

ESTUDIO DE LA EFICIENCIA HIDRÁULICA Y DE LAVADO DE FILTROS
ANAERÓBICOS DE FLUJO ASCENDENTE CON MEDIO FILTRANTE MIXTO
(Municipio El Tambo)

ROLAN JAMILTON MORENO SAMANIEGO
RICARDO HIBEYRO RAMIREZ BOLAÑOS

UNIVERSIDAD DEL CAUCA
FACULTAD INGENIERÍA CIVIL
INGENIERÍA AMBIENTAL
POPAYÁN
2005

ESTUDIO DE LA EFICIENCIA HIDRÁULICA Y DE LAVADO DE FILTROS
ANAERÓBICOS DE FLUJO ASCENDENTE CON MEDIO FILTRANTE MIXTO
(Municipio El Tambo).

ROLAN JAMILTON MORENO SAMANIEGO
RICARDO HIBEYRO RAMIREZ BOLAÑOS

Trabajo de grado

Director

JAVIER ERNESTO FERNÁNDEZ MERA
Ingeniero Sanitario. M.Sc.

UNIVERSIDAD DEL CAUCA
FACULTAD INGENIERÍA CIVIL
INGENIERÍA AMBIENTAL
POPAYÁN

2005

NOTA DE ACEPTACIÓN

FIRMA DEL PRESIDENTE DEL JURADO

FIRMA DEL JURADO

FIRMA DEL JURADO

Popayán, Diciembre de 2005

AGRADECIMIENTOS

Queremos dar un gran reconocimiento a las personas y entidades que hicieron que el desarrollo y la culminación de esta investigación fuera posible; a la Corporación Autónoma Regional de Cauca (CRC), ya que gracias al interés y preocupación que tiene sobre los recursos naturales y para el caso en particular sobre el Saneamiento Básico; le apostó a la financiación de investigaciones que son de gran importancia para el mejoramiento de las tecnologías existentes y para el desarrollo de nuevas tecnologías para el tratamiento de las aguas residuales.

A la Universidad del Cauca y a su planta física (laboratorios, bibliotecas, etc.), en especial al departamento de Ingeniería Ambiental, el cual nos brindó la dedicación y orientación adecuada. Al director de Tesis, Ing. Javier Fernández ya que gracias a su tiempo nos encamino hacia la culminación de esta labor. Al municipio del Tambo, en especial a la Empresa de servicios públicos EMTAMBO y su operador por la colaboración brindada durante el proceso de investigación en campo.

A todas y cada una de las personas que contribuyeron al desarrollo de nuestra investigación.

CONTENIDO

<u>1</u>	<u>INTRODUCCIÓN</u>	<u>10</u>
<u>2</u>	<u>PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA Y JUSTIFICACIÓN</u>	<u>11</u>
<u>3</u>	<u>OBJETIVOS</u>	<u>17</u>
3.1	OBJETIVO GENERAL	17
3.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	17
<u>4</u>	<u>METODOLOGÍA</u>	<u>18</u>
4.1	CONCEPCIÓN GENERAL DE LA INVESTIGACIÓN	18
4.1.1	LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO DE INVESTIGACIÓN	18
4.1.2	CARACTERÍSTICAS DE LA ZONA DEL PROYECTO	19
4.2	DESCRIPCIÓN GENERAL DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO	20
4.2.1	CARACTERÍSTICAS GENERALES DE DISEÑO	20
4.2.2	CARACTERÍSTICAS ESPECÍFICAS DE LA PTARD	21
4.3	MUESTREO Y TOMA DE DATOS DE CAMPO	24
4.4	ANÁLISIS DE LABORATORIO	28
<u>5</u>	<u>PRESENTACIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS</u>	<u>29</u>
5.1	COMPORTAMIENTO DEL CAUDAL DE TRATADO	29
5.2	COMPORTAMIENTO DE LA PÉRDIDA DE CARGA	34
5.2.1	PÉRDIDA DE CARGA CARRERA I	37
5.2.2	PÉRDIDA DE CARGA CARRERA II	38
5.2.3	PÉRDIDA DE CARGA CARRERA III	39
5.2.4	PÉRDIDA DE CARGA EN EL LECHO	40

5.3 ESTUDIO HIDRAULICO	43
5.3.1 DETERMINACIÓN DEL TIEMPO HIDRÁULICO DE RETENCIÓN (THR)	43
5.3.2 APLICACIÓN DEL MÉTODO DE WOLF Y RESNICK.....	44
5.4 IMPACTO DE LAVADO	53
5.4.1 RECUPERACIÓN DE CAUDAL	53
5.4.2 RECUPERACIÓN DE PÉRDIDA DE CARGA.	54
5.4.3 VELOCIDAD DE LAVADO.....	55
5.4.4 CARACTERIZACIÓN DE LODOS EXTRAÍDOS DURANTE EL LAVADO.....	57
5.4.5 COMPOSICIÓN DE SÓLIDOS AL INTERIOR DEL FILTRO.....	60
5.5 VARIACIÓN DE LA EFICIENCIA DE REMOCIÓN	62
5.5.1 COMPORTAMIENTO DE LA EFICIENCIA DE REMOCIÓN	62
5.5.2 IMPACTO DEL LAVADO EN LA EFICIENCIA DE REMOCIÓN.....	69
<u>6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</u>	<u>72</u>
6.1 CONCLUSIONES	72
6.2 RECOMENDACIONES	73
<u>7 BIBLIOGRAFÍA</u>	<u>74</u>
<u>8 ANEXOS</u>	<u>77</u>

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Cronograma general de muestreo de marzo a mayo de 2005.	24
Tabla 2. Resumen de caudales.	30
Tabla 3. Valores de caudal y pérdida de carga carrera I, II, III.....	36
Tabla 4. Cálculos de los valores de $1 - F(t)$ en la evaluación de la unidad FAFA.	46
Tabla 5. Recuperación de caudal después de cada lavado	53
Tabla 6. Velocidades de lavado según el caudal de salida de la bomba.	55
Tabla 7. Datos promediados de ST, SF y SV (mg/L) para las tres carreras.....	60
Tabla 8. Resumen de Datos DBO ₅ (mg/L).....	62
Tabla 9. Resumen datos DQO (mg/L).	65
Tabla 10. Resumen Datos Sólidos suspendidos totales SST (mg/L).	66

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 Ubicación Municipio del Tambo Departamento de Cauca.....	19
Figura 2. Canaletas de recolección de FAFA.	22
Figura 3. Esquema general procesos de tratamiento de la PTARD Tambo.....	23
Figura 4. Puntos de muestreo y componentes del sistema.	27
Figura 5. Variación en porcentajes del caudal durante la carrera I.	31
Figura 6. Variación en porcentajes del caudal durante la carrera 2.	32
Figura 7. Variación en porcentajes del caudal durante la carrera 3.	33
Figura 8. Pérdida de carga linealizada de la carrera I.	37
Figura 9. Pérdida de carga linealizada en carrera II.....	38
Figura 10. Pérdida Carga Linealizada Carrera III.....	40
Figura 11. Distribución de pérdida de carga en el lecho filtrante del FAFA.....	41
Figura 12. Curva de calibración para el trazador.	44
Figura 13. Variación de concentración de trazador en el tiempo durante la prueba.	45
Figura 14. Evaluación del comportamiento hidráulico del FAFA con el modelo simplificado de Wolf y Resnick.	48
Figura 15. Recuperación de pérdida de carga después de cada lavado.....	55
Figura 16. Composición de lodos extraídos en lavado II.....	57
Figura 17. Composición de lodos extraídos en el lavado III.....	58
Figura 18. Porcentaje promedio de sólidos en lodos extraídos para cada lavado.	59
Figura 19. Sólidos fijos y volátiles promedios en el interior del filtro.....	61
Figura 20. Eficiencias de remoción de DBO por carrera.....	64
Figura 21. Remociones de DQO por carrera.....	65
Figura 22. Remoción de sólidos suspendidos totales.....	67
Figura 23. Eficiencias promedios de sus componentes y el sistema general.	68
Figura 24. Comportamiento de eficiencia de remoción del sistema en DBO ₅	69
Figura 25. Comportamiento de eficiencia de remoción DQO del sistema.....	70

ANEXOS

ANEXO A. Determinación de caudales

ANEXO B. Estudio Hidráulico.

ANEXO C. Resultados de los parámetros físico-Químicos obtenidos en la investigación.

1 INTRODUCCIÓN

Colombia es un país con múltiples riquezas hídricas que conforman uno de los tantos recursos naturales que posee esta bella porción del planeta. En nuestro país es muy fácil encontrar fuentes de agua superficial y como es de esperarse encontrar asentamientos humanos a su paso, los cuales se están convirtiendo en la principal causa del deterioro y pérdida de la riqueza natural del territorio. Debido al crecimiento económico y demográfico de los últimos años, se ha sobrepasado la capacidad de recuperación natural de los ríos a los cuales se les esta vertiendo las aguas servidas de todas las poblaciones sin tratamiento previo, generando los problemas de contaminación que aquejan en este momento a nuestros ríos y demás cuerpos de agua superficial.

Como alternativa de mitigación o solución a este problema han aparecido tecnologías encaminadas a disminuir el impacto de los vertimientos, Colombia siendo un país en desarrollo ha copiado ciertos tipos de tratamiento, los cuales está implementando en sus afanes de mejorar la calidad de vida de sus habitantes, como es el caso de las plantas de tratamiento de aguas residuales domésticas para pequeñas poblaciones. Pero aún no comprendemos la complejidad y simplicidad de los procesos. Lo que generan diseños y aplicaciones desadaptadas a nuestras condiciones naturales y económicas, ocasionando desperdicio de recursos económicos y humanos.

Todavía el país no está en condiciones de producir su propia tecnología, pero si está en la obligación de investigar mas a fondo los procesos de las tecnologías usadas, como es el caso de los filtros anaeróbicos, buscando una mayor eficiencia y aplicabilidad de los recursos técnicos y económicos.

2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA Y JUSTIFICACIÓN

A pesar de tener suficientes fuentes abastecedoras de agua, para Colombia siempre ha sido un verdadero problema la adquisición de agua potable y el saneamiento básico ambiental; a veces por la falta de recursos, otras, por el despilfarro e inadecuada gestión de los mismos o la aplicación de tecnologías des-adaptadas a las condiciones de la región en interés; conllevando a que en nuestro país se presente un gran problema de contaminación de los cuerpos de agua, evidenciando un atraso inmenso en el tratamiento de las aguas residuales.

Tal atraso es notificado por el Ministerio de Desarrollo Económico (Dirección General de Agua Potable y Saneamiento Básico) en su documento de Evaluación Ambiental de agua potable y saneamiento básico en Colombia, en donde plantea que en términos de saneamiento la cuestión es alarmante y preocupante; ya que teniendo en cuenta los consumos de agua potable, estimados en 231 litros/día*habitante y la relación respectiva con las aguas servidas equivalen al 80%; la Contraloría General de la República, estimó el volumen de las aguas tratadas en los 119 sistemas de tratamiento de aguas residuales domésticas existentes en el país. Los resultados resaltan que solo el 0.21% de las aguas servidas recibe tratamiento antes de verse a los cuerpos de agua superficiales. Se ve mas grave la situación si se compara con las naciones latinoamericanas en las cuales sólo el 2% del agua residual recibe tratamiento, ubicándose Colombia diez veces por debajo de este indicador (MINDESARROLLO, 2002).

El Ministerio de Desarrollo Económico en el mismo documento antes citado muestra que para noviembre de 2000 en el país existen 170 plantas de tratamiento de aguas residuales, 132 fueron construidas por las administraciones municipales y 38 por juntas de acción comunal (J.A.C), condominios habitacionales y empresas privadas. Buena parte de las

plantas fueron construidas hace algunos años, presentando condiciones inadecuadas frente a los requerimientos actuales; en otros casos el tratamiento resulta incompleto, existiendo además, falta de capacitación del personal encargado de su operación y mantenimiento dejando notar el desconocimiento parcial o total de las tecnologías implementadas en los sistemas de tratamiento de agua residual. Lo cual se refleja en que solamente el 22% de las plantas cumple con los requisitos de permisos de vertimientos y puede afirmarse que “ni las Corporaciones Autónomas Regionales (CAR), ni la ciudadanía han tomado conciencia ambiental respecto al control y autorización de vertimientos líquidos que se realizan a las fuentes de agua” (MINDESARROLLO, 2002).

De acuerdo con las cifras de la Contraloría General de la República aún suponiendo la operación mas o menos normal de las 170 existentes y las 132 plantas de tratamiento de aguas residuales (PTAR) proyectadas, el cubrimiento de este tipo de instalaciones seguirá siendo bajo (27%) con respecto a la totalidad de los 1089 municipios colombianos (MINDESARROLLO,2002). El impacto negativo al ambiente aumentará, ya que revisando los resultados del inventario Nacional de Colombia (CEPIS, 2002) de 793 ciudades colombianas que en conjunto albergan a 31.179.000 habitantes equivalente al 72.5% de la población Colombiana, sólo en 204 tratamiento del agua residual, mientras que en 569 no existe y en 20 no se sabe; lo que torna preocupante la situación ya que se está dejando a un lado el problema que nos ataca sin tregua y entre más tiempo dejemos pasar, serán mayores las magnitudes e implicaciones de la contaminación de los cuerpos de agua superficial.

Pero el problema más común a que se ven expuestas las administraciones municipales es la capacidad para la selección de la tecnología adecuada para el manejo de aguas residuales y su adaptación a las condiciones ambientales propias del municipio y de la región; las cuales varían de acuerdo al número y tipo de habitantes, condiciones climáticas, geográficas etc. Teniendo en cuenta que nuestro país presenta gran variedad de relieves y climas, se deben estudiar más a fondo el tipo de tecnología a implementar de acuerdo a las especificaciones y requerimientos que exija el tratamiento. El Ph.D Miguel Peña en su tesis muestra que en nuestro país las tecnologías más utilizadas son las lagunas (53%), lodos activados (24%),

filtros percoladores (13%) y sistemas anaeróbicos de flujo ascendente (10%) de acuerdo con el tamaño de población, eficiencia, costos operacionales, simplicidad y sostenibilidad (PEÑA.1998).

Para poblaciones mayores de 100.000 habitantes se encuentra como alternativa las lagunas de estabilización siempre y cuando el terreno lo permita; para poblaciones menores se recomienda los filtros y reactores anaeróbicos, pozos sépticos y reactores aeróbicos.

En el departamento del Cauca la mayoría de sus municipios cuentan con poblaciones pequeñas (de los 39 municipios, según la proyección del DANE para el 2004, 27 municipios cuentan en sus cabeceras municipales con una población inferior a 6.000 habitantes) ubicadas en la zona andina, para las cuales existen varias alternativas como filtros anaeróbicos, filtros percoladores, pozos sépticos, reactores anaeróbicos, tanques imhoff, UASB y digestores anaeróbicos.

En concordancia con los lineamientos del actual gobierno de darle importancia a este campo en nuestro departamento, según la Corporación Autónoma Regional del Cauca (CRC), se han construido 52 plantas de tratamiento de aguas residuales domésticas utilizando la tecnología de: sistemas biológicos anaeróbicos de bajo costo; dicha tecnología es aplicable a pequeñas poblaciones (<1000 habitantes / unidad) (RAMÍREZ, 2004); con condiciones de inversión, operación y mantenimiento manejables por los municipios Caucanos y además fácilmente sostenibles por la comunidad para las cuales recibir el servicio de tratamiento de sus aguas servidas no se convierta en un dolor de bolsillo en su precaria estabilidad económica.

Estas plantas de tratamiento de aguas residuales domésticas (PTARD) constan de un conjunto de elementos que funcionan por gravedad y fundamentan su trabajo en procesos biológicos de descomposición anaeróbica de materia orgánica, por medio de filtros anaeróbicos de flujo ascendente (FAFA) que es una columna llena con varios tipos de medios sólidos que se usan para que se adhieran las bacterias. El desecho fluye hacia arriba

a través de la columna, entra en contacto con el medio inerte, sobre el cual crecen y se retienen las bacterias anaeróbicas (Tchobanoglous, 2000).

Las características del medio poroso ideal deben ser: económico, duradero, de elevada superficie específica, con índice de huecos que asegure su no atascamiento y su continua funcionalidad. Es conveniente que la masa filtrante o retenedora tenga la mayor superficie específica posible, para que pueda formar la mayor cantidad de película biológica. Pero esta característica hay que conjugarla con el índice de huecos, ya que estos serán los que permitirán el paso del agua. La altura de la masa filtrante oscila entre 1.5 – 4.0 metros, siendo la mas utilizada la de 2 metros. Los tamaños de árido (partícula) usados oscilan de 4 a 8 centímetros. Los materiales soportes pueden ser naturales o artificiales. Hay que cuidar la uniformidad del medio poroso su durabilidad y resistencia. Los materiales más usados son la piedra silícica, el porfido o las puzolanas. Los materiales artificiales pueden ser desde escorias hasta elementos plásticos fabricados especialmente para conjugar la superficie y los huecos, de forma que se aumente el rendimiento por unidad de volumen. (HERNANDEZ, 1998)

El sistema está dividido en cuatro bloques; *sistema de pretratamiento*: el cual lo componen una estructura de aliviadero de aguas lluvias, cámara retenedora de sólidos gruesos y sedimentables, cámara de distribución de caudales. *Sistema de tratamiento primario*: lo constituye un tanque séptico donde se inicia la descomposición anaeróbica, alcanzando remociones del 40 al 60% de la materia orgánica, este sistema está dotado de dos compartimentos que permiten, en el primero, las condiciones favorables para el desarrollo de los microorganismos, bajo la influencia de mecanismos de sedimentación y el segundo actúa como una trampa de grasas. *Tratamiento secundario*: Filtro Anaeróbico de Flujo Ascendente (FAFA), esta estructura es la segunda etapa de la descomposición anaeróbica, en donde se espera (según Gnanadipathy and polprasert, 1992) una remoción que varía entre 70 y 98% del carbono orgánico disuelto (COD) para una carga orgánica entre 1 – 7 (KgCOD/m³.d) y un tiempo hidráulico de retención (HRT) de 0.4 a 4 días.

Tal remoción es lograda por procesos de filtración, sedimentación y metabolización por parte de microorganismos conformados en un medio fijo adherido denominado biopelícula. *Tratamiento de lodos:* lecho de secado, con esta estructura se logra un manejo adecuado de los lodos anaeróbicos evacuados durante el lavado (RAMÍREZ, 2003).

Durante el mantenimiento se debe tener cuidado con los sistemas retenedores de partículas especialmente los filtros, cámaras de sedimentación y disposición de desechos; ya que estos juegan un papel importante en la operación del sistema, que influyen en la eficiencia de remoción de la PTARD; a tal punto que el atascamiento o taponamiento de algún sistema retenedor puede causar desborde o colmatación; tales condiciones aseguran que el sistema falle y si no trata el agua residual, el sistema no brinda las eficiencias esperadas o de diseño. Como es el caso de los filtros anaeróbicos los cuales requieren de unas características especiales en su lecho, que brinden las condiciones favorables para la maduración de los lodos, del lecho bacteriano y/o el crecimiento de la biopelícula.

Es de vital importancia el tiempo óptimo de maduración de los lodos en el filtro; debido a que en tiempos relativamente cortos, la biopelícula no ha desarrollado toda su capacidad de descomposición; y según la literatura, en la puesta en marcha se precisan más de 8 días para formar la película biológica.(HERNANDEZ, 1998).

Cuando se tienen tiempos largos de funcionamiento el lodo biodigestado comienza a ocupar espacios dentro del filtro, lo que genera obstrucción, taponamiento y colmatación del filtro anaeróbico, desencadenando el mal funcionamiento del filtro que se traduce en eficiencias menores de las esperadas. Por tal razón se hace necesario el lavado oportuno de los filtros anaeróbicos. Proceso en el cual influyen varios factores como la velocidad del lavado, frecuencia de lavado y la forma de drenaje del agua en el lavado. Se debe tener especial cuidado en cuanto a la inspección trimestral de cada unidad del sistema ya que la carrera de filtración puede tener una duración de cinco a seis meses y requerir un retrolavado; para lo cual se dispone de una cámara seca entre tanque séptico y FAFA, que permite a través de unas válvulas de bola en PVC para lograr una eficaz limpieza (RAMÍREZ, 2003), limpieza

que resulta determinante, ya que puede optimizar o declinar el buen funcionamiento de la planta de tratamiento de aguas residuales domésticas.

Pero hasta el momento ninguna planta de tratamiento de aguas residuales domésticas existente tiene algún tipo de estudio serio respecto a su diseño, operación y mantenimiento; ratificando el problema nacional del desconocimiento de las tecnologías usadas, que conlleva a la colisión de los sistemas o a su mal funcionamiento que se traduce en eficiencias menores de las esperadas; convirtiéndose en sistemas insostenibles para la comunidad.

La falta de estudios adecuados de las tecnologías implementadas en Colombia; dirigidas a optimizar, adaptar y mejorar los procesos del sistema en funcionamiento ha dejado un claro retraso; porque al copiar tecnologías que muchas veces no sirven o no funcionan de la mejor manera en nuestras condiciones, genera despilfarro de los recursos; limitándonos a la hora de adaptar, reproducir y generar tecnologías apropiadas de acuerdo a las especificaciones y necesidades de nuestras comunidades. Es por tal razón la importancia de estudiar las tecnologías implementadas, especialmente los procesos de operación y mantenimiento como el caso de lavado de los filtros anaeróbicos.

3 OBJETIVOS

3.1 OBJETIVO GENERAL

Estudiar el modelo de operación y mantenimiento del filtro anaeróbico de la planta de tratamiento de aguas residuales domésticas.

3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Estudiar el comportamiento hidráulico de un filtro anaeróbico de flujo ascendente (FAFA) y el impacto de lavado sobre la recuperación hidráulica del filtro.

Evaluar el impacto del lavado hidráulico en un FAFA en la eficiencia de remoción y en la degradabilidad del lodo extraído.

4 METODOLOGÍA

4.1 CONCEPCIÓN GENERAL DE LA INVESTIGACIÓN

Es claro que la falta de estudios en el tema del tratamiento de aguas residuales domésticas en el Departamento ha generado cierta incertidumbre de cómo están operando y funcionando las tecnologías que se han implantado en el Cauca, por tal motivo se desarrolló el proyecto de investigación a través de un estudio de campo en una PTARD a escala real, localizada en la cabecera municipal del Tambo.

4.1.1 Localización del proyecto de investigación.

El municipio del Tambo se localiza al centro occidente del Departamento del Cauca; la cabecera municipal dista 33 kilómetros de Popayán y está ubicada a los 2°27'15'' de latitud Norte y a 76°40'04'' de longitud oeste.

