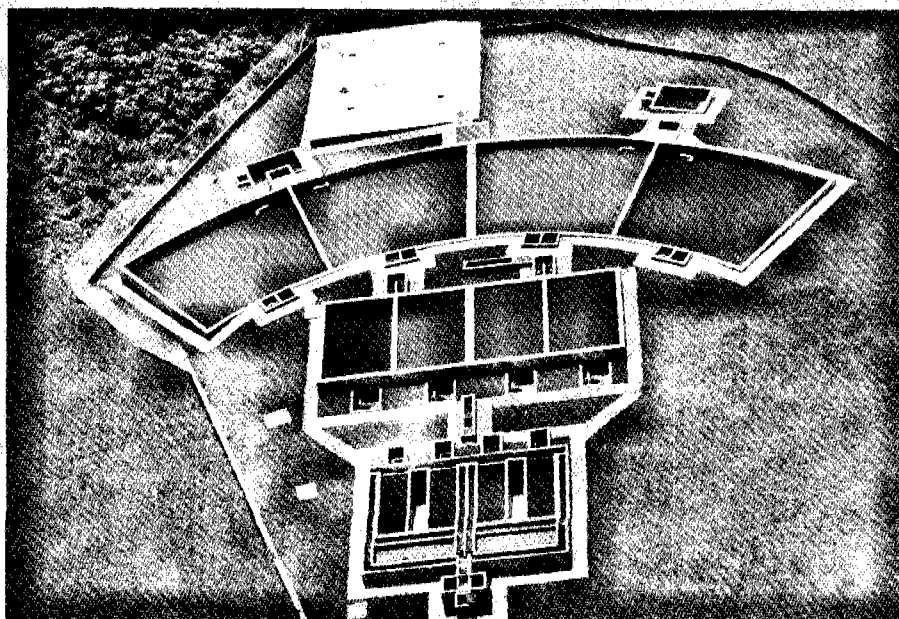




FILTRACIÓN EN MÚLTIPLES ETAPAS

Tecnología innovativa para el tratamiento de agua



SERIE DOCUMENTOS TÉCNICOS

Distribución gratuita - Proyecto UNESCO "Promoción de actividades orientadas a la sostenibilidad en el sector de agua potable, saneamiento básico y conservación del medio ambiente"



255.9.99 FI-17025^o

Foto de la portada: *Planta de tratamiento construida a escala real utilizando la Tecnología de Filtración en Múltiples Etapas en el corregimiento de Mondomo, municipio de Santander de Quilichao, Colombia.*

FILTRACIÓN EN MÚLTIPLES ETAPAS

Tecnología innovativa para el tratamiento de agua

GERARDO GALVIS CASTAÑO
JORGE LATORRE MONTERO

Universidad del Valle

*Cinara, Instituto de Investigación y Desarrollo en Agua Potable,
Saneamiento Básico y Conservación del Recurso Hídrico*

JAN TEUN VISSCHER

IRC, International Water and Sanitation Centre

LIBRARY IRC

PO Box 93190, 2509 AD THE HAGUE

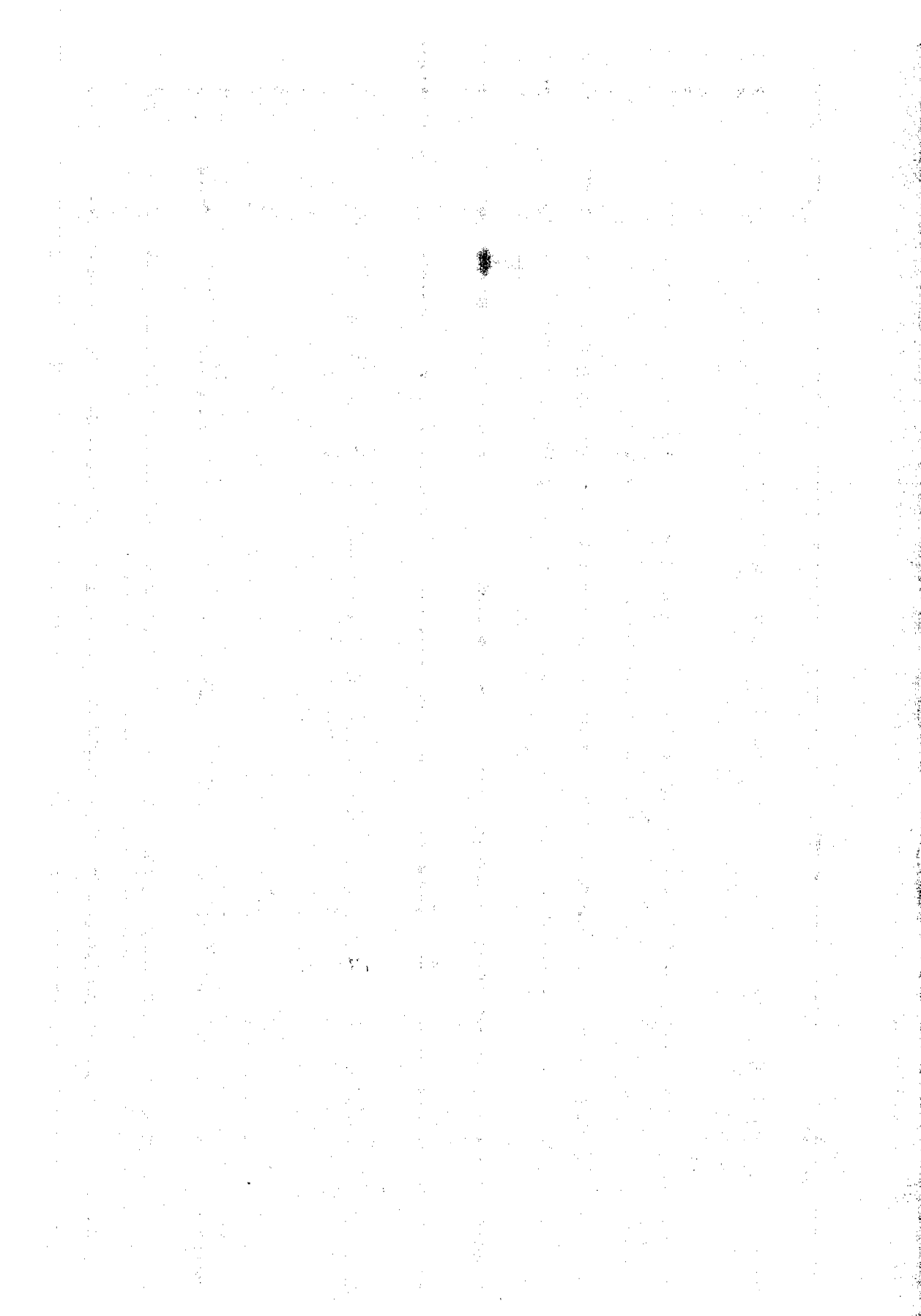
Tel.: +31 70 30 689 80

Fax: +31 70 35 899 64

BARCODE: 17025

LO:





FILTRACIÓN EN MÚLTIPLES ETAPAS

Tecnología innovativa para el tratamiento de agua

Procesamiento de texto:

Rubiela Vernaza Díaz

Ilustraciones:

Edinson Galvis M, Cinara

Alex Manuel Velásquez

Fotografías:

Manuel Varona, Asesor Cinara

© Copyright Universidad del Valle

Cinara, Instituto de Investigación y Desarrollo en Agua Potable,
Saneamiento Básico y Conservación del Recurso Hídrico

La reproducción total o parcial de este material está autorizado para propósitos de educación o desarrollo, excepto aquello que involucre interés comercial, siempre que:

- Se cite completamente la fuente
- Se solicite autorización escrita a Cinara, IRC

Publicado por:

Artes Gráficas de Univalle

Distribuido por:

Universidad del Valle

Cinara, Instituto de Investigación y Desarrollo en Agua Potable,
Saneamiento Básico y Conservación del Recurso Hídrico

cinara@cinara.univalle.edu.co

A.A. 25157, Cali, Colombia

IRC, International Water and Sanitation Centre

general@irc.nl

ISBN: 958-8030-20-X

Santiago de Cali, septiembre de 1999

FILTRACIÓN EN MÚLTIPLES ETAPAS

Tecnología innovativa para el tratamiento de agua

Serie Documentos Técnicos

Universidad del Valle

**Cinara, Instituto de Investigación y Desarrollo en Agua Potable,
Saneamiento Básico y Conservación del Recurso Hídrico**

IRC - International Water and Sanitation Centre

UNESCO - Oficina de las Naciones Unidas para la Ciencia y la Cultura.

Departamento Nacional de Planeación, Colombia; Ministerio de Desarrollo Económico de Colombia; Ministerio de Salud de Colombia; Ministerio del Medio Ambiente de Colombia; Colciencias, Instituto Colombiano para el Desarrollo de la Ciencia y la Tecnología Francisco José de Caldas; Financiera de Desarrollo Territorial S.A. FINDETER; EMCALIE.I.C.E, Empresas Municipales de Cali; ACUAVALLE, Sociedad de Acueductos y Alcantarillados del Valle; Comité Departamental de Cafeteros del Valle del Cauca.

Distribución gratuita - Proyecto UNESCO "Promoción de actividades orientadas a la sostenibilidad en el sector de agua potable, saneamiento básico y conservación del recurso hídrico".

A
Antonio Castilla Ruiz
Maestro forjador de ilusiones,
cofundador y asesor de Cinara.
In memoriam

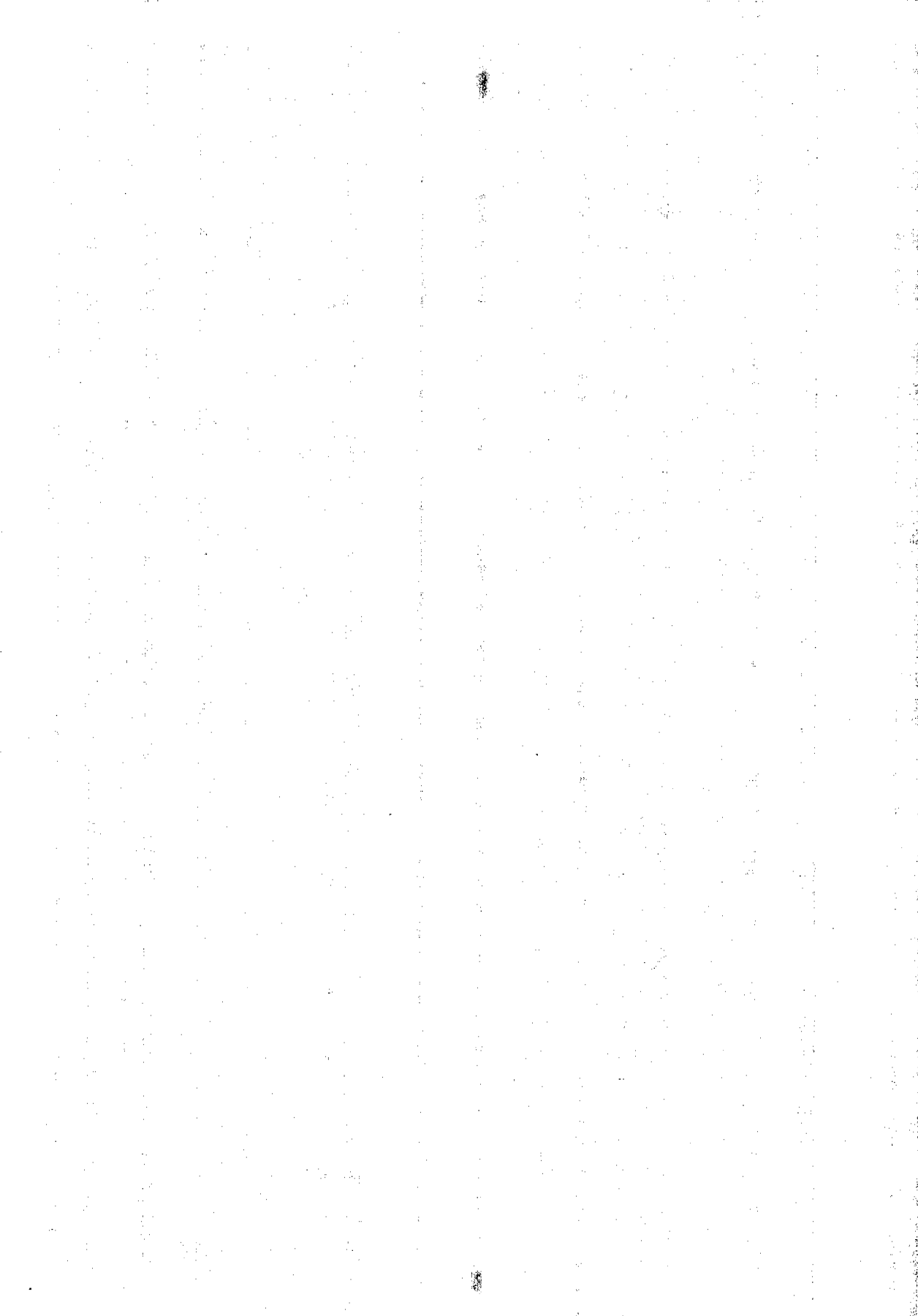


TABLA DE CONTENIDO

	Pág
Abreviaturas	13
Prefacio	15
1. Introducción	17
2. Conceptos en el mejoramiento de la calidad del agua	21
2.1 Consideraciones históricas	21
2.2 Riesgos para la salud pública asociados con el agua para consumo humano	22
2.3 Guías y normas de calidad de agua	24
2.3.1 Parámetros básicos en Sistemas Comunitarios de Abastecimiento de Agua	24
2.4 Inspección sanitaria y análisis de calidad de agua	26
2.5 Identificando prioridades en programas de mejoramiento de la calidad de agua	28
2.6 Estrategia de las barreras múltiples para reducir riesgos microbiológicos	30
2.6.1 Conceptos básicos asociados con el tratamiento de agua	31
3. La búsqueda de soluciones sostenibles	35
3.1 Soluciones sostenibles	36
3.2 Aspectos e indicadores de sostenibilidad de las soluciones	38
3.2.1 El nivel de servicio	39
3.2.2 El uso eficiente del agua	41
3.2.3 La administración	42
3.2.4 Seguimiento y evaluación	42
3.3 Participación de la comunidad	43
3.4 Consideraciones generales sobre proyectos de tratamiento de agua	45
3.4.1 La localización	45
3.4.2 Criterios de diseño	46
3.4.3 Consideraciones en la construcción	46
3.4.4. Operación y mantenimiento	47
4. Filtración en múltiples etapas	49
4.1 La tecnología de filtración lenta en arena (FLA)	50
4.1.1 Las unidades de filtración lenta en arena	51
4.1.2 Mecanismos de remoción en las unidades de filtración lenta	53

