla 27 se aprecian los principales valores de operación, la turbiedad de ingreso tuvo un promedio de 26.1 ± 15.2 con una desviación estándar de 27.5 siendo considerable la variación, en el efluente disminuyó como lo muestra el rango de la media verdadera con un promedio de 15.6 ± 10.1 y una desviación estándar de 18.2, mayor al promedio, esto se explica por la gran diferencia en los valores de turbiedad en el agua afluente con un máximo de 92 y un mínimo de 4, es decir una diferencia de 88 UNT reduciéndose la diferencia en el efluente a 60 UNT.

Tabla 27. Comportamiento promedio de los parámetros y la turbiedad en los FGD_i

Ítem	Unidad	FGDi Plástico			FGDi Concreto				
		Promedio	Rango		Desviación estándar	Promedio	Rango		Desviación estándar
Caudal	ml/s	31.1	±	1.6	3.0	27.6	±	1.7	3.0
Velocidad de filtración	m/h	0.65	±	0.03	0.06	0.92	±	0.06	0.10
Turbiedad de ingreso	UNT	26.1	±	15.2	27.5	27.2	±	15.5	28.0
Turbiedad de salida	UNT	15.6	±	10.1	18.2	15.8	±	9.9	17.8
Remoción	%	41.8	±	6.4	11.6	42.1	±	8.3	15.0

La remoción promedio de la unidad fue del 41.8 ± 6.4 , con una desviación estándar de 11.6 unidades. Según Galvis et al, (1999:118) la remoción debe ser próxima al 50% en zonas de ladera, de acuerdo a los resultados el valor es apropiado siendo probable mejorarla con a distribución de los tamaños de las gravillas y la operación del filtro.

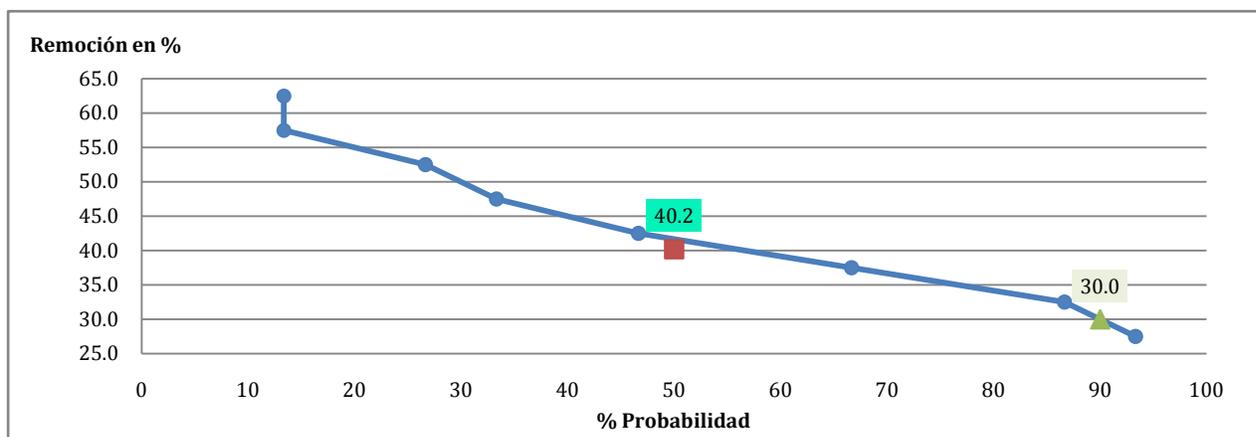
Al comparar la eficiencia en remoción de turbiedad con el filtro dinámico de concreto se encontró una similitud en los valores de salida ver tabla 27, existe una diferencia en las velocidades de filtración, siendo menor en el filtro de plástico por la adaptación en un recipiente de mayor área transversal.

El análisis de comparación de dos medias con varianzas diferentes y una significancia del 5% dio como resultado un valor p de 0.034 demostrando la semejanza en las remociones de los dos tratamientos siendo estadísticamente iguales.

Omitiendo los datos de los días que se permitió que el sistema operara con turbiedades superiores a las admisibles para el diseño (máximo 70 UNT) correspondientes a las muestras 7 y 8, se obtuvo un promedio en salida de 9.1 y desviación estándar de 5.9, con una remoción del 43% y desviación estándar de 12.1 próxima a la teórica. Siendo necesario evitar el ingreso de agua con turbiedades elevadas las que afectan el desempeño del filtro y del sistema en general.

Con los datos obtenidos en el FGD_i se estableció la probabilidad de remoción para el filtro como se ve en la figura 55, siendo para el 50% de 40.2%, estando próxima al valor teórico y para el 90% es de 30%.

Figura 55. Probabilidad de remoción en el FGD_i

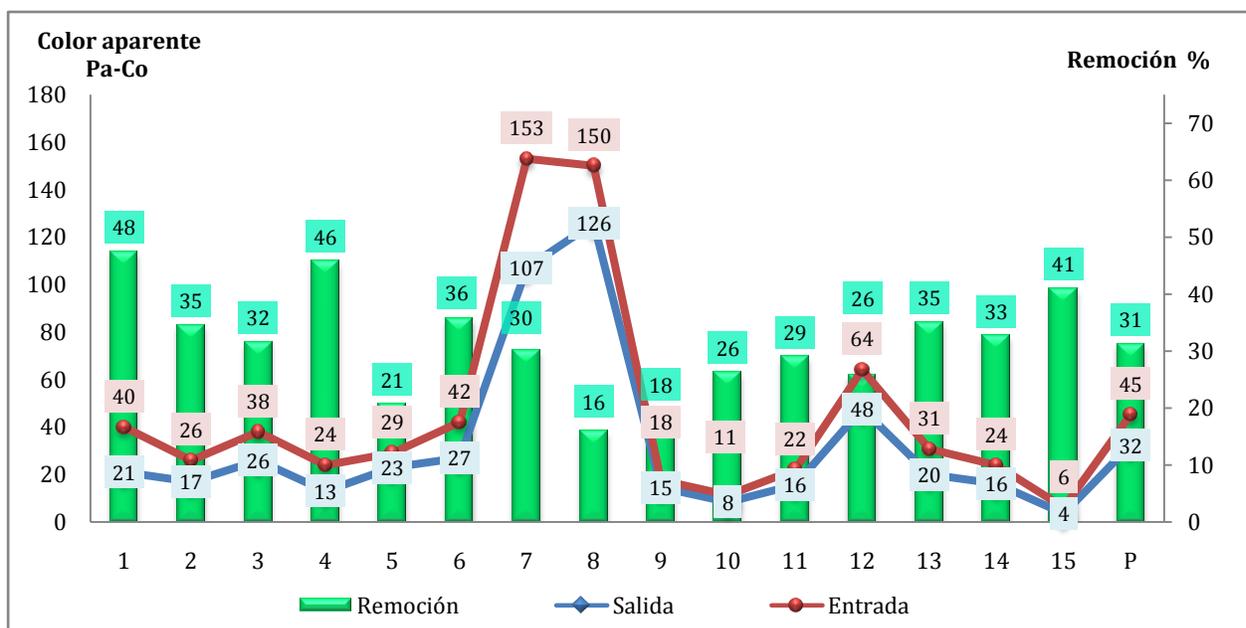


Según este resultado el filtro tuvo una remoción mediana del 40% y para el 90% la disminución en su capacidad es únicamente del 10%, luego el filtro garantiza una turbiedad aceptable, requiriéndose establecer una alternativa para remover los picos de turbiedad superiores a los máximos de operación.

5.2.3 Remoción de color aparente en el FGD_i

La remoción de color aparente fue utilizada como referencia por ser uno de los indicadores establecidos en la resolución 2115 y sugerida por los autores para hacer seguimiento. En la figura 56 se aprecia el comportamiento de este indicador para las muestras analizadas.

Figura 56. Comportamiento del color aparente en el FGD_i



El comportamiento del color aparente de entrada presentó dos puntos críticos en las muestras 7 y 8 en los que se permitió el ingreso de agua fuera de las condiciones de diseño, con valores de color en 150 durante dos muestras consecutivas tomadas una ocho días después de la otra y sin realizar mantenimiento previo después del primer evento máximo.

Como se observa en la figura 56 para el día 21 de noviembre (muestra 7) el filtro removió el 30% siendo aceptable por la cantidad de ingreso, para el 29 correspondiente a la muestra ocho la remoción es mínima por encontrarse colmatado el filtro, afectando el promedio de los datos, exceptuando estos datos, las remociones son próximas al promedio.

En la tabla 28 se presentan los valores promedio de remoción de color aparente para los dos filtros, teniendo valores de salida y remoción muy similares en los casos.

Tabla 28. Comportamiento promedio del color aparente en los FGD_i

Ítem	Unidad	FGDi Plástico			FGDi Concreto		
		Promedio	±	Rango	Promedio	±	Rango
Color de ingreso	Pt-Co	45.2	±	25.1	45.5	±	25.3
Color de salida	Pt-Co	32.4	±	19.8	31.4	±	18.9
Remoción	%	31.3	±	5.2	31.5	±	6.3

El promedio de remoción en el filtro de plástico es 31.3 ± 5.2 y una desviación estándar de 9.3, siendo mayor la variación para el filtro construido en concreto para los valores de salida y remoción. En general el comportamiento es similar al registrado para la turbiedad.

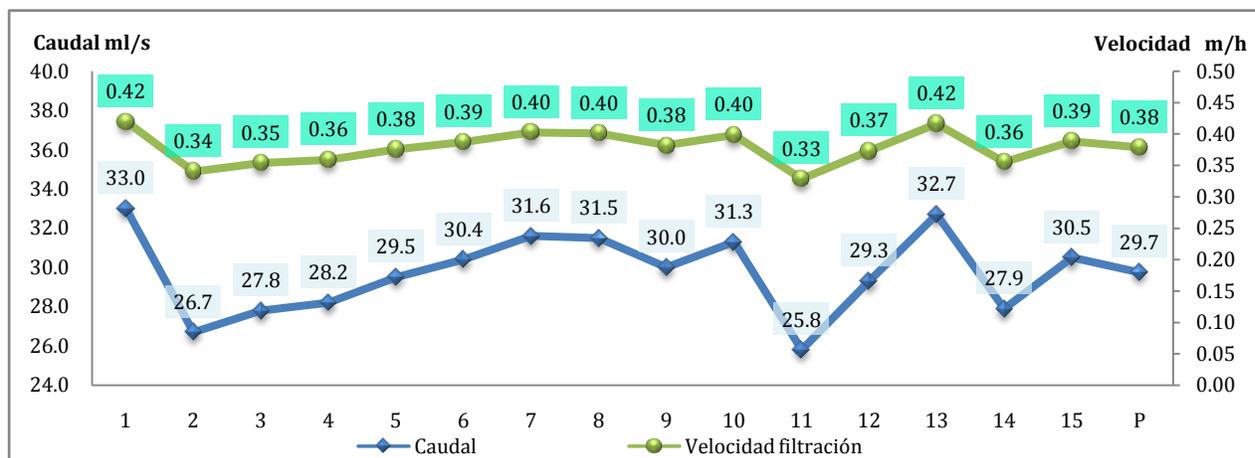
5.3 FILTRO GRUESO DESCENDENTE FGDe

El filtro grueso inicialmente opero en flujo ascendente y luego al ser instalado el lavado se cambió a flujo descendente para facilitar el lavado e incrementar el oxígeno disuelto en el agua mediante una caída utilizando una flauta colocada a una altura superior.

5.3.1 Caudal y velocidad de filtración en el FGDe

El caudal de diseño del filtro fue 30 ml/s y el de operación $29.7.3 \pm 1.2$ siendo muy próximo, con un mínimo de 25.8 y un máximo de 33.0 ml/s. La velocidad de filtración de diseño fue 0.38 m/h, y la de operación promedio fue de 0.38 ± 0.02 , siendo prácticamente igual.

Figura 57. Comportamiento de la velocidad de filtración en el FGDe



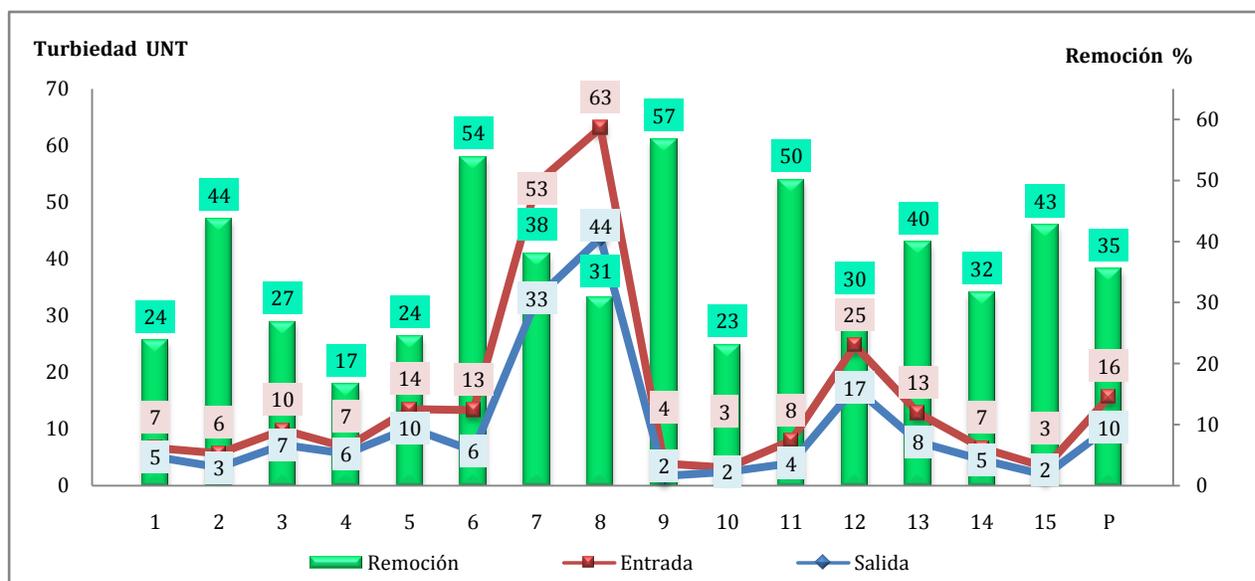
La variación en la velocidad de filtración es baja como se aprecia en a figura 57, con un mínimo de 0.33 y un máximo de 0.42, conservándose siempre en el rango teórico.