El municipio tiene una extensión territorial de 2.840,05 Km²; limita al Norte con el municipio de López de Micay, al Sur con los municipios de Patía, La Sierra y Argelia, al Oriente con los municipios de Morales, Cajibío, Popayán, Timbio y Rosas, al Occidente con el municipio de Guapi. En la figura 1 se presenta la ubicación del municipio en el departamento del Cauca. (PBOT, 2000)

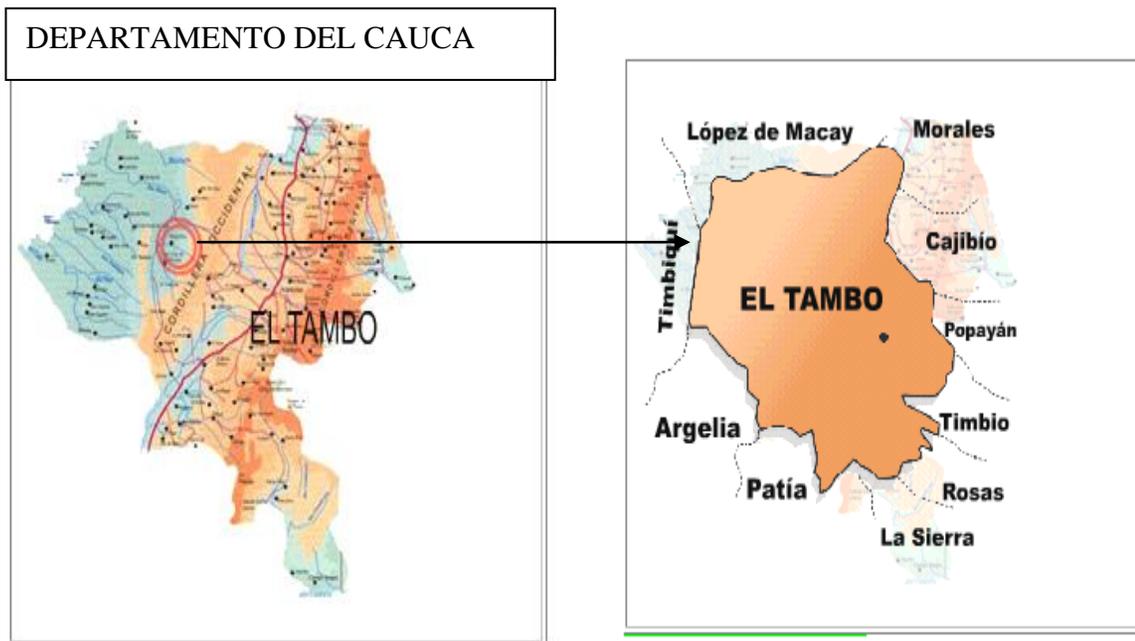


Figura 1 Ubicación Municipio del Tambo Departamento de Cauca

Fuente. www.caucanet.net.co/nf/municipios/el-tambo.htm

4.1.2 Características de la zona del proyecto

El municipio tiene una altura promedio de 1745 metros sobre el nivel del mar (m.s.n.m.) con una temperatura media de 18 °C con valores máximos de 32 °C y mínimos de 5 °C y una humedad relativa alta de 80 %. La precipitación en la estación El Tambo (cabecera municipal) que se encuentra a 1700 m.s.n.m; presenta una precipitación media anual de 2042 mm. /año.

Según las proyecciones del DANE para el año 2004 el municipio cuenta con 53.337 habitantes, distribuidos de la siguiente manera: 47.370 habitantes que representan el 88.81%, localizados en el área rural y 5.967 habitantes que conforman el 11.19% localizados en la cabecera del municipio En cuanto al empleo el 71% de la población se

ocupan en labores agrícolas, la población económicamente activa es de 18.802 habitantes (PBOT, 2000).

La economía del municipio se basa en la Ganadería, recursos forestales y muchos cultivos, como café, caña de azúcar, chontaduro, yuca, plátano, legumbres y frutales. Se encuentran minas de oro, carbón, cal y hierro. Son importantes las manufacturas artesanales de caucho. Excelente actividad comercial por su variada producción agrícola que surte los mercados de Popayán y Cali

4.2 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO

El sistema de tratamiento consta básicamente de los siguientes procesos: un sistema de tanque séptico – filtro anaeróbico y lecho de secado en una construcción por módulos y estanques que terminarían 4 de ellos en las inmediaciones de la quebrada Sucia y un quinto en inmediaciones de la quebrada los Positos.

4.2.1 Características generales de diseño

En la planta de tratamiento de aguas residuales domesticas del Tambo, diseñada por la Corporación Autónoma Regional del Cauca (C.R.C.) se tuvieron en cuenta los parámetros promedios medidos en distintas localidades del Departamento del Cauca, con el fin de obtener una mayor amplitud y cobertura en la implementación de este diseño. Con base en los estudios previos de caracterización de aguas residuales domésticas, se diseñó un solo sistema que fuese aplicable en las comunidades que estuvieran dentro de los rangos de población. Tales parámetros de diseño fueron: DB05 promedio de 174.8 mg/L y SST promedio en 145.34 mg/L. Con un caudal máximo de 8.65 L/s, y un tiempo de retención hidráulico (THR) de 16 horas. (CRC, 1999).

4.2.2 Características específicas de la PTARD

La planta de aguas residuales domesticas (PTARD) consta en su sistema con varias estructuras o etapas (ver figura 3):

Cámara de alivio (1): estructura que funciona como colector o como rebose de caudal.

Cámara de cribado y sedimentación (2): cuyo objetivo es separar y retener por medio de una malla sólidos grandes tales como plásticos, palos, arena, gafas oscuras, materia fecal de grandes tamaños, etc. la materia orgánica proveniente de las heces (excretas humanas), se recupera, tritura y se devuelve al sistema; ya que esta es esencial para la alimentación bacteriana.

Cámara de reparto (3): consta de 6 unidades donde se distribuye un caudal para cada unidad o línea de tratamiento. De las 6 unidades solo tres se han construido y se encuentran funcionando, por lo cual se genera una alta zona muerta que facilita la depositación del agua servida en la zona de la cámara que no está en funcionamiento.

Tanque séptico (4) este sistema de tratamiento está estructurado por líneas de funcionamiento, mientras se hace el mantenimiento de una se puede recargar la otra.

Filtro anaeróbico (5): en el cual ocurre la descomposición y asimilación de la materia orgánica por parte de las bacterias. El sistema presenta 3 unidades que operan en paralelo, cada una de ellas tiene las siguientes dimensiones: largo 15 m, ancho 5 m y profundidad 1.8 m. El agua a tratar entra por el fondo, repartida a través de un sistema de distribución que consta de tres tubos, independientes, de 4 pulgadas de diámetro, ubicados en forma paralela a la longitud más larga de la unidad. Cada tubería es de PVC sanitaria perforada con dos orificios de $\frac{1}{4}$ " cada 0.5 m hasta la mitad de la longitud del tubo y cada 0.25 m hasta el final. El flujo asciende por el filtro a través de los medios filtrantes que son (en el

sentido del flujo del agua), 50 cm. de grava estratificada de 4 a 7 centímetros. (En campo se observó que la grava se encuentra estratificada de menor a mayor diámetro, en el sentido de flujo; contrario a lo especificado en los planos de diseño y la literatura). Una interfase de lodos de 1 metro de altura y el resto de un material plástico (0.30 m); que forma un medio flotante hasta completar los 1.80 m. que es la altura total del lecho filtrante.

El agua en la superficie del filtro es recolectada a través de dos canaletas perimetrales de PVC (agua lluvia) de 0.25 m de ancho, ubicada sobre la pared larga del filtro, que descargan sobre un canal de salida ubicado a lo ancho de cada unidad al final del filtro. Sin embargo, para el caso de la PTARD de El Tambo, esta canaleta se ha desprendido y la recolección se hace por las aberturas rectangulares en donde desemboca la canaleta de PVC con el canal de salida. En la figura 2 se puede observar que no hay flujo en las canaletas de recolección.



Figura 2. Canaletas de recolección de FAFA.

Cámara de lavado: se ubica entre el tanque séptico y el filtro anaeróbico. En ella se manipulan los tapones de inspección y las válvulas de control de cada tubería. La válvula permite la suspensión del flujo que ingresa al filtro por cada tubería.

La evacuación de los lodos se hace por medio de un sistema de bombeo, el cual se conecta con el fondo del filtro a través de la tubería de distribución. Los lodos son bombeados hacia 4 unidades de lecho de secado.

Lecho de secado (6): aquí se facilita el tratamiento del lodo y su disposición final, este esta diseñado para los siguientes valores: Volumen de lodo máximo esperado del tanque séptico en un año = 15 m³ (Módulo de 200 habitantes). Volumen de agua de lavado máximo esperado cuando se lave el filtro anaeróbico al año de operación = 240 m³ que se producirán en 10 horas de bombeo, dividido en 3 difusiones (80 m³) cada difusor debe poseer un compartimiento de lecho de secado. (CRC, 1999).

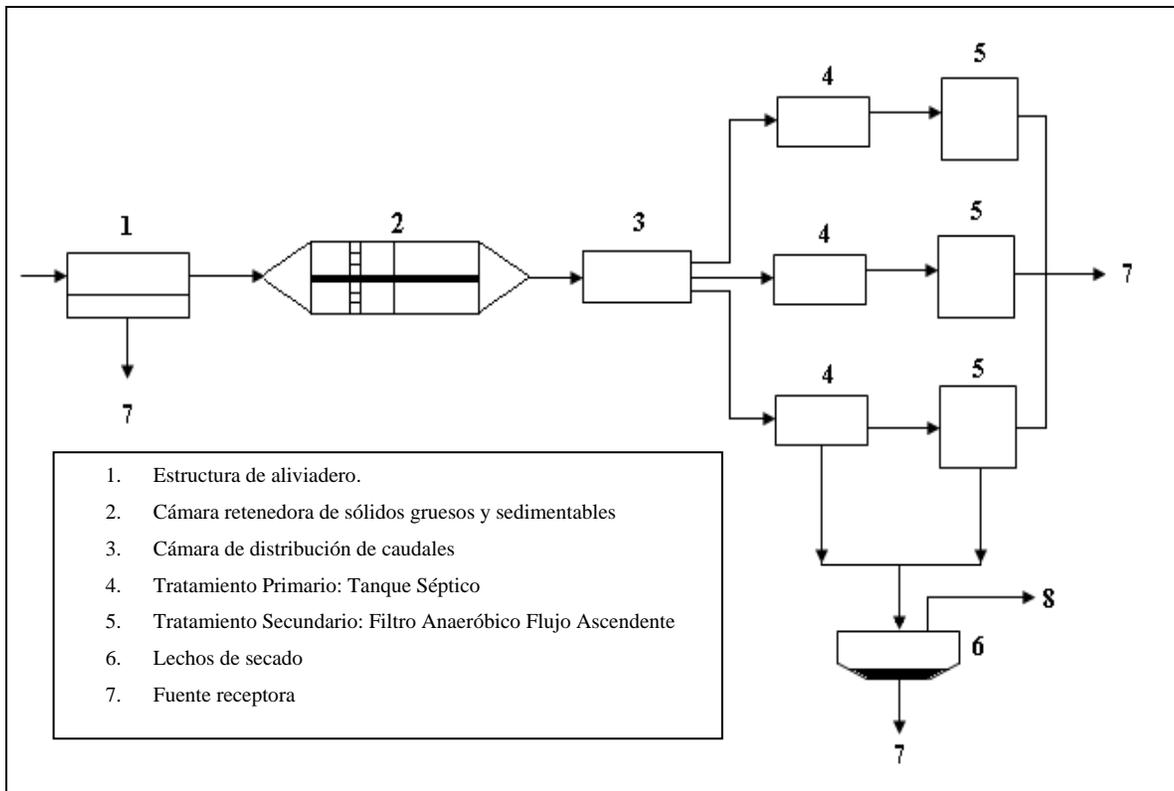


Figura 3. Esquema general procesos de tratamiento de la PTARD Tambo

4.3 MUESTREO Y TOMA DE DATOS DE CAMPO

Antes de comenzar con la evaluación se realizaron las respectivas adecuaciones, que constaron de la instalación de una lámina de acero para medir caudal en la estructura de salida del FAFA; además, la ubicación de los piezómetros en el centro del área superficial, para medir pérdida de carga y tomar las muestras en el sentido vertical del filtro, en una de las tres unidades que comprenden el sistema de tratamiento secundario total de la planta.

Para obtener el respectivo seguimiento del sistema de tratamiento de aguas residuales domésticas en el municipio del Tambo; se realizaron tres carreras de filtración, con duraciones de 14 días las dos primeras y 28 días para la última. Las visitas de campo se programaron a lo largo de 2 meses. Iniciando el día 20 de marzo de 2005 con el lavado normal que se realiza para el mantenimiento. La frecuencia de las visitas se programó de acuerdo a la disponibilidad de transporte y condiciones de funcionamiento del sistema. Durante los días miércoles y sábado, el funcionamiento de la planta se altera por la presencia de rúmen proveniente del matadero. El sistema se cierra desde las 4:00 a.m. hasta las 10:00 a.m. En la tabla 1 se muestra un cronograma general de las carreras de muestreo e investigación.

Tabla 1. Cronograma general de muestreo de marzo a mayo de 2005.

Carrera	Inicio	Final	Total de visitas
1	Lunes 21 Marzo	Domingo 03 Abril	6
2	Martes 05 Abril	Domingo 17 Abril	6
3	Martes 19 Abril	Lunes 16 Mayo	10

Para determinar el comportamiento hidráulico de filtro anaeróbico de flujo ascendente (FAFA) se tuvieron en cuenta variables como; caudal tratado a lo largo del día, pérdida de carga total entre sistema primario: tanque séptico (TS) y sistema secundario (FAFA); y la distribución de la pérdida de carga en el filtro. Cada día de muestreo se leyó pérdida de

carga al igual que el caudal tratado en 5 parciales, de los cuales se tomo el valor promedio como el valor representativo del día de muestreo.

La pérdida de carga se determinará en un tablero de lectura debidamente escalado en centímetros; en donde se mirarán las variaciones del nivel en las mangueras, que por efecto de la gravedad corresponden al mismo nivel de la punta de la manguera ubicada al interior del filtro, las mangueras se purgarán antes de realizarse cada lectura. Para corregir las posibles variaciones de caudal y la pérdida de carga, se linealizarán las pérdidas de carga al valor promedio de caudal obtenido durante la evaluación. Para la linealización se considera

la formula de Poiseulle $h_o = K \frac{Lv}{D^2} * \frac{V_i}{g}$ (Arboleda, 1979), la cual considera que la pérdida

de carga en un medio poroso varia con la velocidad (V_i) elevada a la una potencia, por lo tanto para otra velocidad, bajo las mismas condiciones de fricción, porosidad, longitud del conducto (L) y viscosidad cinemática (ν), será una proporción lineal.

Para la determinación del caudal de tratamiento, se realizaron medidas volumétricas con recipiente previamente calibrado en un lapso de tiempo, registrado con cronómetro de dos decimales de precisión. Para cada dato parcial se realizó el mismo proceso 3 veces, el valor promedio se convierte en el valor de un parcial; el cual se tomó cada hora, durante 5 horas de composición.

En la determinación del impacto del lavado sobre el funcionamiento hidráulico y biológico del filtro anaeróbico de flujo ascendente FAFA, se realizaron 3 lavados correspondientes al final de cada una de las carreras. El día de lavado se contó como día cero; el día siguiente a este se tomó como el primer día de muestreo en todas las carreras.

El sistema de distribución y drenaje en este filtro consta de 3 tubos de entrada de 4 pulgadas de diámetro; que vienen desde el nivel superficial del tanque séptico hasta el fondo del filtro anaeróbico donde empieza a fluir en forma ascensional.

El lavado se realiza de manera mecánica con una bomba de succión que se ubica en el tubo de distribución del filtro, al cual se le cierra el paso previamente para poder sacar los lodos acumulados; se realiza lo mismo para los otros dos tubos de drenaje, el lodo bombeado va directamente por una conducción subterránea a los lechos de secado; en esta operación se determinó pérdida de carga o niveles en las mangueras, antes, durante y después del bombeo, al igual que el caudal de salida del FAFA o caudal tratado; También se midió el caudal de salida de la bomba; este se obtuvo de manera volumétrica en la llegada a los lechos de secado. Se tomaron muestras puntuales de lodo extraído de cada tubo de drenaje, para determinar su cantidad y estado de longevidad y degradación.

El tiempo de detención hidráulico en el filtro anaeróbico se determinó por medio de una prueba de trazadores, usando 15 Kg. de sal de cocina (NaCl) como trazador, disuelto en 75 litros; aplicado en dosis instantánea. Para determinar la cantidad de trazador que sale del sistema, durante la prueba se tomaron muestras cada media hora a la entrada y salida del sistema, determinando conductividad, en dos unidades de medida: Us y mS. También se midió caudal a la salida del sistema; el seguimiento se completo a las 30 horas. Para el cálculo del tiempo de retención hidráulica se utilizará el modelo simplificado de Wolf y Resnick. (PEREZ, GALVIS. 1990).

La extracción de las muestras del interior del filtro, se logró con una serie de mangueras instaladas al interior de este, que se convertían, en sifones (por la forma en que se colocaron); por las cuales se recolectó la muestra por gravedad. Durante la recolección de las muestras para cada parcial; se tomó la temperatura del agua y del ambiente, el pH del agua a la salida.

Como etapa del proceso de muestreo se puede, describir los siguientes aspectos, los cuales, fueron repetitivos a lo largo de las 3 carreras: El total de muestras compuestas cada día de muestreo fueron 9, las cuales se conformaban a partir de 5 muestras parciales para cada uno de los 9 puntos de muestreo; distribuidos en 7 puntos que se instalaron en el filtro anaeróbico (ver figura 4), mas otros 2 puntos correspondientes a la entrada del tanque séptico (punto 8) y en la estructura de salida del filtro anaeróbico (punto 9); las muestras se extraían cada hora, generalmente desde las 10:00 A.M. hasta las 2:00 P.M. haciendo un barrido de las horas que mas actividad biológica se tiene durante el día.

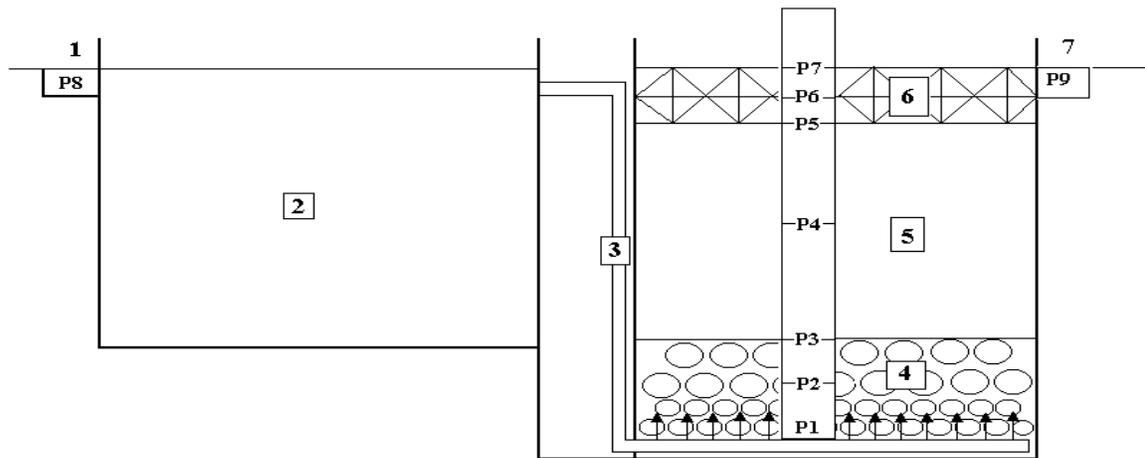


Figura 4. Puntos de muestreo y componentes del sistema.

A continuación se presentan las convenciones de la numeración en la figura 4

Componentes del sistema:

1. Entrada al tanque séptico.
2. Tanque séptico.
3. Tubería de conducción Tanque séptico – FAFA.
4. Lecho de grava.
5. Zona de tratamiento en suspensión.
6. Lecho de soporte plástico.
7. Salida del reactor anaeróbico.

Puntos de muestreo:

- P8. Entrada tanque séptico.
- P1. Entrada FAFA, ubicado a 5 cm. de la base del FAFA.
- P2. En medio del lecho de grava, a 25 cm. de la base FAFA.
- P3. Al final del lecho de grava, a 50 cm. de la base FAFA.
- P4. En medio de zona en suspensión, a 100 cm. de la base
- P5. Al final de la zona en suspensión, a 150 cm. de la base
- P6. En medio del medio plástico, a 165 cm. de la base.
- P7. Al final del medio plástico, a 180 cm. de la base.
- P9. Salida del sistema.

Para la conservación de las muestras se utilizaron neveras de icopor, las cuales tenían como propósito mantener la temperatura por debajo de 5 °C hasta la llegada al laboratorio, con el fin evitar que se sigan desarrollando los procesos microbiológicos en la muestra, y de esta forma hacer que sea lo más representativa posible para los ensayos de laboratorio. La eficiencia se determinó teniendo en cuenta valores de entrada y salida de las estructura. Para esta investigación se trabajó la eficiencia global, determinada por el valor de entrada (agua residual cruda P8) y el valor de salida del sistema (descarga al río P9). La eficiencia del tanque séptico (P8-P1) y la eficiencia del FAFA (P9-P1).

4.4 ANÁLISIS DE LABORATORIO

El análisis en el laboratorio consistió en determinar la calidad del agua de las muestras recolectadas; para ello se realizaron pruebas de DQO, DBO5, Sólidos Suspendidos Totales (SST), Sólidos Totales (ST), Sólidos Fijos (SF), Sólidos Volátiles (SV), turbiedad y pH. Las anteriores pruebas se realizaron para cada punto de muestreo, las pruebas de sólidos y DBO5 obedecieron a los métodos volumétricos impuestos por los estándar métodos. La Turbiedad y la DQO centrifugada se realizaron con el espectrofotómetro.

5 PRESENTACIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

El periodo de toma de datos o muestreo; se desarrolló en un tiempo de 2 meses; a partir del día 20 de marzo hasta el 18 de mayo de 2005. Se colectaron muestras y se tomaron datos necesarios para la respectiva investigación. En ese tiempo se le realizó el seguimiento a 3 carreras de lavado; de las cuales, las 2 primeras tomaron una frecuencia de 14 días y variando en la última carrera; el tiempo de duración, ampliándose hasta el doble de las dos anteriores (28 días).

5.1 COMPORTAMIENTO DEL CAUDAL DE TRATADO

A continuación se presentan los datos de uno de los parámetros de gran importancia y relevancia dentro de nuestro objetivo dentro del estudio; el caudal, parámetro que permitirá notar claramente el funcionamiento hidráulico del filtro anaeróbico. Como el seguimiento se distribuyó según el periodo de lavado o carrera de filtración se presentan los resultados; según la carrera, en las figuras 5 a 7 se presentan la variación del caudal en el tiempo.

En la tabla 2 se muestran los caudales para cada uno de los días de muestreo, se observa que para todas las carreras, al inicio se presentan relaciones de volumen y tiempo alrededor del caudal de diseño (3.5 L/s); siendo siempre el primer día de muestreo, donde se presenta el caudal máximo. En este día se presentan los tiempos de retención más cortos y las velocidades ascensionales o carga superficial más altas. A medida que transcurre la carrera los caudales disminuyen; el tiempo hidráulico de retención teórico (THRt) aumenta, y la carga superficial disminuye considerablemente. Los valores promedios a lo largo de las carreras I, II, III fueron; caudal: 2.36, 1.45, 1.23 L/s; THRt: 18.89, 26.13, 34.51 horas y velocidad de flujo de 0.1134, 0.0696, 0.0591 m/h respectivamente.