4.2	Limitaciones de la tecnología de filtración lenta en arena	54
4.2.1	Niveles de contaminación que superan la capacidad de tratamiento	56
4.2.2	Condiciones que inhiben o reducen la eficiencia del proceso	58
4.3	Superando limitaciones de la filtración lenta en arena	60
4.3.1	Evolución en el uso de la tecnología FLA en Europa	60
4.3.2	Consideraciones sobre la búsqueda de alternativas de pretratamiento	62
4.4	Consideraciones sobre la filtración en múltiples etapas	64
4.4.1	Descripción de los componentes con filtración gruesa	65
4.5	Otras alternativas de pretratamiento	67
5.	Comportamiento de la tecnología FiME	69
5.1	Experiencias con plantas a escala técnica de investigación	71
5.1.1	Consideraciones generales	71
5.1.2	Evaluación de la calidad del agua cruda	72
5.1.3	Evaluación de las unidades de filtración gruesa dinámica	74
5.1.4	Evaluación de las unidades de filtración gruesa	74
5.1.5	Comportamiento de las unidades de filtración lenta en arena	78
5.2	Experiencias con plantas FiME que utilizan fuentes superficiales de ladera	82
5.3	La aplicación de FiME	86
6.	Costos de plantas FiME	87
6.1	Presentación	87
6.2	Antecedentes	87
6.3	Características de los costos	89
6.4	Estimación de los costos en FiME	90
6.4.1	Criterios básicos	90
6.4.2	Modelos de cantidades de obra	91
6.4.3	Indicadores para administración, operación y mantenimiento	93
6.4.4	Metodología para obtener los costos	95
6.5	Modelo de costos de construcción para el Valle del Cauca	96
6.6	Consideraciones sobre el modelo propuesto	97
6.7	Impacto de la tecnología sobre la tarifa	101
6.7.1	Comparación de Costos y Estimación de su Impacto en Tarifas	102
7.	Selección de alternativas de la tecnología FiME	105

7.1	Rangos de clasificación de calidad de agua en fuentes superficiales	106
7.1.1	Turbiedad	106
7.1.2	Coliformes fecales	107
7.1.3	Color real	108
7.2	Consideraciones sobre la eficiencia de los sistemas FiME	109
7.3	Consideraciones con base en costos	109
7.4	Recomendaciones sobre la selección de FiME	110
8.	Filtración gruesa dinámica	113
8.1	Descripción general	113
8.2	Componentes principales del FGD _i	114
8.2.1	Cámara de filtración	114
8.2.2	Lechos filtrantes y desoporte	115
8.2.3	Estructuras de entrada y salida	115
8.2.4	Sistema de drenaje y cámara de lavado	115
8.2.5	Tuberías y accesorios de regulación y control	115
8.3	Criterios de diseño	116
8.4	Eficiencias de remoción	117
8.5	Dimensionamiento	118
8.6	Operación y mantenimiento	119
9.	Filtración gruesa ascendente	123
9.1	Descripción general	123
9.1.1	Cámaras de filtración	124
9.1.2	Lecho filtrante	124
9.1.3	Estructuras de entrada y salida	124
9.1.4	Sistema de drenaje y cámara de lavado	127
9.1.5	Accesorios de regulación y control	127
9.1.6	Dispositivos para la limpieza superficial	127
9.2	Criterios de diseño	128
9.3	Eficiencias de remoción	130
9.4	Operación y mantenimiento	130
9.5	Costos	133
10.	Filtración lenta en arena	133
10.1	Descripción general	135
10.1.1	Caja de filtración y estructura de entrada	136
10.1.2	Lecho filtrante	136
10.1.3	Capa de agua sobrenadante	138
10.1.4	Sistema de drenaje y cámara de salida	139

10.2	Calidad de agua	141
10.3	Consideraciones de diseño	142
10.3.1	Criterios de Diseño	143
10.3.2	Determinación del Número de Módulos de Filtración	145
10.3.3	Dimensionamiento de Módulos de Filtración	145
10.4	Aspectos constructivos	148
10.5	Operación y mantenimiento	148
11.	Ejemplos de diseño de sistemas FiME	153
11.1	Ejemplo de diseño con nivel bajo de riesgo	153
11.1.1	Calidad de agua cruda	153
11.1.2	Selección del sistema de tratamiento	153
11.1.3	Parámetros de diseño y dimensionamiento del sistema	153
11.2	Ejemplo de diseño con nivel medio de riesgo	155
11.2.1	Calidad de agua cruda	155
11.2.2	Selección del sistema de tratamiento	156
11.2.3	Parámetros de diseño y dimensionamiento del sistema	156
11.3	Ejemplo de diseño con alto nivel de riesgo	157
11.3.1	Calidad de agua cruda	157
11.3.2	Selección del sistema de tratamiento	158
11.3.3	Parámetros de diseño y dimensiones	158
11.4	Consideraciones finales	160
12.	Referencias bibliográficas	161

ANEXOS 169

1.	Formato de seguimiento en plantas de tratamiento por filtración en múltiples etapas	171
2.	Esquema de operación y mantenimiento de una planta de tratamiento por filtración en múltiples etapas	173
3.	Requerimientos de válvulas en plantas de tratamiento por filtración en múltiples etapas	177
4.	Accesorios requeridos en sistemas de filtración en múltiples etapas	179
5.	Diseño de múltiples	185

ABREVIATURAS

A:	Área
AIU:	Administración, imprevistos y utilidad
AIT:	Instituto Asiático de Tecnología
b:	Ancho
BC:	British Council
BM:	Banco Mundial
C:	Costo
cd:	Coefficiente de descarga
ct:	Costo total
CEA:	Costo equivalente anual
Cinara:	Instituto de Investigación y Desarrollo en Agua Potable, Saneamiento Básico y Conservación del Recurso Hídrico
CMD:	Consumo máximo diario
COA:	Carbono orgánico asimilable
COLCIENCIAS:	Instituto Colombiano para el Desarrollo de la Ciencia y la Tecnología, Francisco José de Caldas
COT:	Carbono orgánico total
DAC:	Development Assistance Committee
DGIS:	Departamento de Cooperación para el Desarrollo del Gobierno de los Países Bajos
DNP:	Departamento Nacional de Planeación
do:	Tamaño efectivo
DST:	Desviación estándar
DUT:	Delft University Technology
E. COLI:	<i>Escherichia Coli</i>
EPFL:	Escuela Politécnica Federal de Lausanne, Suiza
fc:	Factor de recuperación de capital
FG:	Filtración gruesa
FGAC:	Filtro grueso ascendente en capas
FGAS:	Filtro grueso ascendente en serie
FGDi:	Filtro grueso dinámico
FiME:	Filtración en múltiples etapas
FINDETER:	Financiera de Desarrollo Territorial
FiR:	Filtración rápida en arena
FLA:	Filtración lenta en arena
FRE:	Frecuencia
hab:	Habitante
h/d:	Horas por día
ICFES:	Instituto Colombiano de Fomento a la Educación Superior
IHE:	International Institute for Infrastructural Hydraulic and Environmental Engineering
ILSI:	International Life Sciences Institute
INSFOPAL:	Instituto Nacional de Fomento Municipal
IRC:	International Water and Sanitation Centre
Kg:	Kilogramo
l/s:	Litros por segundo
m:	Metro

m/h:	Metros por hora
MDF:	Management Development Foundation
mg/l:	Miligramos por litro
ml:	Mililitros
mm:	Milímetros
MWB:	Metropolitan Water Board
N:	Número de datos
n:	Número de unidades
NA:	No aplicable
n.e.:	No especificado
ODA:	Overseas Development Administration
OECD:	Organization for Economic Cooperation and Development
OMS:	Organización Mundial de la Salud
OPS:	Organización Panamericana de la Salud
O&M:	Operación y mantenimiento
PEC:	Polímeros extracelulares
pH:	Potencial de hidrogeniones
PNUD:	Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo
psi:	Libras por pulgada cuadrada
PVC:	Polivinilo de cloruro
Q:	Caudal
Qf:	Caudal filtrado
Qi:	Caudal afluente
QL:	Caudal de lavado
r:	Coefficiente de correlación
ss:	Sólidos suspendidos
SANDEC:	Departamento de Agua y Saneamiento para los Países en Desarrollo
SDWA:	Safe Drinking Water Act
SECAB:	Secretaría del Convenio Andrés Bello
t:	Tasa de descuento
TC:	Tiempo completo
THM:	Trihalometanos
UA:	Unidades de absorbancia
UFC:	Unidades formadoras de colonia
UNDP:	United Nations Development Programme
UNESCO:	Organización de las Naciones Unidas para la Educación, la Ciencia y la Cultura
UNICEF:	United Nations Children's Fund
UNT:	Unidades nefelométricas de turbiedad
UPC:	Unidades de platino cobalto
USEPA:	United States Environmental Protection Agency
V:	Vida útil
VAR:	Válvula de apertura rápida
v.g.:	Por ejemplo
Vs:	Velocidad superficial de lavado
WASH:	Water and Sanitation for Health Project
WHO:	World Health Organization
µm:	Micras

PREFACIO

Entre 1989 y 1997 se desarrolló el proyecto de Investigación y Demostración de la Tecnología de Pretratamientos para Sistemas de Abastecimiento de Agua. El proyecto estuvo orientado a identificar y proponer alternativas para tratamiento de agua viables, confiables y compatibles económicamente con los sistemas de abastecimiento existentes en núcleos rurales y pequeños y medianos municipios. Se focalizó en el desarrollo de la Filtración en Múltiples Etapas, FiME, como una combinación de la filtración en medios de grava y la filtración lenta en arena, y fue coordinado por el Instituto de Investigación y Desarrollo en Agua Potable, Saneamiento Básico y Conservación del Recurso Hídrico, Cinara, de la Universidad del Valle, Cali, Colombia, y por el IRC, International Water and Sanitation Centre con sede en La Haya, Países Bajos.

El soporte económico para el proyecto fue suministrado por el Departamento de Cooperación para el Desarrollo del Gobierno de los Países Bajos y por el Ministerio de Desarrollo Económico y Social, el Ministerio de Salud y el Departamento Nacional de Planeación del Gobierno de Colombia. Otras instituciones cooperantes del orden internacional fueron: WHO, UNICEF, IHE/DUT de los Países Bajos, SANDEC y EPFL de Suiza, Universidad de Surrey en Inglaterra y Universidad de Sao Paulo, Brasil, entre otras. De igual manera se resalta la cooperación y apoyo de instituciones nacionales como: EMCALI, ACUAVALLE, Comité de Cafeteros del Valle del Cauca, COLCIENCIAS, ICFES, FINDETER.

El proyecto fue ejecutado por un equipo multi-disciplinario que incluyó profesionales de las ciencias sociales, naturales y económicas, además de ingenieros y arquitectos adscritos a Cinara y al IRC. Un grupo de asesores suministraron un soporte valioso para su desarrollo, mencionamos entre otros al Dr. Barry Lloyd, Dr. Nigel Graham, Dr. Luiz Di Bernardo, Dr. Mauricio Pardon, Ing. Martin Wegelin, Ing Jorge Arboleda y al Ing Diego Rengifo. Un reconocimiento especial a los operadores de las plantas de tratamiento construidas a escala real, y a las comunidades participantes dentro del proyecto, quienes compartieron su experiencia y conocimiento para el desarrollo esta opción tecnológica.

Este libro presenta la experiencia generada por el proyecto Pretratamientos y está dirigido a profesionales, ingenieros de planeación y diseño relacionados con el sector de agua potable y saneamiento, y a gerentes de entes prestadores de servicios públicos. Aunque la responsabilidad de la escritura de este documento ha estado en manos de los ingenieros Gerardo Galvis, Jorge Latorre y Jan Teun Visscher, realmente ha sido posible gracias a la dedicación y apoyo recibido del equipo de trabajo de Cinara (Javier Fernández, Camilo Cruz, Fabiola Berón, Viviana Vargas, Noel Muñoz, María M. Hincapié, Silena Vargas y Alberto Galvis) y de muchas otras personas que han contribuido en la investigación realizada en la Estación de Investigación y Transferencia de Tecnología en Puerto Mallarino, Cali. También han sido importantes los aportes recibidos de los tecnólogos y personal auxiliar en el seguimiento de plantas FiME construidas a escala real, generando información sólida, sobre la cual se ha fundamentado el presente documento.

Aunque la experiencia de la tecnología FiME es bastante reciente, ya existen excelentes antecedentes sobre la sostenibilidad de su funcionamiento en comunidades colombianas, donde han sido construidos sistemas de tratamiento, a partir de las cuales, la experiencia está siendo replicada en otras regiones y países, contribuyendo de esta manera, a mejorar las condiciones de calidad de vida, particularmente en los servicios de agua y saneamiento para

millones de personas, quienes no han tenido acceso al abastecimiento de agua potable y a adecuadas condiciones de saneamiento.