5.3.2 Remoción de Turbiedad en el FGDe

La remoción de turbiedad en el filtro respecto a los valores de ingreso al mismo se aprecian en la figura 58 para las 15 muestras tomadas, presentó una variación considerable a lo largo del periodo de evaluación, con un rango desde 17% hasta 57% con un promedio de $35.4.3 \pm 7\%$ y desviación estándar de 12.1.

Según Galvis et al (1999:130) las remociones deberían ser superiores al 50%, para filtros con espesor de lecho mayor a un metro, en este caso fue de 56 centímetros, siendo menor de forma considerable, a ello se debe la diferencia en la eficiencia.

Figura 58. Comportamiento de la remoción relativa de turbiedad en el FGDe



En los casos donde se presentaron turbiedades elevadas muestras siete (7) y ocho (8) el filtro se comportó de forma apropiada removiendo con valores próximos al promedio como se ve en la figura 58.

El comportamiento del FGDe respecto de su equivalente en concreto se aprecia en la tabla 29, notándose la diferencia en las velocidades de filtración y la eficiencia, debido a las condiciones de construcción y operación.

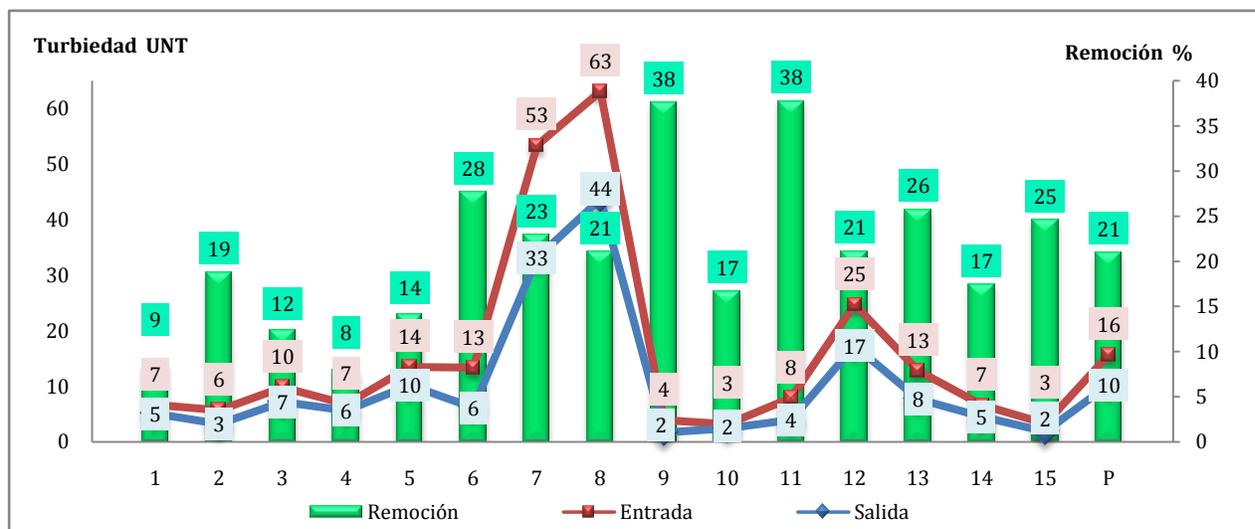
Tabla 29. Comportamiento promedio de los parámetros y turbiedad en el FGDe y el FGA

Ítem	Unidad	FGDe Plástico		FGA Concreto	
		Promedio	Rango	Promedio	Rango
Caudal	ml/s	29.7	± 1.2	28.2	± 1.8
Velocidad de filtración	m/h	0.38	± 0.02	0.70	± 0.04
Turbiedad de ingreso	UNT	15.6	± 10.1	14.7	± 9.8
Turbiedad de salida	UNT	10.3	± 6.8	11.2	± 7.3
Remoción	%	35.4	± 6.7	25.6	± 4.7

La diferencia en el sentido de flujo, las estratificaciones de los lechos y el espesor de los mismos dejan únicamente en común el caudal de los filtros. La comparación de la eficiencia de los dos filtros es posible realizarla siempre y cuando las condiciones sean similares, por ello se debería rediseñar el filtro de concreto para hacer coincidir la velocidad de filtración de acuerdo al tamaño del tanque plástico utilizado.

El comportamiento en las remociones de turbiedad respecto del ingreso al FiME se puede ver en la figura 59, tiene un promedio de 20.9% con una desviación estándar de 8.9, un valor mínimo de 8.0% y un máximo del 37.7%, siendo notorio el cambio a partir de las modificaciones realizadas en el sentido de flujo y los lechos filtrantes, muestra seis (6).

Figura 59. Remoción turbiedad en el FGDe respecto del sistema



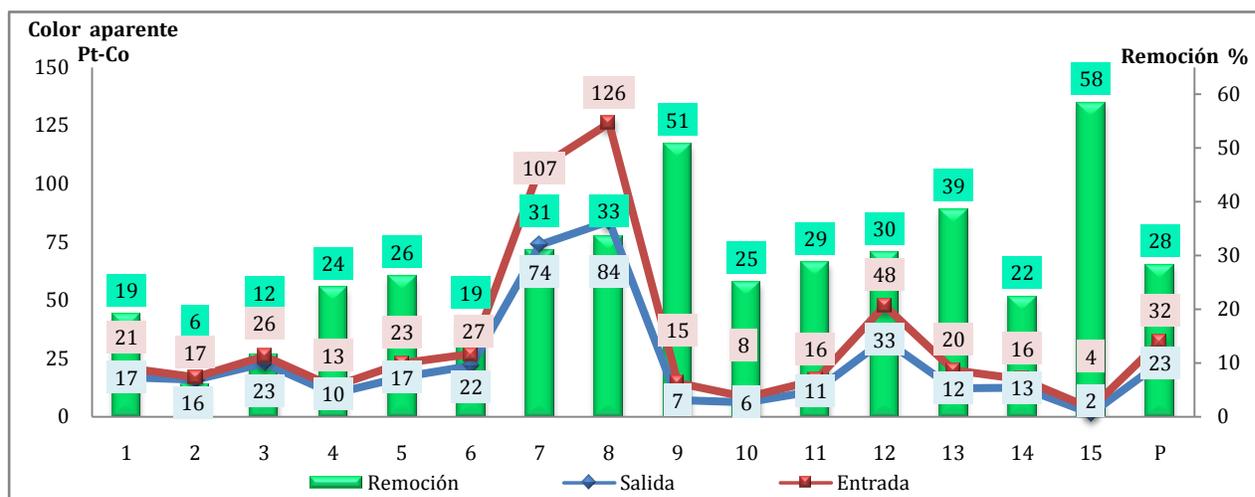
Los valores de turbiedad a la salida tuvieron un promedio de 10.3 UNT y desviación estándar de 12.2, con un rango de 1.7 a 43.7, siendo muy amplio, debido a los dos picos de turbiedad presentados en noviembre de 2011, donde se permitió el ingreso de agua con valores de

turbiedad superiores a los de diseño, para los valores restantes el comportamiento fue apropiado presentando remociones bajas para los valores de turbiedad menores como es de esperarse para este tipo de filtro. Según Sánchez et al, (2006: 16) el efluente de la filtración gruesa debe tener una turbiedad entre 10 y 20 UNT, en este caso se cumple.

5.3.3 Remoción color aparente en el FGDe

El comportamiento en la remoción de color aparente en el filtro grueso descendente fue variable debido al cambio permanente ingreso y a las modificaciones realizadas, siendo consistente en la mayor parte de las muestras de salida al lograr disminuir el indicador como se observa en la figura 60, con remociones cercanas al 30% para los valores máximos.

Figura 60. Remoción color aparente relativa en el FGDe



Una vez efectuados los cambios se apreció un incremento en la remoción logrando valores superiores al 50%. El promedio de la remoción es $28.2 \pm 7.5\%$ y desviación estándar de 13.6, con un valor mínimo de 5.8% al inicio de los monitoreos, con una disminución muy baja del indicador de un punto, probablemente por acumulación de material en el filtro.

Tabla 30. Comportamiento del color aparente en el FGDe y el FGA

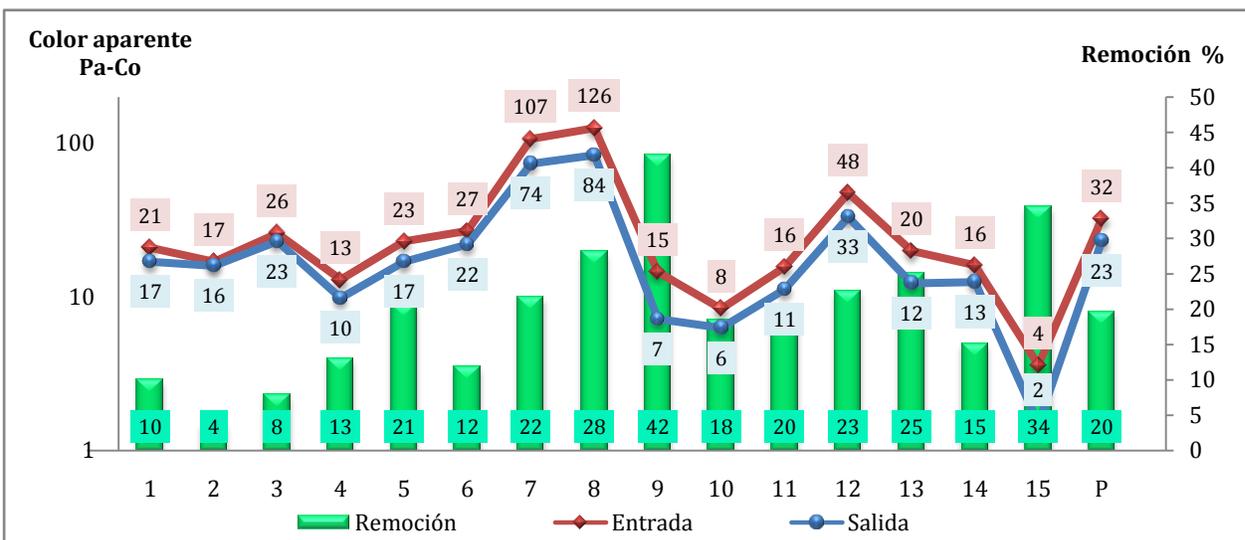
Indicador	Unidad	FGDe Plástico		FGA Concreto		
		Promedio	Rango	Promedio	Rango	
Color aparente de ingreso	Pt-Co	32.4	± 19.8	31.4	±	18.9
Color aparente de salida	Pt-Co	23.1	± 13.3	23.4	±	13.4
Remoción	%	28.2	± 7.5	27.2	±	10.0

El comportamiento de los filtros respecto del color aparente es muy similar tanto en los valores de salida como en las remociones, teniendo presente las diferencias de operación entre los dos como se aprecia en la tabla 30, para el de plástico 23.1 y desviación estándar de 24.0, valor alto debido a las variaciones en el agua afluente.

La remoción respecto de los valores de ingreso a cada unidad se realiza para poder compararlas las unidades equivalentes al presentar valores de ingreso diferentes y también hacer la comparación con valores teóricos.

En la figura 61 se presentan las remociones de color aparente del FGDe respecto del sistema, notándose en general bajas remociones, siendo menores en las primeras seis muestras con un máximo de 17% para la número cinco, luego de realizados los cambios se logró un incremento en las remociones llegando a un máximo de 42%, para los valores pico de color aparente registrados en noviembre de 2011, las remoción de color aparente promedio fue 19.6%, con una desviación estándar de 10.1.

Figura 61. Remoción de color aparente en el FGDe respecto del sistema



En los días donde el agua ingreso con valores máximos de color aparente el filtro realizo remociones superiores al promedio, siendo apropiado el comportamiento. En ocho muestras las remociones son superiores al promedio.

La remoción promedio en el filtro grueso ascendente de concreto fue 18.1%, con una desviación de 13.6, un valor máximo de 49.1% respecto del sistema.

El FGDe construido en un tanque plástico de 250 litros con una velocidad de filtración promedio de 0.38 m/h remueve el 28.2% del color aparente que le ingresa y tiene una remoción del 19.6% respecto del total del sistema.