Tabla 2. Resumen de caudales.

carrera	Día	Q Prom. (L/s)	caudal %	THR teórico (horas)	Carga Superficial (m/h)
I	1	5,49	100	5,64	0,2635
	3	3,66	66,63	8,47	0,1755
	6	1,29	23,53	23,98	0,0620
	8	1,39	25,28	22,32	0,0666
	10	1,09	19,78	28,53	0,0521
	14	1,27	23,10	24,43	0,0609
	Prom.	2,36	---	18,89	0,1134
II	1	3,42	100	9,07	0,1640
	4	1,17	34,30	26,43	0,0562
	6	1,08	31,72	28,59	0,0520
	7	1,11	32,48	27,92	0,0532
	9	1,03	30,23	29,99	0,0496
	13	0,89	26,07	34,78	0,0427
	Prom.	1,45	---	26,13	0,0696
III	0	3,43	100	9,03	0,1646
	2	1,75	50,96	17,72	0,0839
	5	1,02	29,81	30,29	0,0491
	9	0,96	28,05	32,19	0,0462
	16	1,01	29,56	30,54	0,0487
	18	1,08	31,58	28,60	0,0520
	20	1,18	34,37	26,27	0,0566
	22	0,89	26,01	34,71	0,0428
	25	0,61	17,76	50,85	0,0292
	28	0,36	10,63	84,92	0,0175
	Prom.	1,23	---	34,51	0,0591

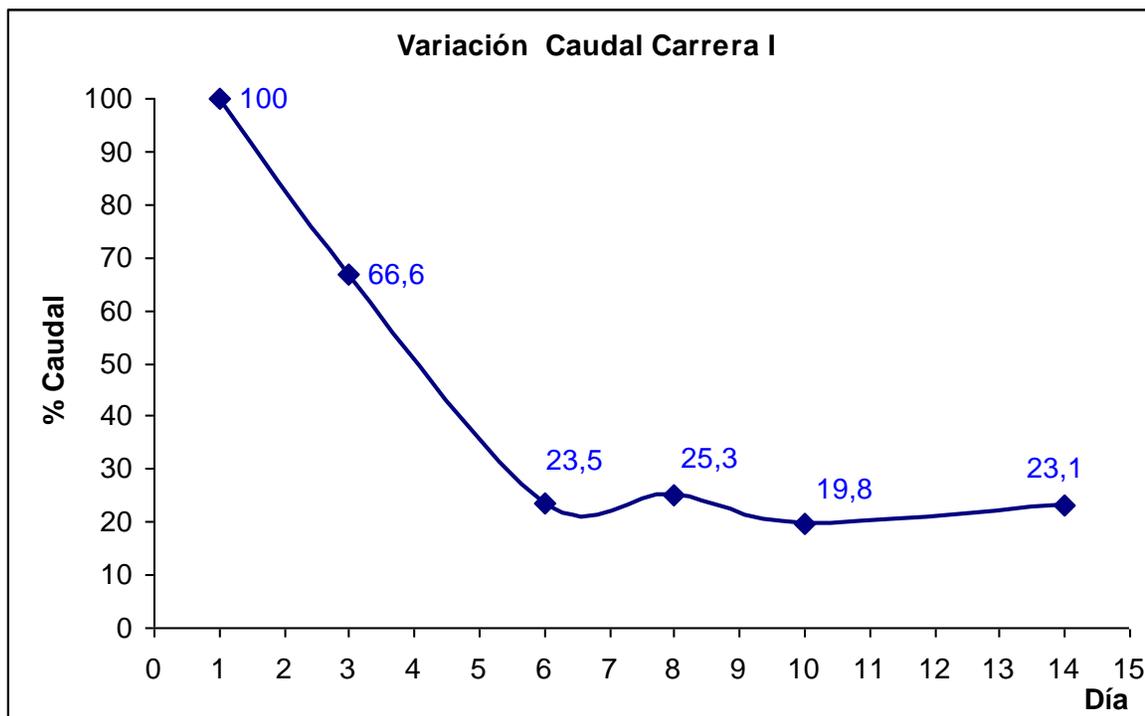


Figura 5. Variación en porcentajes del caudal durante la carrera I.

Un día después del lavado se inició la primera carrera, presentó un caudal promedio a la salida del filtro de: 5.49 L / s. siendo este el máximo valor durante la carrera. El día final de carrera presentó un valor de 1.27 L / s, que representa el 23 % del caudal inicial. Los valores completos de caudales por día de muestreo se presentan en el anexo A.

Observando la figura 5, se resalta la rápida disminución del caudal tratado por la planta. El primer día corresponde a un cien por ciento; y es claro que al tercer día; el caudal ha disminuido un 33.4 %. O sea, que a este día apenas se trata un 66.6 % de caudal que debería tratar el filtro; tomando como punto de partida o patrón el caudal inicial (día 1). En el 6 día de carrera la disminución es drástica, aquí se trata solo un 23.5% de caudal inicial. De aquí en adelante la variación es mínima y oscila entre valores de 19% y 25%.

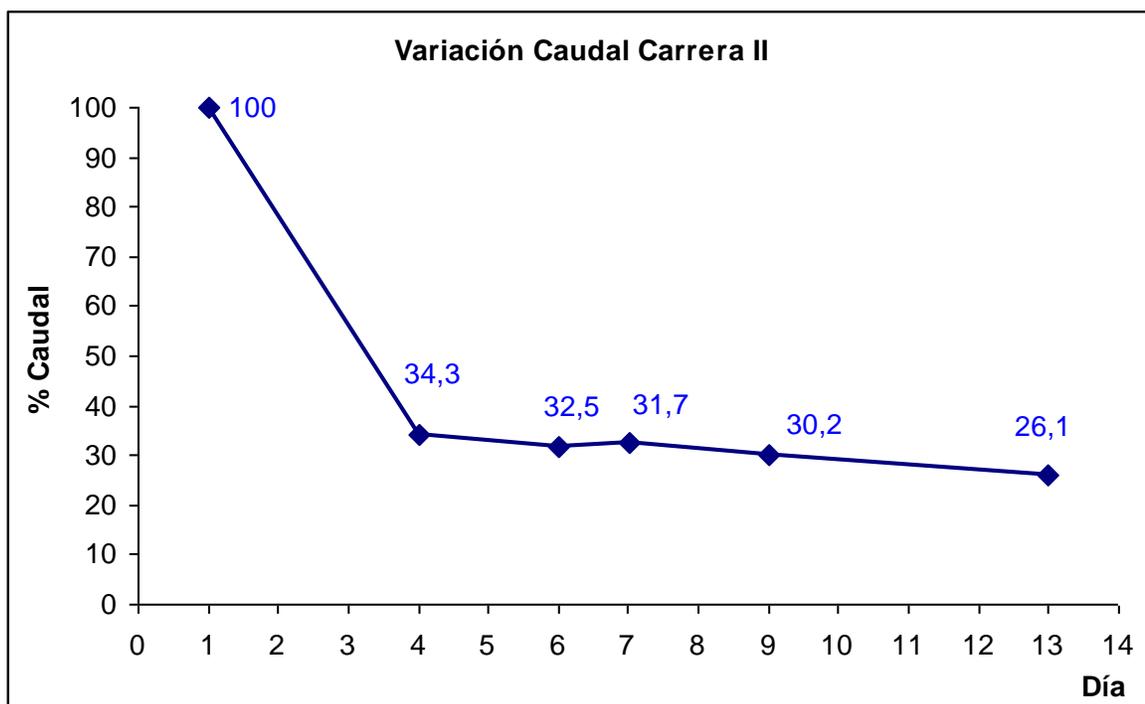


Figura 6. Variación en porcentajes del caudal durante la carrera 2.

El primer día de la segunda carrera (ver figura 6) presentó un caudal máximo promedio de 3.42 L / s. y el valor mínimo corresponde al ultimo día (13) de la carrera, con un caudal de 0.89 L / s, que representa el 26 % del caudal inicial. En esta carrera se destaca la gran disminución en el caudal tratado; tanto así, que al 4 día de carrera, el caudal tratado u operación disminuyó un 65,7%. Luego el caudal se mantiene en un 30% del caudal inicial de la carrera II.

La carrera III varía de las dos anteriores; ya que el tiempo o duración de la carrera se aumento de 14 a 28 días. En esta carrera el primer muestreo corresponde al segundo día de carrera; para el cual se presento un caudal de 1.75 L/s, caudal muy bajo para ser el segundo día de muestreo. Debido a que pasados 2 días de carrera la disminución del caudal es relativamente drástica, se tomó como caudal inicial, el caudal correspondiente al día 0, o sea el caudal que se presentó después de lavar; que corresponde a un valor de 3,43 L/seg; el cual representa el 100% del caudal tratado para la carrera.

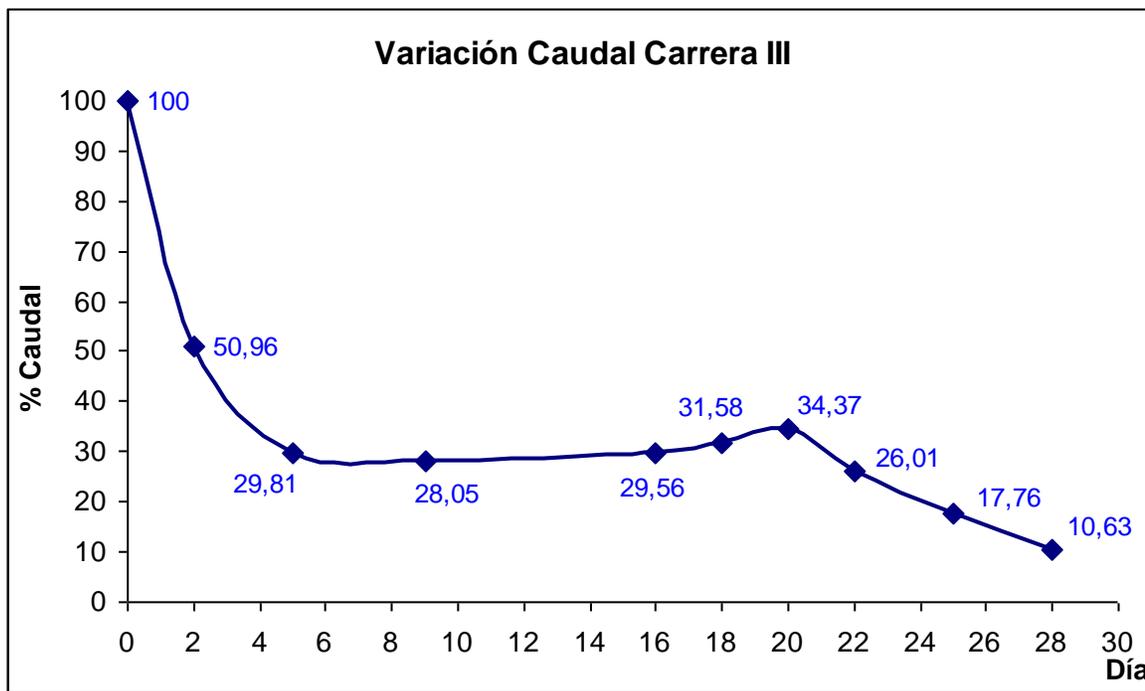


Figura 7. Variación en porcentajes del caudal durante la carrera 3.

Se puede observar en la figura 7 que al segundo día de carrera el caudal que trata el filtro disminuyó en un 49%. Al quinto día de carrera el caudal ha disminuido un 70%, presentando un valor de 1,02 L/s y al final de la carrera (día 28) la disminución es casi del 90% con un valor de 0,36 L/s ; caudal realmente bajo si se compara con el caudal de diseño (3,5 L/s) del Filtro Anaeróbico de Flujo Ascendente (FAFA). A partir de la mitad de la carrera, el caudal presenta fluctuaciones leves en sus valores (aumenta y disminuye); la variación del caudal podría ser debida a actividades ajenas al funcionamiento del filtro, tales como, actividades de sacrificio de animales (matadero), en donde el rúmen que se genera va a la planta y puede resultar perjudicial para el filtro, obligando a detener el funcionamiento normal y así evitar problemas mayores a futuro.

Es notable que el caudal, a medida que transcurren los días de carrera, va disminuyendo considerablemente; la mayor parte de la reducción del caudal tratado se presenta en los primeros 5 días, luego el filtro se comporta de manera regular y con disminuciones

paulatinas hasta llegar ha presentar caudales realmente bajos. Esto implicaría que para mejorar la capacidad hidráulica del filtro se requeriría de una limpieza con una frecuencia de cada 5 días, sin embargo esto genera el aumento en los costos de operación y mantenimiento; además de la disminución de la eficiencia de remoción, debido a que el tiempo es muy corto para que los procesos microbiológicos se desarrollen completa y satisfactoriamente.

5.2 COMPORTAMIENTO DE LA PÉRDIDA DE CARGA.

La pérdida de carga es un parámetro muy importante dentro del estudio hidráulico, ya que permite observar el indiscutible taponamiento de la unidad en estudio; las pérdidas de carga se determinaron por medio de niveles de agua, tanto en el nivel del tanque séptico, como en los respectivos niveles de: entrada, salida y a través del FAFA. Como la pérdida de carga es una variable dependiente del caudal tratado; se realizó una linealización de todos los datos de pérdida de carga a un solo caudal. El caudal promedio durante los dos meses de muestreo fue de 1,6 L/s. Los datos de la carrera I, II, III, para la pérdida de carga total, en el sistema de drenaje y en el lecho filtrante, sin ninguna linealización se presentan en la tabla 3.

La pérdida de carga total del sistema representa la pérdida de capacidad hidráulica entre el tanque séptico y el filtro anaeróbico. La pérdida de carga total en la primera carrera entre los dos dispositivos, varia entre 47.7 y 55 cm. La pérdida de carga en el drenaje o distribución varía de 45.3 a 54 cm. y la pérdida de carga en el lecho oscila entre valores cercanos a 1 cm., como se puede observar en la tabla 3

Para la segunda carrera la pérdida de carga total aumentó, los valores varían de 61 a 69.75 cm. Aquí también se puede apreciar que la pérdida de carga originada en el lecho es mínima y esta por debajo de 1 cm. En la tercera carrera el comportamiento es similar a los dos anteriores en donde la mayor parte de la pérdida de carga se ubica en el sistema de

drenaje con valores que varían de 58 a 67 cm. y la pérdida de carga en el lecho es aún despreciable con valores menores a 1 cm.

En general para las tres carreras, la pérdida de carga total en el FAFA, presenta un valor mínimo de 47,7 cm. y un valor máximo de 69.75 cm. La pérdida de carga total es muy alta, comparada con la pérdida de carga total reportada por AVILA, 2005, que es de 10 centímetros. Otras investigaciones realizadas indican que esta pérdida de carga es del orden de 3 a 15 centímetros (ANDRADE, 1997).

La pérdida de carga en el sistema de distribución o drenaje tiene un máximo de 68.85 cm. y un valor mínimo de 45,3 cm., que, en promedio para todo el periodo de investigación representa el 98,4 % de la pérdida de carga total. El 1,6 % corresponde a pérdidas de carga originadas en el lecho, con valores por debajo o cercanos a 1 centímetro.

Tabla 3. Valores de caudal y pérdida de carga carrera I, II, III.

Carrera	Día De Muestreo	Caudal (L/s)	Pérdida carga total (cm.)	Pérdida carga drenaje (cm.)	Pérdida carga lecho (cm.)
I	1	5,48	55,00	54,00	1,00
	3	3,65	47,70	45,30	2,40
	6	1,29	50,50	49,50	0,70
	8	1,39	51,50	50,28	1,23
	10	1,08	52,10	51,40	0,70
	14	1,27	51,67	50,80	0,87
II	1	3,42	63,20	62,26	0,94
	4	1,17	61,00	60,14	0,86
	6	1,08	65,20	64,33	0,87
	7	1,11	65,00	64,08	0,92
	9	1,03	66,68	65,80	0,88
	13	0,89	69,75	68,85	0,90
III	2	1,57	64,05	63,10	0,95
	5	0,91	65,88	65,00	0,88
	9	0,96	65,43	64,60	0,82
	16	1,01	63,83	62,93	0,90
	18	1,08	59,55	58,80	0,75
	20	1,18	65,35	64,55	0,80
	22	0,89	63,75	62,90	0,85
	25	0,61	66,27	65,23	1,03
	28	0,36	68,60	67,80	0,80

5.2.1 Pérdida de carga carrera I

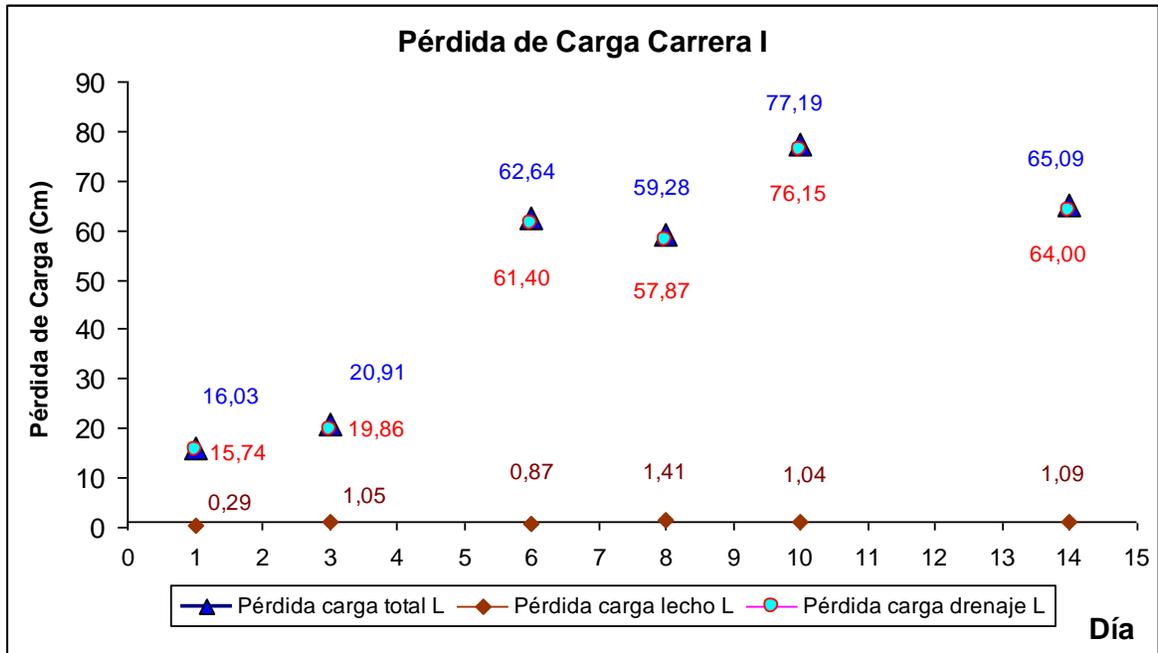


Figura 8. Pérdida de carga linealizada de la carrera I.

En la figura 8 se muestra la variación de la pérdida de carga linealizada al caudal de diseño, se observa el aumento de la pérdida de carga en el filtro, a medida que transcurre la carrera, tendencia similar al caudal; después del día 5, el filtro presentó un dramático aumento en la pérdida de carga total (triángulo). En promedio, a través de la primera carrera la pérdida de carga en el sistema de distribución (círculo) representa el 97.63 % de la pérdida de carga total; se puede observar en la figura 8, que en todos los casos o días de muestreo la pérdida de carga en la distribución o drenaje representa casi toda la pérdida de carga total.

La pérdida de carga en el lecho (rombo), en promedio en toda la carrera corresponde a un 2.27 % valor muy pequeño comparado el valor de la pérdida de carga en la distribución. Debido a esta desproporcionada distribución de la pérdida de carga, podemos inferir que: la

pérdida de carga se acumula en el sistema de distribución ocasionando la obstrucción del filtro anaeróbico de flujo ascendente.

5.2.2 Pérdida de carga carrera II.

Como se ha descrito anteriormente, al final de cada carrera se realizó el lavado del FAFA, lo que da como resultado el inicio de una nueva carrera para el filtro, que en este caso corresponde a la carrera II y que tuvo al igual que la carrera I, un periodo de 15 días.

En la figura 9 se presenta la gráfica correspondiente a la variación y aumento de la pérdida de carga para esta carrera. Los valores corresponden a los datos iniciales procesados o linealizados con el caudal promedio y así representarlos en una gráfica.

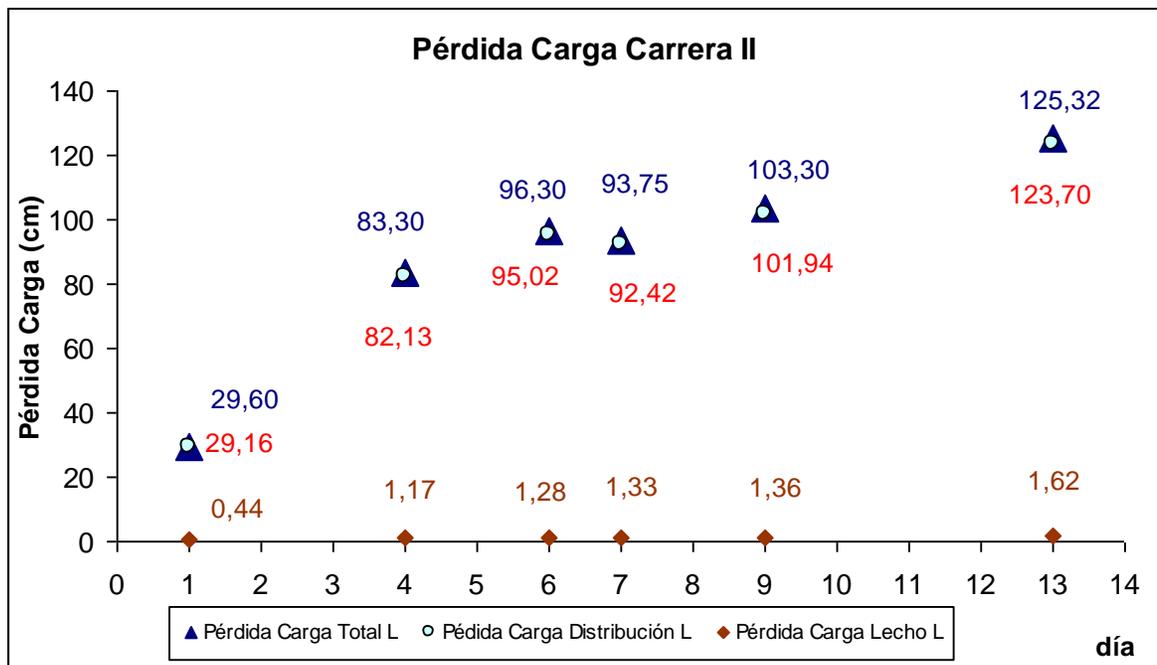


Figura 9. Pérdida de carga linealizada en carrera II.

La pérdida de carga en el sistema para la carrera II se comporta de manera similar a la primera; ratificando las sospechas de que el filtro se tapona en la parte de la distribución o drenaje del mismo.

Como se puede observar en la figura 9 es fácil notar que la pérdida de carga total aumenta a través de la carrera ya que el caudal que trata el FFAA disminuye considerablemente, por lo tanto, al inicio de la carrera (primer día de muestreo), el filtro presenta una pérdida de carga total linealizada de 29,60 cm., distribuida de la siguiente manera: la pérdida de carga en el drenaje es 29,16 cm. equivalente a un 98.51 % y la pérdida de carga en lecho es 0.44 cm. equivalente a un 1.49 %. Al final de la carrera la pérdida de carga total ha aumentado a 125,32 cm. La pérdida de carga en el drenaje aumentó a 123,70 cm. siendo esta el 98.71% de la pérdida de carga total; la pérdida de carga en el lecho es 1,62 cm. y representa el 1.29 % de la pérdida de carga total.

En general en toda la carrera el porcentaje promedio de pérdida de carga en la distribución equivale a un 98.62 % y la pérdida de carga originada en el lecho equivale a un 1.38 %. En esta carrera se nota más pronunciado el efecto de que toda la pérdida de carga se está acumulando en la red de distribución o drenaje, como se muestra en la figura 9.

5.2.3 Pérdida de carga carrera III.

En la figura 10 se puede observar la variación de la pérdida de carga linealizada con el caudal promedio para poder obtener una tendencia de acuerdo a la variación de caudal presentado durante la investigación; como se esperaba, la pérdida de carga aumento a través de la carrera de 28 días; aunque en los primeros días se presentó un aumento; luego, una leve disminución, pero después vuelve a aumentar ostensiblemente llegando a valores 300,93 cm. de pérdida de carga total, la pérdida de carga final en la distribución es 297,42 cm. que representa un 98.83 % de la pérdida total, la pérdida generada por el lecho al final de la carrera es 3,51 cm. que representa el 1.17 % de la pérdida de carga total.

En promedio a través de toda la carrera III la pérdida de carga en la distribución representa un 98.66 % y la pérdida en el lecho representa un 1.34 % de la pérdida total. Llevando a suponer que muy posiblemente el filtro se encuentra taponado o se tapona muy fácil y rápidamente (primeros 5 días de carrera); dicha obstrucción del filtro se encuentra ubicada en la red de distribución del filtro. Esta obstrucción puede ser debida al tamaño de los

orificios que se presentan en el sistema de distribución (1/4" o 0.63cm), los cuales son considerados pequeños, acorde con lo recomendado por CAMPOS, 1990, que especifica diámetros de 2 cm.