Finalmente los autores expresan su agradecimiento a la Organización de las Naciones Unidas para la Educación, la Ciencia y la Cultura, UNESCO, por cofinanciar la publicación del material didáctico en español que documenta y fortalece la toma de decisiones en el sector de agua potable y saneamiento. Material impreso, audiovisual y en medio magnético que soportan los criterios de planeación, selección, diseño, operación, mantenimiento, administración, seguimiento y transferencia de la tecnología de Filtración en Múltiples Etapas, FIME, constituyen la oferta producida por Univalle-Cinara, IRC y cofinanciada por UNESCO.

1. INTRODUCCIÓN

El abastecimiento de agua potable y el saneamiento básico son aspectos esenciales para el mejoramiento de la salud pública y el desarrollo socioeconómico, particularmente en países con una parte importante de su población afectada por enfermedades relacionadas con el agua. Este tipo de enfermedades se encuentra entre las tres principales causas de morbilidad y mortalidad en el mundo (Craun et al., 1994), afectando principalmente a los grupos humanos que viven en asentamientos con deficiencias en su infraestructura sanitaria. Esta situación limita la posibilidad de una vida digna y reduce significativamente la productividad de la población.

Entre 1990 y 1994 la población de 38 países de Africa, 23 de Asia y el Pacífico, 5 de Asia Occidental y 18 de América Latina y el Caribe, se incrementó en 312 millones de habitantes hasta alcanzar una cifra global de 4383 millones. En el mismo período un total de 781 millones de personas ganaron acceso a mejores sistemas de abastecimiento de agua; sin embargo, aún carecen de ellos 1115 millones, cifra que representa el 25% de la población total en tales países. Las cifras más altas en el mejoramiento de los sistemas se alcanzaron en Asia y el Pacífico, donde por ejemplo, la cobertura en abastecimiento de agua para la zona rural se incrementó de 53% a 78%, mientras que en América Latina varió de 51% a 56% y en Africa del 35% al 37%. Los progresos en saneamiento, aún al finalizar la Década del Agua, fueron muy limitados y por el contrario las cifras en cobertura se redujeron del 67% al 63% en la zona urbana y del 20 al 18% en la zona rural. Aún permanecen cerca de 2800 millones de habitantes con necesidad de mejorar su nivel de saneamiento (WHO/UNICEF, 1996).

La situación es aún más crítica, pues no todos los sistemas de abastecimiento de agua incluidos en los índices de cobertura brindan un buen servicio. Una evaluación de 40 sistemas de abastecimiento de agua en el Ecuador, mostró que el nivel y la calidad de los mismos no correspondían con el riesgo sanitario asociado a las fuentes de suministro (Visscher et al., 1996). Lloyd y Helmer (1991) informan sobre una zona de estudio en Perú, donde ninguno de los sistemas comunitarios de abastecimiento de agua operaba de acuerdo con los requerimientos mínimos de calidad recomendados por la OMS. En Colombia, sólo el 4% de los asentamientos humanos con menos de 12000 habitantes cuenta con infraestructura para el mejoramiento de la calidad del agua (DNP, 1991) y no hay información confiable sobre las condiciones de operación y mantenimiento. Este tamaño de asentamientos incluye el 34% de la población colombiana y corresponde a valores mayores en otros países de la región, como Bolivia y Ecuador.

Tradicionalmente los planificadores, diseñadores y las comunidades han dado prioridad a indicadores de **cobertura y cantidad** de agua y no a otros como **continuidad y calidad**. Sin embargo, esta situación ha empezado a cambiar. En la actualidad los gobiernos y las comunidades muestran una mayor preocupación por la calidad en la prestación de este servicio, lo mismo que por la conservación y protección de las fuentes de agua, entre otras razones, porque la reciente epidemia de cólera en la región, evidenció que el abastecimiento de agua, el saneamiento y un mejor comportamiento en las prácticas de higiene, necesitan combinarse para alcanzar un impacto sostenible en la salud.

Esta nueva actitud es necesaria por el deterioro significativo de cuencas hidrográficas y fuentes superficiales, la mayoría de ellas afectadas por contaminación doméstica o industrial. Esto es particularmente relevante para las comunidades de América Latina y el Caribe,

donde se estima que más del 50% de ellas dependen de fuentes superficiales para sus sistemas de abastecimiento y en algunas zonas, como el valle geográfico del río Cauca en los Andes colombianos, estas fuentes se usan aproximadamente en el 70% de las cabeceras municipales y en el 60% de los núcleos rurales. La figura 1.1 presenta una fuente superficial en zona andina colombiana, aún sin el deterioro ambiental a que están expuestas la gran mayoría de cuencas hidrográficas en el contexto latinoamericano.



Figura 1.1. La protección de las fuentes es siempre la primera manera de contribuir a la seguridad de un sistema de abastecimiento de agua. Río Meléndez, Cali, Colombia, 1997.

El efecto de la erosión de las cuencas hidrográficas en las fuentes superficiales se refleja en concentraciones fluctuantes, con promedios muchas veces altos, de sólidos suspendidos. Las descargas sin tratamiento del 98% de las aguas residuales municipales se reflejan en los niveles de contaminación fisicoquímica y microbiológica de las fuentes receptoras (IRC, 1995). Esta situación determina los riesgos sanitarios asociados con este tipo de fuentes y el agua que se suministra a las poblaciones se aleja cada vez más de los estándares de calidad establecidos por las autoridades sanitarias nacionales o por las guías de la WHO (1996). Frente a esta realidad, la adecuada selección, el mejoramiento y la protección de las fuentes de agua se vuelven factores muy importantes, pues de otra manera la complejidad, la vulnerabilidad y los costos de los sistemas de tratamiento de agua serán cada vez más elevados (Okun, 1991). Sin embargo, aún la mejor fuente de abastecimiento con buena protección en su microcuenca, puede requerir de algún tipo de tratamiento.

La sostenibilidad de los programas de inversión, particularmente en aquellos países con limitaciones en su desarrollo económico y en su infraestructura física y sanitaria, debe dar prioridad a la selección, y desarrollo o transferencia de tecnologías en agua potable y sanea-

miento que guarden mejor armonía con sus condiciones a nivel local. Estas tecnologías deben corresponder con la **capacidad de gestión** de las comunidades, para que puedan ser administradas, operadas y mantenidas con un mínimo sostenible de soporte externo a la localidad y a un **costo** accesible a los usuarios, según criterios previamente convenidos con ellos o con delegados de sus organizaciones representativas. Esto contribuye substancialmente a un mejor funcionamiento y aprovechamiento de las obras incluidas en dichos programas de inversión.

Adicionalmente, la apropiación del sistema por parte de la comunidad es un factor importante para obtener un uso racional de los recursos necesarios que permitan alcanzar los objetivos últimos de los sistemas como son los de mejorar la calidad de vida de las comunidades. La figura 1.2 ilustra un taller participativo en una comunidad para la toma de decisiones respecto a su sistema de abastecimiento de agua y saneamiento básico, utilizando como instrumento de apoyo la pintura dactilar.

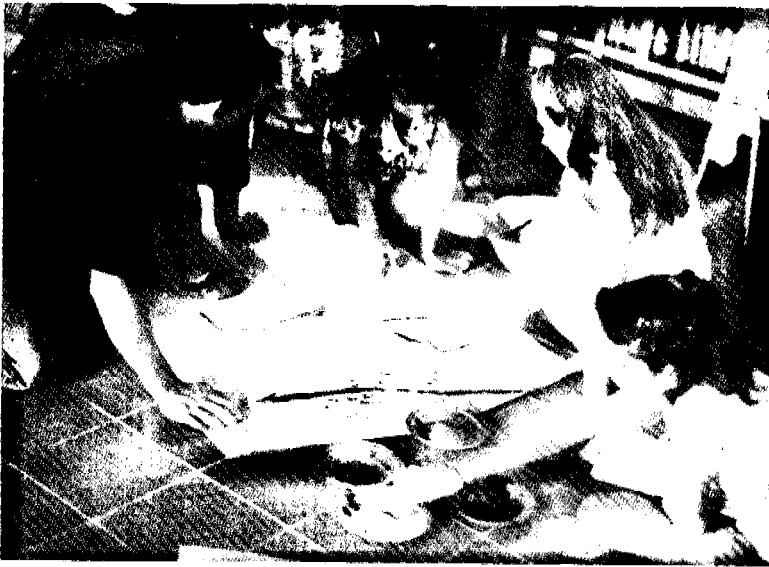


Figura 1.2. Taller de diagnóstico participativo. Corregimiento de Ceylan, Municipio de Bugalagrande, Colombia, 1997.

Existen diferentes tecnologías para el tratamiento de agua. Así por ejemplo, el tratamiento de agua para consumo humano con base en la dosificación de coagulantes químicos, ha demostrado su gran potencial y su aprovechamiento se ha promovido a nivel mundial. Durante las últimas dos o tres décadas, la ingeniería latinoamericana, por citar nuestro contexto geográfico, ha hecho importantes aportes a la optimización de los procesos asociados con la filtración rápida (FiR) de agua químicamente coagulada y a la reducción de requerimientos en instrumentos y equipo mecanizado (Arboleda, 1993; Di Bernardo, 1993), esto redujo los costos de la tecnología y acercó el tratamiento de agua a un significativo número de municipalidades; sin embargo, su operación, mantenimiento y administración continúan siendo exigentes para la gran mayoría de cabeceras municipales y núcleos rurales de la región. En

efecto, la necesidad de gestionar, comprar, transportar, almacenar y dosificar adecuadamente coagulantes químicos, ha limitado el aprovechamiento eficaz de la tecnología de FiR.

La tecnología de Filtración en Múltiples Etapas (FiME) que se presenta en este documento, es una respuesta a la necesidad de alternativas de tratamiento de agua de fuentes superficiales, que sean menos complejas de sostener para el nivel local que FiR. FiME es una combinación de dos tipos de pretratamiento con filtración en grava y tratamiento con filtración lenta en arena (FLA). La integración de estas etapas de filtración permite el tratamiento de aguas con niveles de contaminación más elevados que aquellos con los que puede operar la tecnología de FLA independientemente, sin sacrificar las bondades asociadas con sus bajos requerimientos de infraestructura física y de mano de obra con mínimo nivel de escolaridad. Uno de los proyectos de demostración construidos a escala real de la tecnología FiME se muestra en la figura 1.3

La información en este documento está organizada de la siguiente manera: en los capítulos 2 y 3 se presentan experiencias, criterios o conceptos relacionados con el mejoramiento de la calidad del agua y con la participación comunitaria, como elementos indispensables en la búsqueda de soluciones sostenibles, para los problemas asociados con los niveles de riesgo existentes en los sistemas de abastecimiento. En los capítulos 4 y 5 se discuten los aspectos relacionados con la tecnología FiME y sus eficiencias de remoción para parámetros prioritarios en el mejoramiento de la salud pública y en el sostenimiento del sistema. En el capítulo 6 se presenta información sobre costos y en el 7, consideraciones sobre selección de la tecnología. Los capítulos 8, 9 y 10 incluyen información específica sobre las etapas de filtración en grava y FLA. El documento termina con el capítulo 11 presentando tres ejemplos de sistemas FiME seleccionados para tratar fuentes con diferentes niveles de riesgo sanitario asociados a su calidad de agua.

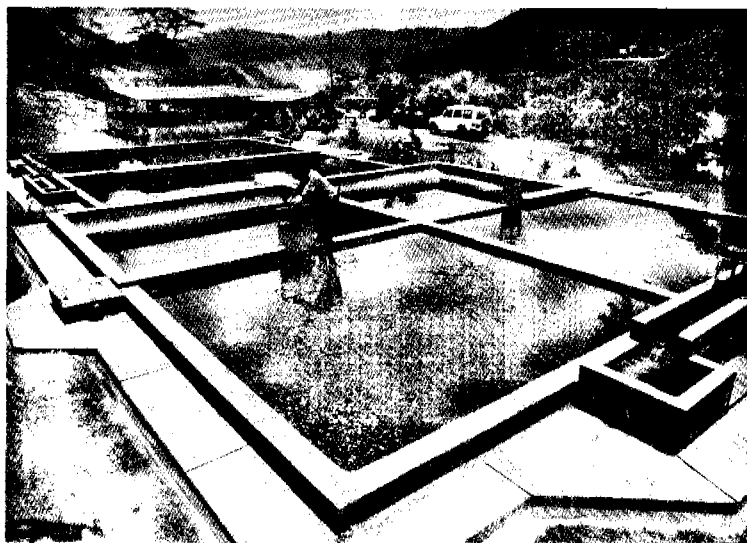


Figura 1.3. Planta de tratamiento por Filtración en Múltiples Etapas, FiME, construido en la Zona Cafetera. Corregimiento de Salónica, Municipio de Riofrio, Colombia. 1997.

2. CONCEPTOS EN EL MEJORAMIENTO DE LA CALIDAD DEL AGUA

2.1 CONSIDERACIONES HISTÓRICAS

El establecimiento de pueblos y ciudades, desde remotas civilizaciones, ha estado acompañado de obras orientadas a superar los problemas de abastecimiento de agua y drenaje. Evidencia de ello se encuentra, por ejemplo, en las ruinas de Tihuanaco, Macchu Picchu o Ciudad Perdida en Sur América y Alejandría o Roma en el Mediterráneo.

Si bien, desde las más antiguas referencias presentadas por Baker (1948), los seres humanos muestran preocupación por la calidad del agua que consumen, sólo hasta el año 98 de nuestra era se refleja por primera vez en relación con un sistema público de abastecimiento, cuando Sextus Julius Frontinus publicó sus "Dos Libros sobre el Abastecimiento de Agua de Roma", incluyendo aspectos de tratamiento, como embalses de sedimentación. El rápido crecimiento de pueblos en la Europa del siglo XIX, creó complejos problemas locales y de salud pública, como las epidemias de cólera que estimularon el interés general sobre la salud y el ambiente urbano. Los sanitaristas urgían esfuerzos de gran escala para limpiar este ambiente, creyendo que los problemas de salud pública responderían a las soluciones técnicas requeridas.