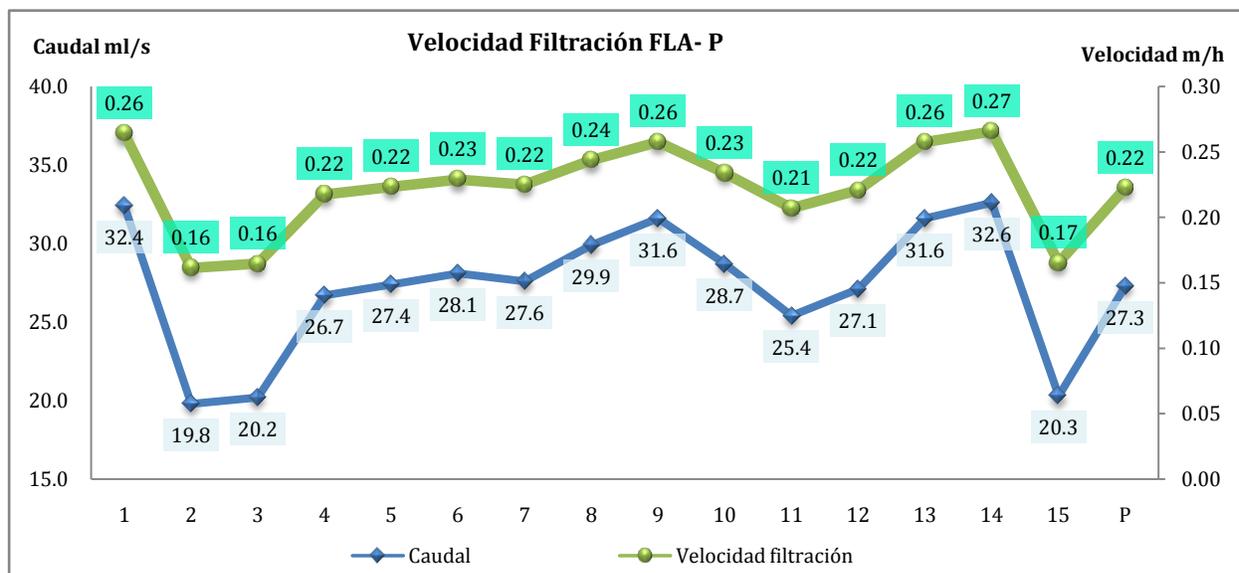
5.4 REMOCIONES EN EL FILTRO LENTO DE ARENA FLA

El FLA es el tercer y último filtro del sistema FiME, su principal función es remover los microorganismos presentes en el agua siendo un filtro biológico, además remueve la turbiedad y color aparente restantes de las unidades anteriores, a continuación de describe su comportamiento.

5.4.1 Caudal y velocidad de filtración en el FLA

El caudal de diseño del filtro fue 30 ml/s y el de operación 27.3 ± 2.4 , reducido por las fugas en las anteriores unidades, con un mínimo de 25.8 y un máximo de 32.6 ml/s. La velocidad de filtración de diseño fue 0.24 m/h, y la de operación promedio fue de 0.22 ± 0.02 , siendo un poco menor, apropiado para mejorar su eficiencia en remoción. En la figura 62 se aprecia la variación de los dos parámetros.

Figura 62. Comportamiento del caudal y la velocidad de filtración en el FLA

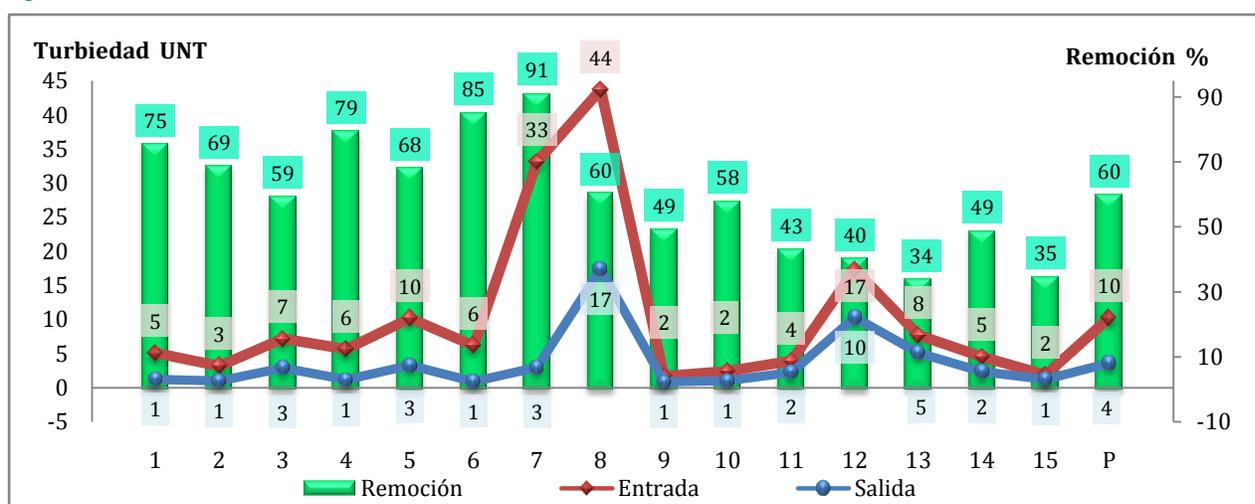


En tres monitoreos se presentan caudales bajos, para los demás los valores son próximos al promedio, como lo expresa la media verdadera con un valor de 0.02 alrededor del promedio.

5.4.2 Remoción de Turbiedad en el FLA

La turbiedad en el FLA presenta un comportamiento similar a los dos filtros anteriores en los días donde el agua ingreso con valores superiores a los de diseño en noviembre de 2011 como se observa en la figura 63, para el primer día muestra siete (7) la remoción fue la máxima 91% y la salida aceptable con una turbiedad de 2.98 UNT, para la siguiente muestra la salida fue de 17.4 UNT estando fuera de valor exigido por la resolución 2115 de dos (2) unidades, debido a la acumulación de material en el filtro por las continuas lluvias.

Figura 63. Remoción turbiedad en el FLA



Las remociones relativas del FLA tienen dos comportamientos diferenciables, el primero hasta la muestra siete (7) con remociones altas superiores al promedio y una segunda parte con remociones inferiores desde la muestra nueve (9), al ser las turbiedades de ingreso al filtro

menores a las primeras siete (7) exceptuando la número 12, donde el filtro realizo una deficiente remoción por falta de mantenimiento.

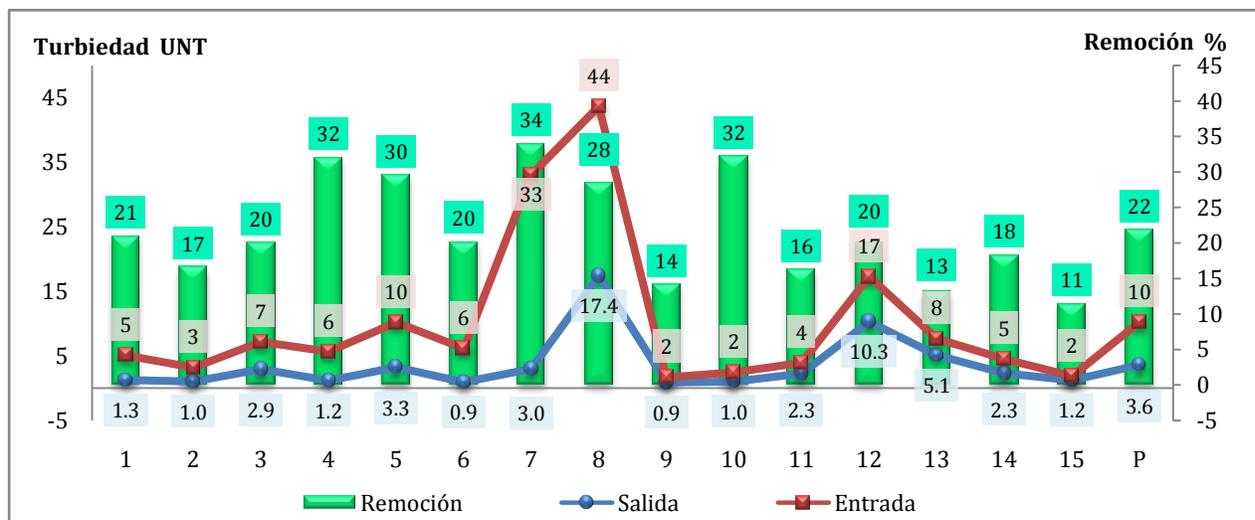
En la tabla 31 se aprecian los valores promedio de los parámetros de operación y las remociones relativas de los filtros lentos construidos en tanque plástico y en concreto.

Tabla 31. Comportamiento promedio de los parámetros y turbiedad en los FLA

Ítem	Unidad	FLA Plástico		FLA Concreto	
		Promedio	Rango	Promedio	Rango
Caudal	ml/s	27.3	± 2.4	24.3	± 2.9
Velocidad de filtración	m/h	0.22	± 0.02	0.19	± 0.02
Turbiedad de ingreso	UNT	10.3	± 6.8	11.2	± 7.3
Turbiedad de salida	UNT	3.6	± 2.5	3.3	± 2.2
Remoción	%	59.6	± 10	70.2	± 4.7

Las velocidades de filtración y la turbiedad del agua al ingreso de los filtros son similares siendo posible comparar su eficiencia, las turbiedades de salida son en promedio para el filtro en plástico de 3.6 ± 2.5 con desviación estándar de 4.5 y para el de concreto 3.3 ± 2.2 con desviación estándar de 4.0, las que son muy próximas, sin embargo las remociones si difieren siendo superior en el filtro de concreto con un 70% respecto del 60% logrado por el de plástico. La variación se debe a la diferencia en el espesor de las capas de arena en los filtros y la menor velocidad de filtración.

Figura 64. Remoción de turbiedad en el FLA respecto del sistema

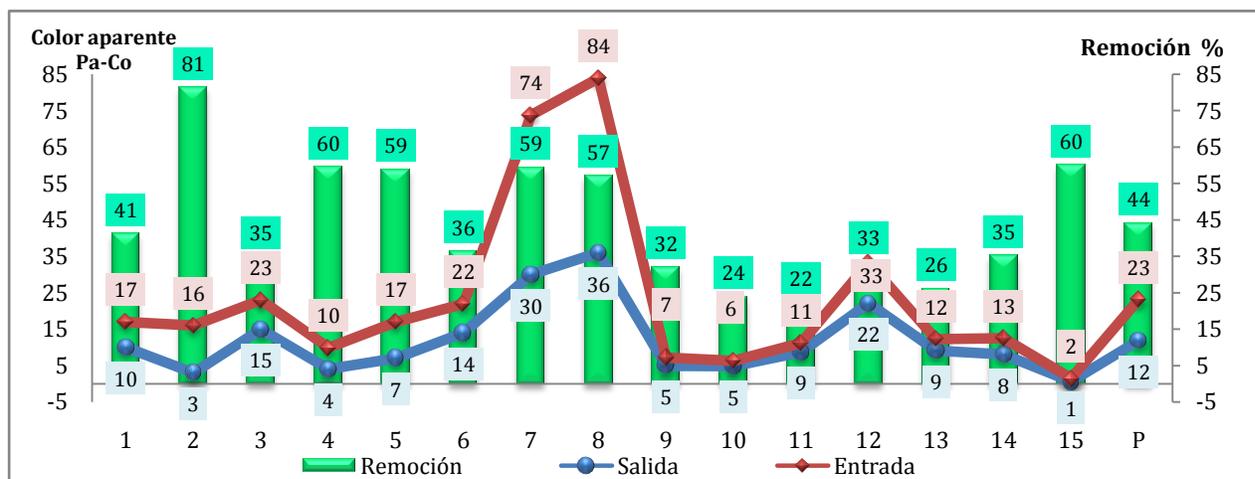


En la figura 64 se observan las remociones del FLA respecto del sistema con un promedio de 21.8% y desviación estándar del 7.5, la menor fue del 34% para el primer día de turbiedad elevada con una salida de 3.0 UNT siendo próxima al valor requerido. Las remociones tienen un comportamiento irregular en el transcurso del monitoreo, únicamente en tres muestras se presentan turbiedades fuera del promedio, siendo posible mejorar la eficiencia evitando picos de sólidos en el agua.

5.4.3 Remoción color aparente en el FLA

El comportamiento de la remoción de color aparente en el filtro lento es variable, con valores elevados en los primeros ocho monitoreos y luego desciende por debajo del promedio, sin embargo los valores son próximos a los requeridos en la mayoría de los casos como se aprecia en la figura 65.

Figura 65. Remoción color aparente relativa en el FLA



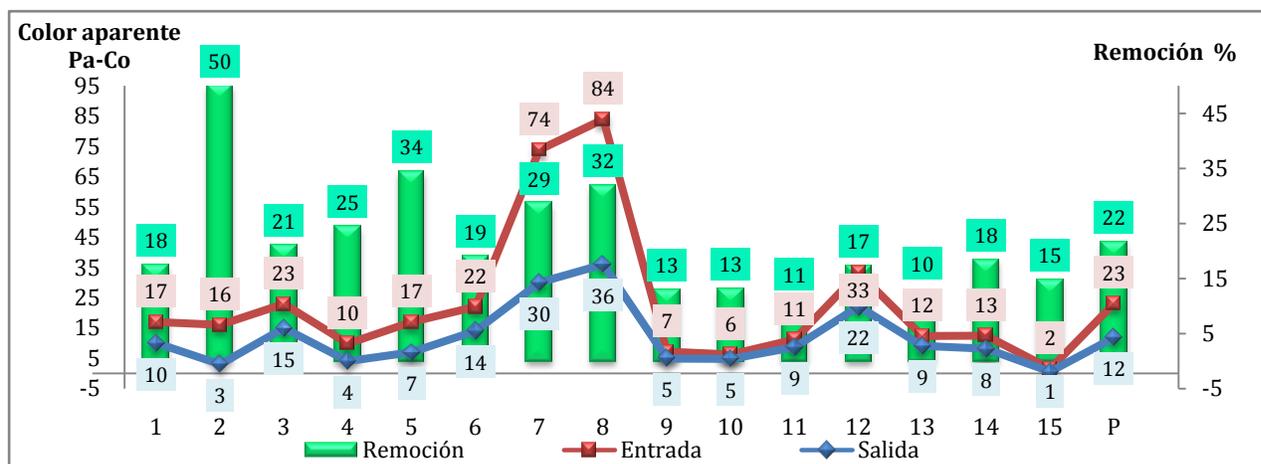
Se presentan tres valores superiores a los exigidos en los días con mayor presencia de material en el agua.