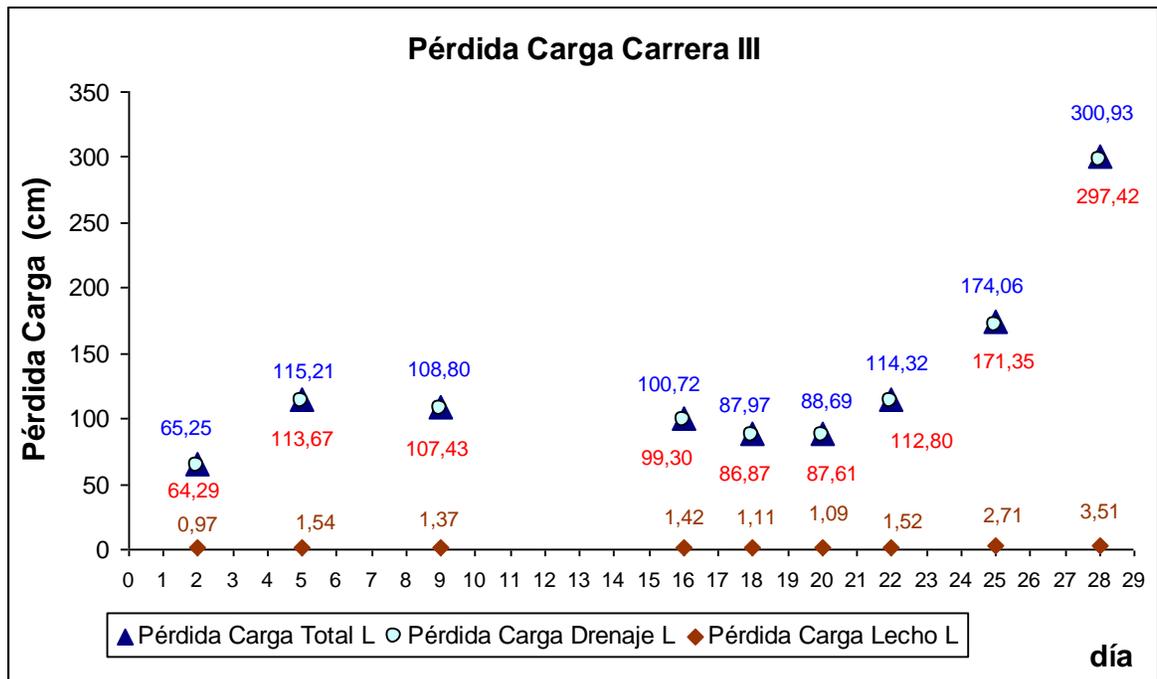


Figura 10. Pérdida Carga Linealizada Carrera III.

5.2.4 Pérdida de carga en el Lecho.

En la figura 11 se muestra la pérdida de carga originada en el lecho filtrante, en cada carrera se presenta valores en barras que corresponden al porcentaje de pérdida de carga a medida que el flujo asciende a través de los tres diferentes medios que componen el FAFA (medio de grava, fluidificado y plástico).

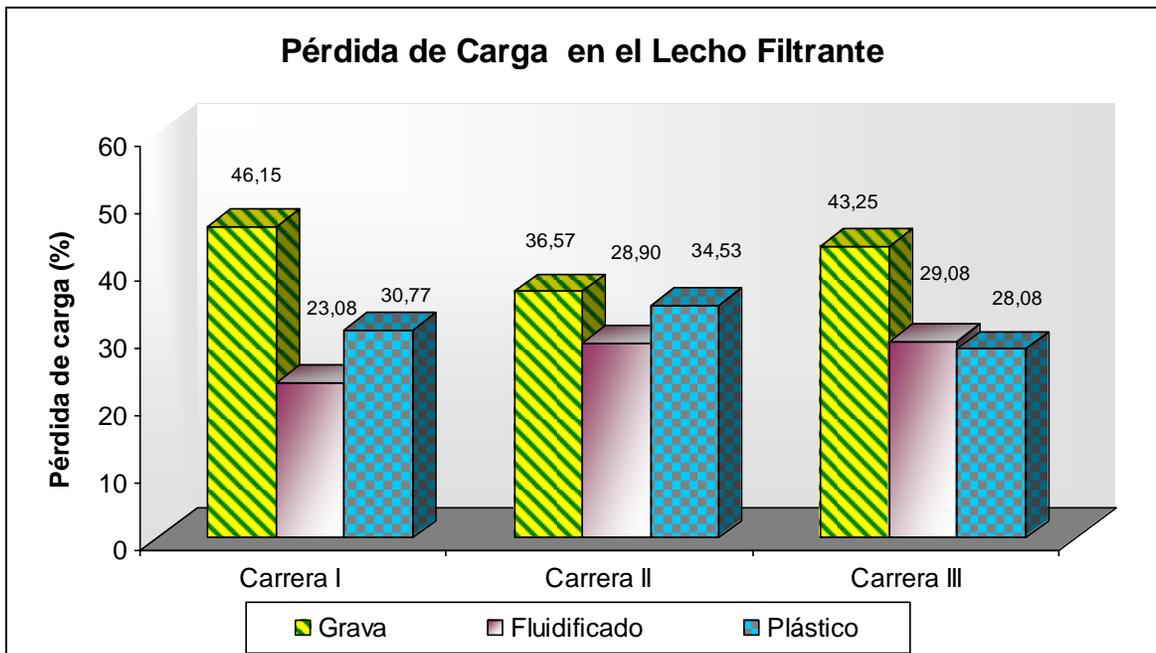


Figura 11. Distribución de pérdida de carga en el lecho filtrante del FAFA.

La pérdida de carga total en el lecho filtrante para las tres carreras presentó valores bajos, de sólo unos pocos milímetros: 0.87 cm., menor a 1 centímetro, de los cuales para la carrera I, 0.40 centímetros de pérdida de carga se originan en el primer medio soporte (en el sentido de flujo) o medio filtrante: grava estratificada; que representa el 46,15 % de la pérdida total originada en todo lecho filtrante; para la carrera II la pérdida en el medio de grava es 0,32 cm., equivalente al 36,57 % y para la carrera III, la pérdida en la grava es 0,38 cm. equivalente a un 43,25% de la pérdida total en el lecho.

El medio filtrante denominado fluidificado, posee unas pérdidas de carga menores que el lecho de grava con valores de 0.2, 0.251, 0.253 cm., que equivalen a un 23.08 %, 28,90 % y a un 29.10 % para las carreras I, II y III respectivamente, esta pérdida de carga se debe a los sólidos que supuestamente se mantienen en suspensión.

El último medio filtrante (en el sentido del flujo), es el medio plástico, en donde las pérdidas de carga aumentan en comparación del medio fluidificado, como se puede

observar en la figura 11. Las pérdidas de carga en este medio presentan unos valores de 0.27, 0.30 y 0,24 cm., que equivalen a porcentajes 30.77 %, 34,53 % y 28.08 % para las carreras I, II y III respectivamente

La figura 11 muestra que el comportamiento en cuanto a la distribución de la pérdida de carga en el lecho filtrante es muy similar para las tres carreras. Notándose que la mayor pérdida de carga se ubica en el medio filtrante relleno de grava estratificada. Y que las menores pérdidas se presentan en el medio fluidificado, lo que indica que en esta zona del filtro anaeróbico se presenta muy poca obstrucción al paso del agua. En términos generales se puede observar que las pérdidas originadas en todo el lecho son muy pequeñas, comparadas con las producidas en el sistema de drenaje, estas son casi que imperceptibles y son casi despreciables.

Consistente con las gráficas de caudal, las gráficas de pérdida de carga linealizada indican que el FAFA colapsa o disminuye su capacidad hidráulica después del quinto día, esto se nota en las gráficas de pérdida de carga para cada carrera, cuando se después del quinto día de muestreo.

Tanto la rápida y vertiginosa disminución del caudal de tratamiento, como el innegable aumento de la pérdida de carga total, indican que el sistema colapsa o tapona muy rápidamente, debido a que las pérdidas de carga se localizan en el sistema de distribución como se discutió con la tabla 3; en donde se muestra que el 98% de la pérdida de carga total obedece a la pérdida de carga en el sistema de drenaje o distribución.

En el lecho filtrante el aumento de pérdida de carga es relativamente inferior, aunque dentro del lecho filtrante se nota un mayor incremento en la pérdida de carga originada en la grava, debido a su pronta colmatación provocada probablemente por la errónea estratificación y distribución de la grava, mencionada en la metodología.

De acuerdo con lo anterior se deduce que la mayoría de los problemas hidráulicos se presentan y se originan en el sistema de distribución, el cual se tapona muy rápidamente y no deja pasar el flujo, evitando el ascenso de agua en condiciones normales de funcionamiento.

5.3 ESTUDIO HIDRAULICO

5.3.1 Determinación del tiempo hidráulico de retención (THR)

Para la determinación del tiempo hidráulico de retención se realizó un muestreo durante 30 horas, en las cuales cada hora se midió el caudal efluente en la cámara de salida del FAFA, al final de la prueba se obtuvo un caudal promedio de 1.076 L/s; el cual, al relacionarlo con el volumen útil del reactor se obtuvo el tiempo de retención hidráulico teórico.

Cada unidad de filtro anaeróbico consta de 15 m. de largo por 5 m. de ancho y altura de columna de agua de 1.80 m., el volumen de todo el reactor es: $V = (5\text{m} * 15\text{m} * 1.8\text{m}) = 135 \text{ m}^3$; ahora se debe descartar el volumen que ocupa el medio filtrante. El volumen de la grava es: $(5\text{m} * 15\text{m} * 0.5\text{m}) = 37.5 \text{ m}^3 * 0.4 = 15 \text{ m}^3$; entonces el volumen real que ocupa la grava: $37.5\text{m}^3 - 15 \text{ m}^3 = 22.5 \text{ m}^3$. Se estima que el volumen que ocupa el medio plástico es 1 m^3 . Por lo tanto el volumen útil del reactor es: $V \text{ útil} = (135\text{m}^3 - 22.5 \text{ m}^3 - 1 \text{ m}^3) = 111.5 \text{ m}^3$.

Con el caudal recolectado y el volumen útil calculado se puede estimar el tiempo Hidráulico de retención teórico para ese momento: $\text{THRt} = V \text{ útil} / \text{caudal promedio} = (111.5 \text{ m}^3 / 1.076 * 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s} / 3600\text{s}) = 28.78 \text{ horas}$.

El tiempo de retención hidráulico real de la planta para el día de la prueba, se calculó con el método matemático: *determinación de tiempos de residencia a partir de datos discretos (Hidrodinámica de reactores)*, que permitió calcular el centroide de la curva de la figura 13; el cual, corresponde al tiempo medio o tiempo real de retención hidráulico. Ver anexo

B. El resultado del método matemático aplicado indica que el tiempo de retención hidráulico real del filtro anaeróbico de flujo ascendente de la PTARD del municipio del Tambo es igual a 15,33 horas; con una recuperación de trazador (NaCl) de 99,39%, este alto porcentaje de recuperación de trazador indica de que no hubo errores en la prueba realizada y que el NaCl, si sirve como trazador.

5.3.2 Aplicación del método de Wolf y Resnick.

Después de la dosificación instantánea del trazador (NaCl), realizada al filtro anaeróbico de flujo ascendente, en campo se midió la concentración del trazador indirectamente a través de la determinación de la conductividad en el efluente con una frecuencia de 0.5 horas, hasta completar 30 horas. La concentración del trazador en el efluente se obtuvo mediante una curva de calibración con agua residual de la planta en estudio. La figura 12. Muestra la curva calibrada en el laboratorio utilizada para la conversión de conductividad a concentración de trazador. Los datos de campo se muestran en el anexo B.

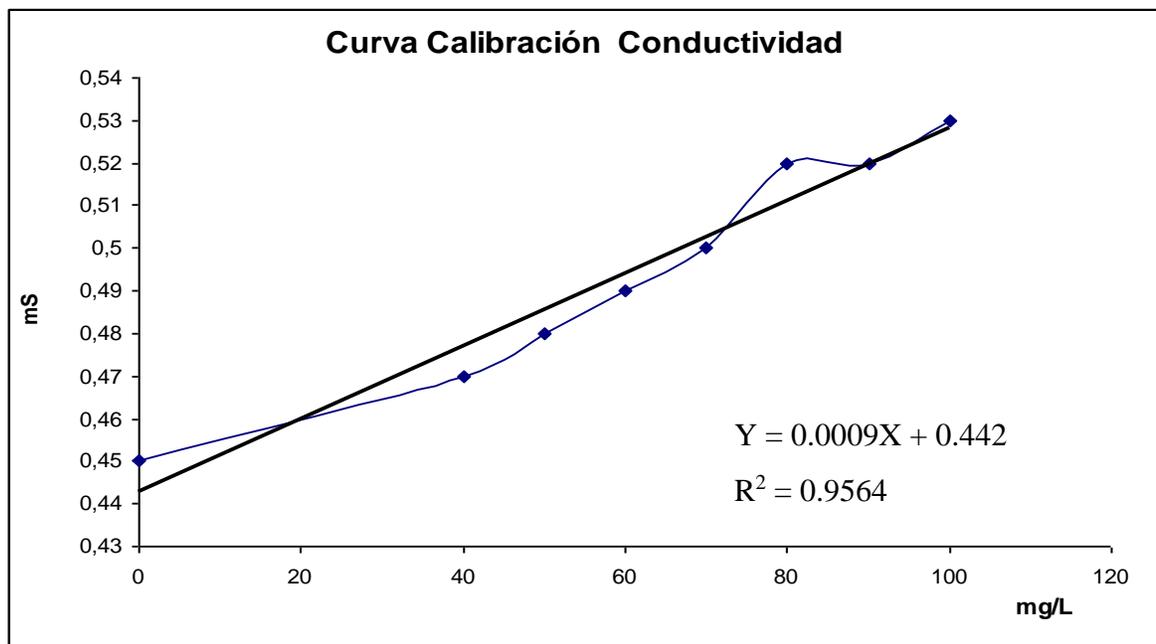


Figura 12. Curva de calibración para el trazador.

En campo se registraron lecturas de conductividad; con las cuales, aplicando la ecuación de la figura 12, se obtuvo los datos de concentración del trazador en el efluente que permitieron construir la curva que se muestra en la figura 13. Con base en esta curva se calcularon las fracciones $1 - F(t)$, además se calculó las fracciones parciales de tiempo, datos utilizados para aplicar el método simplificado de Wolf Resnick. En la tabla 4 se muestran los anteriores parámetros.

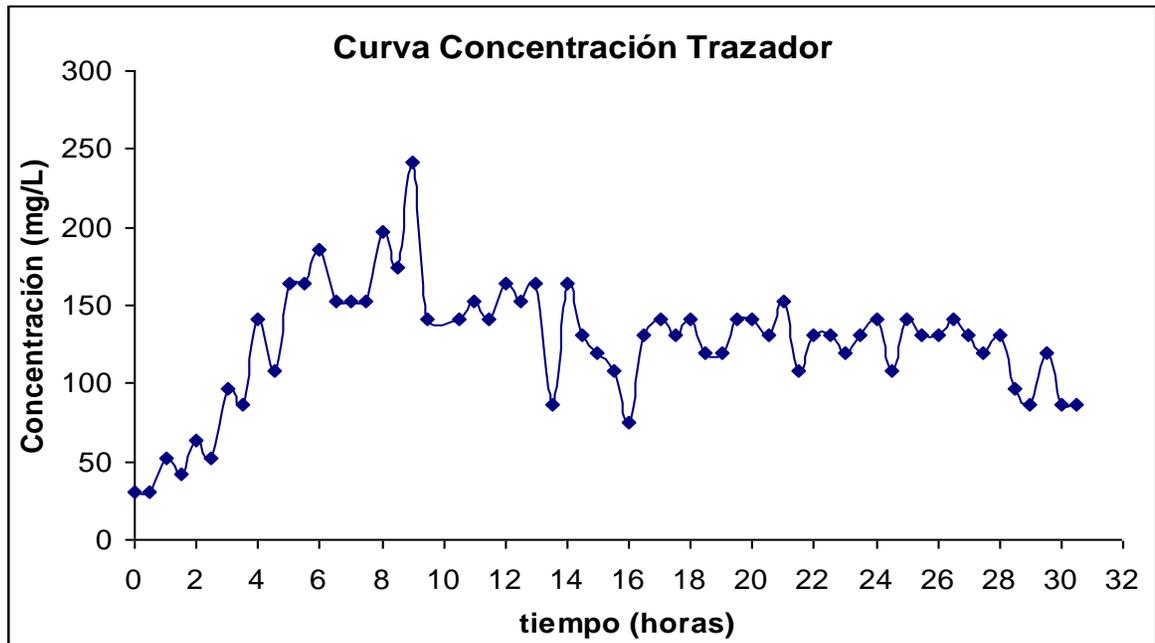


Figura 13. Variación de concentración de trazador en el tiempo durante la prueba.

La figura 13 muestra el comportamiento de la concentración del trazador en el efluente, se nota que el trazador empieza a salir en un tiempo relativamente corto, hasta conseguir su máxima concentración a las 9 horas de la adición instantánea; se observa que la rama descendente de la curva es mas larga que la rama ascendente; probablemente a acumulaciones indeseadas de la sustancia trazadora las cuales abandonan lentamente el reactor, debido a las posibles zonas muertas (PEREZ Y GALVIS, 1990)

Tabla 4. Cálculos de los valores de 1- F (t) en la evaluación de la unidad FAFA.

To	T/To	concentración	C - Cc (mg/L)	1 - F(t)
0	0,000	30,3	30,33	1
0,5	0,017	30,3	60,67	1
1	0,035	52,6	113,22	1
1,5	0,052	41,4	154,67	0,9798
2	0,069	63,7	218,33	0,9714
2,5	0,087	52,6	270,89	0,9645
3	0,104	97,0	367,89	0,9518
3,5	0,122	85,9	453,78	0,9406
4	0,139	141,4	595,22	0,9221
4,5	0,156	108,1	703,33	0,9079
5	0,174	163,7	867,00	0,8865
5,5	0,191	163,7	1030,67	0,8651
6	0,208	185,9	1216,56	0,8407
6,5	0,226	152,6	1369,11	0,8208
7	0,243	152,6	1521,67	0,8008
7,5	0,261	152,6	1674,22	0,7808
8	0,278	197,0	1871,22	0,7551
8,5	0,295	174,8	2046,00	0,7322
9	0,313	241,4	2287,44	0,7006
9,5	0,330	141,4	2428,89	0,6821
10	0,347	141,4	2570,33	0,6635
10,5	0,365	152,6	2722,89	0,6436
11	0,382	141,4	2864,33	0,6250
11,5	0,400	163,7	3028,00	0,6036
12	0,417	152,6	3180,56	0,5837
12,5	0,434	163,7	3344,22	0,5622

To	T/To	concentración	C - Cc (mg/L)	1 - F(t)
13	0,452	85,9	3430,11	0,5510
13,5	0,469	163,7	3593,78	0,5296
14	0,486	130,3	3724,11	0,5125
14,5	0,504	119,2	3843,33	0,4969
15	0,521	108,1	3951,44	0,4827
15,5	0,539	74,8	4026,22	0,4730
16	0,556	130,3	4156,56	0,4559
16,5	0,573	141,4	4298,00	0,4374
17	0,591	130,3	4428,33	0,4203
17,5	0,608	141,4	4569,78	0,4018
18	0,625	119,2	4689,00	0,3862
18,5	0,643	119,2	4808,22	0,3706
19	0,660	141,4	4949,67	0,3521
19,5	0,678	141,4	5091,11	0,3336
20	0,695	130,3	5221,44	0,3165
20,5	0,712	152,6	5374,00	0,2965
21	0,730	108,1	5482,11	0,2824
21,5	0,747	130,3	5612,44	0,2653
22	0,764	130,3	5742,78	0,2483
22,5	0,782	119,2	5862,00	0,2326
23	0,799	130,3	5992,33	0,2156
23,5	0,817	141,4	6133,78	0,1971
24	0,834	108,1	6241,89	0,1829
24,5	0,851	141,4	6383,33	0,1644
25	0,869	130,3	6513,67	0,1473
25,5	0,886	130,3	6644,00	0,1303
26	0,903	141,4	6785,44	0,1118

To	T/To	concentración	C - Cc (mg/L)	1 - F(t)
26,5	0,921	130,3	6915,78	0,0947
27	0,938	119,2	7035,00	0,0791
27,5	0,956	130,3	7165,33	0,0620
28	0,973	97,0	7262,33	0,0493
28,5	0,990	85,9	7348,22	0,0381
29	1,008	119,2	7467,44	0,0225
29,5	1,025	85,9	7553,33	0,0112
30	1,042	85,9	7639,22	0,0000

Con los datos expresados en la columna 2 y 5 de la tabla 4 se construye la curva que se muestra en la figura 14 que permite obtener el valor de la tangente de α ; no se consideraron el primero y último punto para conseguir una línea de mejor ajuste, el cual es 99.73 %.

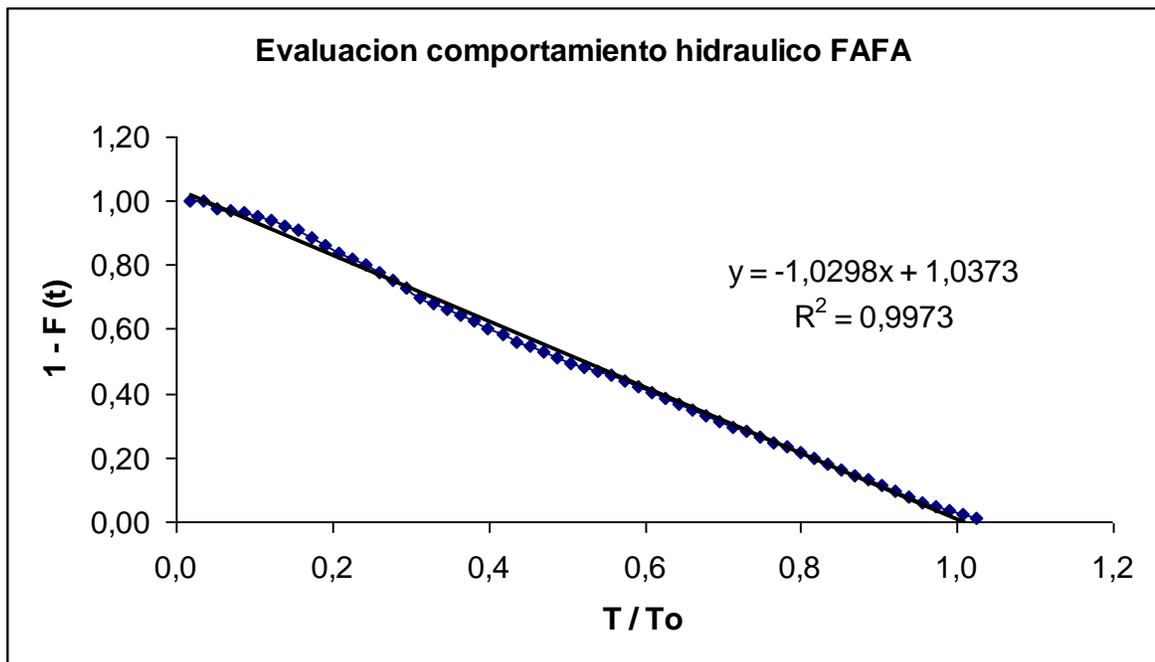


Figura 14. Evaluación del comportamiento hidráulico del FAFA con el modelo simplificado de Wolf y Resnick.