Según Coley (1989), Edwin Chadwick en Londres aceptó la teoría predominante del "miasma", la cual decía que las enfermedades infecciosas eran causadas por los malos olores de los drenajes o de la materia orgánica en descomposición en las calles. En las décadas siguientes a su "Report on the Sanitary Conditions of the Labouring Population of Great Britain" (1842) y con base en sus propuestas, se iniciaron actividades de mejoramiento del ambiente urbano en muchas de las mayores ciudades Inglesas. Coley (1989) también reporta que tendencias semejantes se vivían en otros países europeos, como fue el caso del profesor Max Van Pettenkofer en Alemania, quien, como Chadwick, promovía sus propuestas con base en consideraciones económicas. El fundó un Instituto de Higiene en Munich en 1866 y seis años más tarde presentó dos conferencias populares sobre "The value of health to a city" las cuales influyeron en la reforma sanitaria de Munich.

En la segunda mitad del siglo XIX, fue generalmente aceptado que la solución a los problemas de salud pública, dependía de una mejor infraestructura sanitaria que incluyera grandes proyectos de ingeniería. Hacia finales del siglo, la ciencia y la medicina empezaron a tener un papel creciente en esta creencia. Con el surgimiento de la bacteriología, después de los descubrimientos de Pasteur y Koch en los años 1880s, la teoría de los "gérmenes" (germ theory) cobró importancia en la lucha contra las enfermedades contagiosas (Coley, 1989), enriqueciendo el interés por aspectos que incluían acciones de abastecimiento de agua, saneamiento básico y educación en higiene, entre ellas, la sedimentación simple y la filtración en medios porosos.

Si bien la sedimentación simple podía clarificar el agua, la filtración podía mejorar aún más su apariencia. La filtración lenta en arena fue introducida por primera vez para servir una ciudad y una pequeña industria en Paisley, Escocia, en 1804 y el ingeniero James Simpson, de la Chelsea Water Company, la introdujo en 1828 en Londres, después de realizar visitas de observación a sistemas de abastecimiento en diferentes localidades y de estudios a escala piloto realizados por él mismo. Sólo después de la teoría de los gérmenes de los 1880s, se encontró, que en el lecho de arena hay una biomasa que incluye bacterias, protozoarios, algas

y larvas que oxidan la materia orgánica y que contribuyen a la remoción de los microorganismos.

El potencial de los filtros lentos fue bien valorado y aprovechado en Europa. Los norteamericanos recuperaron su experiencia a finales del siglo XIX pero la necesidad de procesar grandes dotaciones y la diversidad de calidades de agua en las fuentes, estimuló el desarrollo de la filtración rápida en arena, la cual resolvía el problema del volumen creciente pero requería coagulantes para trabajar adecuadamente y no resultaba tan eficiente como la filtración lenta en la remoción de gérmenes.

Aunque la filtración rápida presentara remociones altas de microorganismos, éstas no eran completas ni permanentes y sus efluentes aún podían presentar algún riesgo de causar enfermedades. El cloro fue entonces reconocido por su potencial para desinfectar y reducir estos riesgos y empezó a ser utilizado desde 1904 en Estados Unidos, en sistemas de abastecimiento de agua, como solución de hipoclorito y desde 1913 como gas cloro, comprimido y almacenado en cilindros metálicos (Bryant et al, 1992). Otros países, como Francia, han preferido el ozono para controlar estos riesgos. La expansión continuada en el uso de la filtración rápida y la desinfección a lo largo del siglo XX, ha contribuido substancialmente a la reducción de enfermedades asociadas con el agua y a mejorar la productividad y la calidad de vida en todos aquellos asentamientos humanos que han tenido la posibilidad y la capacidad de adquirir y sostener estas tecnologías.

Si bien son muchas las opciones tecnológicas de tratamiento de agua, la selección de la mejor, para una comunidad específica aún sigue siendo un desafío, particularmente si ella es de bajos ingresos económicos y no cuenta con instituciones o formas organizativas mínimamente consolidadas. La superación de este reto requiere criterio y trabajo metódico, para decidir por una solución económica y sencilla de operar, mantener y administrar, procesando agua de fuentes que cada vez necesitan más y mejores acciones de conservación.

2.2 RIESGOS PARA LA SALUD PÚBLICA ASOCIADOS CON EL AGUA PARA CONSUMO HUMANO

Un buen servicio de abastecimiento de agua es esencial para la vida y la productividad en los asentamientos humanos. La protección de las fuentes es siempre la primera manera de contribuir a la seguridad de este servicio. En efecto, el mayor impacto de las aguas residuales sobre la salud pública sucede a través de los sistemas de abastecimiento de agua, cuyas cuencas están siendo degradadas con descargas que incluyen desechos domésticos, escorrentía superficial de aguas lluvias, excedentes de sistemas de riego y desechos del procesamiento de alimentos y en algunas circunstancias, hasta efluentes de procesos industriales.

La contaminación con excretas de humanos y animales contribuye con gran variedad de virus, bacterias, protozoarios y helmintos. Fallas en la protección de las fuentes o en el tratamiento del agua captada, pone a la comunidad en riesgo de sufrir enfermedades transmisibles, particularmente, los niños, ancianos o, en general, la población con deficiencias en su sistema inmunológico. Para ellos las dosis infectivas son significativamente más bajas que para el resto de la población (OMS, 1993). Los riesgos asociados a la contaminación microbiológica, son pues de tal importancia, que su control debe ser siempre considerado con prioridad.

Hay pocos contaminantes del agua de naturaleza química que puedan dar lugar a riesgos agudos de salud pública, excepto a través de accidentes significativos y en muchos de estos casos el agua es rechazada por su apariencia, sabor u olor. Normalmente, los problemas

asociados con productos químicos se deben a su capacidad de afectar la salud pública después de largos períodos de exposición. En consecuencia, su control es importante pero son segunda prioridad en sistemas de abastecimiento expuestos a contaminación microbiológica severa (OMS, 1993; Craun et al, 1994).

Saber que el cloro reacciona con materia orgánica presente en el agua, originando subproductos químicos potencialmente peligrosos para la salud (Rook, 1974), llegó a generar inquietudes sobre la conveniencia de su aplicación para prevenir la transmisión hídrica del cólera (Salazar et al; 1993). Ahora es claro que los riesgos para la salud pública de estos subproductos son muy bajos en comparación con los riesgos asociados con una inadecuada desinfección y que esta etapa de tratamiento no debe comprometerse para controlar dichos subproductos. Es más, en la búsqueda o promoción de otros desinfectantes, se debe tener en cuenta también sus posibles subproductos y si son tan económicos y sencillos de dosificar y controlar como el cloro.

La selección de buenas fuentes de agua o su adecuado tratamiento, incluida la filtración, reduce las dosis necesarias de cloro, como también la posible formación de subproductos, haciendo más eficiente la desinfección. En Estados Unidos la tasa de brotes de enfermedades de origen hídrico en comunidades que se abastecen de aguas superficiales sin filtración, ha sido ocho veces mayor que en aquellas con filtración (Craun et al, 1994).

Los usuarios de los sistemas de abastecimiento aceptan el agua y se orientan muchas veces por sus sentidos. Aspectos como la turbiedad, el color, el sabor o el olor pueden resultar claves para rechazarla y eventualmente, prefieren otra fuente aceptable para sus sentidos pero de mayor riesgo para su salud. Consecuentemente, estos aspectos deben ser tenidos en cuenta en la estimación y el manejo de riesgos asociados con el abastecimiento de agua.

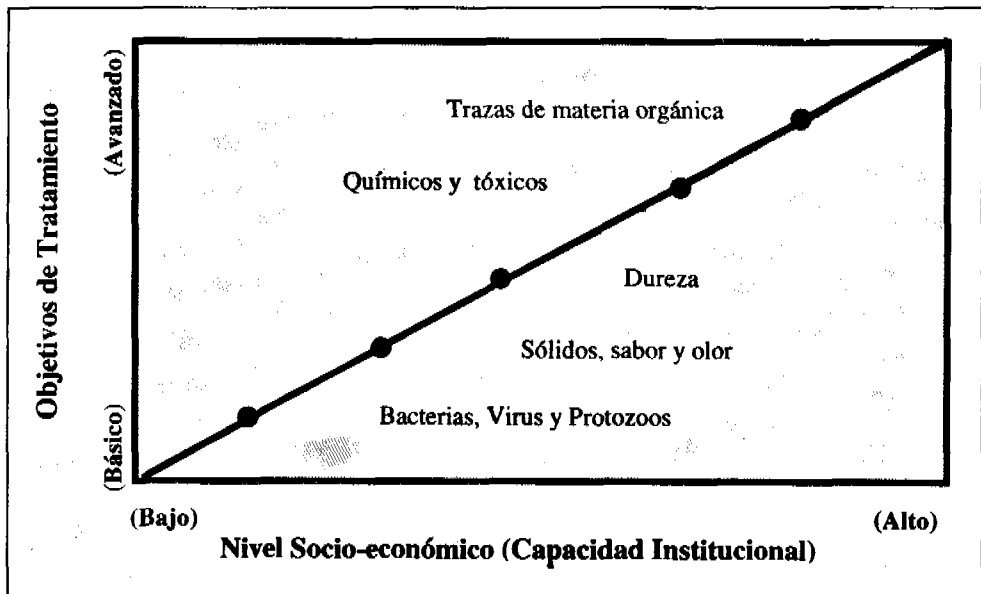


Figura 2.1. Representación conceptual del nivel socioeconómico y los objetivos del tratamiento (Adaptado de Reid, 1982).

A medida que la esperanza de vida al nacer, la capacidad institucional y los recursos económicos han aumentado en muchos países, el tratamiento de agua ha empezado a combinar la reducción de riesgos agudos, la gran mayoría de las veces de naturaleza microbiológica, con la reducción de riesgos crónicos para la salud pública, normalmente de naturaleza fisicoquímica, junto con la protección de los valiosos sistemas de almacenamiento y distribución de agua. Una ilustración de esta idea es presentada en la figura 2.1.

Finalmente, teniendo en cuenta que la transmisión de enfermedades puede seguir múltiples rutas, es importante armonizar el programa de mejoramiento del servicio de abastecimiento de agua, con acciones de saneamiento básico y de educación en higiene.

2.3 GUÍAS Y NORMAS DE CALIDAD DE AGUA

Los valores en las guías de la OMS (1993) representan concentraciones de parámetros fisicoquímicos y bacteriológicos, con el propósito de que el agua sea agradable a los sentidos y cuyo consumo a lo largo de la vida no represente riesgo significativo para la salud. Estas guías pueden orientar la preparación de normas nacionales, cuyo establecimiento debe tener en cuenta factores locales, geográficos, socioeconómicos y culturales y enmarcarse en los sistemas legales e institucionales de los respectivos países.

El desarrollo de guías o normas de calidad de agua es relativamente reciente y en las últimas cinco décadas se pasó de menos de diez parámetros, a más de 40 en 1980 (Wolman, 1981) y a cerca de 150 en las últimas guías de la OMS (1993). La primera normatividad en aplicarse a nivel federal en los Estados Unidos se basó en la SDWA (Safe Drinking Water Act) de 1974, cuando el Congreso de este país subestimó el tiempo necesario para que USEPA (US Environmental Protection Agency) desarrollara una reglamentación confiable (Pontius, 1990). Por ejemplo, la National Interim Primary Drinking Water Quality Regulation, esperada en 1975 se hizo efectiva en 1977, cubriendo contaminantes orgánicos, inorgánicos y microbiológicos, junto con turbiedad. La SDWA fue revisada por el Congreso en 1986, ordenando el establecimiento de nueva reglamentación que se desarrollaría en el período 1986 -1991, incluyendo la exigencia de la desinfección para todos los sistemas públicos de abastecimiento de agua y los criterios bajo los cuales se requiere la filtración, en aquellos que utilizan fuentes superficiales.

El establecimiento de normas debe tener en cuenta los riesgos para la salud pública, junto con otros factores tales como la viabilidad tecnológica y económica. Las normas sin consideraciones prácticas sobre las fuentes de agua, opciones de tratamiento y acciones de vigilancia, soporte y control, no conducirán a los resultados deseados (Lloyd and Helmer, 1991). Cuando los valores establecidos en las normas no se cumplan, se deben investigar las causas e identificar y ejecutar medidas correctivas. El establecimiento de "normas interinas" es una posibilidad, como parte de un proceso, para cumplir con otras metas a mediano plazo y en este caso, su vigilancia y control serán herramientas para establecer prioridades y orientar recursos y acciones hacia aquellas comunidades sometidas a mayores riesgos.

2.3.1 Parámetros básicos en Sistemas Comunitarios de Abastecimiento de Agua

Teniendo en cuenta las limitaciones de infraestructura y gestión en la mayoría de comunidades rurales, cabeceras municipales pequeñas o asentamientos no servidos por los sistemas centralizados de las grandes ciudades, el potencial para formas organizativas de base comuni-

taria en este tipo de asentamientos y la naturaleza principalmente microbiológica de los riesgos sanitarios asociados con sus sistemas de abastecimiento de agua, la OMS (1993), WHO (1996), recomienda para ellos el uso de unos pocos parámetros básicos para establecer la calidad del agua que distribuyen y reducir el riesgo de enfermedades de origen hídrico. Estos parámetros se enuncian a continuación:

- E. coli, se aceptan como alternativa las bacterias coliformes termotolerantes, usualmente referidas como coliformes fecales.
- Cloro residual (sí se aplica)
- pH (sí se aplica cloro)
- Turbiedad

En la tabla 2.1 se incluyen las guías para E. coli y turbiedad, junto a otros parámetros relevantes para la aceptación del servicio de agua por parte de los usuarios y para la aplicación de las tecnologías de filtración y desinfección. La existencia de equipo portátil de laboratorio facilita la valoración de estos parámetros y para algunos de ellos (turbiedad, pH, cloro residual y color) estos equipos poseen opciones simplificadas que pueden aprender a utilizar operarios o funcionarios del nivel local, aun si poseen niveles bajos de escolaridad. La figura 2.2 presenta una evidencia de la participación de un operador con bajo nivel de escolaridad en el seguimiento y control de un sistema de tratamiento FiME.