Tabla 32. Remociones de color aparente en los FLA

Indicador	Unidad	FGDe Plástico		FGA Concreto	
		Promedio	Rango	Promedio	Rango
Color aparente de ingreso	Pt-Co	23.1	± 13.3	23.4	± 13.4
Color aparente de salida	Pt-Co	11.8	± 5.6	11.2	± 6.4
Remoción	%	44.1	± 9.6	53.2	± 9.9

Los valores de color aparente de salida como se observa en la tabla 32 son similares, sin embargo las remociones del FLA de concreto son superiores al igual que ocurre con la turbiedad.

Figura 66. Remoción color aparente en el FLA respecto del sistema



La remoción de color aparente en el FLA respecto del sistema fue en promedio de 21.7% y desviación estándar del 10.7 siendo en la mayoría de los casos menor al promedio como se ve en la figura 66 y fueron relativamente bajas debido al espesor de la capa arena. Los valores de salida están dentro del rango en el segundo periodo de monitoreo exceptuando la muestra 12, donde se utilizó el sistema sin previo mantenimiento.

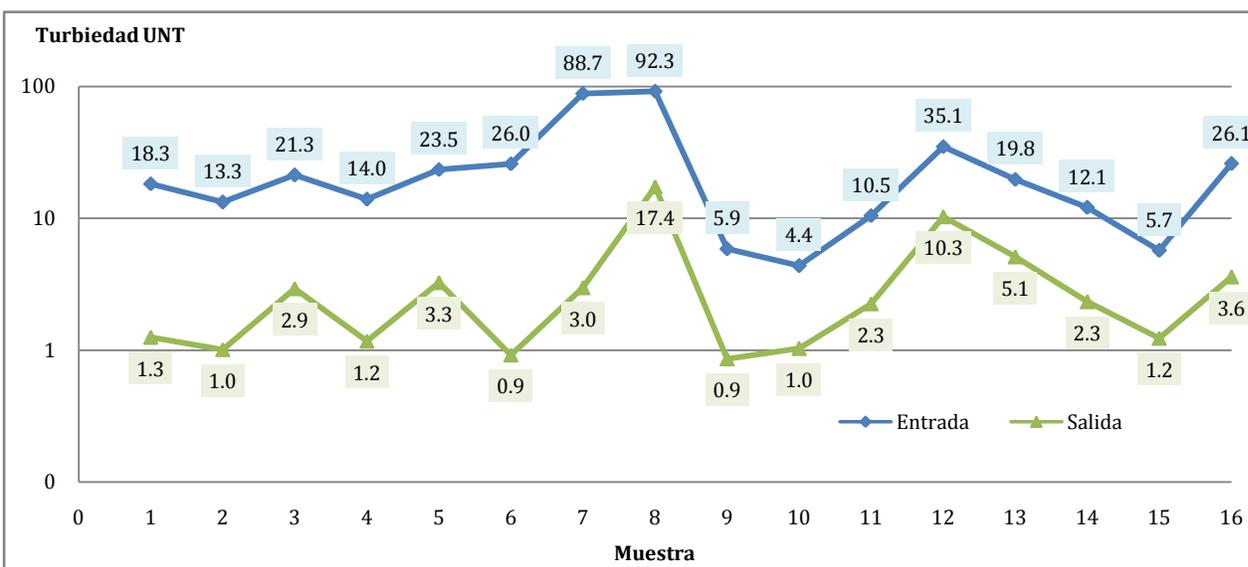
5.5 EFICIENCIA DEL SISTEMA FiME

Después de revisar los resultados de las remociones en cada unidad ahora se analizará el comportamiento de los indicadores en el sistema FiME para determinar la eficiencia y comparar con el sistema construido en concreto.

5.5.1 Remoción de turbiedad en el sistema

La turbiedad de salida tiene una relación directa con la de ingreso, la correlación entre las dos es de 0.684, siendo notoria la tendencia como se aprecia en la figura 66 con las trayectorias de las dos líneas. Se aprecian dos puntos máximos en ingreso los que se reflejan también en la salida, el primero es atenuado en la primera parte como se aprecia en la figura 67.

Figura 67. Comportamiento de la turbiedad en el sistema



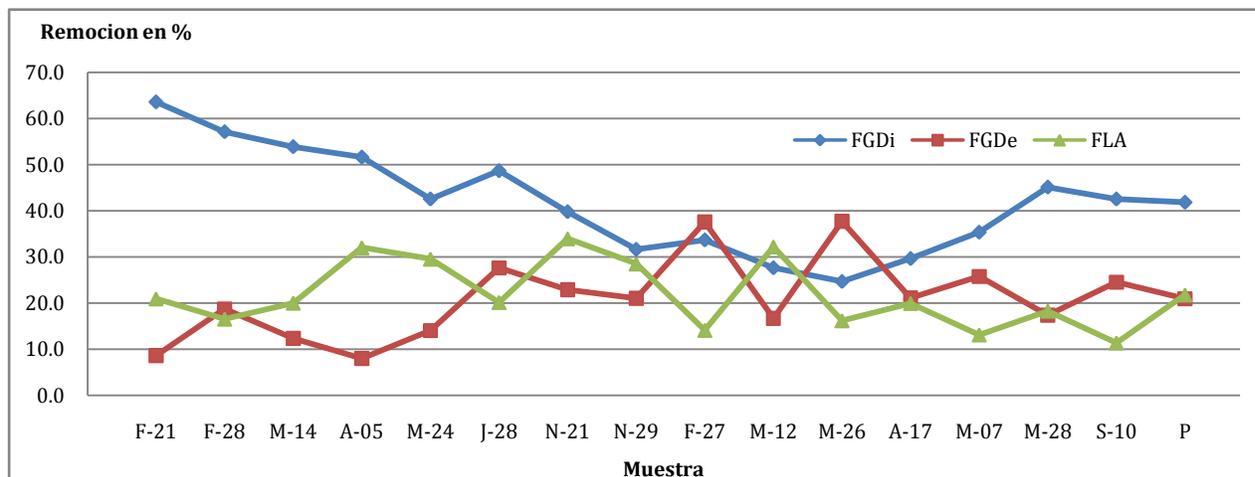
Un total de siete muestras tiene turbiedad inferior a lo especificado por la norma (2 UNT), los picos de turbiedad en la salida son para los días que ingresaron la turbiedad que superaban la de diseño y cuando se dejó el sistema sin mantenimiento.

El comparativo de las remociones de turbiedad en cada unidad de filtración del sistema se presenta en la figura 67 para las 15 muestras tomadas.

El FGD_i inicia con una remoción inicial alta decreciendo hasta la muestra 11 donde cambia para incrementar de nuevo, siendo el comportamiento más uniforme y tiene la mayor eficiencia con un 41.8% del total del sistema. La disminución en la remoción del FGD_i coincide con el incremento en el FGDe y en el FLA, las que se van alternando a lo largo de todo el monitoreo y terminan con una remoción promedio muy similar de 20.9% y 21.8% respectivamente.

La remoción en el FGDe al contrario del FGDi es muy baja inicialmente durante los primeros meses y cambia a partir del momento donde se modifica la estratificación de los lechos y el sentido de flujo muestra ocho (8). Las remociones a partir de este punto fueron mayores a las iniciales, como se observa en la figura 68.

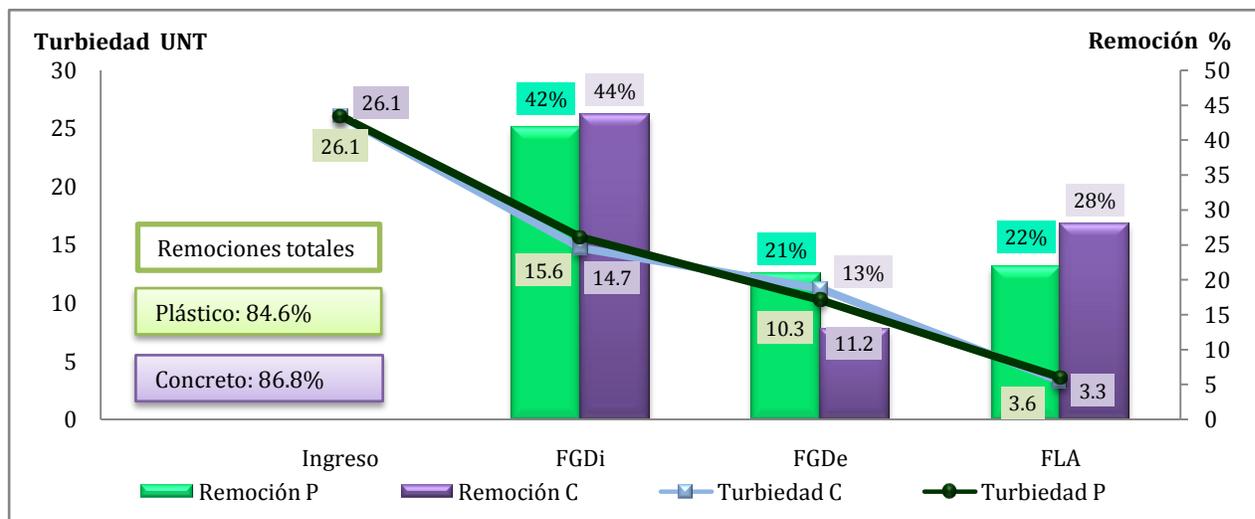
Figura 68. Remoción turbiedad en los tres filtros del sistema



La remoción del FLA presenta la mayor variación de los tres filtros, no tiene un comportamiento definido en el tiempo, no es notoria la diferencia con el cambio de arena de río por arena sílice, más fina y uniforme realizado en julio de 2012.

La remoción total del FiME construido en tanques de plástico fue de 84.6% con desviación estándar 8.2 dando un coeficiente de variación de 9.7% y la del sistema en unidades de concreto fue de 86.8% con desviación estándar 11.1 y un coeficiente de variación de 12.8%, siendo prácticamente iguales a pesar de las diferencias existentes en los espesores de los lechos de filtración, como se observa en la figura 69.

Figura 69. Comparación de remoción de turbiedad en los dos sistema FiME



Los resultados son próximos en remoción al 90% obtenido por Naranjo 2009, utilizado filtros con mayores espesores en los lechos, la similitud puede darse por la diferencia entre las velocidades de filtración utilizadas, de 2.8 m/h por Naranjo y 0.66 m/h en este caso. Aunque

las remociones son similares se da una diferencia en el valor de salida con promedio de 1.38 UNT respecto del 3.6, por tanto mayor eficiencia a mayor espesor como es de esperarse.

Las principales diferencias en remoción se presentan en los filtros gruesos ascendente y descendente, siendo menor para el de concreto, para luego ser mayor en el FLA de concreto y dar como resultado una turbiedad de salida similar.

Si se omiten los valores de turbiedad de los días cuando se operó el sistema en condiciones superiores a las de diseño se obtiene un promedio en la salida de 2.0 UNT con desviación estándar de 1.3, una mediana de 1.25, con un valor máximo de 5.3, con siete valores inferiores al exigido por la resolución 2115.

5.5.2 Remoción de color aparente en el sistema

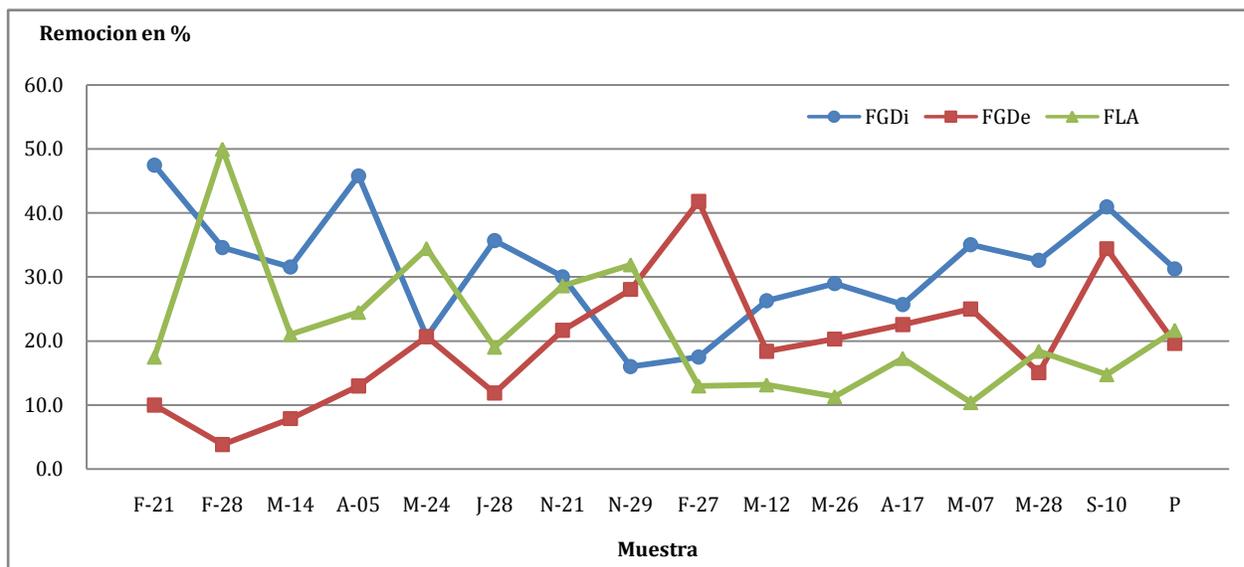
El color aparente del agua al ingreso del FiME es variable con dos puntos de valores máximos donde el sistema presento tres salidas superiores a las exigidas, en los demás casos cumplió, como se observa en la figura 70.