Igualando la ecuación proveniente de la figura 14 a 1, se obtiene el valor de ϕ , que para este caso es 0.036, el valor de la pendiente corresponde a la tangente de α . Con los datos encontrados anteriormente se aplican las siguientes ecuaciones derivadas del método aplicado:

$$P = \frac{\phi * \tan \alpha}{0.434 + \phi * \tan \alpha}$$

$$P = \frac{0.03622063 * 1.0298}{0.434 + 0.03622063 * 1.0298}$$

$$P = 0.0791428 = 7.9\%$$

Por otra parte y debido a que $\phi = P (1-m)$ tenemos que:

$$m = 1 - \frac{\phi}{P}$$

$$m = 1 - \frac{0.03622063}{0.0791428} = 0.5423$$

Con los datos obtenidos de **P** y de **m** y con base en las siguientes ecuaciones se cuantifican las fracciones de flujo a pistón, flujo mezclado y fracción muerta:

$$\begin{aligned} \text{Fracción mezclada} &= (1-P)*(1-m) \\ &= (1-0.0791428)*(1-0.54233832) \\ &= \mathbf{0,4214410 = 42.14 \%} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Fracción Pistón} &= \phi = P*(1-m) \\ &= \mathbf{0,03622063 = 3.62\%} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Fracción Muerta} &= m \\ &= \mathbf{0.542338 = 54.23 \%} \end{aligned}$$

Los anteriores resultados muestran un comportamiento típico de un reactor con problemas hidráulicos de consideración. Presenta un comportamiento de flujo no ideal, típico de los reactores o unidades a escala real (CASTAÑO, 2003), en donde las condiciones de flujo son intermedias, aproximándose a una u otra condición de flujo ideal (mezcla completa o flujo a pistón).

Como se observa en los resultados, la fracción de flujo a pistón es muy baja. Smith, 1996, plantea que en los FAFA, se presenta flujo a pistón solo en las condiciones de arranque del sistema, mientras que en filtros maduros la producción metanogénica es alta lo que genera un incremento en la presencia de gases que aumenta el grado de mezcla al interior del FAFA, que a su vez genera un tipo de flujo mixto. Autores como Young (1991), Smith (1996), Show y Tay (1999) y Avella (2001), establecen que en este flujo mixto, se presenta un comportamiento más cercano a mezcla completa que flujo a pistón (CASTAÑO, 2003).

Lo anterior podría explicar parte de la alta fracción de flujo mezclado (42,14%) en el reactor FAFA estudiado, sin embargo esta condición de flujo intermedio o mixto, también puede ser ocasionada en gran parte por la presencia de cortos circuitos y la existencia de regiones estancadas (zonas muertas), como lo plantea HENRY Y HEINKE, 1996.

Se presenta una zona muerta muy alta que equivale a un 54,23% del volumen del reactor, situación que se ha presentado en otros filtros anaeróbicos, con problemas hidráulicos de funcionamiento, en donde se han encontrado reducciones del volumen útil del 50% (BARBER y STUCKEY, 1999). Esta situación de zona muerta tan alta pudo haberse

producido por las limitaciones en el diseño y funcionamiento de las estructuras de entrada y salida, lo que hace que el flujo no alcance partes de lo especificado como volúmen útil del FAFA. También puede ser causada por la acumulación de lodos zonas específicas del filtro (PEREZ Y GALVIS, 1990).

Para el caso en particular, la acumulación de lodos se presenta en la zona de distribución y en la parte final del medio de grava en el sentido del flujo (punto 3 de muestreo) en donde se formó una especie de cama de lodos, que son consecuencia de la poca eficiencia de lavado, la posible equivocación a la hora de estratificar la grava en el FAFA (grava pequeña en el fondo) y de la poca velocidad ascensional que se presenta al interior del lecho, que hace que las partículas de lodo en el medio fluidificado se sedimenten sobre el medio de grava.

El deficiente funcionamiento hidráulico se le puede atribuir a los problemas generados en las estructuras de entrada y salida del reactor; en el cual la entrada de flujo puede ser una limitante, ya que si esta no se realiza de manera uniforme y adecuada, presentará caminos preferenciales que ocasionan cortos circuitos y zonas muertas donde no hay flujo (CAMPOS,1990). En el FAFA, como se ha planteado, el sistema de distribución se encuentra obstruido y el sistema de recolección no funciona de ninguna manera como se especifica en la figura 2. Adicionalmente los orificios de distribución con un diámetro de ¼” son muy pequeños, lo que facilita la obstrucción, lo cual incrementa la limitación en la distribución.

Otros indicadores del Comportamiento Hidráulico

Índice de Morril = Tiempo en que pasa el 90% del flujo / Tiempo en que pasa 10%.

Según la tabla 10, el tiempo en que pasa el 10% del flujo corresponde a 4.5 horas y cuando ha pasado el 90% corresponde a 26.5 horas; por lo tanto el índice de Morril es igual **5,89**. Este valor relativamente alto, es consistente con lo obtenido con el análisis de Wolf and Resnick, al indicar la presencia de flujo mezclado.

Índice de cortocircuitos: $T_i / T_0 = \text{Tiempo inicial de salida del trazador} / \text{Tiempo teórico de retención} = T_i / T_0 = 1,5 / 28,78 = 0.0521$

Aunque el modelo de Wolf y Resnick utilizado no muestra la fracción o porcentaje de cortos circuitos, el índice $t_i/t_0 = 0,0521 < 0,3$ indica que hay cierta tendencia al paso directo del flujo por la unidad (corto circuito) (PEREZ Y GALVIS, 1990). Esto es ocasionado por las deficiencias de la distribución del flujo en la entrada del FAFA y por los problemas que se presentan en la recolección del efluente y vertederos de salida. (HENRY Y HEINKE, 1996).

Índice de tiempo de retención promedio =Tiempo mediano(corresponde al centroide)/ T_0 .
 $T_m / T_0 = 15.33 / 28.78 = 0.5327$; la relación anterior es menor que la unidad, indica la presencia de cortocircuitos o espacios muertos. Valores mayores a 1 puede corresponder a espacios muertos negativos o a errores durante el ensayo.

El tiempo al cual aparece la concentración máxima del trazador en la salida dividido por el tiempo hidráulico teórico de retención, brinda una relación, que cuando se aproxima a 0 indica un predominio de flujo mezclado. Para este caso, según la tabla 4 y la figura 13 la concentración máxima del trazador se presenta a las 9 horas; la relación es $= 9 / 28.78 = 0.3127$; lo que indica y corrobora que el flujo tiende a ser mezclado.

Si multiplicamos el índice de tiempo de retención promedio por el volumen útil, se obtiene el volumen efectivo del reactor. $0.5327 * 111.5 = 59.40\%$. Este valor da una aproximación del volumen del reactor que no entra en los procesos.

El tiempo de retención hidráulico real para el FAFA (15,33 horas), se encuentra dentro del rango de 12 a 24 horas que se recomienda, para brindar condiciones optimas para el desarrollo de los procesos biológicos, que aseguran buenas eficiencias de remoción (CAMPOS, 1990), y es cercano al tiempo de diseño del reactor (16 horas), sin embargo el THR de diseño es para el caudal de diseño (3,5 L/s). Pero en la prueba el reactor anaeróbico

trató un caudal de 1,07 L/s. que es muy inferior al de diseño. Esto significa que si el reactor trabajara con el caudal de diseño, el THR disminuiría drásticamente y por debajo de lo recomendado. Además con un caudal de 1.07 L/s se espera un tiempo THR teórico de 28.78 horas, el cual es muy alto o casi el doble del THR real.

Dicho desfase entre el THR teórico y el THR real para el caudal de la prueba (1.07 L/s), obedece principalmente al mal funcionamiento hidráulico que se describió anteriormente, ya que el reactor presenta un alto porcentaje de zonas muertas y cortos circuitos los cuales disminuyen el volumen útil del reactor.

5.4 IMPACTO DE LAVADO

5.4.1 Recuperación de caudal

La recuperación de caudal después de cada lavado es considerable y esta alrededor del 70% en promedio para los tres lavados. Observando la tabla 5 se nota que los caudales antes de cada lavado son muy bajos originando que la recuperación sea aceptable. Aunque debido a las condiciones actuales con las cuales opera el filtro, este valor disminuirá muy rápidamente (pasados 3 días) como se muestra en las figuras 5, 6, 7.

Tabla 5. Recuperación de caudal después de cada lavado

Recuperación de caudal (L/s)			
carrera	antes	Después	%
I	1,10	3,42	67,82
II	0,77	3,43	77,49
III	0,35	2,54	86,28

5.4.2 Recuperación de pérdida de carga.

A medida que avanzan los días la pérdida de carga en el filtro va aumentando, hasta el día que se debe realizar el lavado, con el cual se espera que haya una recuperación de pérdida de carga, tal que se tengan unos valores de pérdida iguales o muy cercanos a los que se tenían al inicio de la carrera y de esta forma se inicie una nueva carrera que tenga un comportamiento similar a la anterior, lo que demostraría que el lavado que se realiza en el filtro es eficiente; sin embargo, lo obtenido al analizar la recuperación de pérdida de carga después de cada lavado, muestra que la recuperación no es la esperada, lo que genera al inicio de la siguiente carrera una pérdida de carga que queda acumulada en el filtro.

Si se observa la figura 15 se puede ver que al final de la carrera I la pérdida de carga linealizada es igual a 65,09 cm. y al inicio de la carrera II se llega a 29.60 cm, de pérdida de carga, valor que es muy alto, ya que se esperaba que la pérdida de carga estuviera alrededor de 16.02 cm, que fue la pérdida con la que inicio la carrera I, lo que indica que el filtro después del lavado quedó con una pérdida de carga linealizada acumulada igual a 13.57 cm. Para la carrera II se ve en la figura 15 que la pérdida de carga linealizada aumentó hasta un valor de 125.31 cm. Y después del lavado la pérdida disminuyó solo hasta 65.25 cm., lo que le adiciona al filtro una pérdida de carga que se acumula de 35.65cm.

Estos valores en términos generales muestran que los lavados que se realizan en el filtro no son capaces de controlar la pérdida de carga que se esta generando en el FAFA, y como se puede analizar en la figura 15 el lavado al final de la primera carrera recuperó apenas un 39,66% de pérdida de carga, mientras que para el lavado de la carrera II la recuperación fue tan solo del 31.82 %

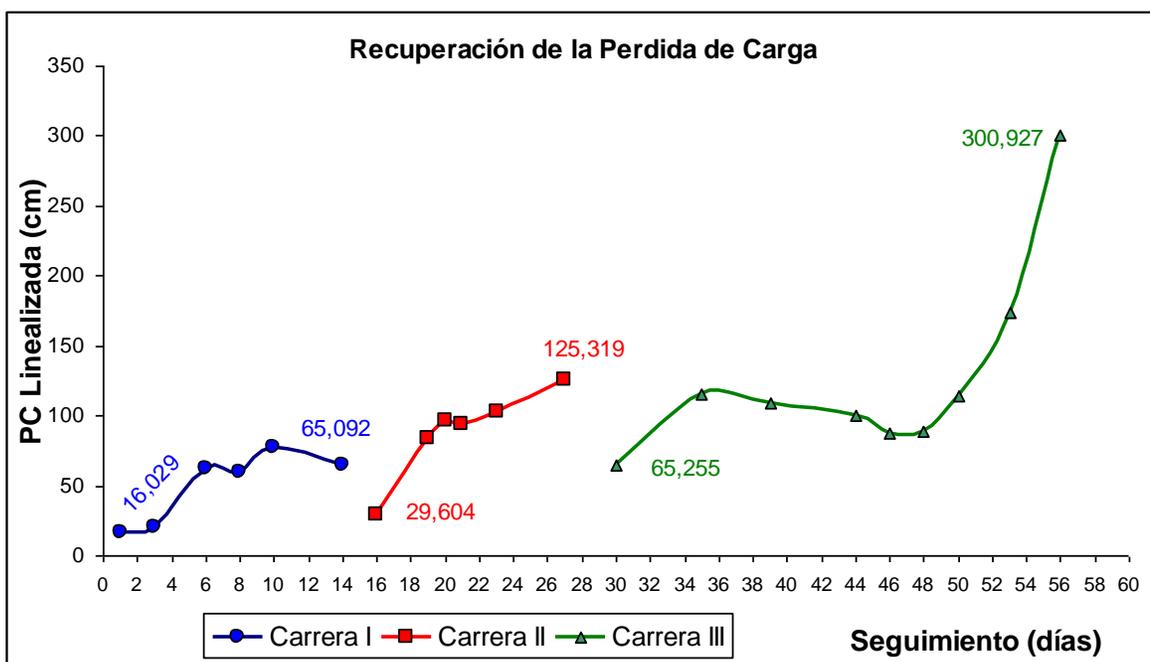


Figura 15. Recuperación de pérdida de carga después de cada lavado.

5.4.3 Velocidad de lavado.

Tabla 6. Velocidades de lavado según el caudal de salida de la bomba.

Lavado	Velocidad Lavado (m/h)		
	tubo 1	tubo 2	tubo 3
1	0,1449	0,5167	0,7552
2	0,1830	0,6292	0,7531
3	0,3775	0,4905	0,7154
Promedio	0,2351	0,5455	0,7412

La literatura de filtros anaeróbicos no referencia valores típicos o que indiquen un rango de velocidad de lavado apropiada para llevar a cabo una excelente limpieza del FAFA, sin embargo, en filtros de flujo ascendente con medio en grava usados en el tratamiento de agua para consumo humano; los cuales tienen una configuración y funcionamiento similar a los FAFA, reportan que sistema de drenaje de lodos debe permitir velocidades de lavado

de 15 a 20 m/h (Galvis, Latorre y Visscher, 1999). Sin embargo, los requerimientos de limpieza en agua potable son mucho mas altos y no tienen las implicaciones que podría tener la limpieza excesiva en un FAFA, ya que una alta velocidad de lavado puede originar un excesivo arrastre de microorganismos que participan en el proceso de degradación. De otra parte si el lodo extraído es bajo, esto podría llevar la unidad a su obstrucción total (CAMPOS, 1990). La tabla 6 presenta las velocidades de lavado según el tubo de distribución y la carrera, en la cual ningún valor de velocidad de lavado supera 1 m/h. siendo este valor realmente bajo.

Esta velocidad baja, podría estar permitiendo la acumulación del lodo en el medio filtrante, y extrayendo solo el lodo acumulado en el sistema de drenaje. En este sentido, es importante ver que el lodo extraído durante el lavado presenta una composición de sólidos fijos y volátiles donde predominan los volátiles, (ver ítem 5.4.4); mientras que los sólidos acumulados en el lecho filtrante presentan una composición donde los sólidos fijos representa un mayor porcentaje (ver figura 19). Esta situación que se presenta en el filtro indica que el lodo acumulado en el medio filtrante presenta un mayor tiempo dentro del filtro, o sea que probablemente no es extraído durante el lavado, y que el lodo que esta siendo evacuado es solo el que se acumula durante la carrera en sitios cercanos o dentro del sistema de drenaje.

5.4.4 Caracterización de lodos extraídos durante el lavado.

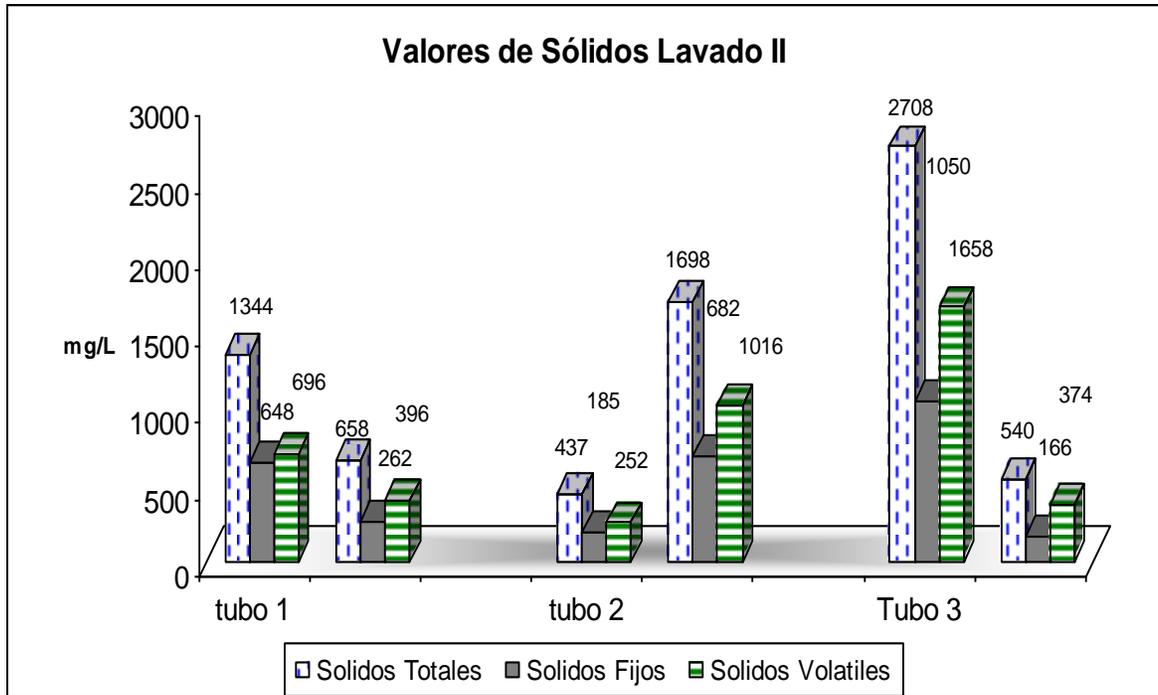


Figura 16. Composición de lodos extraídos en lavado II.

En la figura 16 se muestra la composición de lodos evacuados en cada tubo de distribución o drenaje para la carrera II, se diferencia claramente que la mayor composición de sólidos, es representada por los sólidos volátiles, adjudicando que cuando se realiza el lavado los lodos aún permanecen jóvenes y les falta tiempo en el reactor para completar su degradación. El comportamiento es similar para el lavado de la carrera I, porque estas dos carreras tienen un periodo de 14 días.

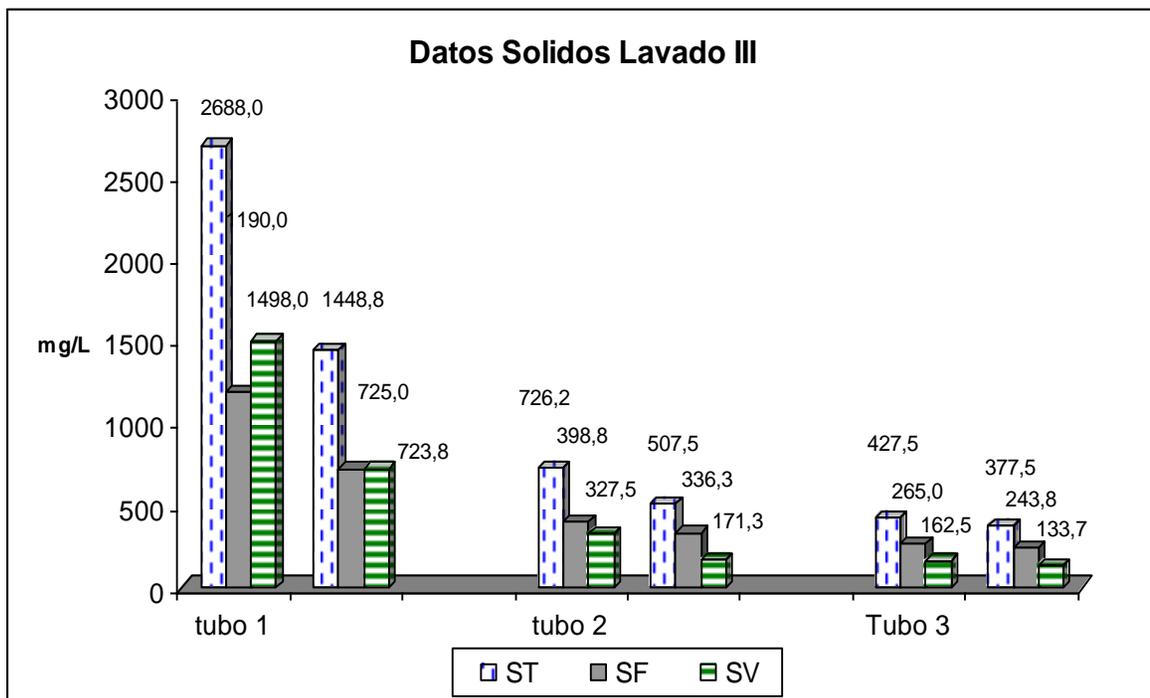


Figura 17. Composición de lodos extraídos en el lavado III.

En la figura 17 se aprecia el cambio en la degradabilidad de los lodos debido principalmente al aumento del periodo de lavado de 14 días a 28 días. Ahora los lodos evacuados presentan mayor cantidad de sólidos fijos. Lo que indica que su estado de degradación es mayor que en los dos casos anteriores. Ratificando que de acuerdo con los procesos biológicos el tiempo que debe permanecer los lodos en el reactor debe ser mayor al actualmente establecido (14días). Pero el sistema no esta condicionado para una menor frecuencia de lavado y periodos de retención celular mayores, superiores a 100 días como lo recomienda CAMPOS (1990), Ya que de acuerdo con lo expresado en los ítems de caudal y pérdida de carga el sistema colapsa en muy pocos días.

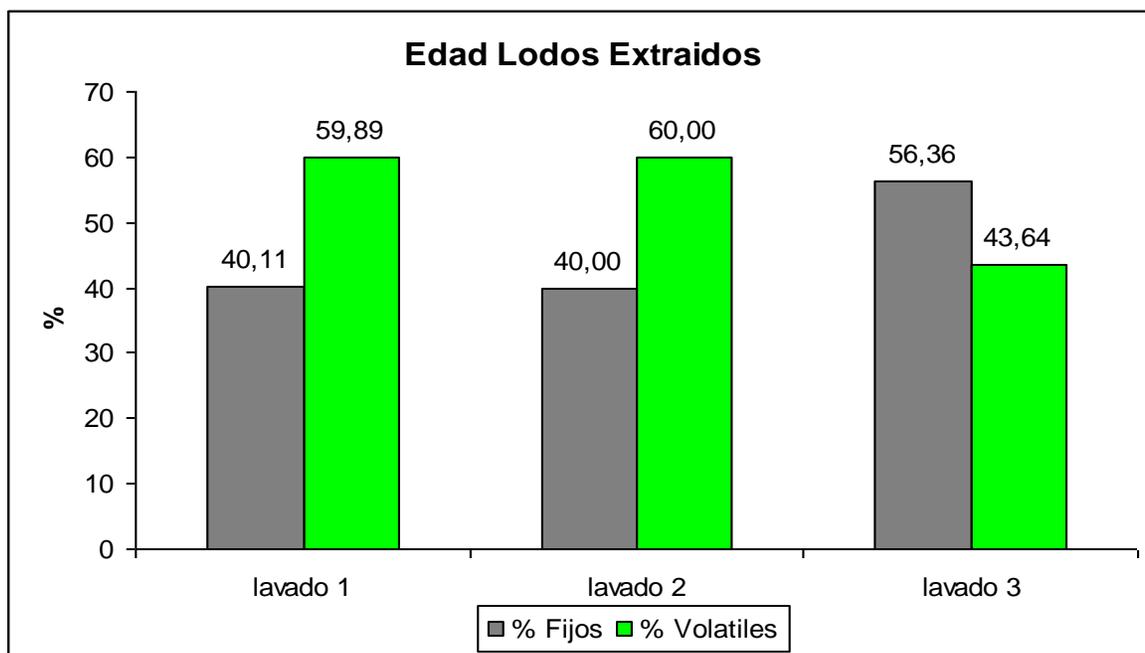


Figura 18. Porcentaje promedio de sólidos en lodos extraídos para cada lavado.

En la figura 18 se presenta los porcentajes de composición de sólidos fijos y volátiles de los lodos evacuados en el lavado. En concordancia con lo expresado en las dos figuras anteriores se nota que para los dos primeros lavados el porcentaje de sólidos volátiles es mayor que los sólidos fijos; dejando ver su poca madurez y baja degradación; esto hace que los lodos que se extraen sean jóvenes y con una alta composición de materia orgánica. En el lavado 3 la composición es diferente e inversa; los lodos presentan mayor porcentaje de sólidos fijos denotando mayor degradación y madurez del lodo, característica atribuible principalmente al aumento en la duración de la carrera III.