Tabla 2.1. Guía sobre parámetros básicos de calidad de agua para consumo humano (con base en Lloyd and Helmer, 1991; OMS, 1993).

Parámetro	Valor Guía	Observaciones
E. Coli, coliformes fecales en 100 ml	No detectable	Si el cloro residual libre en la red está entre 0.2 y 1.0 mg/l; pH < 8 y turbiedad < 5, o mejor < 1.0; es poco probable que la muestra contenga coliformes fecales y el análisis puede ser precautelativo.
Turbiedad (UNT)	< 5	Idealmente < 1 UNT para una mejor desinfección.
Color (UPC)	≤ 15	Regularmente debido a sustancias húmicas.
Sabor y olor	No detectable	Usualmente son causa de la mayoría de quejas de los usuarios.
Hierro (mg/l)	< 0.3	Generan sabor y posibilidades de color o de manchas que causan rechazo.
Manganeso (mg/l)	0.1	Generan sabor en bebidas y posibilidad de manchas. Guía provisional basada en salud es 0.5 mg/l.

Si el servicio de agua está sometido a riesgos significativos, de naturaleza tal que no puedan ser controlados con base en estos parámetros básicos, las autoridades sanitarias deben procurar que el nivel local reciba capacitación o apoyo adicional para hacer el seguimiento correspondiente.

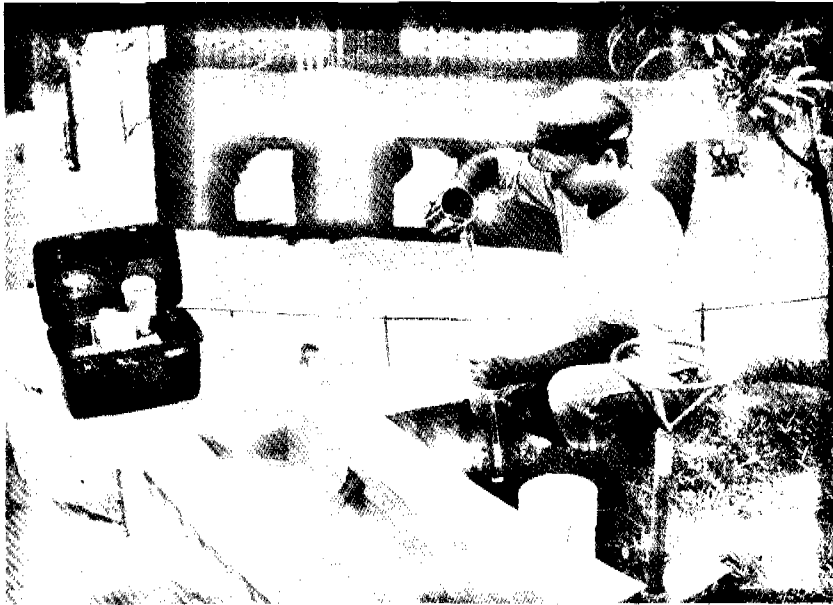


Figura 2.2. Operador realizando análisis básicos de calidad de agua, con base en un programa de seguimiento y control de su sistema de tratamiento. La Sirena, Cali, Colombia, 1997.

Los análisis de calidad de agua tienen la limitación de basarse en muestras puntuales, y aunque sean tomados en períodos secos o lluviosos, pueden no reflejar completamente la situación real. Por esta razón la WHO (1993) indica que éstos deben ser complementados con inspecciones sanitarias.

2.4 INSPECCIÓN SANITARIA Y ANÁLISIS DE CALIDAD DE AGUA

La inspección sanitaria consiste en una observación metódica, realizada en lo posible, por personas con experiencia en el sector de agua, trabajando en equipo con miembros de la comunidad y de la organización local encargada de la prestación del servicio. La inspección se orienta a identificar todas las situaciones o factores potenciales de riesgo, tanto en la cuenca como en el sistema de abastecimiento (bocatoma, conducción, tratamiento, almacenamiento, si lo hay; distribución y consumo). La inspección debe identificar evidencias o hechos que puedan comprometer la seguridad del sistema y la salud de los usuarios. La figura 2.3 muestra una inspección sanitaria participativa con autoridades locales y comunidad.

Personas del nivel local con un mínimo de capacitación y con el soporte de miembros de la comunidad, pueden realizar inspecciones sistemáticas y frecuentes (preferiblemente varias veces al año), sin soporte externo especializado. Las actividades en la cuenca abastecedora deben contribuir a identificar posibles factores de contaminación cuyo impacto en la salud puede ser eliminado o reducido, al brindarse adecuada asistencia a los usuarios del sistema de abasto dándoles argumentos para concertar acciones con los moradores o colonos que habitan en la microcuenca.

Esta estrategia también puede involucrar acciones de las autoridades respectivas en el marco de la legislación vigente.



Figura 2.3. Líderes comunitarios y autoridades del sector de agua y sancamiento realizando actividades de inspección sanitaria. Microcuenca río Mondomo, Municipio Santander de Quilichao, Colombia, 1997.

La inspección sanitaria y los análisis de calidad de agua son actividades complementarias e idealmente deberían realizarse juntas. Mientras que la inspección identifica los riesgos potenciales, los análisis indican si en el momento y en el punto de muestreo, había contaminación y su nivel o intensidad. La inspección sanitaria es indispensable para la adecuada interpretación de los resultados de laboratorio y para establecer prioridades en las acciones de mejoramiento. Sin embargo, ante las limitaciones existentes para realizar análisis de laboratorio con relativa frecuencia, en muchos de los sistemas comunitarios de abastecimiento de agua, se recomienda realizar inspecciones sanitarias con mayor frecuencia.

En observaciones realizadas en fuentes superficiales de abastecimiento, es importante tener en cuenta los ciclos hidrológicos, por sus implicaciones en calidad y cantidad del agua. Las descargas de aguas residuales pueden ser críticas para la fuente en períodos de estiaje. Dependiendo del uso del suelo en la cuenca, las primeras escorrentías superficiales en época de lluvias pueden deteriorar tanto la calidad química y microbiológica de la fuente, como generar cambios físicos, evidentes por la comunidad. En el caso de microcuencas, estos cambios pueden ser de corta duración y difícilmente detectables con muestreos puntuales esporádicos. Por ejemplo, durante una visita a una microcuenca en Bolivia en período de verano, se encontraron indicios significativos de erosión, además de depósitos de material muy fino en el lecho del río. A partir de estos dos aspectos y de discusiones con la comunidad asentada a lo largo del río, se concluyó que pueden esperarse altas turbiedades de naturaleza coloidal.

La incidencia de enfermedades de origen hídrico en una comunidad puede ayudar a confirmar los resultados obtenidos, lo que además puede constituirse en un indicador del riesgo sanitario de la fuente y/o de hábitos inadecuados de higiene. Sin embargo, las estadísticas de salud no siempre están disponibles y por lo tanto, un registro de baja incidencia de enfermedades de origen hídrico, no es una garantía de un bajo nivel de riesgo sanitario, pues por

ejemplo, muchos casos de diarrea pueden no estar registrados. De otra parte, una alta incidencia de enfermedades de origen hídrico, puede deberse a la contaminación de agua de buena calidad como resultado de la manipulación por los usuarios dentro de la vivienda, desde la recolección hasta su consumo.

2.5 IDENTIFICANDO PRIORIDADES EN PROGRAMAS DE MEJORAMIENTO DE LA CALIDAD DE AGUA

El establecimiento del nivel de riesgo en una inspección sanitaria así como la interpretación de los resultados de los análisis de calidad de agua, requiere perspicacia y experiencia. En la inspección sanitaria el riesgo se identifica sobre la base de una lista de chequeo que categoriza los problemas identificados por cada sistema de abastecimiento de agua. Dependiendo de la complejidad de los sistemas, puede implementarse un formato global o formatos independientes para cada componente del sistema, revisando separadamente el área de la cuenca, la captación, la conducción, el sistema de tratamiento y la red de distribución. El establecimiento del nivel de riesgo, a través de la inspección sanitaria, se hace listando los 10 ó 20 posibles riesgos principales, tales como defecación a campo abierto en el área de la cuenca o infiltración de agua superficial en la conducción o tanque de almacenamiento. Si tales riesgos son evidenciados, se da un puntaje positivo, los cuales al final deberán sumarse. Las sumatorias más altas corresponden a localidades donde las situaciones observadas presentan el mayor potencial de riesgo.

Para condiciones similares en términos de geografía, tipo de sistema y de vegetación, la forma de realizar la inspección puede ser estandarizada, reduciendo los costos de personal especializado y posibilitando la realización de comparaciones. Lloyd and Helmer (1991) y la WHO (1996) presentan ejemplos de inspecciones sanitarias y la forma aplicada en cada caso para valorar los riesgos. Estas formas pueden ser una buena base que necesita ser ajustada a las condiciones específicas del área en observación.

Los análisis bacteriológicos de calidad de agua también pueden ser clasificados por niveles de riesgo, lo cual es importante para establecer el posible nivel de tratamiento requerido por una fuente de agua específica. Si un gran número de sistemas necesitan ser comparados, la clasificación del riesgo puede ser ajustada con base en los resultados obtenidos, de tal manera que se posibilite el establecimiento de prioridades. La tabla 2.2 muestra dos casos de clasificación de riesgo en diferentes sitios.

Tabla 2.2. Ejemplos de clasificación de sistemas de abastecimiento de agua con base en niveles de contaminación con coliformes fecales (Lloyd y Helmer, 1991).

Nivel	Muestras de una Zona en Indonesia		Muestras de una Zona en Perú	
	(UFC/100 ml)	Nivel de Riesgo	(UFC/100 ml)	Nivel de Riesgo
A	0	Ninguno	0	Ninguno
B	1 - 10	Bajo	1 - 10	Bajo
C	11 - 100	Intermedio a alto	11 - 50	Intermedio
D	101 - 1000	Alto	> 50	Alto
E	> 1000	Muy alto	-	-

UFC, Unidades formadoras de colonias

Si después de un tiempo se realizan medidas correctivas en el área en consideración o existen mejores tecnologías, la clasificación puede ser ajustada, considerando que la intención debe orientarse a intervenir prioritariamente los sistemas clasificados en la categoría de riesgo más alta.

Los resultados de los análisis de calidad de agua y de las inspecciones sanitarias desarrolladas para diferentes sistemas, pueden ser llevados a un modelo como lo propusieron Lloyd and Helmer (1991), el cual puede ser útil para definir necesidades prioritarias a realizar en sistemas existentes de abastecimiento de agua y orientadas a reducir particularmente el riesgo asociado con contaminación microbiológica.

En este modelo (figura 2.4), los sistemas identificados a través de la inspección sanitaria como de riesgo sanitario alto y que afrontan una alta contaminación microbiológica, necesitan mejoramiento urgente. Para estos sistemas donde coinciden ambos niveles de riesgo, la decisión es fácil; sin embargo, para aquellos que solamente tienen un alto puntaje en uno de los dos niveles, los mejoramientos continúan siendo una prioridad. La discrepancia entre los dos puede ser debida, por ejemplo a fuentes de contaminación no identificadas en la inspección sanitaria, tales como conexiones cruzadas o infiltración de agua contaminada en la red de distribución, lo que puede causar un alto nivel de coliformes fecales.

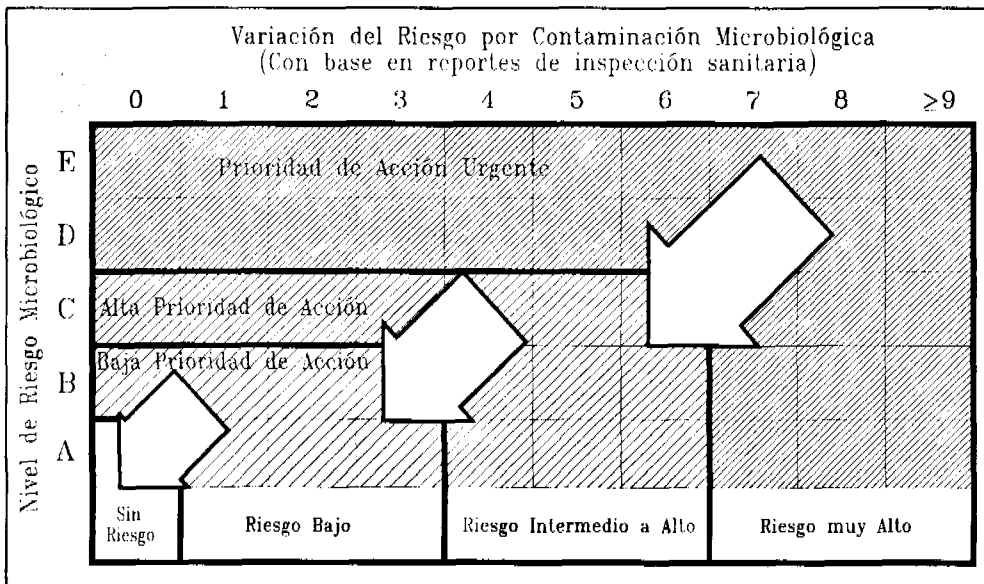


Figura 2.4. Identificación de acciones prioritarias de mejoramiento con base en la reducción de riesgos o de niveles de contaminación microbiológica (adaptado de Lloyd y Helmer, 1991).