Figura 70. Comportamiento del color aparente en el sistema



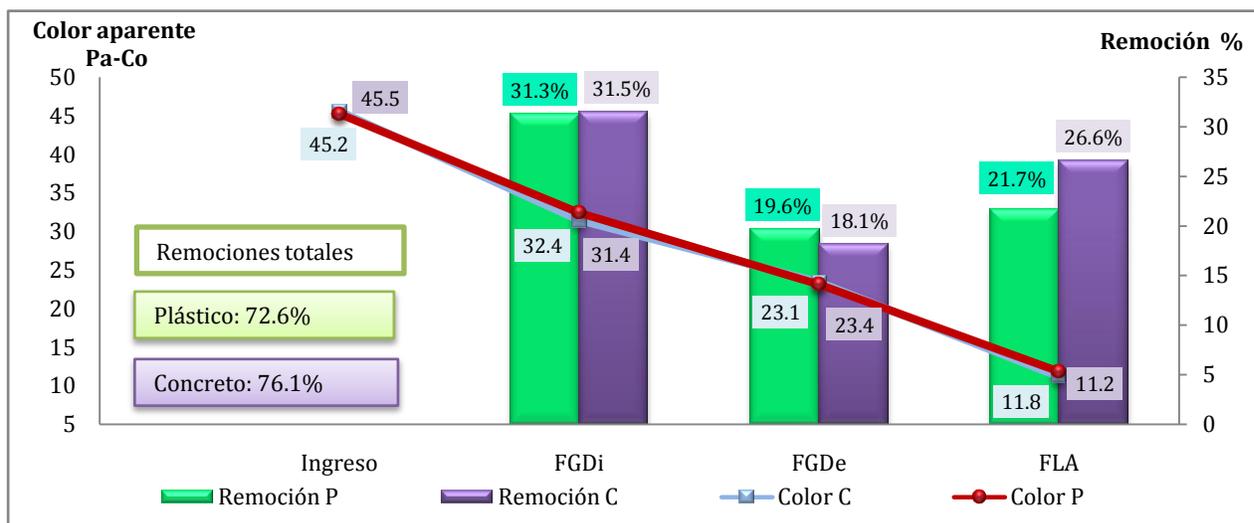
En la figura 71 se presenta el comparativo de las remociones de color aparente en cada unidad del sistema, siendo diferente para cada una y sin tendencias definidas en las muestras correspondientes al año 2011, en la segunda parte año 2012 se ve un comportamiento similar en los tres filtros siendo mayor en el FGDi, en segundo lugar el FGDe y las menores remociones se presentan en el FLA, aunque en promedio los filtros tuvieron un promedio similar.

Figura 71. Remoción color aparente en los tres filtros del sistema



Las remociones en color aparente son inferiores a las logradas en turbiedad, debido a los valores elevados de ingreso, siendo necesario establecer una solución para incrementar su eficiencia. La remoción total de color aparente del FiME construido en tanques de plástico fue de 72.6% con desviación estándar de 10.0 un coeficiente de variación de 14% y en el de unidades de concreto fue de 76.1% con desviación estándar de 10.5 y un coeficiente de variación de 14%, con diferencia relativamente baja entre los dos sistemas figura 72.

Figura 72. Comparación de remoción de color aparente en los dos sistema FiME



Los resultados son inferiores a los obtenidos por Naranjo 2009, con una remoción del 86% y puede ser por la utilización de antracita en el FGA.

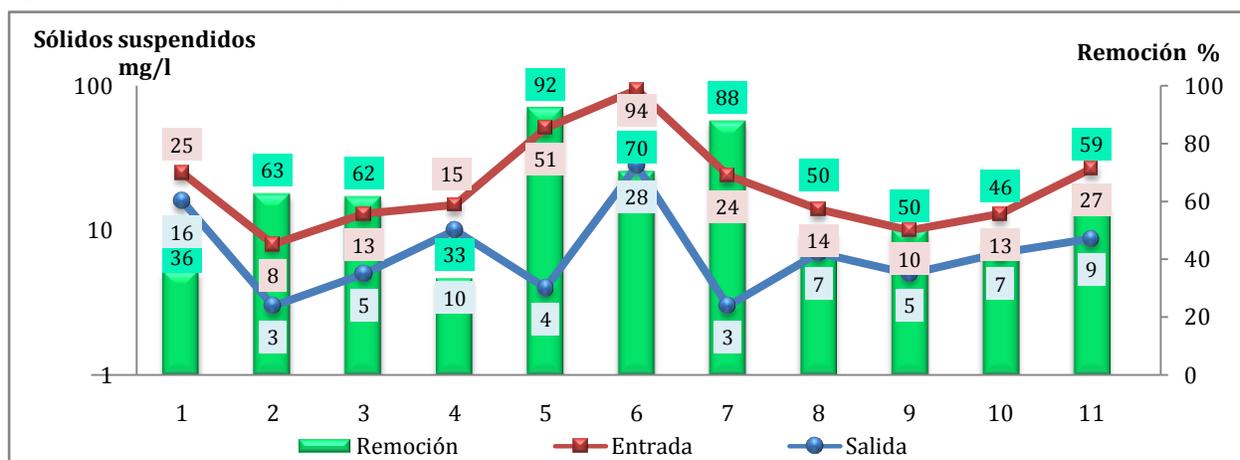
Las variaciones en remoción de color son menores en los filtros gruesos respecto de turbiedad, la diferencia se dio en los filtros lentos logrando mayor el de concreto y como resultado una mínima diferencia en los valores de salida de color aparente. Las varianzas en los sistemas fueron de 104 para el de plástico y 136 para el de concreto en los valores de salida, teniendo mejor comportamiento el FiME plástico.

Si se omiten los valores de color aparente de los días cuando se operó el sistema en condiciones superiores a las de diseño se obtiene un promedio en la salida de 8.6 Pa-Co con desviación estándar de 5.8, mediana de 8.1 con un valor máximo de 22 y sería el único valor fuera de lo exigido por la resolución 2115.

5.5.3 Remoción de sólidos suspendidos en el sistema

La remoción de sólidos suspendidos totales fue evaluada en el sistema, con variaciones considerables al presentarse valores de ingreso mínimos inferiores a 3.0 mg/l (valor mínimo de medición) y un máximo de 94 mg/l, con un promedio de 26.7 mg/l. En la figura 73 se observan las remociones para los valores de ingreso superiores a tres unidades, los demás registros se omitieron por ser inferiores al rango de medición.

Figura 73. Remoción sólidos suspendidos en el sistema



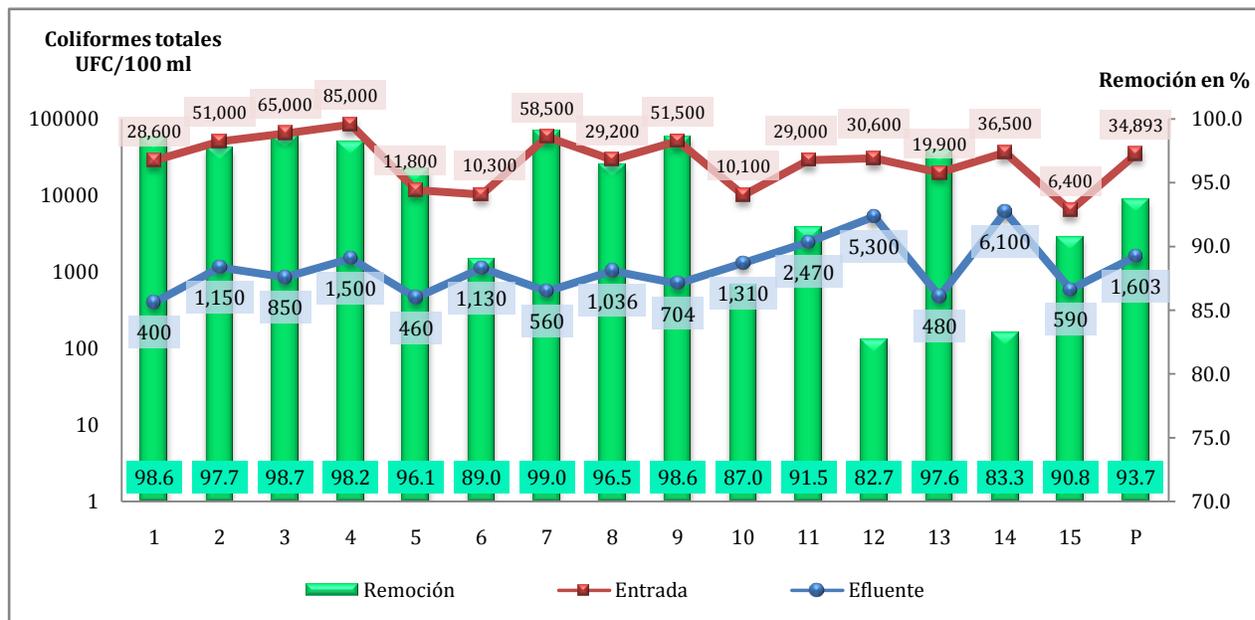
El promedio de sólidos suspendidos de salida fue de 8.8 mg/l, con una remoción del 59%, siendo la menor de los indicadores físicos evaluados. La resolución 2115 no establece un valor máximo. Según Galvis et al (1999:118) las remociones deben ser superiores para el rango en el que se encuentra la concentración de sólidos, sin embargo en el FiME de concreto la remoción promedio fue de 61.4, siendo necesario mejorar las condiciones del sistema.

5.5.4 Remoción de coliformes totales

La cantidad de coliformes totales de ingreso al sistema es considerable, tiene un promedio de 34,893 UFC/100 ml, un máximo de 85,000 dado en el primer año de monitoreo, para el 2012 el máximo fue 51,500 iniciando el periodo como se observa en la figura 74. El comportamiento en los valores de salida se regula dando como promedio 1,600 UFC/100 ml con un máximo de 6,100, siendo alto, también se presentó un valor de 5,300 alejándose

considerablemente de la media, los otros días los valores son próximos al promedio con un mínimo de 400 UFC/100 ml.

Figura 74. Remoción de coliformes totales en el sistema



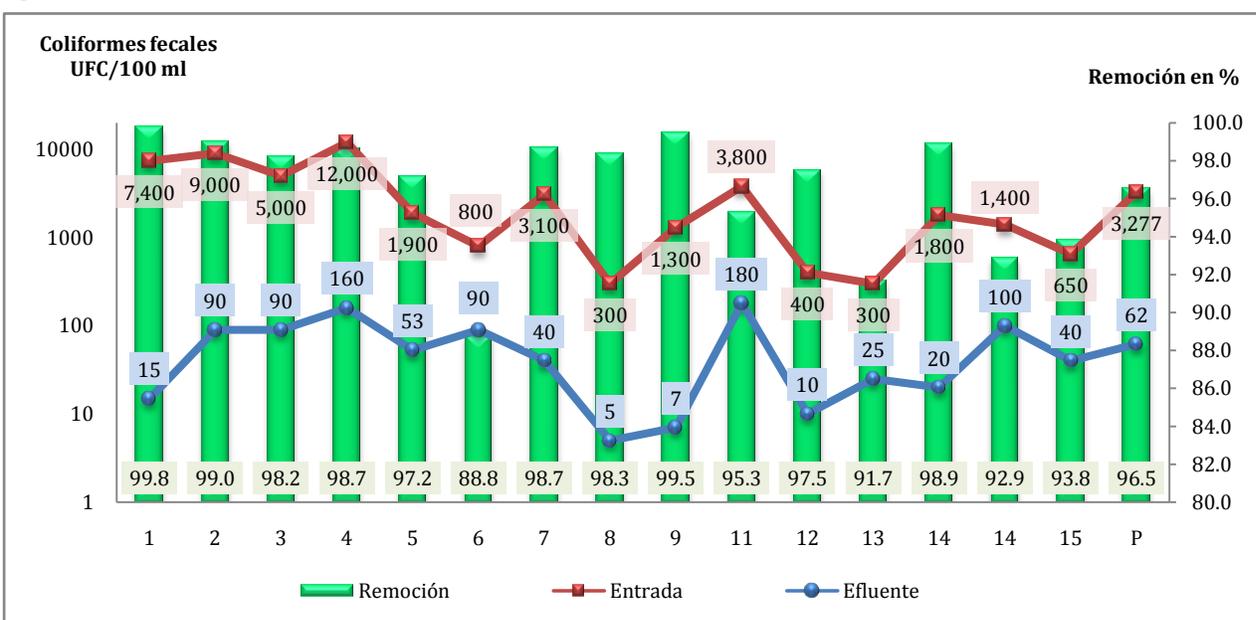
Las remoción de coliformes totales en el sistema fue en promedio de 93.7% equivalentes a 1.34 log, viéndose afectado por los dos valores próximos al 80%, en las muestras 12 y 14. En los días con los picos de turbiedad las remociones fueron superiores al promedio. La remoción máxima fue del 99.0% para la muestra siete, siendo uno de los valores máximos de entrada. Los valores de remoción deberían ser superiores, por ello se deben mejorar las condiciones de operación del filtro respecto de espesor de arena, velocidad de filtración y mantenimiento. Según NES. (2009:2) las remociones de coliformes deben estar entre 90 y 99% y entre 1-3 unidades log, para este caso se tiene 1.34 unidades log, estando en el rango previsto aunque es bajo.