5.4.5 Composición de sólidos al interior del filtro.

Tabla 7. Datos promediados de ST, SF y SV (mg/L) para las tres carreras

	1	2	3	4	5	6	7	PROMEDIO
ST	340,64	346,15	1916,24	238,99	234,72	228,95	218,24	503,42
SF	226,52	224,07	976,09	162,36	156,61	157,59	155,03	294,04
SV	114,13	122,08	940,15	76,63	78,11	71,36	63,20	209,38
%SF	0,66	0,65	0,51	0,68	0,67	0,69	0,71	0,65
%SV	0,34	0,35	0,49	0,32	0,33	0,31	0,29	0,35

La tabla 7 muestra la concentración promedio de sólidos totales, fijos y volátiles en cada punto de muestreo en el interior del FAFA a través de todo el muestreo; además, el promedio para las tres carreras esta alrededor de los 500 mg/L para sólidos totales, los sólidos fijos presentan unas concentraciones promedio de 294 mg/L y los sólidos volátiles tienen una concentración promedio de 209 mg/L, este promedio es relativamente alto en comparación con las características que se presentan en cada punto de muestreo, los cuales presentan una concentración (220 mg/L) mayor en la parte del fondo que en la zonas intermedias y cercanas a la superficie (150 mg/L), exceptuando el punto 3 donde se presentan unas elevadas concentraciones en sólidos Totales (1916,24 mg/L), manteniendo la tendencia de que en todos los puntos al interior del filtro, la cantidad o proporción de sólidos fijos (SF) es mayor que los sólidos volátiles (SV); tanto que los SV representan el 35% de los sólidos totales en el filtro, dejando un 65% de sólidos fijos en el interior

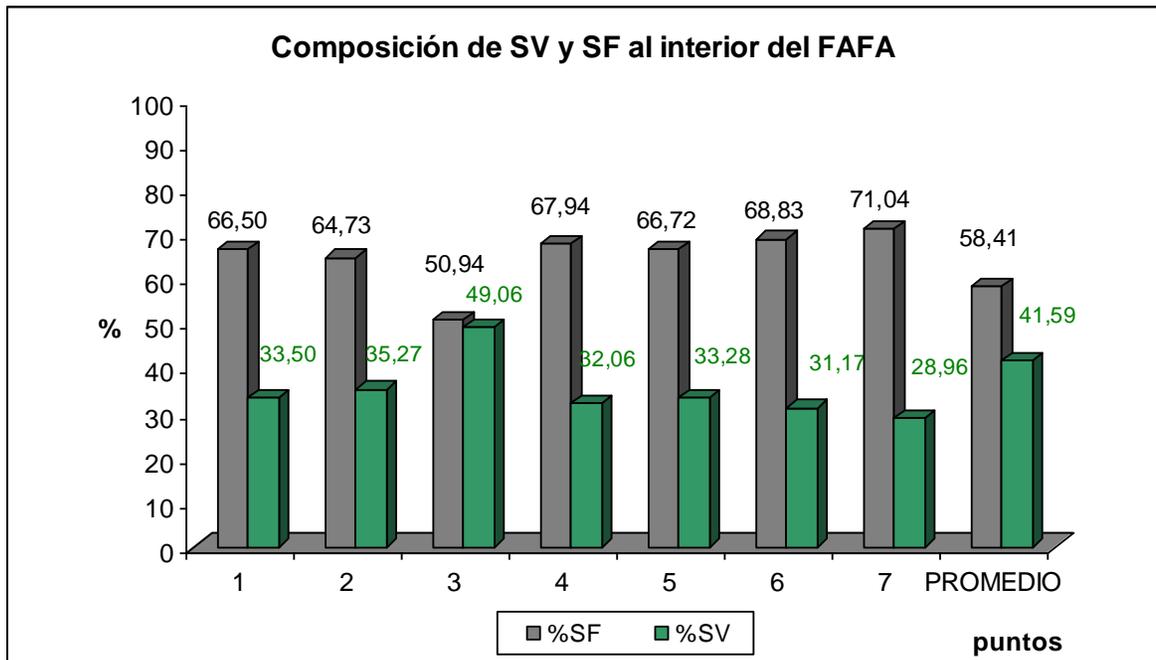


Figura 19. Sólidos fijos y volátiles promedios en el interior del filtro.

La figura 19 muestra la distribución de los sólidos fijos y volátiles al interior del FAFA promediados para las tres carreras en cada punto de muestreo; es notable la tendencia de que a través del FAFA es mayor la cantidad de sólidos fijos.

Al comparar los sólidos de los lavados, reportados en la figura 18, con los sólidos que se presentan en el interior del FAFA que se muestran en la figura 19; se puede observar que la composición de los sólidos totales, a lo largo del medio filtrante mixto, presenta una mayor cantidad de sólidos fijos, lo que indica que los lodos tienen un mayor grado de degradabilidad o longevidad, situación que hace pensar que estos no están siendo evacuados en el lavado ya que para los lavados 1 y 2; los lodos evacuados presentan mayor cantidad de sólidos Volátiles; permitiendo inferir que el lavado no tiene la suficientemente influencia e impacto para evacuar los lodos que se acumulan en el interior del filtro. Y el lavado con bombeo tan solo evacua o extrae, los lodos que se acumulan en la parte del drenaje o distribución.

Al haber mayor cantidad de sólidos fijos, será mayor el volumen útil que se desperdicia o se pierde en los intersticios del lecho, facilitando o contribuyendo a la saturación del lecho, que en algunos casos ayuda a la obstrucción y pérdida de capacidad hidráulica del filtro.

Una gran cantidad de sólidos fijos, también afecta la remoción que pueden generar los microorganismos, ya que estos al no poseer una buena proporción de sólidos volátiles, principal alimento de los microorganismos, perturba las condiciones naturales en las cuales los microorganismos obtienen un buen crecimiento y desempeño, que facilitaría y favorecería la eficiencia de remoción.

5.5 VARIACIÓN DE LA EFICIENCIA DE REMOCIÓN

5.5.1 Comportamiento de la eficiencia de remoción

Se presentarán las respectivas eficiencias tanto para el sistema total, como para el sistema de tratamiento primario (tanque séptico) y el tratamiento secundario (FAFA); según el periodo de muestreo o carrera. Se debe hacer mención que los valores de entrada en el filtro anaeróbico (FAFA), se tomaron como los valores de salida del tanque séptico. A continuación se presentarán eficiencias de remoción de parámetros tales como DQO, DBO y SST. Los valores aquí mostrados son valores promediados a través de los días carrera. En las columnas de las siguientes tablas 8, 9, 10; además del promedio se presenta, la desviación estándar, el máximo y el mínimo valor presentado, el número de datos y las respectivas eficiencias de cada uno de los sistemas de tratamiento.

Tabla 8. Resumen de Datos DBO₅ (mg/L).

Cra	Punto	promedio	Desviación	Máximo	Mínimo	N° datos	Eficiencia	
							Parcial	Acumulada
II	AC	176,86	39,70	244,80	142,80	5	---	---
	STS	57,11	20,46	87,69	42,08	5	67,71	67,71
	SFA	43,97	12,58	58,85	25,89	5	23,01	75,14
III	AC	119,69	52,03	161,16	32,00	5	---	---
	STS	41,95	17,87	63,99	15,80	5	64,95	64,95
	SFA	40,44	11,86	52,14	21,33	5	3,60	66,21

AC: Agua Cruda, STS: Salida Tanque Séptico, SFA: Salida Filtro Anaeróbico

Los datos de la carrera I no se muestran en la tabla 8 ya que el objetivo de estos fue la calibración de los métodos de laboratorio y el respectivo ajuste de las diluciones.

Los datos o valores obtenidos en términos de DBO_5 presentados en la tabla 8, permite observar que para la carrera II y III el agua residual doméstica llega con una concentración de materia orgánica, igual a 176.7 y 119.7 mg/L respectivamente. Que al ser menor de 200 mg/L se puede considerar como agua residual doméstica de concentración débil o diluida (MARA, 1976) sale del tanque séptico con una concentración de 57.1 y 41.9 mg/L respectivamente; por lo tanto las eficiencias que esta generando el tratamiento primario en remoción de DBO_5 son del 67.71 para la carrera II y 64.95 % para la carrera III. Valores en eficiencias de DBO_5 por encima del rango de eficiencias en remoción (30 a 50%), que se espera para tanques sépticos (ROMERO, 1999).

A la salida del FAFA el agua residual doméstica presenta una concentración de 43.97 mg/L para la carrera II y 40,44 mg/L en la carrera III, presentando bajas eficiencias de remoción de 23,01 y 3,6 % respectivamente. Valores muy bajos, ya que según estudios hechos en Brasil se indica que estos filtros (FAFA) logran remociones de DBO del 80 %, con lechos de piedra de 4 a 7 cm. (ROMERO, 1999 citado de PAWLOWSKY, U)

El sistema global presenta unas eficiencias de remoción en DBO_5 del 75,14 % para segunda carrera y 66,21% para la carrera III. Permitiendo observar que las remociones totales del sistema en general están siendo generadas en su mayoría por el tanque séptico, mientras que el FAFA presenta eficiencias muy bajas lo que evidencia su mal funcionamiento en remoción de DBO.

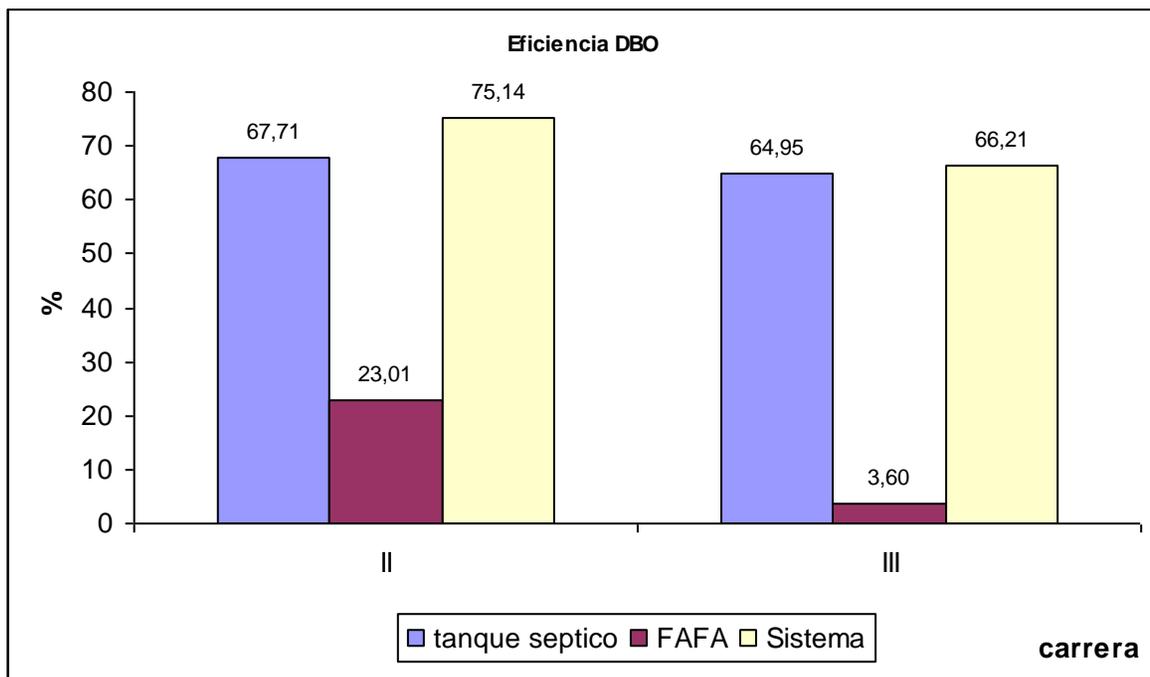


Figura 20. Eficiencias de remoción de DBO por carrera

La figura 20 muestra que en DBO se tiene una eficiencia de remoción en el tanque séptico mayor que en el filtro anaeróbico para la segunda y tercera carrera. Las eficiencias que presenta el filtro anaeróbico son muy bajas, por debajo del 25%, valor demasiado bajo; ya que para filtros anaeróbicos se esperan eficiencias de remoción en DBO, entre el 65% y 80% (RAS; 2000). Lo anterior podría ser explicado principalmente por el mal funcionamiento hidráulico del FAFA, debido a que la presencia de flujo pistón es mínima (3,62%) y el alto porcentaje de zona muerta en el filtro, no permite el contacto del agua residual con la biomasa encargada de remover la materia orgánica, además la presencia de cortos circuitos y caminos preferenciales ocasionan que el agua residual pase por el reactor sin recibir ningún tipo de tratamiento.

Tabla 9. Resumen datos DQO (mg/L).

Cra	Punto	promedio	Desviación	Máximo	Mínimo	N° datos	Eficiencia	
							Parcial	Acumulada
I	AC	280,26	127,37	427,71	117,68	4	---	---
	STS	122,48	70,77	203,38	47,11	4	56,30	56,30
	SFA	88,07	11,53	105,08	79,87	4	28,10	68,58
II	AC	412,17	48,42	485,68	352,09	6	---	---
	STS	175,23	103,08	362,17	87,44	6	57,48	57,48
	SFA	87,44	8,13	97,52	77,35	6	50,10	78,79
III	AC	345,03	115,87	533,57	160,53	10	---	---
	STS	158,51	109,21	367,22	59,71	10	54,06	54,06
	SFA	82,39	21,09	120,20	59,71	10	48,02	76,12

AC: Agua Cruda, STS: Salida Tanque Séptico, SFA: Salida Filtro Anaeróbico

Según la tabla 9, los datos generados de DQO para el agua cruda o agua que llega al sistema; están dentro de las características normales del agua residual domestica, (RAS 2000).y se clasifica como agua residual de concentración débil ($DQO \leq 400$ mg/L). (MARA, 1976). Al igual que la DBO_5 las mayores eficiencias de remoción la esta generando el tanque séptico, con eficiencias de remoción en DQO entre 54% y 57%, valores aceptables para dispositivos de sedimentación primaria en los cuales se espera una eficiencia de remoción en DQO y DBO_5 entre el 30% y 40% (RAS,2000).

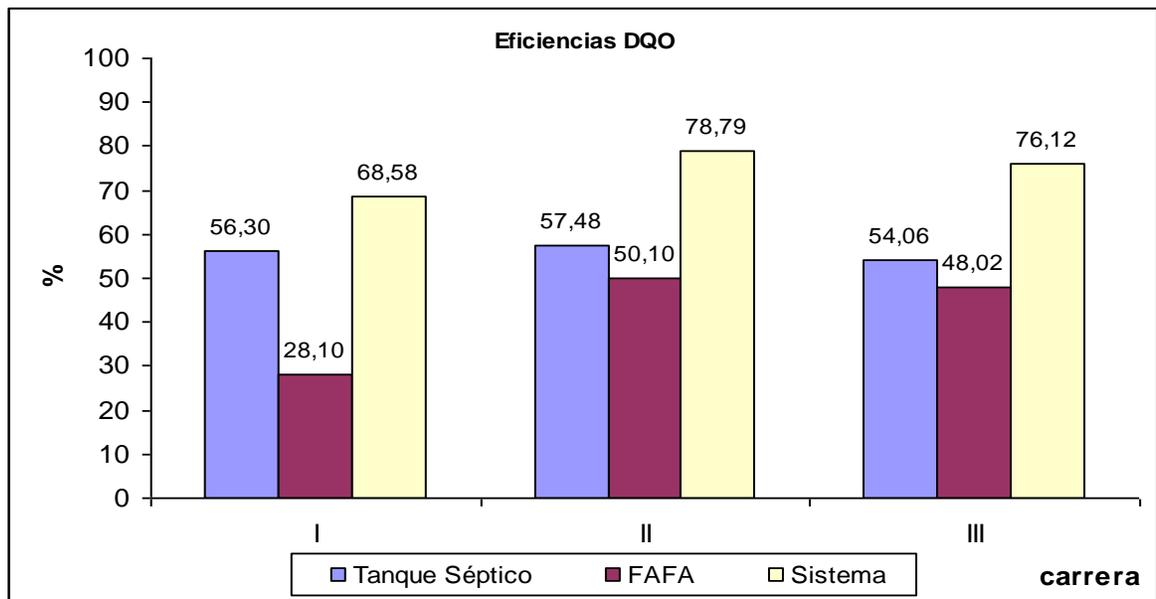


Figura 21. Remociones de DQO por carrera

La figura 21 presenta una remoción total o del sistema por encima del 70%, en este caso las eficiencias que genera el tanque séptico son más acordes a su diseño. En esta gráfica se observa claramente que el tanque séptico sigue funcionando mejor que el FAFA, ya que el tanque en todas las carreras presenta una mayor eficiencia de remoción. El FAFA, aunque funciona mejor en cuanto a remoción de DQO con eficiencias de remoción entre 28% y 50%, estas eficiencias no están en el rango de eficiencia (60% - 80%) especificado para filtros anaeróbicos (RAS, 2000).

La tabla 10 muestra los datos generados durante la investigación de los sólidos suspendidos totales, el agua cruda presenta valores promedios por carrera por debajo de 200mg/l, característica normal para un agua residual doméstica (RAS 2000). Sin embargo en la tabla 5 se muestran valores máximos en carrera que sobrepasan este parámetro

Tabla 10. Resumen Datos Sólidos suspendidos totales SST (mg/L).

Cra	Punto	promedio	Desviación	Máximo	Mínimo	N° datos	Eficiencia	
							Parcial	Acumulada
I	AC	147,96	73,92	245,00	78,69	4	---	---
	STS	92,62	72,07	192,00	24,50	4	37,40	37,40
	SFA	22,25	8,45	33,50	13,00	4	75,98	84,96
II	AC	143,37	84,30	276,00	63,00	6	----	----
	STS	127,23	141,06	400,33	21,50	6	11,26	11,26
	SFA	17,45	7,98	29,40	7,95	6	86,29	87,83
II	AC	93,83	42,66	142,00	30,00	6	---	---
	STS	23,40	8,25	39,00	15,43	6	75,06	75,06
	SFA	6,10	2,48	9,20	3,25	6	73,94	93,50

AC: Agua Cruda, STS: Salida Tanque Séptico, SFA: Salida Filtro Anaeróbico

En la figura 22 se observa que la eficiencia de remoción del filtro anaeróbico en términos de SST está en el rango de 73%-86%, valores aceptables comparados con el rango de remoción de 60% a 70% propuesto para filtros anaeróbicos (RAS, 2000). El tanque séptico presenta eficiencias remoción de 37%, 11%, 75% para cada carrera respectivamente, para la dos primeras carreras la eficiencia esta por debajo del rango de remoción para sedimentación primaria (50% - 80%) según (AVILA, 2005).

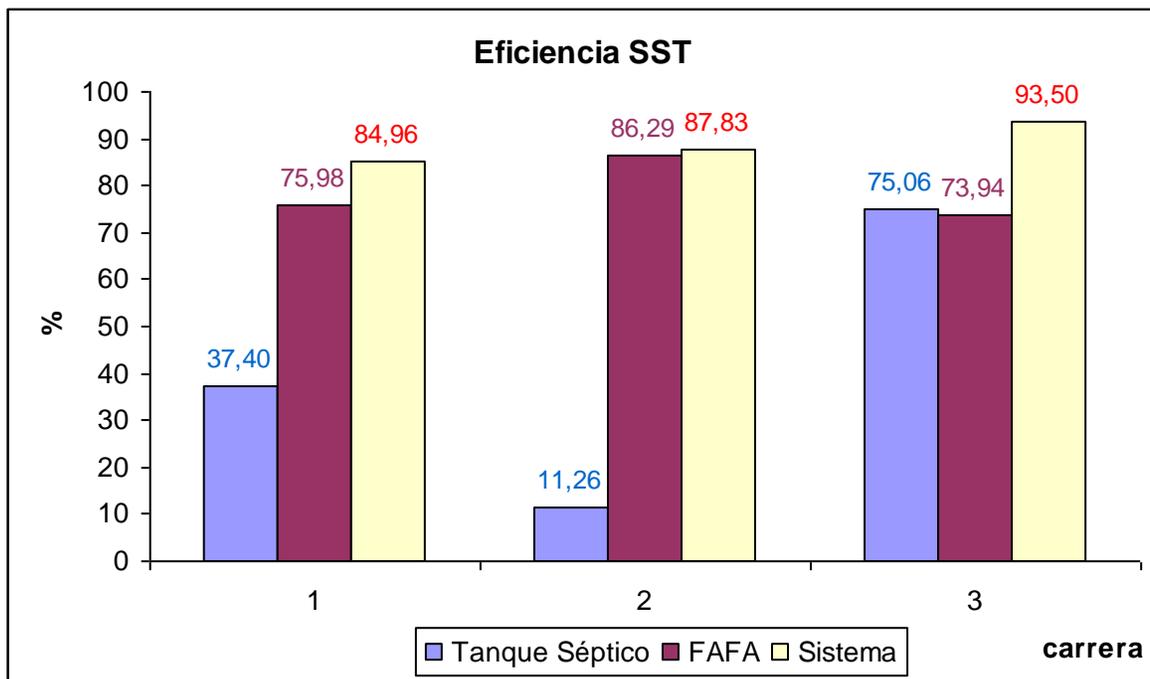


Figura 22. Remoción de sólidos suspendidos totales.

Lo anterior confirma que el lecho filtrante esta operando como una barrera física que evita que los sólidos sean llevados fuera del sistema de tratamiento (CHERNICHARO, 2001, citado por AVILA, 2005) facilitando y aumentando la retención de sólidos en el fondo del filtro donde se ubica la grava. Una excesiva cantidad de estos sólidos sin un lavado eficiente provocaría en corto tiempo la obstrucción del lecho, lo que podría causar un mal desempeño y hasta su colapso (AVILA, 2005)

La figura 23 muestra las diferentes remociones del sistema y sus componentes promediados para las tres carreras de muestreo; se nota que el tanque séptico presenta mayor eficiencia en DBO y DQO pero su remoción en SST es baja comparada con la remoción alcanzada en el FAFA.

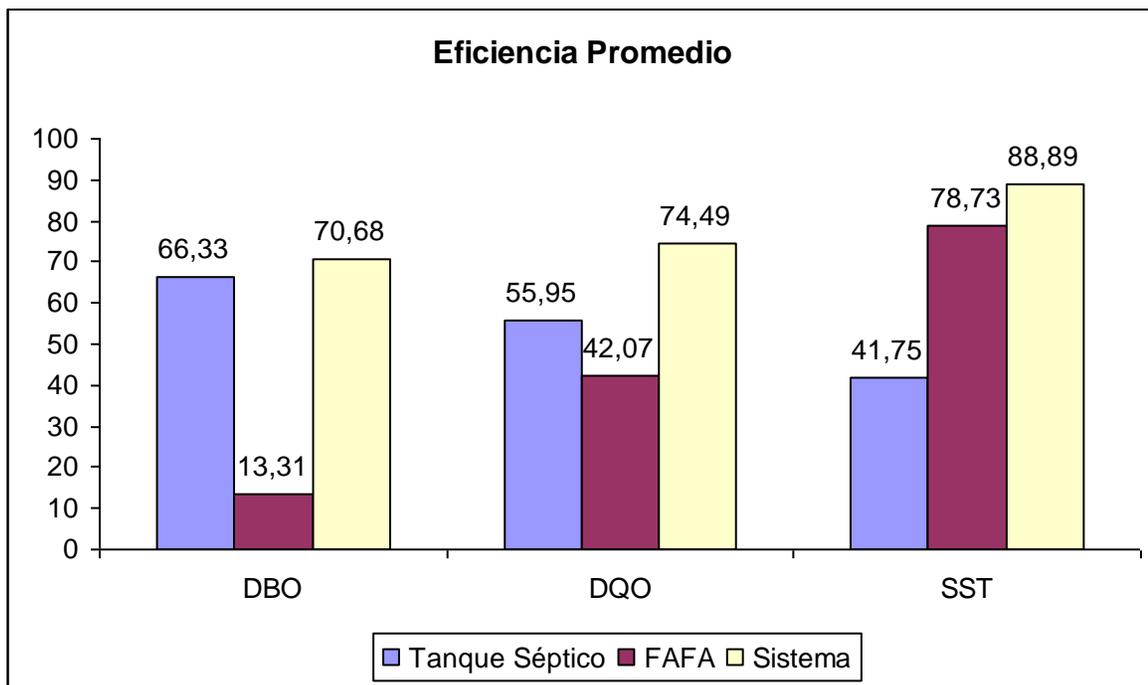


Figura 23. Eficiencias promedios de sus componentes y el sistema general.