Ya que los análisis de calidad de agua se basan en muestras puntuales, no siempre reflejan el nivel verdadero de contaminación. Aun en estos casos los datos deben verificarse cuidadosamente para evitar inversiones indebidas como consecuencia de una interpretación inadecuada de resultados. Por ejemplo, en un área de la microcuenca que esté bien protegida, con alta cobertura vegetal y muy poca actividad humana, se deberían esperar niveles bajos de

riesgo y por consiguiente, bajo costo de tratamiento. Al detectarse contaminación microbiológica, es recomendable realizar una doble verificación a fin de precisar si tanto el muestreo como la inspección fueron realizados correctamente. La discrepancia entre los dos puede ser debida, por ejemplo, a fuentes de contaminación no identificadas en la inspección sanitaria, tales como conexiones cruzadas o infiltración de agua contaminada en la red de distribución, lo que puede causar un alto nivel de coliformes fecales.

En el modelo, es posible relocalizar la posición de un sistema de abastecimiento específico, por ejemplo, cambiando de fuente, modificando prácticas de defecación a campo abierto y de pastoreo, haciendo menos énfasis en los requerimientos de tratamiento de agua y posibilitando la adopción de métodos de tratamiento menos complicados que pueden ser fáciles de operar y mantener por la comunidad.

2.6 ESTRATEGIA DE LAS BARRERAS MÚLTIPLES PARA REDUCIR RIESGOS MICROBIOLÓGICOS

Una estrategia comprobada que contribuye eficazmente a reducir los riesgos de naturaleza microbiológica y contribuir a prevenir la transmisión de enfermedades de origen hídrico, lo constituye el uso de la mejor fuente de agua disponible, su protección de la contaminación, el tratamiento del agua captada para remover o inactivar patógenos, su adecuado almacenamiento y distribución y la existencia de prácticas adecuadas de manejo y consumo por parte de los usuarios del sistema de abastecimiento (Okun, 1991; Craun et al, 1994; Geldreich y Craun, 1996).

La protección adecuada de las cuencas o microcuencas abastecedoras de agua en Europa y en Estados Unidos utiliza regulaciones avanzadas que aun siguen teniendo desarrollos, mientras que en los países de América Latina, Asia y Africa, está en su etapa inicial, con legislación insuficiente, falta de herramientas de monitoreo y de personal entrenado para supervisar su cumplimiento. Esta situación requiere mayor atención y creatividad, particularmente en las zonas rurales, donde puede existir una estrecha colaboración entre las comunidades, las autoridades sanitarias, las entidades territoriales de soporte para el sector de agua y el gobierno en general. Esto puede ser necesario, por ejemplo, para regular la tala de árboles en áreas remotas, lo que solamente puede ser logrado a través de un control "social" por la comunidad que vive en la zona. Adicionalmente, es posible que sea necesario restringir el uso de pesticidas en algunas cuencas, lo cual genera el problema de compensación a los granjeros, en regiones donde la economía de sus productos apenas empieza.

Un factor importante para contribuir a la protección de las cuencas es la reducción de riesgos asociados con las descargas de aguas residuales, en particular cuando ellas incluyen el aporte potencial de patógenos originados en los desechos de humanos y animales. Para poblaciones dispersas o de baja densidad, esta reducción se puede conseguir tratando las aguas residuales en el sitio de producción. Para poblaciones nucleadas y de alta densidad, se pueden recolectar y tratar en un sitio diferente. Los niveles de tratamiento de las aguas residuales deben ser tales, que sus efluentes no superen la capacidad de autodepuración de las fuentes de agua receptoras.

Aún manteniendo las barreras anteriores, las fuentes superficiales de agua requieren regularmente tratamiento para cumplir con los parámetros básicos recomendados por la OMS (1996). Una tecnología de tratamiento de agua para consumo humano, confiable y eficiente, se beneficia de cumplir con los conceptos básicos o características principales ilustrados en la figura 2.5.

2.6.1 Conceptos básicos asociados con el tratamiento de agua

Múltiples etapas de tratamiento

Este concepto tiene una larga historia, ha evolucionado de la práctica en mejoramiento de la calidad de agua (Craun, 1988) e implica tener más de una etapa de tratamiento. Juntas, estas etapas remueven progresivamente los contaminantes para producir agua de buena calidad. Idealmente, se debe tener agua de bajo nivel de contaminación fecal antes de la etapa final de tratamiento, la cual se convierte entonces en una barrera de seguridad (Lloyd et al, 1991).

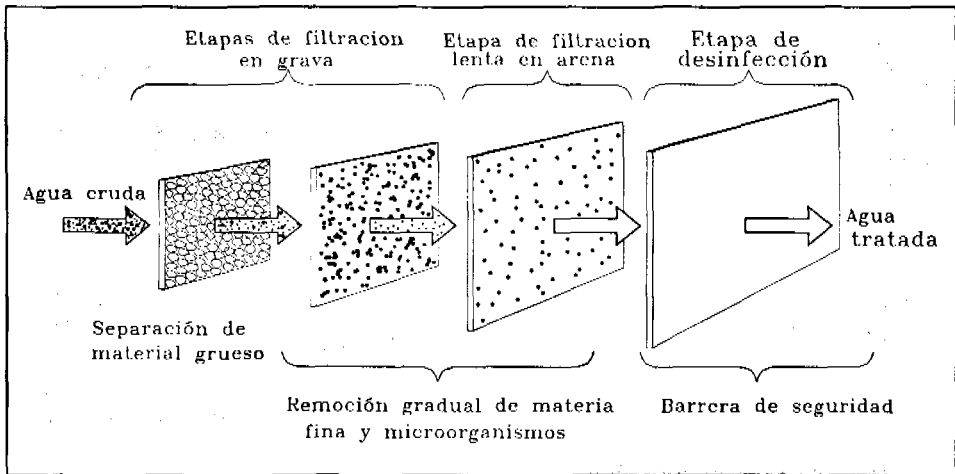


Figura 2.5. Esquema para ilustrar la aplicación de los conceptos de múltiples etapas, tratamiento integrado y desinfección de seguridad, en el tratamiento de agua.

Tratamiento integrado

Al aplicar el concepto de tratamiento en múltiples etapas, es importante reconocer que cada una de ellas pueden diferir en los mecanismos y eficiencias de remoción de los diferentes contaminantes. Según el concepto de tratamiento integrado, las fortalezas y debilidades de cada etapa deben ser reconocidas, estimadas y balanceadas para remover los contaminantes, efectiva y económicamente (Lloyd et al, 1991). En general, la experiencia ha establecido la conveniencia de separar primero el material más pesado o de mayor tamaño y gradualmente ir avanzando en la remoción del más pequeño, que incluye microorganismos, para finalizar en la desinfección.

La desinfección terminal

La desinfección es normalmente la última etapa o barrera en el tratamiento de agua que contribuye a eliminar o reducir a límites aceptables, según la reglamentación vigente, los riesgos de transmisión de enfermedades de origen hídrico. Para que ella sea efectiva, se requiere que las etapas previas remuevan, tanto a contaminantes que puedan interferir con los mecanismos de desinfección, como a la gran mayoría de microorganismos patógenos, de tal manera que no sea superada, en ninguna circunstancia, la capacidad de remoción del

desinfectante. Así, se puede esperar que el efluente de las etapas anteriores presente demandas bajas y poco variables de desinfectante, haciendo más económica, confiable y sencilla de operar esta última etapa de tratamiento.

Lo anterior, junto con estrategias mejoradas de transferencia de tecnologías de desinfección y de soporte al nivel local, debe contribuir a mejorar situaciones como la reportada por Reiff (1988), según la cual, cerca del 70% de las unidades de desinfección estudiadas en sistemas comunitarios de abastecimiento de agua en Latinoamérica, no operaban satisfactoriamente.

La tabla 2.3 presenta un ejemplo que ilustra la aplicación de estos conceptos en el tratamiento de una fuente superficial, sin la dosificación de coagulantes. En este ejemplo el objetivo es producir agua que cumpla con los requerimientos básicos de las guías de la OMS.

Tabla 2.3. Ejemplo de combinación de etapas de tratamiento para remover turbiedad e indicador de contaminación fecal (Lloyd et al, 1991; OMS, 1993).

Etapas de tratamiento y distribución	Turbiedad (UNT)			Coliformes fecales (UFC/100 ml)		
	Remoción (%) *	Carga promedio	Carga máxima	Remoción (%) *	Carga promedio	Carga máxima
Cribado	NA **	NA	NA	NA **	NA	NA
Sedimentación	50	60	600	50	1000	10000
Filtración en grava	80	30	300	90	500	5000
Filtración lenta	>90	6	60	95	50	500
Desinfección	NA	<1	<5	>99.9	<3	<25
Red de distribución		<1	<5		<1	<1

* Remociones esperadas en cada etapa para cumplir con los objetivos del tratamiento.

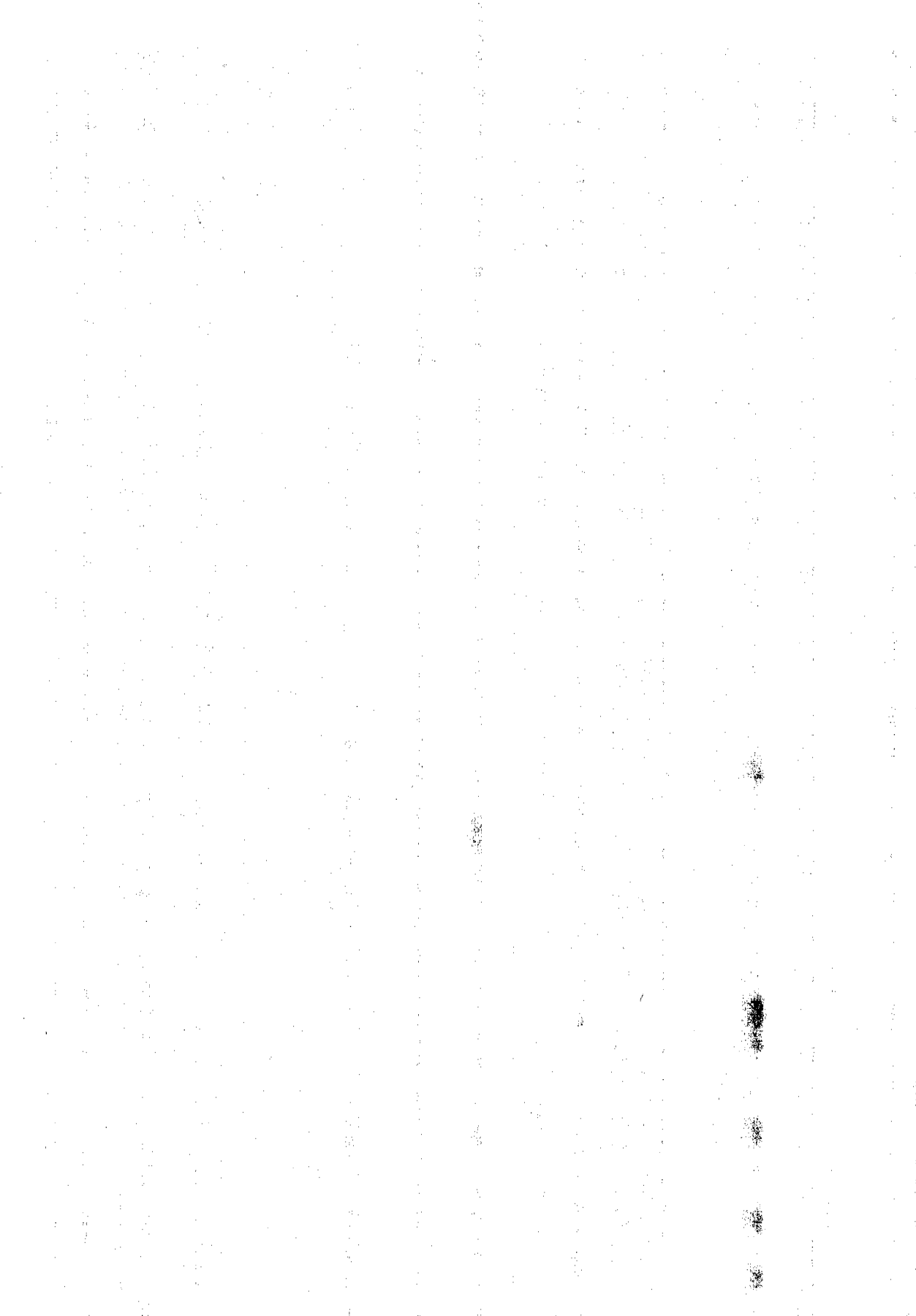
** NA, no aplicable. La etapa de tratamiento o proceso no se especifica para remover turbiedad o bacterias.

En Estados Unidos, la normatividad vigente acepta la desinfección de aguas superficiales como única etapa de tratamiento sólo cuando se cumplen una serie de ocho (8) condiciones (Pontius, 1990), las cuales se presentan de manera resumida a continuación:

- El nivel de contaminación fecal no debe superar 20 UFC/100 ml en el 90% de las muestras.
- La turbiedad no debe ser superior a 5 UNT. Ocasionalmente se aceptan valores superiores pero con frecuencia estadística inferior a dos veces por año.
- La desinfección debe operarse para inactivar el 99.9 % y 99.99 % de quistes de *Giardia* y virus respectivamente. Esto se controla con base en valores mínimos reglamentados del producto de C, cloro residual, por T, tiempo de contacto del cloro, con el agua hasta el primer usuario, medido a la hora pico de consumo.
- Establecer y mantener un programa efectivo de control de la cuenca.
- Llevar a cabo inspecciones sanitarias anuales con participación de la autoridad sanitaria o su delegado.
- Haber eliminado los brotes de enfermedades de origen hídrico.
- Cumplir con la reglamentación relacionada con los indicadores de contaminación fecal.

- Cumplir con la reglamentación para nivel máximo de contaminación por trihalometanos.