La remoción de coliformes fecales en el filtro de arena construido en concreto fue de 94%, siendo similar la eficiencia. Al comparar con los valores obtenidos por Naranjo en 2009, se encuentra una diferencia respecto de las 555 UFC/100 ml de salida, la diferencia se debe a los valores elevados de ingreso en el caso del FiME en Majavita.

5.5.5 Remoción de coliformes fecales

La cantidad de coliformes fecales al ingreso del sistema tiene valores máximos en el primer año de monitoreo periodo durante el que se presentan los mayores como se aprecia en la figura 75, para el segundo periodo solo se tiene en dato de 3,800. El valor máximo registrado al ingreso fue 12,000 UFC/100 ml, con una salida de 160 y remoción del 98.7%. El promedio de ingreso fue 3,300 UFC/100 ml, y salida de 62 UFC/100 ml, con una remoción promedio del 96.5% equivalente a 1.73 log, siendo mejor a la lograda en coliformes totales.

Figura 75. Remoción de coliformes fecales en el sistema



Los registros de coliformes máximos en la salida corresponden a los días de mayor cantidad de ingreso en los dos periodos, para el caso de la muestra 14 el filtro están sin mantenimiento, siendo posiblemente la causa de la baja remoción. La remoción del FLA de concreto fue del 97.1% siendo mayor como se esperaba. Respecto de FiME evaluado en la Universidad de Antioquia por Naranjo donde se logró salida de 0 UFC/100 ml, con únicamente un promedio de 140 UFC/100 ml, cantidad muy inferior a los valores del caso en estudio.

La cantidad de coliformes de salida es relativamente baja respecto del ingreso siendo necesaria la aplicación de un desinfectante para remover los restantes y cumplir con la normatividad con el cloro residual para evitar la contaminación del agua después del tratamiento.

Según NESCA (2009:2) las remociones de coliformes deben estar entre 90 y 99% y entre 1-3 unidades log, para este caso se tiene 1.73 unidades log, estando en el rango previsto.

La eficiencia en remoción de coliformes se puede incrementar mejorando la remoción de color aparente del agua modificando los parámetros de operación o el espesor de la capa de arena del FLA.

5.5.6 Comportamiento otros indicadores en el sistema

De acuerdo a la resolución 2115 se deben verificar en el agua otros indicadores para establecer su calidad, por ello se evaluaron los analizados por el Laboratorio de Aguas y Microbiología, en la tabla 33 se presentan los resultados y se compara con la normativa.

Tabla 33. Comportamiento indicadores en el sistema

Indicador	Unidad	Ingreso	Salida	Norma
Alcalinidad total	mg/l CaCO ₃	109.1	106.4	200
Calcio	mg/l Ca	54.0	50.8	60
Conductividad	μS/cm	344	348	1000
Cloruros	mg/l Cl ⁻	3.7	3.3	250
Dureza total	mg/l CaCO ₃	146.0	142.0	300
Hierro total	mg/l Fe	1.02	0.05	0.3
Potencial Hidrógeno	und pH	7.65	7.68	6.5 - 9.0
Magnesio	mg/l Mg	2.6	3.7	36
Nitratos	mg/l N-NO ₃	0.2	0.2	10
Nitritos	mg/l N-NO ₂	0.0	0.0	0.1
Sulfatos	mg/l SO ₄ ⁼	59.4	70.0	250

Según los resultados de la tabla 33 el agua en la fuente de abastecimiento cumple con los valores exigidos exceptuando la concentración de hierro, el sistema logra una remoción del 95% y cumple con lo estipulado. En algunos casos como el magnesio se presenta un leve incremento aún así se continúa con un valor menor al exigido.

Es necesario evaluar otros indicadores exigidos por la resolución 2115 para establecer si el agua en la fuente de abastecimiento es apta para tratarla y a la salida del sistema para el consumo humano, las pruebas deberán realizarse en un laboratorio de Bucaramanga, al no disponerse de este localmente. Normalmente los análisis realizados al agua de las fuentes de abastecimiento y a salida de los sistemas de tratamiento en los municipios de la región son los aquí descritos.

El agua es un elemento vital para vivir por tanto se deben continuar haciendo esfuerzos significativos para garantizarle agua apta para el consumo a los habitantes del sector rural y así contribuir a brindarles una mejor calidad de vida, siendo fundamental el cuidado y preservación en conjunto de las fuentes hídricas y el medio ambiente a su alrededor y ayudar a continuar el camino hacia el desarrollo sostenible.

6 CONCLUSIONES

Las remociones registradas en el pre-sedimentador con matriz de botellas plásticas son bajas y en algunos casos generó un incremento de material en el efluente, este tipo de estructura es utilizada para turbiedades elevadas las cuales estuvieron ausentes durante los días de monitoreo, excepto uno de los valores, dando como resultado remociones del 36% en sólidos suspendidos, 12% en turbiedad y 53% en color, siendo insuficiente para concluir pero si demostrando su utilidad en casos en los cuales es considerable la cantidad de sólidos presentes en el agua, removiendo material por la adhesión de las partículas en el interior y exterior de los recipientes.

Las características técnicas del pre-sedimentador con matriz de botellas plásticas obtenidas del diseño y la evaluación son: utilizar un tanque de 1000 litros con flujo ascendente, caudal de 30 ml/s, carga superficial de 0.14 m/h, matriz en botellas plásticas de gaseosa (PET) de 2.5 litros, con una relación de 57 botellas por metro cuadrado de superficie y un orificio de 21 mm en la parte superior, ángulo de inclinación 60 grados, armada con tubos PVC de 1/2" logrando remover partículas correspondiente a un fango medio a fino, con un tiempo de retención hidráulico teórico aproximado de cuatro horas.

La utilización de las botellas plásticas es una alternativa para la construcción de la matriz del sedimentador por su facilidad de construcción, valor bajo respecto de las tejas plásticas, comodidad para el lavado y el poder contribuir con la reutilización de un material accesible en el entorno normalmente convertido en un desecho contaminante.

Las eficiencias en remoción de turbiedad de los FGD_i en concreto con especificaciones de la OPS/CEPIS y de su equivalente en tanque plástico son similares, dando como resultado una semejanza significativa entre las dos unidades, operando el de concreto con una velocidad de filtración mayor. Siendo posible recurrir a tanques plásticos para este tipo de unidad y obtener resultados muy similares utilizando velocidades de filtración menores.

Las remociones iniciales del FGDe fueron las menores comparando los tres filtros, debido a un espesor total del lecho filtrante inferior a lo especificado por OPS/CEPIS; una vez realizadas las modificaciones en la estratificación de los lechos filtrantes se logró mejorar las condiciones de operación y un incremento en la remoción de los indicadores turbiedad y color aparente. En promedio las remociones de turbiedad fueron FGD_i 41.8%, FGDe 20.9% y FLA 21.8% para color aparente FGD_i 31.3%, FGDe 19.6% y FLA 21.7% siendo en general menor para este ultimo indicador.

Las remoción de coliformes totales fue afectada por la elevada cantidad presente en el agua de la fuente de abastecimiento con un promedio de 34,893 UFC/100 ml, desviación de 23,032 un máximo de 85,000 presentado en el primer año de monitoreo, la cantidad presente en el efluente fue en promedio 1,600 UFC/100 ml con un máximo de 6,100, siendo una cantidad elevada. Las remoción de coliformes totales en el sistema fue en promedio de 93.7% equivalentes a 1.34 log. En los días con los picos de turbiedad las remociones fueron superiores al promedio. La remoción máxima fue del 99.0%

El ingreso de coliformes fecales al sistema fue en promedio de 3,300 UFC/100 ml con máximo de 12,000. La cantidad presente en el efluente en promedio fue de 62 UFC/100 ml y desviación estándar de 55, con un máximo de 180, la remoción promedio lograda por el sistema fue del 96.5% equivalente a 1.73 log, mejor a la lograda en coliformes totales, requiriéndose incrementarla para garantizar agua de aceptable calidad antes de la desinfección, lo cual es posible como se tiene en otros sistemas FiME.

Los resultados obtenidos en el sistema plástico son aceptables, si se consideran únicamente los valores en condiciones de diseño al ingreso, logrando una turbiedad promedio en la salida de 2.0 UNT con desviación estándar de 1.3, mediana de 1.25, con un valor máximo de 5.3 y color aparente de 8.6 UPC con desviación estándar de 5.8, mediana de 8.1 con un valor máximo de 22 siendo el único valor fuera de lo exigido, logrando una remoción próxima al equivalente en concreto con espesores de lecho filtrante menor y cercanos a los exigidos por la resolución 2115; sin embargo el aspecto a analizar y mejorar es la remoción de microorganismos al requerirse un efluente con cantidades próximas a cero para garantizar la eliminación en la desinfección con cloro.

La implementación del retro lavado para los filtros gruesos es una ventaja considerable para su mantenimiento al disminuir el tiempo necesario para realizar esta labor, logrando restablecer la operación en condiciones apropiadas el sistema y evitando dejar de suministrar agua para los usos establecidos y el flujo continuo en las unidades los cuales son requeridos por su característica biológica.

Las condiciones de operación recomendadas para el sistema FiME en la Hacienda Majavita para garantizar en el efluente la calidad requerida son un caudal de 30 ml/s, mantener la turbiedad inferior a 35 UNT y el color aparente 45 UPC en el agua de ingreso y hacer un mantenimiento constante del sedimentador y de los filtros gruesos para garantizar valores menores a 10 UNT al ingreso del FLA y así obtener agua con turbiedad menor a 2 UNT y color aparente inferior a 15 UPC.

El sistema FiME evaluado en tanques de plástico y bajo condiciones específicas de operación logró cumplir con el objetivo de mejorar la calidad del agua para los usos en la Hacienda Majavita con valores de turbiedad y color aparente próximos a los requeridos, es necesario realizar cambios y efectuar análisis de otros indicadores para poder verificar la calidad del agua según la resolución 2115 así mismo calcular el IRCA de forma permanente.

6.1 RECOMENDACIONES

Entre las alternativas para mejorar al sistema se plantean las siguientes:

Para el correcto funcionamiento del sedimentador con matriz en botellas plásticas se debe realizar un mantenimiento continuo para evitar la colmatación de las botellas y posterior flujo de sólidos hacia la siguiente unidad, labor permanente al requerirse semanalmente de una o dos veces por la elevada acumulación de sólidos en la matriz.

La eficiencia del sistema puede ser mejorada utilizando un filtro dinámico de protección FDiP con mayor velocidad de filtración según Galvis (et al, 1999), ver tabla 4, instalándolo antes del FGD_i para reducir la cantidad de sólidos de ingreso al FiME y atenuar los picos protegiendo el sistema de turbiedad o sólidos suspendidos.

Utilizar antracita en el FGA para mejorar la calidad del agua antes de llegar al FLA tal como lo propone la investigación realizada por Naranjo 2009 en la Universidad de Antioquia y así disminuir el color aparente.

La principal desventaja de utilizar tanques plásticos es la altura al ser inferior a las especificaciones dadas en la teoría, por ello se deben diseñar los filtros con velocidades de filtración menores dependiendo de las características del agua a tratar, en especial en el FLA, con la posibilidad de utilizar una unidad paralela garantizando tener todo el tiempo en operación un filtro.

La implementación de la desinfección con cloro para dar protección al agua, garantizando remover en su totalidad los microorganismos y cumplir con los requisitos de la resolución 2115 respecto de cloro residual.

Continuar haciendo actividades de protección en la fuente hídrica como trinchos para disminuir la cantidad de sólidos en el agua, el desvío del sendero aledaño al cauce, reforestación en la parte alta y media de la zona de vertiente. Establecer el origen de la gran cantidad de coliformes presentes en el agua. Definir la zona de ronda en los predios en la margen izquierda del cauce pertenecientes a la finca vecina.

7 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Álvarez Morales, José J. 2003. *Optimización de sistemas de agua potable comunitarios; propuesta técnica*. Tesis de maestría. Maestría en Ciencias Ambientales. Escuela de Ciencias y Tecnología Universidad del Turabo. Puerto Rico.

Alzate Gutiérrez, Martha Cecilia del Pilar y Jiménez Ramos, Gonzalo. **1996**. *Modelo estadístico de pseudoexperimento para comparar diferentes unidades de filtros gruesos dinámicos*. Santiago de Cali. Págs. 130.

Ardila Otero, César David; Carrizosa Garzón Diego y Vega Serrano, Haimar Ariel. 2010. *Sistema de filtración en múltiples etapas FiME en unidades de polipropileno y concreto*. Revista El Centauro: Expresión Libre Comunera. ISSN: 2027-1212. Universidad Libre Seccional Socorro. No 4. Págs.: 39 - 51.

Avendaño Suárez, Andrés Leonardo; Hernández Mercado, Edwin Rafael y Vega Serrano Haimar Ariel. 2010. *Características de operación del sistema de filtración en múltiples etapas FiME*. Revista El Centauro: Expresión Libre Comunera. ISSN: 2027-1212. Universidad Libre Seccional Socorro. No. 5. Págs.: 7 - 15.