La remoción en DBO_5 para el FAFA es 13.3%, eficiencia de remoción muy pobre; la situación en DQO no es distinta para el FAFA, a pesar de tener mayor eficiencia, esta apenas alcanza el límite mínimo de eficiencia en remoción del 40%. La eficiencia en sólidos suspendidos en el FAFA si cumple con las expectativas del rango establecido ya que para este tipo de sistema de tratamiento de filtro anaeróbico seguido de tanque séptico, se espera una remoción en el FAFA para DBO_5 que varía de 40 a 75%, para DQO varía de 40 a 70%; y 60 a 90% en sólidos suspendidos (AVILA, 2005 citado de NBR-13969, 1997).

El sistema total de tratamiento, en general presenta remociones promedio de 70.7 % en DBO, 74.5% en DQO y 88.9% en SST. Según estudios realizados en Brasil donde se analizaron dos reactores anaeróbicos combinados; FAFA seguido de tanque séptico; se obtuvo para FAFA con medio filtrante de roca o grava eficiencias globales de 73% DQO, 67% DBO, 93% SST y para FAFA con medio filtrante de plástico se presentaron

remociones de 69% DQO, 68% DBO, 90% SST (AVILA, 2005), valores muy similares a los obtenidos en la presente investigación.

Lo que permite asegurar que la tecnología, en conjunto, esta cercana a un funcionamiento aceptable desde el punto de vista eficiencia de remoción; sin embargo, el funcionamiento del filtro anaeróbico de flujo ascendente FAFA, no es el adecuado y su aporte a la eficiencia global es mínimo.

5.5.2 Impacto del lavado en la eficiencia de remoción.

Dado que las eficiencias de remoción en materia orgánica del FAFA fueron muy bajas, no se logró encontrar una correlación, que pudiera explicar el impacto del lavado sobre la eficiencia de remoción; por lo tanto solo se hará una discusión general sobre la eficiencia global y su correlación con el lavado del FAFA.

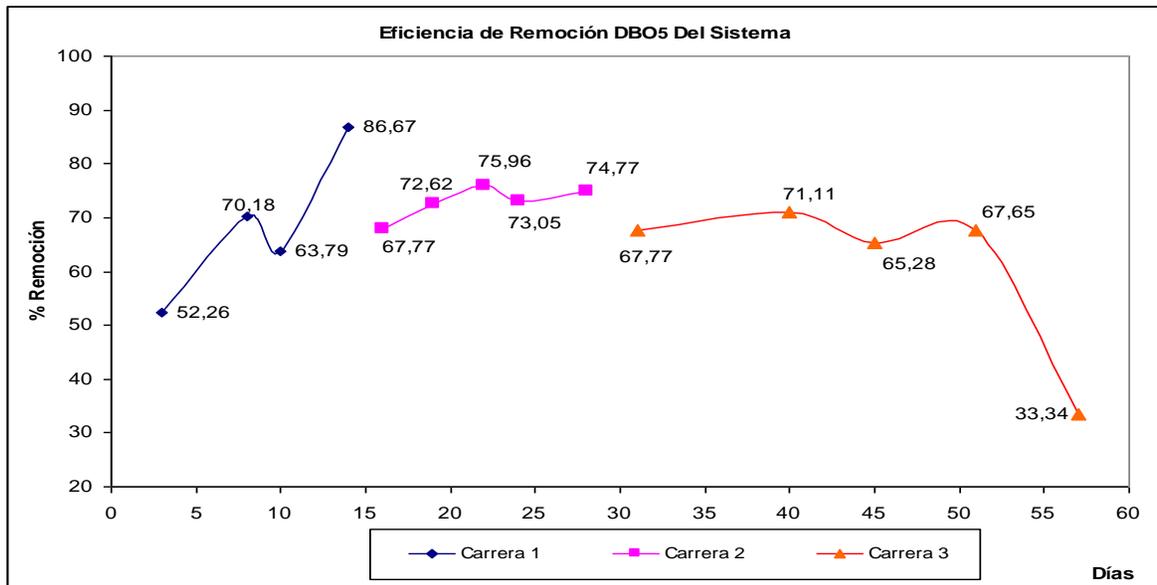


Figura 24. Comportamiento de eficiencia de remoción del sistema en DBO₅

La figura 24 muestra el comportamiento que tiene el sistema en cuanto a remociones de DBO₅, se observa que a lo largo de cada carrera la eficiencia va en aumento hasta el día anterior al lavado. El lavado 1 entre el final de la carrera 1 y el inicio de la carrera 2

produce una disminución en la eficiencia de remoción igual a 18,9 %. Para el segundo lavado realizado al final de la carrera 2, el impacto sobre la eficiencia de remoción de DBO₅ disminuye en un 7 %.

La disminución en la eficiencia de remoción después del lavado es considerable, pero se hace en un momento que no es el adecuado, ya que el sistema o reactor se debe lavar cuando la eficiencia de remoción empiece a declinar, situación que no se observa durante las dos primeras carreras indicando que aún no es el tiempo óptimo de retención de biomasa y que la frecuencia de lavado debe ser menor. Para la tercera carrera se nota un decaimiento de la eficiencia de remoción al final de la carrera, esto podría ser explicado más por limitaciones en el funcionamiento hidráulico del sistema que por una deficiencia en el proceso biológico.

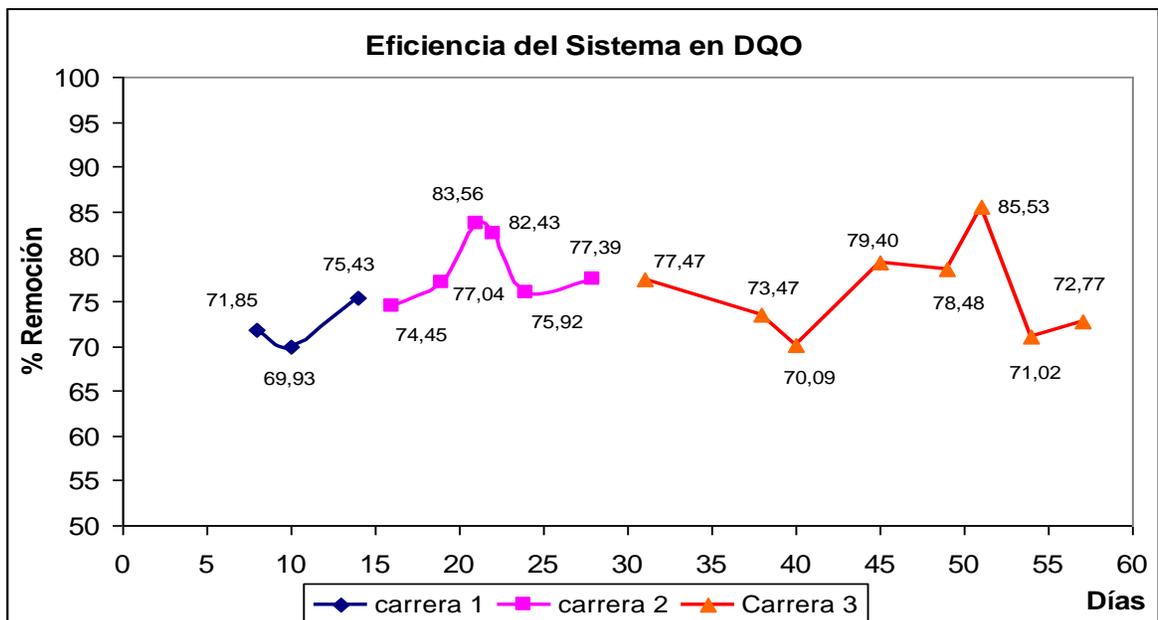


Figura 25. Comportamiento de eficiencia de remoción DQO del sistema.

La figura 25 muestra como se comportó el sistema en remoción de DQO a medida que transcurren los días en cada carrera, además de los cambios que se presentan después de realizados los lavados entre cada carrera, se observa que las eficiencias de remoción en

DQO a lo largo de las tres carreras se mantuvieron entre el 70 y el 85%, los dos lavados realizados al FAFA durante las tres carreras no produjeron cambios considerables o que generaran que las eficiencias del sistema disminuyan o aumenten, esto puede indicar que el lavado en términos de remoción de DQO en el sistema es casi indiferente.

6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES

La investigación permite concluir que el filtro de flujo ascendente (FAFA) del Municipio del Tambo Cauca, muestra un inapropiado funcionamiento hidráulico que se caracteriza por la presencia de grandes zonas muertas, cortos circuitos y tiempos de retención hidráulicos que no son acordes con los requeridos por los procesos; lo que posiblemente puede generar que las eficiencias de remoción sean bajas.

El FAFA se encuentra obstruido en la zona de distribución o sistema de drenaje, y si sus condiciones de funcionamiento actuales continúan, muy pronto se llegará a una obstrucción total e irreversible del filtro.

El filtro disminuye su capacidad hidráulica en un 60% durante los primeros 5 días de carrera, exigiendo una mayor frecuencia de lavado que va en contra vía de el tiempo de retención celular, situación que no es recomendada desde el punto de vista biológico ya que bajan las eficiencias de remoción; y aumentan los costos de operación y mantenimiento

El impacto que genera el lavado por bombeo es mínimo y no permite una buena recuperación hidráulica del filtro, no genera una recuperación aceptable de pérdida de carga, su influencia solo se presenta a nivel del sistema de distribución y su efecto sobre todo el lecho filtrante es bajo

El FAFA individualmente presenta unas eficiencias de remoción que son consideradas como bajas para este tipo de tecnología. Posiblemente por el inapropiado funcionamiento hidráulico y por los bajos tiempos de retención celular.

Las condiciones hidráulicas afectan directamente las eficiencias en los procesos biológicos, generando que las remociones en el FAFA en cuanto a DBO y DQO sean bajas, lo que a

largo plazo ocasiona que el filtro cambie su funcionamiento, de un proceso biológico a un proceso mecánico en el cual solo se generan buenas remociones en cuanto a SST, mientras el filtro se colmata totalmente.

La degradabilidad de los lodos evacuados durante el lavado aumenta, respondiendo al incremento de la duración de la carrera; pero para favorecer este incremento se requieren buenas condiciones hidráulicas, ausentes en esta planta.

Dado que las eficiencias de remoción en materia orgánica del FAFA fueron muy bajas, no se logró encontrar una correlación, que pudiera explicar el impacto del lavado sobre la eficiencia de remoción

6.2 RECOMENDACIONES

Es necesario buscar otra alternativa para optimizar el lavado del filtro anaeróbico de flujo ascendente, ya que de la manera que se lava actualmente no brinda ninguna posibilidad de limpieza en su interior, con el bombeo sólo se logra la limpieza parcial de la zona de distribución. Se recomienda un lavado que proponga una mayor influencia y cobertura al interior de todos los medios filtrantes.

Se debe optimizar la estructura de llegada a la planta, en especial la zona de rejillas ya que en estas la malla fina se encuentra antes de las rejas gruesas, lo que hace que estas no cumplan ninguna función positiva, igualmente pasa con el medio filtrante de grava, la cual fue estratificada de menor a mayor tamaño en sentido de flujo, lo que facilita su rápida obstrucción y perjudica la influencia de lavado.

Para futuros diseños se debe buscar otra manera de distribuir el flujo desde el fondo del filtro, ya que el existente no permite una distribución uniforme en todo el filtro; situación fundamental para el buen funcionamiento de la unidad. Al igual que es fundamental la recolección del efluente, condición desfavorable en la PTARD tambo debido a que las canaletas de recolección perimetral no cumplen ninguna función.

7 BIBLIOGRAFÍA

ANDRADE NETO, C. O., Sistemas Simples para Tratamiento de Esgotos Sanitarios – Experiências Brasileiras, Rio de Janeiro, ABES. 1997

APHA, AWWA, WEF Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater” 18th Edition. Washington. 1992.

ARBOLEDA VALENCIA, Jorge. Teoría, diseño y control de los procesos de clarificación del agua. CEPIS. Lima.1979

AVILA, Renata. Avaliação do desempenho de sistemas tanque séptico-filtro anaeróbico com diferentes tipos de meio suporte. Río de Janeiro Brasil. Febrero, 2005.

CAMPOS, Jose Roberto. Proyecto y operación de filtros anaerobios para el tratamiento de efluentes líquidos industriales. En: Taller regional y conferencia sobre tratamiento anaerobio de aguas residuales en América Latina. Ciudad de México. 1990

CASTAÑO R, Juan R. Influencia del medio de soporte en el comportamiento de filtros anaeróbicos de flujo ascendente bajo diferentes tiempos de retención hidráulicos. Tesis de grado (Magíster en ingeniería sanitaria y ambiental). Universidad del Valle. Facultad de ingeniería. 2003

CENTRO PANAMERICANO DE INGENIERÍA SANITARIA Y CIENCIAS DEL AMBIENTE. (CEPIS/OPS) “Resumen del inventario Nacional de Colombia”. Inventario regional del manejo de las aguas residuales Convenio IDRC – CEPIS/OPS 2000 – 2002

CRITES; R y TCHOBANOGLOUS, G “Tratamiento de aguas Residuales en Pequeñas Poblaciones”. Editorial Mc Graw Hill. Año 2000

DEPARTAMENTO ADMINISTRATIVO NACIONAL ESTADÍSTICO (DANE)
“Anuario Estadístico para el Cauca”. Popayán. 2001

FORMULACIÓN PLAN BÁSICO DE ORDENAMIENTO TERRITORIAL (PBOT)
Corporación Autónoma Regional del Cauca (C.R.C). Volumen 2. Geosig Ltda. El Tambo. 2000.

GALVIS G, LATORRE J. Y VISSCHER J.T. (1999). Filtración en Múltiples Etapas. Tecnología Innovativa para el tratamiento de Agua. Universidad del Valle, Cinara, IRC, Santiago De Cali, Colombia

HENRY, J; HEINKE, G. W. Ingeniería ambiental. 2ed. México: Prentice may, 1996; pp. 195-203

GNANADIPATHY and POLPRASERT. Autores citados en el libro “wastewater engineering”. Capitulo 10, Anaerobic Wastewater treatment. 5ta edición. Febrero/95

HERNANDEZ, A. “depuración de Aguas Residuales”. Ingeniero. Ph.D. 4ta edición. Madrid 1998.

MARA, DAVID DUNCAN, *Sewage treatment in hot climates*, Dundee, Scotland, Wiley-Interscience.1976

METCALF Y EDDY. “ingeniería de aguas residuales .Tratamiento vertido y reutilización.3ª ed. V1, V2.McGraw Hill 1996.

MINISTERIO DE DESARROLLO ECONÓMICO. DIRECCIÓN GENERAL DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BÁSICO. “Sector de agua potable y saneamiento básico retos y resultados”. Estilo impresores Ltda. Bogota.2002.

PAWLOWSKY, U. Tratamiento de aguas residuales domesticas alternativas, segundo seminario de sobre ingeniería de aguas negras, Bogotá. ACODAL, octubre 1983.

PEÑA, M. “Tratamiento de aguas residuales en Colombia y la Región Andina”.Tesis . Ph.D. 1998

PEREZ, J. Ing OPS; GALVIZ, G. Ing. Univalle. Programa regional de mejoramiento de la calidad del agua para consumo humano CEPIS/OPS “Análisis de flujos que determinan los periodos de retención” 1990

REPUBLICA DE COLOMBIA, MINISTERIO DE DESARROLLO, DIRECCION DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BASICO. Reglamento Técnico Del Sector Agua Potable y Saneamiento Básico (RAS). Bogotá, Noviembre.2000.

RAMIREZ, M. “informe técnico funcionamiento PTARD para la contraloría general de la nación”. Ingeniero Civil. Corporación Autónoma Regional del Cauca (C.R.C.). Popayán 2003

RAMIREZ, M. “Sistema de Tratamiento de Aguas Residuales Domesticas”. Ingeniero Civil. Corporación Autónoma Regional del Cauca (C.R.C.). Popayán 1999

8 ANEXOS

ANEXO A. DETERMINACION DE CAUDALES

CARRERA I, Día 1, Fecha: 21/03/2005

PARCIAL	HORA	VOL (L)	TIEMPO (S)	CAUDAL(L/S)	Q Prom.	Q Medio
2	11:00	3,50	0,47	7,447	6,547	5.489
		4,00	0,61	6,557		
		3,10	0,55	5,636		
3	12:00	4,50	0,84	5,357	5,384	
		4,10	0,70	5,857		
		4,00	0,81	4,938		
4	1:00	5,30	0,90	5,889	5,138	
		7,40	1,53	4,837		
		6,00	1,28	4,688		
5	2:00	3,20	0,60	5,333	4,888	
		3,70	0,81	4,568		
		4,00	0,84	4,762		

Día 3, Fecha: 23/03/2005

PARCIAL	HORA	VOL (L)	TIEMPO (S)	CAUDAL(L/S)	Q Prom.	Q Medio
3	12:00	3,90	1,16	3,362	3,640	3,657
		4,70	1,15	4,087		
		3,54	1,02	3,471		
4	1:00	4,00	1,10	3,636	3,602	
		4,90	1,64	2,988		
		4,60	1,10	4,182		
5	2:00	3,50	1,00	3,500	3,730	
		4,60	1,19	3,866		
		3,90	1,02	3,824		

Día 6, Fecha: 26/03/2005

PARCIAL	HORA	VOL (L)	TIEMPO (S)	CAUDAL(L/S)	Q Prom.	Q Medio
3	11:00	1,70	2,70	0,630	0,657	1,292
		1,60	2,70	0,593		
		2,40	3,20	0,750		
4	12:00	4,00	2,44	1,639	1,689	
		2,80	1,56	1,795		
		2,40	1,47	1,633		
5	1:00	3,00	1,85	1,622	1,529	
		3,50	2,49	1,406		
		3,60	2,31	1,558		

Día 8, Fecha 28/03/2005

PARCIAL	HORA	VOL (L)	TIEMPO (S)	CAUDAL(L/S)	Q Prom.	Q Medio
2	11:00	2,10	1,58	1,329	1,369	1,388
		2,70	1,92	1,406		
		3,40	2,48	1,371		
3	12:00	1,70	1,45	1,172	1,281	
		2,40	1,75	1,371		
		3,00	2,31	1,299		
4	1:00	2,50	1,74	1,437	1,444	
		3,10	2,18	1,422		
		2,40	1,63	1,472		
5	2:00	2,60	1,90	1,368	1,458	
		2,40	1,62	1,481		
		3,40	2,23	1,525		

Día 10, Fecha 30/03/2005

PARCIAL	HORA	VOL (L)	TIEMPO (S)	CAUDAL(L/S)	Q Prom.	Q Medio
3	1:00	1,50	1,39	1,079	1,123	1,086
		2,10	1,87	1,123		
		2,50	2,14	1,168		
4	2:00	2,10	2,06	1,019	1,044	
		2,40	2,30	1,043		
		2,20	2,06	1,068		
5	3:00	2,70	2,58	1,047	1,089	
		2,00	1,70	1,176		
		2,30	2,20	1,045		

Día 13, Fecha 03/04/2005

PARCIAL	HORA	VOL (L)	TIEMPO (S)	CAUDAL(L/S)	Q Prom.	Q Medio
1	10:00	2,50	2,02	1,238	1,239	1,268
		2,70	2,23	1,211		
		2,60	2,05	1,268		
2	11:00	1,60	1,29	1,240	1,261	
		1,90	1,45	1,310		
		2,80	2,27	1,233		
3	12:00	2,80	2,42	1,157	1,228	
		2,70	2,20	1,227		
		2,60	2,00	1,300		
4	1:00	2,50	1,94	1,289	1,284	
		3,10	2,43	1,276		
		2,60	2,02	1,287		
5	2:00	2,80	2,10	1,333	1,327	
		2,90	2,16	1,343		
		2,60	1,99	1,307		

CARRERA II

Día 1, Fecha: 05/04/2005

PARCIAL	HORA	VOL (L)	TIEMPO	CAUDAL(L/S)	Q Prom.	Q Medio
1	10:00	5,60	1,49	3,758	3,524	3,416
		6,20	1,81	3,425		
		6,30	1,86	3,387		
2	11:00	5,00	1,61	3,106	3,341	
		5,20	1,60	3,250		
		4,40	1,20	3,667		
3	12:00	4,30	1,44	2,986	3,295	
		5,50	1,56	3,526		
		5,70	1,69	3,373		
4	1:00	5,00	1,38	3,623	3,382	
		5,90	1,85	3,189		
		5,60	1,68	3,333		
5	2:00	3,70	1,02	3,627	3,538	
		4,60	1,36	3,382		
		4,00	1,11	3,604		

Día 4, Fecha: 08/04/2005

PARCIAL	HORA	VOL (L)	TIEMPO (S)	CAUDAL(L/S)	Q Prom.	Q Medio
1	10:00	2,60	2,46	1,057	1,075	1,172
		2,80	2,66	1,053		
		2,50	2,24	1,116		
2	11:00	2,50	2,20	1,136	1,137	
		3,00	2,58	1,163		
		2,00	1,80	1,111		
3	12:00	2,25	1,90	1,184	1,213	
		2,60	2,09	1,244		
		3,10	2,56	1,211		
4	1:00	2,20	1,90	1,158	1,201	
		2,50	2,02	1,238		
		2,40	1,99	1,206		
5	2:00	2,10	1,68	1,250	1,233	
		2,50	2,03	1,232		
		2,30	1,89	1,217		

Día 6, Fecha: 10/04/2005

PARCIAL	HORA	VOL (L)	TIEMPO (S)	CAUDAL(L/S)	Q Prom.	Q Medio
1	9:00	1,70	1,59	1,069	1,078	1,083
		2,80	2,67	1,049		
		2,40	2,15	1,116		
2	10:00	1,60	1,49	1,074	1,067	
		2,60	2,44	1,066		
		2,70	2,54	1,063		
3	11:00	2,10	1,88	1,117	1,056	
		1,80	1,70	1,059		
		2,50	2,52	0,992		
4	12:00	1,95	1,70	1,147	1,132	
		2,50	2,32	1,078		
		2,40	2,05	1,171		

Día 7, Fecha: 11/04/2005

PARCIAL	HORA	VOL (L)	TIEMPO (S)	CAUDAL(L/S)	Q Prom.	Q Medio
1	10:00	2,40	2,31	1,039	1,038	1,109
		3,30	3,27	1,009		
		2,40	2,25	1,067		
2	11:00	2,35	2,21	1,063	1,091	
		2,90	2,48	1,169		
		3,20	3,08	1,039		
3	12:00	2,20	1,77	1,243	1,229	
		2,50	1,99	1,256		
		3,40	2,86	1,189		
4	1:00	2,30	2,13	1,080	1,071	
		2,50	2,36	1,059		
		2,60	2,42	1,074		
5	2:00	3,40	2,93	1,160	1,117	
		2,45	2,16	1,134		
		3,50	3,31	1,057		

Día 9, Fecha: 13/04/2005

PARCIAL	HORA	VOL (L)	TIEMPO (S)	CAUDAL(L/S)	Q Prom.	Q Medio
1	10:00	1,50	1,98	0,758	0,808	1,033
		1,80	2,15	0,837		
		2,40	2,89	0,830		
2	11:00	2,00	2,04	0,980	0,950	
		2,20	2,31	0,952		
		2,10	2,29	0,917		
3	12:00	2,00	1,70	1,176	1,161	
		2,40	2,08	1,154		
		2,40	2,08	1,154		
4	1:00	2,10	1,88	1,117	1,078	
		2,20	2,02	1,089		
		2,70	2,63	1,027		
5	2:00	2,50	2,24	1,116	1,166	
		2,50	2,35	1,064		
		1,90	1,44	1,319		

Día 13, Fecha: 17/04/2005

PARCIAL	HORA	VOL (L)	TIEMPO (S)	CAUDAL(L/S)	Q Prom.	Q Medio
1	10:00	2,40	2,49	0,964	0,941	0,891
		2,70	2,97	0,909		
		2,35	2,47	0,951		
2	11:00	2,20	2,28	0,965	0,914	
		2,50	2,77	0,903		
		3,30	3,77	0,875		
3	12:00	2,50	2,81	0,890	0,871	
		3,00	3,51	0,855		
		3,60	4,15	0,867		
4	1:00	2,40	2,70	0,889	0,913	
		2,60	2,62	0,992		
		1,80	2,10	0,857		
5	2:00	2,60	3,11	0,836	0,814	
		2,80	3,72	0,753		
		2,30	2,70	0,852		