Esta reglamentación corresponde a estudios epidemiológicos y de administración de riesgo, propios de ese país y establecen, en la medida de sus posibilidades, condiciones exigentes, para evitar la aplicación del concepto de tratamiento en múltiples etapas y consecuentemente, el de tratamiento integrado, dejando la desinfección terminal como la última barrera de seguridad.



3. LA BÚSQUEDA DE SOLUCIONES SOSTENIBLES

Atendiendo una solicitud de la Asamblea General de las Naciones Unidas, la Comisión Mundial sobre Medio Ambiente y Desarrollo incluyó el concepto de Sostenibilidad en su informe de 1987. Desde ese momento, esta idea empezó a influir en la concepción de los programas de desarrollo, advirtiendo, en general, que las actividades que se realizan en la presente generación, no deben comprometer los recursos ni las condiciones ambientales de las futuras generaciones.

En respuesta a esta orientación el DAC, Development Assistance Committee del OECD, Organization for Economic Cooperation and Development, plantea que un programa de desarrollo es sostenible cuando es capaz de suministrar un nivel apropiado de beneficios, durante un período extenso de tiempo, después de que la asistencia financiera, administrativa o técnica de un ente externo haya terminado (OECD/DAC, 1988 citado por MDF, 1992). Esta definición esta inscrita en la forma de trabajo de las instituciones de los países miembros de la OECD, la cual se orienta a la ejecución y financiación de proyectos que luego se transfieren a los gobiernos o a las comunidades. Warner (1990) presenta el mismo concepto pero orientándolo más a la comunidad. Este considera que el éxito o la sostenibilidad de un proyecto se alcanza cuando cumple con sus objetivos y es mantenido por los usuarios durante un período significativo de tiempo.

Estas aproximaciones al concepto de sostenibilidad no hacen referencia clara a la conservación del ambiente. Es posible que un proyecto sea mantenido durante años por el nivel local, beneficiando la presente generación de usuarios, pero los subproductos del mismo pueden estar comprometiendo el bienestar de las nuevas generaciones. Este proyecto no sería sostenible en concepto de la Comisión Mundial de Medio Ambiente y Desarrollo, pero si lo sería, según el criterio de la OECD/DAC. Tampoco es razonable esperar, como parece sugerirlo Warner, que los usuarios de los servicios, o sus formas organizativas a nivel local, estén solos después de concluidas las inversiones o intervenciones eventuales de agencias externas a la localidad

El sector de agua se mueve ahora en nuevos escenarios y en ellos, el papel del estado y las instituciones cambia de proveedor a facilitador, brindando apoyo y asesoría sin suplantar las funciones y responsabilidades de las comunidades u organizaciones locales y por el contrario, mediante trabajo en equipo se debe posibilitar el fortalecimiento de sus capacidades y potencialidades (Vrom, 1995). Entonces, el nivel local, con espacios abiertos a la participación de mujeres, hombres y niños, debe jugar un papel protagónico en el proceso de su desarrollo.

Aunque para algunos es todavía bastante novedoso, en el contexto político actual el nivel local tiene poder en la toma de decisiones, sin perjuicio del derecho, a buscar asistencia de las instituciones especializadas relacionadas con el sector. A su vez, es conveniente que el nivel local tenga en cuenta que las instituciones hacen esfuerzos para adaptarse y ser más eficientes en roles ajustados a los nuevos escenarios jurídicos y de política sectorial. Reconocer que existen estas limitaciones es importante para empezar a superarlas, asumiendo el desarrollo como un proceso permanente de aprendizaje.

Junto con las limitaciones institucionales más evidentes para los niveles locales, como

aquellas asociadas a la financiación, capacitación o asistencia técnica, es necesario identificar y promover la superación de otras restricciones para conseguir un sector dinámico y eficiente. Estas incluyen, por ejemplo, dificultades para realizar programas de investigación y desarrollo o de vigilancia y control. Normalmente, instituciones con este tipo de misión trascienden el nivel local y requieren legitimidad social, con base en la cantidad y calidad de sus productos, lo mismo que economía de escala, mediante el trabajo en equipo con otros actores del desarrollo, para estar con ellos al servicio de muchos sistemas con gran número de usuarios.

En este capítulo se revisa el concepto de sostenibilidad en relación con el sector de agua y saneamiento y se presentan consideraciones que orientan el proceso de búsqueda de las mejores soluciones para el nivel local. Después se presentan aspectos relacionados con el concepto y se identifican y proponen indicadores para facilitar su aplicación. Estos incluyen asuntos relacionados con el funcionamiento y aprovechamiento del sistema y con la administración de la prestación del servicio. Finalmente, se reflexiona sobre varios aspectos relevantes en la realización de proyectos de tratamiento de agua.

3.1 SOLUCIONES SOSTENIBLES

Siguiendo los recientes desarrollos del sector y considerando la experiencia de Cinara-IRC la siguiente aproximación a sistemas sostenibles en abastecimiento de agua y saneamiento puede ser considerada. Un sistema de abastecimiento de agua ó saneamiento es sostenible cuando:

- Provee un servicio eficiente y confiable a un nivel deseado.
- Puede ser financiado o cofinanciado por los usuarios con limitado pero viable soporte externo y asistencia técnica.
- Es usado de manera eficiente, sin afectar negativamente el ambiente.

La administración del sistema es un aspecto crucial que cada vez más debe quedar en manos de organizaciones de base comunitaria. Los proyectos que relacionan la capacidad de gestión y autoestima de las comunidades y aseguran soluciones conjuntas, han incluido dentro de su método de trabajo las condiciones locales, la cultura y particularmente, han identificado y caracterizado los problemas sanitarios que prevalecen, dando así una mejor oportunidad para desarrollar sistemas sostenibles.

La definición de sostenibilidad implica un encuentro entre las estructuras política, socio-económica, legal e institucional en las cuales, los sistemas necesitan operar y para lograrlo, se deben involucrar 3 estrategias que interrelacionan dimensiones como se indica en la figura 3.1 (Galvis, 1993; Galvis et al, 1994):

- **La comunidad y las instituciones de nivel local.** Esta dimensión incluye variables tales como, capacidad y deseos de pagar por el nivel de servicio requerido; posibilidades de financiación o cofinanciación de la inversión inicial por parte de agencias nacionales o internacionales; capacidad de operación y mantenimiento; recursos y programas para asistencia técnica, vigilancia o control por parte del estado a nivel nacional o seccional; capacidad del nivel local para gestionar proyectos de desarrollo, manejar conflictos o trabajar en equipo con otras instituciones; educación ambiental, etc.

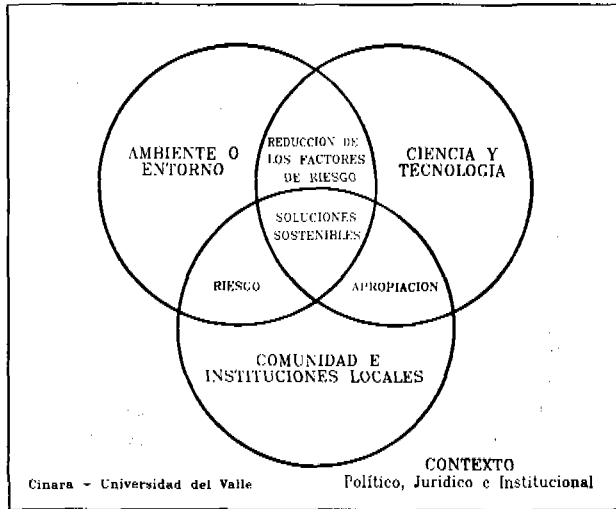


Figura 3.1 Marco conceptual para ilustrar la búsqueda de soluciones sostenibles en programas de desarrollo en agua potable y saneamiento.

- **El ambiente o entorno** en el cual la comunidad vive, produce, se recrea y gestiona su desarrollo. En proyectos de abastecimiento de agua, requieren atención especial observaciones tales como: disponibilidad y comportamiento de los recursos hídricos; patrones de comportamiento o prácticas sanitarias de la comunidad en su entorno; valoración de factores de riesgo o la medición de niveles de contaminación en las formas existentes de abastecimiento de agua, según se revisó en los apartes 2.4 y 2.5; etc. Es en el intercepto de comunidad y ambiente donde se identifican factores de riesgo y con base en ellos, se pueden reconocer, tipificar y jerarquizar acciones para superarlos.
- **La ciencia y la tecnología**, representadas o reflejadas en el conocimiento, la cultura y las obras o herramientas metodológicas, con base en las cuales seleccionan y realizan acciones los diferentes actores del desarrollo, para eliminar o reducir los factores de riesgo identificados en el intercepto de comunidad con ambiente, sin descuidar que estas acciones deben estar, a la vez, en el intercepto de comunidad con ciencia y tecnología, para facilitar su apropiación.

En el caso del intercepto de la ciencia y la tecnología con el ambiente o entorno, las acciones pueden estar orientadas a eliminar o reducir los niveles de contaminación de la fuente de agua, situación en la cual es relevante la estrategia de las barreras múltiples para reducir riesgos de naturaleza microbiológica, presentada en el aparte 2.6 y con los conceptos de tratamiento de agua, ilustrados en la figura 2.5 del capítulo 2. En el intercepto del ambiente con la comunidad o nivel local, se pueden identificar y priorizar acciones, tales como: modificar patrones sanitarios o de comportamiento en las viviendas o en las cuencas; concertar sobre la mejor fuente de agua (lluvia, subterránea o superficial) y sobre las posibilidades de combinarlas para diferentes usos en la localidad. A partir del intercepto entre tecnología y comunidad se puede identificar el tipo de solución que la comunidad espera y que es capaz de administrar y sostener y que además sea coherente con sus capacidades y condiciones técnicas, socio-económicas y ambientales.

El marco conceptual ilustrado en la figura 3.1, es una simplificación del proceso que requiere la búsqueda de las mejores soluciones en los programas de desarrollo. Sin embargo, se resalta la diversidad de variables en juego, muchas veces subestimadas por falta de información oportuna y de buena calidad, por restricciones para el trabajo interdisciplinario o por limitaciones en la capacidad o en las oportunidades para realizar actividades de investigación, con base en inquietudes originadas inclusive en los programas mismos de desarrollo. Si bien para estas inquietudes la ciencia y la tecnología no siempre tienen respuestas claras, especialmente en el contexto o entorno específicos en que se requieren, normalmente si tienen los fundamentos o las herramientas metodológicas para enriquecer su búsqueda y la calidad de los resultados. Los beneficios de la adecuada divulgación y aplicación de estos resultados, normalmente compensan con creces las inversiones realizadas para hallarlos.

Se subraya la necesidad de que los programas de desarrollo en el sector de agua y saneamiento apoyen o estimulen el fortalecimiento de la capacidad institucional para realizar actividades de investigación y desarrollo de buena calidad, con acceso a redes especializadas de información y con posibilidad de contacto o de trabajo en equipo con grupos activos, en tópicos de común interés y relevantes, para contribuir al entendimiento y a la búsqueda más sistemática de soluciones sostenibles, en los contextos o entornos específicos en que se requiere actuar en el sector.

Se precisa también que, al menos en parte, las respuestas que puede tener la comunidad o las instituciones del nivel local son importantes y por lo tanto, es clave establecer con ellas los mejores canales posibles de comunicación, para recuperar su experiencia y potenciar su iniciativa y creatividad.

En la zona del programa, en muchas circunstancias se puede obtener gran parte de las soluciones a los problemas existentes. En consecuencia, se aconseja revisar participativamente las experiencias locales para enriquecer con ellas los planes de acción correspondientes. De otra parte, si se considera la opción de introducir nuevas tecnologías, es necesario verificar si requieren adaptación o validación en las condiciones locales, antes de promover su utilización masiva. Es necesario acompañar y apoyar su puesta en marcha, con el fin de realizar los ajustes necesarios para las condiciones específicas de operación y mantenimiento. También se debe analizar la conveniencia de producir o adaptar y promover adecuadamente material didáctico, en armonía con actividades de capacitación bien organizadas, según la cultura y los niveles de escolaridad de los diferentes actores del desarrollo.

De acuerdo con las tres dimensiones indicadas y con evidencias como la reportada por Esrey (1990), se reitera que para lograr un mayor impacto en la salud pública de las localidades, las acciones de mejoramiento de calidad del agua, deben acompañarse de otras que incluyan actividades relacionadas con higiene personal, saneamiento básico y educación ambiental.

3.2 ASPECTOS E INDICADORES DE SOSTENIBILIDAD DE LAS SOLUCIONES

La ejecución ajustada de los cronogramas de actividades y de los presupuestos, son metas importantes a cumplir en la administración de los programas de desarrollo, pero no son en si, indicadoras del impacto de las inversiones realizadas en las localidades incluidas en el programa. La valoración de este impacto se facilita reconociendo que los servicios de agua potable y saneamiento son necesarios para posibilitar una mejor salud pública y unas mejores condiciones para la productividad y la calidad de vida (WASH, 1993). En consecuencia,

para verificar el cumplimiento de estas necesidades para el desarrollo, resulta clave establecer si estos servicios funcionan adecuadamente y son bien aprovechados por los usuarios. Estos dos aspectos, funcionamiento y aprovechamiento, son la base de los procedimientos mínimos de evaluación (Minimum Evaluation Procedures) presentados por WHO (1983).

Cuando se discute acerca de sistemas sostenibles, el énfasis debe incluir desde los propósitos de la construcción hasta localizarse en indicadores que muestren de la mejor manera, los resultados del proyecto tanto a mediano como a largo plazo. Tres grupos principales de indicadores han sido identificados, los cuales se describen a continuación:

- La calidad y el nivel de servicio, claramente relacionados con el funcionamiento del sistema.
- El uso eficiente de agua, relacionado con la forma como la comunidad usa el recurso.
- La administración del servicio.