Barrenechea Martel, Ada. 2003. *Aspectos fisicoquímicos de la calidad del agua. Manual I. Teoría*. CEPIS/OPS. <http://www.bvsde.ops-oms.org/bvsatr/fulltext/tratamiento/manualI/tomoI/uno.pdf>

Bernardo, Luiz Di e **Dantas**, Ângela Di Bernardo. **2005**. *Métodos e Técnicas de Tratamento de Água*. Segunda Edição, Editora RiMa, São Carlos, Brasil. Escola de Engenharia de São Carlos de la Universidade de São Paulo EESC-USP.

Cánepa de Vargas Lidia. 2002. *Filtración lenta como proceso de desinfección*. CEPIS-OPS. Lima (Perú). Págs. 17.

CEPIS. 2000. *Evaluación de los Servicios de Agua Potable y Saneamiento en las Américas*. Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente –CEPIS–, Organización Panamericana de la Salud –OPS–, Lima, Perú.

CEPIS/OPS. 1992. *Programa Regional HEP/CEPIS de Mejoramiento de la Calidad del Agua para Consumo Humano*. Serie: Filtración Lenta. Manual II – Diseño.

CGR. 1996. *Encuesta sobre cantidad y calidad del agua potable en Colombia. El estado de los recursos naturales y del ambiente*. Contraloría General de la República.

CIMAD. 2010. *Gestión integral del recurso Hídrico. Maestría en desarrollo sostenible y medio Ambiente* - Centro de Investigaciones en Medioambiente y Desarrollo. Universidad de Manizales. Págs. 115.

Colmenares, Rafael. 2008. *El agua en Colombia: Crisis y privatización*. http://www.eldiplo.info/mostrar_articulo.php?id=54&numero=32

Crespo Villalaz, Carlos. **2004**. *Mecánica de suelos y cimentaciones*. México: Limusa. Noriega Editores. 5 ed. Págs: 695.

Crompton, Joanne L. **1995**. *Cleaning of upflow gravel prefilters*. Gran Bretaña; CEHE Department of Civil Engineering The University of Surrey. Págs. 220.

DNP. 2005a. *Metas y Estrategias de Colombia para el Logro de los Objetivos de Desarrollo del Milenio - 2015*. Departamento Nacional de Planeación, Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial, Documento Conpes Social No. 91, Bogotá, Colombia.

DNP. 2007. *Planes Departamentales de Agua y Saneamiento para el Manejo Empresarial de los Servicios de Acueducto, Alcantarillado y Aseo.* Departamento Nacional de Planeación. Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial, Documento Conpes No. 3463, Bogotá, Colombia.

Domínguez Torres, Carolina y Uribe Botero, Eduardo. 2005. *Evolución del Servicio de Acueducto y Alcantarillado Durante la Última Década.* Centro de Estudios sobre Desarrollo Económico –CEDE–, Universidad de Los Andes, Bogotá, Colombia.

Duque, Yaneth Liliana. 2006. *Evaluación de la quebrada Cuchicute.* Informe final Especialización en Química Ambiental. Universidad Industrial de Santander.

ENOHSA. 2001. *Selección del sistema de tratamiento. Fundamentos Capítulo I.* Ente nacional de obras hídricas de saneamiento. Argentina. http://www.frbb.utn.edu.ar/carreras/materias/ing_sanitaria/ENOHSa-%20Sistemas%20Tratamiento-%20Potabilizacion%20de%20agua.pdf

EOT. 2002. *Esquema de Ordenamiento Territorial Municipio de Socorro.* 2002-2011

Fernández, Javier; Latorre Montero, Jorge; Berón Cañarte, Fabiola; Muñoz Soto, Noel y Vargas Franco, Viviana. 2000. *Uso de mantas sintéticas y naturales en filtración lenta en arena una experiencia en ambientes tropicales.* CINARA. Universidad del Valle. Santiago de Cali. <http://www.infoandina.org/sites/default/files/recursos/fernandez.pdf>

Franco, Freddy Leonardo. 2009. *Pretratamiento. Acueductos y alcantarillados.* Universidad Nacional. Dirección Nacional de Servicios Académicos Virtuales. http://www.virtual.unal.edu.co/cursos/sedes/manizales/4080004/contenido/Capitulo_8/Pages/Tratamiento_aguas_continuacion.htm

Galvis C. Alberto. 2004. *Tratamiento de agua sin productos químicos. La filtración en múltiples etapas en el tratamiento de agua para consumo humano.* El caso de Mondomo Colombia. Simposio Internacional de tecnologías alternativas en agua y saneamiento para pequeñas localidades. Lima, Perú.

Galvis Castaño, Gerardo; Latorre Montero, Jorge y Visscher, JanTeun. 1999. *Filtración en múltiples etapas tecnología innovativa para el tratamiento de agua.* Universidad del Valle. Cinara. IRC.

Galvis, G. (1999). *Development and evaluation of multistage filtration plants; an innovative, robust and efficient water treatment technology.* Guilford, UK, CEHE, University of Surrey

Hernández Sampieri, Roberto; Fernández Collado, Carlos y Baptista Lucio, Pilar. 2006. *Metodología de la Investigación.* 4 ed. Mc Graw Hill.

IRC. 2007. *¿Por qué la Filtración en Múltiples Etapas?.* Filtración en múltiples etapas. International Water and Sanitation Centre. TOP 15. <http://www.irc.nl/page/32364>

López Cualla, Ricardo Alfredo. 1995. *Elementos de Diseño para Acueducto y Alcantarillado.* Santa Fe de Bogotá: Escuela Colombiana de Ingeniería. 388 p.

Martínez Castillo, Aleida. 2009. *Filtración en Múltiples Etapas como Tecnología Apropriada para la potabilización de agua en una comunidad rural de Honduras. Análisis FiME El Naranjal.* Máster en ingeniería del agua. http://prueba2.aguapedia.org/master/presencial/pfm/proyecto_fime/memoria%20FiME%20El%20Naranjal.pdf

MinAgricultura. 2011. *Desarrollo de capacidades en el uso seguro de aguas residuales para agricultura.* Ministerio de Agricultura y Desarrollo Rural. República de Colombia.

http://www.ais.unwater.org/ais/pluginfile.php/356/mod_page/content/118/Colombia_Informe%20Nacional.pdf

MinDesarrollo. 2000. *Sistemas de potabilización. Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico. RAS – 2000*. Sección II. Título C. Sistemas de Potabilización Ministerio de Desarrollo Económico Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico. República de Colombia.

Ministerio de la Protección Social, Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial 2007. *Resolución 2115*.

MMA. 1996. *Memoria técnica de la estrategia nacional del agua*. Ministerio del Medio Ambiente. Editorial Gente Nueva. Bogotá. Págs. 39-40.

Mondaca J., María Angélica y Campos A., Víctor. 2005. *Riesgo de enfermedades transmitidas por el agua en zonas rurales*. Capítulo libro: Agua potable para comunidades rurales, re uso y tratamientos avanzados de aguas residuales domésticas. Red Iberoamericana de Potabilización y Depuración del Agua. <http://www.bvsde.paho.org/bvsacd/cd57/riesgo.pdf>

Naranjo Fernández, Darío. 2009. *Desarrollo de un sistema compacto de potabilización*. Informe Tesis de Maestría. Grupo de Ingeniería y Gestión Ambiental – GIGA. Facultad de Ingeniería. Universidad de Antioquia.

NESC. 2009. *Filtración Lenta con Arena*. Tecnología en breve. National Environmental Services Center. West Virginia University. http://www.nesc.wvu.edu/pdf/dw/publications/ontap/2009_tb/spanish/slow_sand_filtration_DWFSOM143.pdf

OMS. 2002. *International Covenant on Economic, Social and Cultural Rights*. United Nations Committee on Economic, Social and Cultural Rights, (26/11/2002), article 11. <http://www.citizen.org/cmep/Water/humanright/articles.cfmID=8610>

OMS. 2006. *Guías para la calidad del agua potable*. Vol. 1. 3a ed. Organización mundial de la salud. ISBN 9241546964. http://www.bvsde.paho.org/CD-GDWQ/Biblioteca/GuiasGDW/GDWQ%20OMS%20en%20Esp/gdwq0506_Final%20Spanish.pdf

OPS/CEPIS. a. 2005. *Guía para el diseño de desarenadores y sedimentadores. Organización Panamericana de la Salud*. http://www.bvsde.ops-oms.org/bvsacg/guialcalde/2sas/d23/035_dise%C3%B1o%20de%20desarenadores%20y%20sedimentadores/Dise%C3%B1o%20de%20desarenadores%20y%20sedimentadores.pdf

OPS/CEPIS. b. 2005. *Guía para diseño de sistemas de tratamiento de filtración en múltiples etapas*. Organización Panamericana de la Salud. http://www.bvsde.ops-oms.org/bvsacg/guialcalde/2sas/d23/030_Construcci%C3%B3n_tratamiento_Filtraci%C3%B3n_ME/Construcci%C3%B3n_tratamiento_Filtraci%C3%B3n_ME.pdf

Prada Matiz, Abelardo; Velásquez, Lilia y Matta González, Laurentino. 2009. *Identificación de elementos que impactan la consolidación de procesos de potabilización del agua en planteles educativos suburbanos y rurales de Villavicencio y Acacias, Meta, Colombia*. Revista Orinoquia. Universidad de Los Llanos Colombia. Vol. 13, No. 2. pp. 147-160. <http://redalyc.uaemex.mx/src/inicio/ArtPdfRed.jsp?iCve=89613728008>

Puente Burgos, Jairo. 2007. *La crisis del agua en Santander. Universidad Industrial de Santander*. <http://www.universia.net.co/noticias/noticia-del-dia/recurso-vital/la-crisis-de-agua-en-sant.html>

Rojas, Ricardo. 2002. *Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales*. Gestión integral de tratamiento de aguas residuales Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del

Ambiente. División de Salud y Ambiente. Organización Panamericana de la Salud. Organización Mundial de la Salud.

Roldan Pérez, Gabriel Alfonso. 2003. *Bioindicación de la calidad del agua en Colombia, uso del método BMWP/Col*. Colección ciencia y tecnología. Editorial Universidad de Antioquia. ISBN: 958-655-671-9. Ed 1. Págs. 124.

Sánchez Torres, Luís Darío. 1996. *Limpieza de la Biomembrana en un Filtro Lento en Arena y su efecto al inicio de la carrera de filtración*. Centro Inter-Regional de Abastecimiento y Remoción de Agua; Universidad del Valle. Postgrado de Ingeniería Sanitaria y Ambiental. Santiago de Cali; CINARA. Págs. 160. <http://www.bvsde.paho.org/bvsaidis/brasil20/ii-020.pdf>

Sánchez Torres, Luis Darío; Latorre, Jorge y Valencia-Zuluaga Viviana. 2009. *Mejoramiento de la calidad del agua de riego por filtración en múltiples etapas (FiME)*. Agronomía Colombiana, Universidad Nacional de Colombia. Colombia. vol. 27, núm. 3, , pp. 407-415. <http://www.redalyc.org/articulo.oa?id=180316242015>

Sánchez Torres, Luís Darío; Sánchez, Arlex; Galvis, Gerardo y Latorre, Jorge. 2006. *Filtración en Múltiples Etapas*. Documento de Revisión Técnica 15. IRC - Centro Internacional de Agua y Saneamiento. Págs. 70. Traducción española por Cinara 2007.

Sánchez, Florencio. 2010. *Sedimentador de placas inclinadas*. NOVARSA. Buenos Aires (Argentina).

Tangerino, Edson Pereira; Matsumoto, Tsunao; Alves Espíndola, Juliano Rodrigo y Takeuti, Marcos. 2006. *Remoção de cor em colunas de carvão ativado granular como polimento de efluente de instalação fime, em função da taxa de aplicação*. AIDIS; Asociación Interamericana de Ingeniería Sanitaria y Ambiental. Sección Uruguay. Rescatando antiguos principios para los nuevos desafíos del milenio. Montevideo. Págs.: 1-8. http://www.bvsde.paho.org/bvsaidis/uruguay30/BR02253_Tangerino.pdf

UnWater 2010. *Agua limpia para un mundo sano*. Día mundial del agua. http://www.unwater.org/wwd10/downloads/WWD2010_LOWRES_BROCHURE_ES.pdf

Vargas, V. y Galvis, A. 2007. *Modelos estadísticos para la comparación para la comparación de filtros gruesos para potabilización de agua por tecnología FiME*. Seminario Internacional La Hidroinformática en la Gestión Integrada de los Recursos Hídricos. Universidad Nacional de Colombia Sede Palmira. Instituto Cinara. Universidad del Valle.

Visscher J. T., et al, 1992; "Filtración Lenta en Arena Tratamiento de Agua para Comunidades" Documento técnico 24, International Water and Sanitation Center (IRC), Centro Inter-Regional de Abastecimiento y Remoción de Agua (Cinara), Cali, Colombia. Págs.: 4 -31.

Visscher, J.T. 2006. *Facilitating Community Water Supply Treatment, From technology transfer to multi-stakeholder learning*, Delft, The Netherlands, IRC International Water and Sanitation Centre (In preparation).

Wegelin, M. 2000. *Back to the Household-Also in Water Treatment*. EAWAG News, 48: 11-12

WTG. 2009. *Diseño y aplicaciones de los sedimentadores tubulares*. Water Technology Group. Brentwood Industries. <http://www.BrentwoodProcess.com>.

Zamora, A. y **Pérez**, M. 2003 *Selección de Tecnología de Sistemas de Potabilización de Agua, Metodología para la Compatibilización entre Costos Económicos y Ambientales*. Criterios Económicos y Ambientales para la Selección de Tecnología de Sistemas de Potabilización de Agua. Memorias Usos Múltiples del Agua: para la Vida y el Desarrollo Sostenible, Cartagena de Indias, Colombia.