CARRERA III

Día 2, Fecha: 20/04/2005

PARCIAL	HORA	VOL (L)	TIEMPO (S)	CAUDAL(L/S)	Q Prom.	Q Medio
2	11:00	2,50	1,84	1,359	1,433	1,748
		3,80	2,56	1,484		
		3,00	2,06	1,456		
3	12:00	2,90	1,57	1,847	1,909	
		4,00	2,02	1,980		
		4,50	2,37	1,899		
4	1:00	2,90	1,68	1,726	1,791	
		3,00	1,68	1,786		
		3,50	1,88	1,862		
5	2:00	3,00	1,65	1,818	1,858	
		3,00	1,62	1,852		
		2,40	1,26	1,905		

Día 5, Fecha: 23/04/2005

PARCIAL	HORA	VOL (L)	TIEMPO (S)	CAUDAL(L/S)	Q Prom.	Q Medio
2	11:00	3,10	3,92	0,791	0,766	1,023
		2,20	3,10	0,710		
		2,90	3,63	0,799		
3	12:00	2,60	2,44	1,066	1,033	
		3,00	2,96	1,014		
		2,95	2,89	1,021		
4	1:00	2,20	2,06	1,068	1,170	
		2,10	1,64	1,280		
		2,15	1,85	1,162		
5	2:00	2,10	1,88	1,117	1,120	
		2,40	2,11	1,137		
		2,60	2,35	1,106		

Día 9, Fecha: 27/04/2005

PARCIAL	HORA	VOL (L)	TIEMPO (S)	CAUDAL(L/S)	Q Prom.	Q Medio
2	11:00	3,00	3,67	0,817	0,876	0,962
		1,50	1,52	0,987		
		2,60	3,16	0,823		
3	12:00	1,30	1,26	1,032	1,000	
		1,30	1,30	1,000		
		1,60	1,65	0,970		
4	1:00	1,10	1,13	0,973	0,883	
		1,00	1,23	0,813		
		1,50	1,74	0,862		
5	2:00	1,90	1,70	1,118	1,089	
		1,50	1,40	1,071		
		1,50	1,39	1,079		

Día: 16, Fecha 04/05/2005

PARCIAL	HORA	VOL (L)	TIEMPO (S)	CAUDAL(L/S)	Q Prom.	Q Medio
3	1:00	1,90	2,00	0,950	0,971	1.014
		2,40	2,45	0,980		
		2,50	2,54	0,984		
4	2:00	2,60	2,67	0,974	1,011	
		2,90	2,83	1,025		
		2,80	2,71	1,033		
5	3:00	1,50	1,59	0,943	1,060	
		2,50	2,24	1,116		
		2,40	2,14	1,121		

Día 18, Fecha 06/05/2005

PARCIAL	HORA	VOL (L)	TIEMPO (S)	CAUDAL(L/S)	Q Prom.	Q Medio
4	1:00	2,7	2,34	1,154	1,105	1.083
		3	2,64	1,136		
		3,2	3,12	1,026		
5	2:15	2,5	2,52	0,992	1,061	
		2,4	2,36	1,017		
		2,3	1,96	1,173		

Día 20, Fecha 08/05/2005

PARCIAL	HORA	VOL (L)	TIEMPO (S)	CAUDAL(L/S)	Q Prom.	Q Medio
1	10:00	2,80	2,48	1,129	1,113	1.179
		3,00	2,74	1,095		
		3,00	2,69	1,115		
2	11:00	3,40	3,08	1,104	1,137	
		3,40	2,99	1,137		
		3,60	3,08	1,169		
3	12:00	1,50	1,04	1,442	1,287	
		1,80	1,54	1,169		
		1,60	1,28	1,250		

Día 22, Fecha 10/05/2005

PARCIAL	HORA	VOL (L)	TIEMPO (S)	CAUDAL(L/S)	Q Prom.	Q Medio
4	12:30	2,40	2,50	0,960	0,894	0.892
		2,60	3,18	0,818		
		2,90	3,21	0,903		
5	1:45	1,90	2,15	0,884	0,891	
		2,00	2,35	0,851		
		3,00	3,20	0,938		

Día 25, Fecha 13/05/2005

PARCIAL	HORA	VOL (L)	TIEMPO (S)	CAUDAL(L/S)	Q Prom.	Q Medio
3	12:30	1,90	3,88	0,490	0,536	0,609
		2,00	3,99	0,501		
		2,50	4,06	0,616		
4	1:00	2,50	4,27	0,585	0,598	
		2,45	4,18	0,586		
		2,80	4,49	0,624		
5	2:00	1,50	2,20	0,682	0,693	
		1,80	2,52	0,714		
		1,30	1,90	0,684		

Día 28, Fecha 16/05/2005

PARCIAL	HORA	VOL (L)	TIEMPO (S)	CAUDAL(L/S)	Q Prom.	Q Medio
3	12:30	1,50	3,98	0,377	0,346	0,365
		1,40	3,30	0,424		
		1,20	5,08	0,236		
4	1:00	2,40	5,69	0,422	0,400	
		1,50	3,88	0,387		
		2,60	6,64	0,392		
5	2:00	2,50	6,84	0,365	0,348	
		1,50	4,47	0,336		
		2,20	6,39	0,344		

RESUMEN DE LOS CAUDALES DE TRATAMIENTO POR CARRERA

CARRERA I

Día	Día	Fecha	Q Prom.	Caudal	Observaciones	THRt
1	lunes	21/03/2005	5,49	1,00		5,64
3	miércoles	23/03/2005	3,66	0,67	Matadero	8,47
6	sábado	26/03/2005	1,29	0,24	Matadero	23,98
8	lunes	28/03/2005	1,39	0,25		22,32
10	miércoles	30/03/2005	1,09	0,20	Matadero	28,53
14	domingo	03/04/2005	1,27	0,23		24,43
15	lunes	04/04/2005			LAVADO 1	

CARRERA II

Día	día semana	Fecha	QProm	%	Observaciones	THR t
1	martes	05/04/2005	3,42	1,00		9,07
4	viernes	08/04/2005	1,17	0,34		26,43
6	domingo	10/04/2005	1,08	0,32		28,59
7	lunes	11/04/2005	1,11	0,32		27,92
9	miércoles	13/04/2005	1,03	0,30	Matadero	29,99
13	domingo	17/04/2005	0,89	0,26		34,78

CARRERA III

Día	día	Fecha	Q Prom	%	Observaciones	THR t
0	lunes	18/04/2005	3,43	1	LAVADO 2	9,03
2	miércoles	20/04/2005	1,75	0,51	matadero	17,72
5	sábado	23/04/2005	1,02	0,30	matadero	30,29
9	miércoles	27/04/2005	0,96	0,28	matadero	32,19
16	miércoles	04/05/2005	1,01	0,30	Matadero	30,54
18	viernes	06/05/2005	1,08	0,32		28,60
20	domingo	08/05/2005	1,18	0,34		26,27
22	martes	10/05/2005	0,89	0,26		34,71
25	viernes	13/05/2005	0,61	0,18		50,85
28	lunes	16/05/2005	0,36	0,11	LAVADO 3	84,92

ANEXO B. ESTUDIO HIDRÁULICO

TRAZADORES

Fecha: domingo 22 y lunes 23 de mayo de 2005

Cantidad de sal adicionada: 15 kilogramos

Caudal inicial de Salida: 0.823 Litros / Segundo.

Conductividad del agua de la llave: 0.03 mS; .034 μ S

Conductividad del agua residual antes de iniciar la prueba:

Cámara de distribución o entrada: 0.47 mS

Entrada al FAFA Tubo 1: 0.55 mS

Tubo 2: 0.45 mS

Tubo 3: 0.50 mS.

DATOS DE CAMPO ESTUDIO DE TRAZADORES

Hora	conductividad entrada		Conductividad Salida		Q (L/seg.)
	mS (19,99)	uS (1999)	mS (19,99)	uS (1999)	
10:00	0,46	471	0,47	483	0,83
10:30	0,47	480	0,47	486	
11:00	0,48	491	0,49	497	
11:30	0,42	435	0,48	492	
12:00	0,4	415	0,5	513	1,42
12:30	0,41	421	0,49	503	
13:00	0,36	373	0,53	544	1,25
13:30	0,31	319	0,52	543	
14:00	0,35	366	0,57	577	
14:30	0,33	340	0,54	531	
15:00	0,35	356	0,59	598	1,08
15:30	0,35	355	0,59	589	
16:00	0,37	378	0,61	621	1,09
16:30	0,36	372	0,58	593	
17:00	0,45	460	0,58	598	1,19
17:30	0,34	354	0,58	598	
18:00	0,44	453	0,62	629	1,11
18:30	0,49	497	0,6	613	
19:00	0,48	494	0,66	675	1,05
19:30	0,62	633	0,57	587	
20:30	0,44	455	0,57	586	1,00
21:00	0,49	499	0,58	597	0,98
21:30	0,49	510	0,57	587	
22:00	0,4	415	0,59	609	1,00
22:30	0,43	452	0,58	590	
23:00	0,4	418	0,59	592	
23:30	0,39	409	0,52	536	
0:00	0,31	325	0,59	604	0,93
0:30	0,33	340	0,56	574	
1:00	0,3	307	0,55	570	
1:30	0,25	262	0,54	562	
2:00	0,23	243	0,51	560	0,88
2:30	0,2	220	0,56	576	
3:00	0,23	240	0,57	584	
3:30	0,22	202	0,56	575	
4:00	0,2	208	0,57	582	0,86
4:30	0,19	200	0,55	563	
5:00	0,25	266	0,55	567	

Hora	Conductividad Entrada		Conductividad Salida		Q (L/s)
	mS (19.99)	uS(1999)	mS (19.99)	uS(1999)	
5:30	0,24	249	0,57	585	
6:00	0,27	284	0,57	579	0,95
6:30	0,3	312	0,56	571	
7:00	0,44	456	0,58	590	1,14
7:30	0,72	736	0,54	557	
8:00	0,65	664	0,56	575	
8:30	0,68	694	0,56	570	
9:00	0,6	612	0,55	563	1,01
9:30	1,01	1020	0,56	570	
10:00	0,46	471	0,57	581	1,11
10:30	0,35	364	0,54	548	
11:00	0,37	380	0,57	582	1,13
11:30	0,36	369	0,56	567	
12:00	0,35	357	0,56	573	1,07
12:30	0,36	365	0,57	578	
13:00	0,44	453	0,56	574	1,15
13:30	0,35	364	0,55	559	
14:00	0,29	306	0,56	570	1,34
14:30	0,37	379	0,53	541	
15:00	0,37	378	0,52	530	1,17
15:30	0,29	307	0,55	569	
16:00	0,35	358	0,52	536	1,08
16:30	0,34	352	0,52	531	
Qm. (L/s)					1,076
Qm (m³/s)					0,0010761

Volumen Útil del Reactor (FAFA): 111.5 m³

Tiempo teórico de retención: Volumen Útil / caudal

THR teórico: (111.15 m³ / 0.0010761 m³/seg.) / 3600 seg. = 28,78 horas

CÁLCULO DE LOS VALORES DE 1 - F (t) EN LA EVALUACIÓN DEL FILTRO ANAERÓBICO DE FLUJO ASCENDENTE

To	T/To	concentración	C - Cc (mg/L)	1 - F(t)
0	0,000	30,3	30,33	1
0,5	0,017	30,3	60,67	1

To	T/To	concentración	C - Cc (mg/L)	1 - F(t)
1	0,035	52,6	113,22	1
1,5	0,052	41,4	154,67	0,9798
2	0,069	63,7	218,33	0,9714
2,5	0,087	52,6	270,89	0,9645
3	0,104	97,0	367,89	0,9518
3,5	0,122	85,9	453,78	0,9406
4	0,139	141,4	595,22	0,9221
4,5	0,156	108,1	703,33	0,9079
5	0,174	163,7	867,00	0,8865
5,5	0,191	163,7	1030,67	0,8651
6	0,208	185,9	1216,56	0,8407
6,5	0,226	152,6	1369,11	0,8208
7	0,243	152,6	1521,67	0,8008
7,5	0,261	152,6	1674,22	0,7808
8	0,278	197,0	1871,22	0,7551
8,5	0,295	174,8	2046,00	0,7322
9	0,313	241,4	2287,44	0,7006
9,5	0,330	141,4	2428,89	0,6821
10	0,347	141,4	2570,33	0,6635
10,5	0,365	152,6	2722,89	0,6436
11	0,382	141,4	2864,33	0,6250
11,5	0,400	163,7	3028,00	0,6036
12	0,417	152,6	3180,56	0,5837
12,5	0,434	163,7	3344,22	0,5622
13	0,452	85,9	3430,11	0,5510
13,5	0,469	163,7	3593,78	0,5296
14	0,486	130,3	3724,11	0,5125
14,5	0,504	119,2	3843,33	0,4969
15	0,521	108,1	3951,44	0,4827
15,5	0,539	74,8	4026,22	0,4730
16	0,556	130,3	4156,56	0,4559
16,5	0,573	141,4	4298,00	0,4374
17	0,591	130,3	4428,33	0,4203
17,5	0,608	141,4	4569,78	0,4018
18	0,625	119,2	4689,00	0,3862
18,5	0,643	119,2	4808,22	0,3706
19	0,660	141,4	4949,67	0,3521
19,5	0,678	141,4	5091,11	0,3336
20	0,695	130,3	5221,44	0,3165
20,5	0,712	152,6	5374,00	0,2965
21	0,730	108,1	5482,11	0,2824
21,5	0,747	130,3	5612,44	0,2653
22	0,764	130,3	5742,78	0,2483
22,5	0,782	119,2	5862,00	0,2326
23	0,799	130,3	5992,33	0,2156
23,5	0,817	141,4	6133,78	0,1971
24	0,834	108,1	6241,89	0,1829

To	T/To	concentración	C - Cc (mg/L)	1 - F(t)
24,5	0,851	141,4	6383,33	0,1644
25	0,869	130,3	6513,67	0,1473
25,5	0,886	130,3	6644,00	0,1303
26	0,903	141,4	6785,44	0,1118
26,5	0,921	130,3	6915,78	0,0947
27	0,938	119,2	7035,00	0,0791
27,5	0,956	130,3	7165,33	0,0620
28	0,973	97,0	7262,33	0,0493
28,5	0,990	85,9	7348,22	0,0381
29	1,008	119,2	7467,44	0,0225
29,5	1,025	85,9	7553,33	0,0112
30	1,042	85,9	7639,22	0,0000

DETERMINACIÓN DE CAUDAL DE SALIDA DURANTE LA PRUEBA DE TRAZADORES.

Hora	Volumen (L)	Tiempo (seg.)	Caudal L / s	Q promedio
10:00 a.m.	2,5	2,82	0,887	0,829
	2,7	3,43	0,787	
	2,7	3,32	0,813	
12:00 a.m.	1,75	1,27	1,378	1,417
	1,6	1,13	1,416	
	1,5	1,03	1,456	
13:00 p.m.	1,1	1,74	0,632	1,253
	2,6	2,37	1,097	
	2,8	1,38	2,029	
15:00 p.m.	3,8	3,38	1,124	1,083
	3	2,9	1,034	
	2,8	2,57	1,089	
16:00 p.m.	1,9	1,82	1,044	1,087
	2,5	2,27	1,101	
	2,6	2,33	1,116	
17:00 p.m.	1,4	1,17	1,197	1,190
	1,5	1,3	1,154	
	1,5	1,23	1,220	
18:00 p.m.	1,5	1,24	1,210	1,113
	1,5	1,35	1,111	
	1,8	1,77	1,017	
19:00 p.m.	1,5	1,45	1,034	1,046
	1,9	1,79	1,061	
	1,7	1,63	1,043	

Hora	Volumen (L)	Tiempo (seg.)	Caudal L / s	Q promedio
20:00 p.m	1,5	1,38	1,087	1,000
	1,6	1,8	0,889	
	1,6	1,56	1,026	
21:00 p.m	1,5	1,61	0,932	0,979
	1,6	1,59	1,006	
	1,5	1,5	1,000	
22:00 p.m	1,4	1,28	1,094	0,999
	1,6	1,74	0,920	
	1,8	1,83	0,984	
00:00 p.m	1,5	1,6	0,938	0,935
	1,5	1,61	0,932	
	1,45	1,55	0,935	
02:00 a.m	1,6	1,64	0,976	0,884
	1,6	1,9	0,842	
	1,5	1,8	0,833	
04:00 a.m	1,1	1,26	0,873	0,862
	1,4	1,66	0,843	
	1,6	1,84	0,870	
06:00 a.m	1,4	1,52	0,921	0,948
	1,2	1,25	0,960	
	1,3	1,35	0,963	
07:00 a.m	1,3	1,15	1,130	1,144
	1,4	1,21	1,157	
09:00 a.m	1,4	1,31	1,069	1,014
	1,5	1,41	1,064	
	1,6	1,76	0,909	
10:00 a.m	1,5	1,46	1,027	1,106
	1,5	1,3	1,154	
	1,4	1,23	1,138	
11:00 a.m	3,7	3,27	1,131	1,130
	3,4	2,91	1,168	
	2,9	2,66	1,090	
12:00 a.m	2,8	2,74	1,022	1,073
	3,1	2,79	1,111	
	2,5	2,3	1,087	
13:00 p.m	2,7	2,31	1,169	1,147
	3	2,68	1,119	
	2,7	2,34	1,154	
14:00 p.m	1,4	0,94	1,489	1,336
	1,5	1,26	1,190	
	1,5	1,13	1,327	
15:00 p.m	2,6	2,22	1,171	1,173
	3,3	2,75	1,200	
	2,7	2,35	1,149	
16:00 p.m	2	1,96	1,020	1,078
	2	1,86	1,075	
	2,4	2,11	1,137	

MÉTODO MATEMÁTICO DE HIDRODINÁMICA DE REACTORES.

$(C_{ti+1}+C_{ti})/2$	$t_{i+1}-t_i$	Área	Et	$(E_{ti}+E_{ti+1})/2$	$(t_i+t_{i+1})/2$	Treal	Masa Trazador
41,444	0,50	20,7222	0,00789	0,01078	0,75	0,00404088	80325,55
47,000	0,50	23,5000	0,01366	0,01222	1,25	0,00763758	91093,05
52,556	0,50	26,2778	0,01078	0,01366	1,75	0,01195652	101860,55
58,111	0,50	29,0556	0,01655	0,01511	2,25	0,01699769	112628,05
74,778	0,50	37,3889	0,01366	0,01944	2,75	0,02673335	144930,55
91,444	0,50	45,7222	0,02522	0,02378	3,25	0,03863571	177233,05
113,667	0,50	56,8333	0,02233	0,02955	3,75	0,05541312	220303,05
124,778	0,50	62,3889	0,03678	0,03244	4,25	0,06894049	241838,05
135,889	0,50	67,9444	0,02811	0,03533	4,75	0,08391232	263373,05
163,667	0,50	81,8333	0,04255	0,04255	5,25	0,11170374	317210,55
174,778	0,50	87,3889	0,04255	0,04544	5,75	0,13064784	338745,55
169,222	0,50	84,6111	0,04833	0,04400	6,25	0,13749458	327978,05
152,556	0,50	76,2778	0,03966	0,03966	6,75	0,13386899	295675,55
152,556	0,50	76,2778	0,03966	0,03966	7,25	0,14378521	295675,55
174,778	0,50	87,3889	0,03966	0,04544	7,75	0,17609057	338745,55
185,889	0,50	92,9444	0,05122	0,04833	8,25	0,19936805	360280,55
208,111	0,50	104,056	0,04544	0,05411	8,75	0,23672902	403350,55
191,444	0,50	95,7222	0,06278	0,04978	9,25	0,2302145	371048,05
141,444	1,00	141,444	0,03678	0,03678	10	0,36775964	548281,1
147,000	0,50	73,5000	0,03678	0,03822	10,75	0,20543478	284908,05
147,000	0,50	73,5000	0,03966	0,03822	11,25	0,21498989	284908,05
152,556	0,50	76,2778	0,03678	0,03966	11,75	0,2330312	295675,55
158,111	0,50	79,0556	0,04255	0,04111	12,25	0,25179474	306443,05
158,111	0,50	79,0556	0,03966	0,04111	12,75	0,26207208	306443,05
124,778	0,50	62,3889	0,04255	0,03244	13,25	0,21493211	241838,05
124,778	0,50	62,3889	0,02233	0,03244	13,75	0,22304276	241838,05
147,000	0,50	73,5000	0,04255	0,03822	14,25	0,27232053	284908,05
124,778	0,50	62,3889	0,03389	0,03244	14,75	0,23926405	241838,05
113,667	0,50	56,8333	0,03100	0,02955	15,25	0,22534667	220303,05
91,444	0,50	45,7222	0,02811	0,02378	15,75	0,18723458	177233,05
102,556	0,50	51,2778	0,01944	0,02666	16,25	0,21665102	198768,05

$(C_{ti+1}+C_{ti})/2$	$t_{i+1}-t_i$	Área	Et	$(E_{ti}+E_{ti+1})/2$	$(t_i+t_{i+1})/2$	Treal	Masa Trazador
135,889	0,50	67,9444	0,03389	0,03533	16,75	0,29590134	263373,05
135,889	0,50	67,9444	0,03678	0,03533	17,25	0,30473422	263373,05
135,889	0,50	67,9444	0,03389	0,03533	17,75	0,3135671	263373,05
130,333	0,50	65,1667	0,03678	0,03389	18,25	0,30921927	252605,55
119,222	0,50	59,6111	0,03100	0,03100	18,75	0,2906074	231070,55
130,333	0,50	65,1667	0,03100	0,03389	19,25	0,32616279	252605,55
141,444	0,50	70,7222	0,03678	0,03678	19,75	0,36316265	274140,55
135,889	0,50	67,9444	0,03678	0,03533	20,25	0,35773148	263373,05
141,444	0,50	70,7222	0,03389	0,03678	20,75	0,38155063	274140,55
130,333	0,50	65,1667	0,03966	0,03389	21,25	0,36004983	252605,55
119,222	0,50	59,6111	0,02811	0,03100	21,75	0,33710458	231070,55
130,333	0,50	65,1667	0,03389	0,03389	22,25	0,37699336	252605,55
124,778	0,50	62,3889	0,03389	0,03244	22,75	0,36903438	241838,05
124,778	0,50	62,3889	0,03100	0,03244	23,25	0,37714502	241838,05
135,889	0,50	67,9444	0,03389	0,03533	23,75	0,41956161	263373,05
124,778	0,50	62,3889	0,03678	0,03244	24,25	0,39336632	241838,05
124,778	0,50	62,3889	0,02811	0,03244	24,75	0,40147696	241838,05
135,889	0,50	67,9444	0,03678	0,03533	25,25	0,44606024	263373,05
130,333	0,50	65,1667	0,03389	0,03389	25,75	0,43629568	252605,55
135,889	0,50	67,9444	0,03389	0,03533	26,25	0,46372599	263373,05
135,889	0,50	67,9444	0,03678	0,03533	26,75	0,47255886	263373,05
124,778	0,50	62,3889	0,03389	0,03244	27,25	0,44203019	241838,05
124,778	0,50	62,3889	0,03100	0,03244	27,75	0,45014084	241838,05
113,667	0,50	56,8333	0,03389	0,02955	28,25	0,41744547	220303,05
91,444	0,50	45,7222	0,02522	0,02378	28,75	0,34177741	177233,05
102,556	0,50	51,2778	0,02233	0,02666	29,25	0,38997183	198768,05
102,556	0,50	51,2778	0,03100	0,02666	29,75	0,39663802	198768,05
85,889	0,50	42,9444	0,02233	0,01117	30,25	0,1688809	166465,55
42,944	-30,50	-1309,8					
		Total				15,33 horas	14908681
		3846,1					14,91 Kg.