8 ANEXOS

8.1 Anexo 1. Memoria de cálculo sistema de bombeo

El diseño se realiza utilizando la metodología propuesta en el libro Elementos para el diseño para acueductos y alcantarillados de López Cualla.

Los parámetros para el diseño del Sistema de Bombeo:

- Caudal de 1 l/s.
- Temperatura del agua 15 °C con una viscosidad cinemática de 0.01146 cm²/s.
- Coeficiente de Hazen para tubería PVC 150.
- Altura sobre el nivel del mar 1350 m.

8.1.1 Calculo de los diámetros

El primer paso es calcular los diámetros para la tubería de impulsión y succión:

a. Tubería de impulsión

Según la ecuación de Bresse:

$$D_i = 1.3 X^{\frac{1}{4}} \sqrt{Q} \qquad D_i = 1.3 \times \left(1^{\frac{1}{4}} \right) \times \sqrt{0.001} \qquad D_i = 0.041 \text{ m}$$

El diámetro comercial próximo es 37 mm correspondiente a una tubería comercial de 1¼", para disminuir costos se revisa la posibilidad de utilizar un diámetro de una pulgada con diámetro interno de 30 mm, luego la velocidad en la tubería sería:

$$V_i = \frac{Q}{A} \qquad V_i = \frac{1 \times 4}{\pi \times 3^2} \times 10 \qquad V_i = 1.41 \text{ m/s}$$

Para mantener dentro de valores normales la sobrepresión por el golpe de ariete se recomienda utilizar la velocidad en el rango entre 1.0 a 3.0 m/s. En este caso cumple con esta condición de chequeo al obtener un valor de 1.41 m/s.

b. Tubería de succión

En la tubería de succión se utiliza el diámetro comercial siguiente, en este caso 1¼".

$$V_s = \frac{Q}{A} \qquad V_s = \frac{1 \times 4}{\pi \times 3.7^2} \qquad V_s = 0.93 \text{ m/s}$$

La velocidad mínima en la tubería debe ser de 0.45 m/s, la cual se cumple.

8.1.2 Sumergencia

El área de la coladera ha de ser de tres a cuatro veces el área de la tubería de succión. Por otra parte, la coladera debe tener una sumergencia adecuada, para evitar la entrada de aire a la tubería de succión cuando el nivel del agua en pozo húmedo se encuentre en su punto más bajo. La sumergencia adecuada es de 0.5 m:

$$S = 2.5 \times D_s + 1.0$$

$$S = 2.5 \times 3.7 + 1.0$$

$$S = 19 \text{ cm}$$

En este caso como la sumergencia mínima no se cumple, se debe adoptar la misma siendo 0.5 metros. La distancia desde las paredes laterales o el fondo del pozo a la coladera debe estar entre 0.5 y 1.5 veces el diámetro de la tubería de succión, como un mínimo de 25 cm.

$$L_{max} = D_s \times 1.5$$

$$L_{max} = 3.7 \times 1.5$$

$$L_{max} = 5.6 \text{ cm}$$

En este caso con los cálculos se obtiene un valor menor al mínimo, por tanto se adopta 25 cm.

8.1.3 Altura dinámica de elevación

A continuación se calcula la altura dinámica del sistema

8.1.4 Perdidas en la succión:

Para la instalación de la succión se utilizan una válvula globo, una entrada de borda, un codo de 90° radio corto, y 1.5 metros de longitud de tubería recta de diámetro de una pulgada.

La pérdida total de los accesorios es de 9.7 m, luego la longitud equivalente total ($Leqt$) es igual a $9.7 \text{ m} + 1.5 \text{ m} = 11.3 \text{ m}$.

Perdidas unitarias de la succión:

$$J = \left[\frac{Q}{278.5 \times C \times D^{2.63}} \right]^{0.54}$$

$$J = \left[\frac{1.0}{278.5 \times 150 \times 0.037^{2.63}} \right]^{0.54}$$

$$J = 0.03 \text{ m/m}$$

Perdidas en la succión:

$$J_s = J * Leqt$$

$$J_s = 0.03 \times 11.3$$

$$J_s = 0.34 \text{ m}$$

8.1.5 Perdidas en la impulsión:

Para la instalación de la impulsión se utilizan una válvula globo, una tee de paso lateral, dos codos de 90° radio corto, y 24 metros de longitud de tubería recta de diámetro de una pulgada.

La pérdida total de los accesorios es de 15.8 m, entonces la longitud equivalente total ($Leqt$) es igual a $11.5 \text{ m} + 24 \text{ m} = 35.5 \text{ m}$.

Perdidas unitarias de la impulsión:

$$J = \left[\frac{Q}{0.2785 \times C \times D^{2.63}} \right]^{0.54}$$

$$J = \left[\frac{1.0}{278.5 \times 150 \times 0.03^{2.63}} \right]^{0.54}$$

$$J = 0.07 \text{ m/m}$$

Perdidas en la impulsión:

$$J_i = J * Leqt$$

$$J_i = 0.07 \times 35.5$$

$$J_i = 2.6 \text{ m}$$

Altura de la velocidad de descarga:

$$Vd = \frac{Vi^2}{2g} \qquad Vd = \frac{1.41^2}{2 \times 9.81} \qquad Vd = 0.10 \text{ m}$$

Cotas del Sistema:

Cota de fondo del tanque de succión	100.0	m
Cota de llegada de impulsión	106.5	m
Cota de la moto bomba	101.0	m
Cota de entrada de la succión	100.25	m
Altura de la Impulsión (Hi)	6.5	m
Altura de la Succión (Hs)	0.95	m

Altura dinámica total:

$$Hdt = Hi + Hs + Vd + Js + Ji \qquad Hdt = 0.95 + 6.50 + 0.1 + 0.34 + 2.6 \qquad Hdt = 10.5 \text{ m}$$

c. Cálculo de la potencia

Potencia inicial:

Para estas condiciones el peso específico es 9.798 KN/m³, según la temperatura 15°, y se estima una eficiencia (e) del 65%.

$$Pb = \frac{\gamma \times Q \times Hdt}{e} \qquad Pb = \frac{9.798 \times 0.001 \times 10.5}{0.65} \qquad Pb = 0.10 \text{ KW}$$

Se recomienda usar motores con una potencia de 1.5 a 1.2 veces la potencia de la bomba para evitar su recalentamiento y tener en cuenta las pérdidas mecánicas de transmisión de energía. Por lo tanto, la potencia del motor requerido será:

$$Pm = Pb \times K \qquad Pm = 0.10 \times 1.50 \qquad Pm = 0.15 \text{ KW}$$

Potencia en caballos de fuerza HP.

El factor de conversión (fc) para caballos de fuerzas es de 1.341 HP:

$$Pf = Pm * fc \qquad Pf = 0.30 \times 1.341 \qquad Pf = 0.2 \text{ HP}$$

Se selecciona una potencia comercial, en este caso una moto bomba de 1/2 HP por ser la de menor potencia en el mercado.

8.1.6 Cavitación

Altura barométrica:

A nivel del mar, la altura máxima de succión es de 760 mm Hg, equivalente a 10.33 m de agua. Este valor debe corregirse teniendo en cuenta la elevación en msnm, a razón de 1.2 m x 1000 m de nivel, por lo tanto:

$$Hlb = 10.33 - \frac{1.2 \times \text{altura msnm}}{1000} \quad Hlb = 10.33 - \frac{1.2 \times 1350}{1000} \quad Hlb = 8.71 \text{ m}$$

Altura estática total (Het):

Para una temperatura de 15° C, la presión de vapor es de 0.18 m, la altura total del tanque con capacidad de 1500 litros es de 2 m, se va a dejar un borde libre de 0.20 m en el tanque.

La altura estática de succión máxima (Hemax) es la diferencia de la altura total del tanque con el borde libre estimado. Hemax = 1.8 m.

La altura estática de succión mínima (Hemin) es la sumatoria de los valores calculados de sumergencia, la distancia de las paredes laterales o el fondo del pozo a la coladera. Hemin = 0.95 m.

$$Het = Hemax - Hemin \quad Aet = 1.80 - 0.95 \quad Aet = 0.85 \text{ m}$$

Altura de velocidad:

$$\frac{Vs^2}{2g} \quad \frac{0.93^2}{19.62} \quad \frac{Vs^2}{2g} = 0.04 \text{ m}$$

Cabeza neta de succión:

$$CNPS_d = \left[\text{Altura bar} - \left(\text{Altura estática} + \text{Perd, fricción} + \frac{V^2}{2g} \right)_{\text{Succión}} \right] - P_{\text{vapor}}$$

$$CNPS_d = [8.71 - (0.85 + 2.94 + 0.04)_{\text{Succión}}] - 0.18 \quad CNPS_d = 4.7 \text{ m}$$

8.2 Anexo 2. Análisis estadístico regresión lineal vertederos de orificio

A continuación se presentan los resultados del análisis estadístico de la regresión lineal realizada para la calibración de los vertederos de orificio.

Según los resultados el modelo es estable, tiene una alta significancia.

Tabla 2.1. Análisis del modelo

Model Summary ^b										
Model	R	R Square	Adjusted R Square	Std. Error of the Estimate	Change Statistics					Durbin-Watson
					R Square Change	F Change	df1	df2	Sig. F Change	
1	.994 ^a	.988	.984	.856933	.988	245.971	1	3	.001	1.403
a. Predictors: (Constant), H										
b. Dependent Variable: Q										

Tabla 2.2. Análisis de varianza

ANOVA ^b						
Model		Sum of Squares	df	Mean Square	F	Sig.
1	Regression	180.625	1	180.625	245.971	.001 ^a
	Residual	2.203	3	.734		
	Total	182.828	4			
a. Predictors: (Constant), H						
b. Dependent Variable: Q						

Tabla 2.3. Análisis de residuos

Residuals Statistics ^a					
	Minimum	Maximum	Mean	Std. Deviation	N
Predicted Value	22.02000	39.02000	3.05200E1	6.719840	5
Residual	-.820000	.880000	.000000	.742125	5
Std. Predicted Value	-1.265	1.265	.000	1.000	5
Std. Residual	-.957	1.027	.000	.866	5
a. Dependent Variable: Q					

8.3 Anexo 3. Resultados monitoreo sedimentador con diferentes matrices

Realizados los monitoreos al sedimentador utilizando las tres matrices construidas en botellas plástica de 1.25 litros, 2.5 litros y en tejas onduladas plásticas, en la tabla 3.1 se presentan los resultados de las remociones comparadas con el sedimentador sin matriz (blanco).

Las muestras se tomaron cada media hora al ingreso y a la salida del sedimentador teniendo presente el tipo de retención hidráulica teórico.

Tabla 3.1. Remociones de turbiedad en las matrices de botellas y tejas de plástico

	Matriz 1 1/4			Matriz 2 1/2			
	#	Afluente	Efluente	Remoción	Afluente	Efluente	Remoción
		UNT	UNT	%	UNT	UNT	%
	1	204	75.6	63	206	61.2	70
	2	171	74.4	56	203	54.8	73
	3	183	73.1	60	197	51.8	74
	4	185	77.2	58	181	44.4	75
	5	181	73.8	59	163	42.8	74
Promedio		185	74.8	59	190	51	73
Media		183	74	59	197	52	74
Desviación estándar		12	2	2	18	8	2
Coefficiente de variación		6%	2%	4%	9%	15%	3%
Caudal		ml/s	33.8			34.4	
Carga superficial		m/h	0.15			0.16	
	Matriz tejas onduladas de plástico			Blanco			
	#	Afluente	Efluente	Remoción	Afluente	Efluente	Remoción
		UNT	UNT	%	UNT	UNT	%
	1	182	65.3	64	260	222	15
	2	214	72.3	66	247	185	25
	3	187	72.5	61	191	159	17
	4	173	72.5	58	161	115	29
	5	179	75.6	58	133	113	15
Promedio		187	71.6	61	198.4	158.8	20
Media		182	73	61	191	159	17
Desviación estándar		16	4	4	55	47	6
Coefficiente de variación		9%	5%	6%	27%	29%	32%
Caudal			ml/s	34.7			32.6
Carga superficial			m/h	0.16			0.15

En la siguiente tabla se presentan las remociones de color aparente.

Tabla 3.2. Remociones de color aparente en las matrices de botellas y tejas de plástico

Matriz 1 1/4					Matriz 2 1/2			
	#	Afluente	Efluente	Remoción		Afluente	Efluente	Remoción
		UPC	UPC	%		UPC	UPC	%
	1	307	117	62		238	86	64
	2	299	121	60		240	79	67
	3	293	119	59		233	73	69
	4	267	122	54		212	71	67
	5	257	123	52		209	72	66
Promedio		284.6	120.4	57		226.4	76.2	66
Media		293	121	59		233	73	67
Desviación estándar		22	2.4	4.1		14.8	6.3	1.8
Coefficiente de variación		8%	2%	7%		7%	8%	3%
Caudal		ml/s	33.8				34.4	
Carga superficial		m/h	0.15				0.16	
		Matriz tejas onduladas de plástico						
	#	Afluente	Efluente	Remoción				
		UPC	UPC	%				
	1	274	198	28				
	2	269	183	32				
	3	265	182	31				
	4	258	194	25				
	5	251	182	27				
Promedio		263.4	187.8	29				
Media		265	183	28				
Desviación estándar		9	8	3				
Coefficiente de variación		3%	4%	10%				
Caudal		ml/s	34.7					
Carga superficial		m/h	0.16					