La identificación clara de indicadores facilita la toma de decisiones tanto en la comunidad como con las agencias financieras, en aspectos relativos al nivel de servicio esperado por los usuarios en un sistema nuevo. Cada tópico necesita de indicadores específicos que cuantifiquen los beneficios requeridos y los que el sistema debe proveer. A través de indicadores se debe establecer la necesidad de gestión y soporte.

3.2.1 El nivel de servicio

Para establecer el nivel de servicio de sistemas de abastecimiento de agua, se pueden aprovechar los siguientes criterios o indicadores básicos (adaptados de Lloyd et al., 1987):

Cobertura, referida como el acceso que la comunidad tiene al sistema de abastecimiento. El servicio debe ser equitativo para el mayor número de usuarios posible. Por ejemplo, en zonas montañosas el diseño hidráulico del sistema de distribución, debe permitir a los residentes de las partes altas recibir cantidades semejantes de agua que los de las partes bajas. Aunque este puede ser el indicador más importante en comunidades con problemas de cobertura, las experiencias de la Década del Agua indican que no es suficiente enfocarse en este único aspecto.

La cobertura puede ser expresada como el porcentaje de viviendas ocupadas en la localidad que tienen conexión al sistema o mejor aún, que tienen un servicio equitativo. La cobertura puede ser también un indicador de gestión, pues cambios en el tiempo pueden indicar si el ente encargado de administrar del servicio, mantiene el número o porcentaje de conexiones existentes o mejor, logra incrementos, sin perjuicio de otros indicadores de la prestación del servicio.

Continuidad en la prestación del servicio, evita riesgos de recontaminación en la distribución o en almacenamientos inadecuados a nivel de los usuarios. El diseño de las componentes de tratamiento o de distribución, debe permitir, al menos, actividades normales de operación y mantenimiento, sin suspender la prestación del servicio. Sin embargo, en localidades donde el agua no pueda ser suministrada continuamente, se deben reducir en lo posible los riesgos de recontaminación en la distribución, especificar horarios para el suministro de agua e informar oportunamente a la comunidad sobre las medidas preventivas correspondientes. Esto debe ser motivo de concertación con las autoridades sanitarias respectivas.

La continuidad se puede evaluar con base en el número de veces que se suspende la prestación del servicio por más de cierto tiempo por año, o más específicamente, por el

número de horas sin suministro por día, en períodos representativos del año. Estos pueden corresponder, por ejemplo, con las suspensiones del servicio eléctrico o de escasez de combustible en sistemas con bombeo, con la época de sequía en localidades con problemas de escasez de agua o con períodos de lluvias o de deshielos en localidades con problemas de erosión en las cuencas. La continuidad se puede reportar también por zonas dentro de una localidad, donde las diferencias de valores pueden estar asociadas con problemas de diseño, operación o mantenimiento en la componente de distribución.

Cantidad de agua, factor importante para el mejoramiento de la salud pública y la calidad de vida, al posibilitar una mejor higiene personal, lavado de los alimentos y ahorro de tiempo de acarreo, especialmente de mujeres y niños. Para ello, el agua suministrada debe ser suficiente para beber, cocinar y aseo, tanto personal como de la vivienda. Las consecuencias socioeconómicas y ambientales de incluir otros posibles consumos debe revisarse con la comunidad. Si ella está dispuesta a financiar otros tipos de usos y si la fuente y las condiciones de saneamiento existentes lo permiten, se podrían considerar dotaciones mayores. Sin embargo, la comunidad debe hacer conciencia de cuando presenta consumos excesivos y explorar prácticas y procedimientos para superar esta situación limitante para la sostenibilidad del sistema. Consecuentemente, el uso indiscriminado de normas que asignan cifras globales y rígidas a la dotación, puede conducir a sistemas inadecuados, con poca aceptación y apropiación local.

Una primera aproximación de la cantidad de agua que se está suministrando en un sistema, puede ser definida a partir de la relación entre el consumo diario, medido en el tanque de almacenamiento, y el número de usuarios que se abastecen. Sin embargo, este valor es mayor que el consumo per cápita, pues se incluyen las pérdidas visibles y no visibles que se presentan dentro del sistema. La cantidad suministrada solo puede ser analizada en detalle si existen lecturas confiables de medidores domiciliarios, o durante un estudio, si la calidad de agua lo permite, instalando algunos, con base en una muestra representativa.

Otro punto clave en un servicio sostenible, lo constituye la relación entre el volumen de agua suministrada para el consumo y la capacidad de la fuente abastecedora. Esta relación debe ser menor que uno durante el período crítico de verano; entre menor valor tenga, mucho más ventajoso para la fuente misma, particularmente, si el abastecimiento compete en la fuente con otros usos relevantes para el desarrollo de la localidad y su entorno.

Calidad, factor clave para la salud pública y para la aceptación, operación y mantenimiento del sistema de abastecimiento de agua. Aspectos de calidad de agua se revisaron en los apartes 2.2, 2.3 y 2.4. Se recuerda que la combinación de observaciones metódicas de campo (inspecciones sanitarias), con la medición de niveles o intensidad de la contaminación (análisis de muestras), constituyen la base para la identificación de factores de riesgo y para la selección de acciones orientadas a superarlos. En el capítulo 2 se citan partes relevantes de las guías de la OMS para los alcances de este documento; sin embargo, se recomienda al lector revisar adicionalmente las normas nacionales o las guías mismas de la OMS.

Costo, determinado en buena parte por niveles de riesgo en la fuente y por características geográficas del asentamiento humano a servir. La combinación de fuentes de agua, en algunas circunstancias puede contribuir a la viabilidad económica del sistema de abastecimiento. En algunas localidades como la vereda de Zaragoza, costa pacífica colombiana, por ejemplo, para evitar bombeos o conducciones costosas, se están aprovechando fuentes superficiales cercanas de baja capacidad, con el uso de aguas lluvias. De cualquier manera, la solución planteada debe, en lo posible, guardar armonía con las condiciones socioeconómicas y sobre

todo, con la voluntad de pago de los usuarios del sistema. La tarifa debe cubrir como mínimo aspectos de operación, mantenimiento preventivo, reparaciones menores y en algunas circunstancias costos de administración del sistema. Además, si se requiere, dependiendo de la reglamentación de los programas nacionales de financiación o cofinanciación, se deben incluir recursos para la recuperación de la inversión, bajo criterios convenidos entre la fuente financiera y los usuarios.

A nivel internacional se considera que la tarifa mensual no debe ser mayor del 3 al 5% de ingreso promedio del usuario (UNDP, 1990). Esta consideración puede orientar el establecimiento de criterios a nivel local, dependiendo de los costos que se decidan finalmente recuperar con la tarifa y de la estimación de los ingresos de los usuarios. Además, como un indicador de la voluntad de pago se puede utilizar la morosidad, expresada como el porcentaje de usuarios que adeudan los últimos dos, tres o cuatro meses.

3.2.2 El uso eficiente del agua

La actitud de la comunidad frente al ambiente en general y al agua en particular, son aspectos importantes a revisar coordinadamente con ella. La preservación de fuentes y el aprovechamiento eficaz de su sistema de abastecimiento, son tópicos a precisar. En la región Andina, por ejemplo, se han identificado consumos en el rango de 20 a 600 l/hab/d, en localidades con diferente nivel de servicio y condiciones socio culturales y económicas. Entendiendo la "Cultura del Agua" como la forma en que la comunidad percibe y usa su recurso, es importante comprender creencias y costumbres que orientan su comportamiento, lo cual en muchas circunstancias, puede estar relacionado con sus antecedentes históricos o con condiciones en su entorno. Esta comprensión debería proporcionar herramientas para facilitar reflexiones al interior de la comunidad, que conduzcan a nuevas actitudes o prácticas en el uso del agua en la vivienda o en su entorno, tales como riego de huertas, cuidado de animales, grifos permanentemente abiertos o la necesidad de realizar mantenimiento a conexiones intradomiciliarias y a aparatos de fontanería.

En muchas circunstancias los consumos excesivos se originan en redes de distribución pobremente diseñadas, con demasiada energía disponible al momento de abrir los grifos en los domicilios, o pobremente construidas o mantenidas con fugas excesivas. También un diseño o una construcción deficiente en la estructura puede generar pérdidas constantes, bien sea a través del rebose o por fisuras en el tanque de almacenamiento. En otras circunstancias, el inadecuado mantenimiento de las unidades de micro y macro medición, puede arrojar información no coherente con la realidad.

Además de la pobreza en el diseño hidráulico o en los procesos constructivos, se presenta otro factor importante para el incremento de las fugas en los sistemas de abastecimiento de agua. Este hace referencia a la ausencia de especificaciones adecuadas tanto para construcción, como para materiales utilizados dentro del sector de agua potable y saneamiento; lo anterior aunado a la falta de control en la calidad del producto distribuido. Una estrategia que obvie tales limitantes deber ser concertada entre los entes involucrados, pensando bajo toda circunstancia, en la sostenibilidad de los sistemas.

Como indicadores que pueden ser usados para evaluar el uso eficiente del agua se sugieren: el consumo promedio por usuario, de manera global, individual o por zonas en la localidad; el porcentaje de usuarios que utilizan agua de otras fuentes con alto riesgo sanitario para el consumo humano; el porcentaje de viviendas con aparatos de fontanería en mal estado; el uso no previsto o concertado para riego o aseo de animales; y los usuarios que hierven el

agua para niños mayores de 1 a 5 años, aún si el agua suministrada cumple con las normas nacionales o las guías de OMS.

3.2.3 La administración

Se debe procurar que la capacidad de organización y de gestión del nivel local correspondan con las necesidades de operación, mantenimiento y administración del sistema, con un mínimo razonable de apoyo gubernamental o institucional externo. El ente administrador de la prestación del servicio a nivel local, debe estar al tanto de los requerimientos de personal y de materiales para mantener su sistema en óptimas condiciones. Es evidente que una buena administración requiere de un control contable adecuado y de claras y frecuentes comunicaciones sobre la situación financiera de la organización y sobre el comportamiento del sistema. Estas comunicaciones deben establecerse y conservarse con las instituciones que brindan la asistencia técnica y hacen la vigilancia o el control y con la comunidad misma.

Es importante que la comunidad confíe en el ente administrador y en sus instancias de soporte o seguimiento, tanto en aspectos técnicos, como administrativos, para consolidar esta confianza no debería ahorrarse esfuerzo alguno. La administración debe ser muy cuidadosa con los contratos de suministro y construcción, los cuales deben tener especificaciones claras y completas, exigiendo a los contratistas las garantías del caso. Los gobiernos deberían procurar que las instituciones de soporte no suplanten las funciones de los entes administrativos de nivel local, o de las asociaciones de núcleos rurales, de municipios u otras opciones legalmente reconocidas para la prestación del servicio. Además puede ser por lo menos inconveniente concentrar en una misma institución, la asistencia técnica con las funciones de vigilancia y control de los entes administradores de los sistemas.

La administración del sistema puede revisarse aprovechando indicadores indirectos como: experiencia relevante de los funcionarios y capacitación recibida; participación de hombres y mujeres y su papel en la toma de decisiones; número de reuniones del grupo directivo; frecuencia y calidad de las comunicaciones entre el ente administrador con representantes de la comunidad o comunidades beneficiadas, en el caso de asociaciones o empresas que sirvan a más de una localidad; frecuencia y calidad de la supervisión del trabajo de fontaneros u operadores del sistema; calidad de atención a los usuarios expresada como número, tipo y tiempo requerido para atender quejas, frecuencia y calidad expresada como de las actividades de soporte, vigilancia o control, etc.

La administración puede revisarse también con base en indicadores más directos, como: el número de inspecciones realizadas al sistema de abastecimiento; cumplimiento de la reglamentación vigente sobre calidad de agua, presentación de estados financieros de la organización, etc.; búsqueda de soluciones a problemas de morosidad de pago, de oportunidades de capacitación para funcionarios o de educación para las comunidades beneficiadas; gestiones realizadas ante otras instancias en beneficio del mejoramiento del sistema, etc.

3.2.4 Seguimiento y evaluación

Desde el inicio de un programa de mejoramiento de la calidad de agua o de un proyecto, si es el caso, es importante definir metas, indicadores y los niveles o los rangos con que se quiere cumplir. Esto debe hacerse en el marco de la legislación o reglamentación vigente, procurando tener en cuenta también particularidades en la zona de trabajo, difícilmente previsible a nivel de leyes o decretos de nivel nacional. Los indicadores y sus niveles o rangos de cumplimiento, deben ser acordados o compartidos por los diferentes actores del desarro-

llo, de cuyos actos depende la búsqueda de la sostenibilidad del programa o del proyecto de desarrollo correspondiente.

La formulación de indicadores debe ser clara y creativa. Por ejemplo, un indicador de cobertura puede ser el número de usuarios conectados al sistema, dividido por el número de familias en una comunidad. Sin embargo, en una zona dispersa con nacimientos de agua bien protegidos, el sistema comunitario no tiene que alcanzar una cobertura del 100%. En este caso el indicador de cobertura podría formularse, por ejemplo, como el número de familias con acceso al sistema, dentro de una distancia de 200 m de su casa, sobre el número de familias en la comunidad.

En la tabla 3.1 se presentan una serie de indicadores adaptados de una experiencia de evaluación participativa sobre sostenibilidad en Ecuador, con base en 40 sistemas de abastecimiento de agua y saneamiento básico (Visscher et al., 1996). Los niveles descables para los indicadores incluidos en esta tabla, deben entenderse sólo como un ejemplo, ya que fueron formulados teniendo en cuenta la situación en la zona de aplicación y las condiciones en que debió realizarse la evaluación. En consecuencia, el lector es invitado a revisarlos o reformularlos, de acuerdo con las circunstancias en las cuales hace su contribución al desarrollo. Los indicadores pueden formularse por actividades del ente administrador o por componentes del sistema de abastecimiento.

En el anexo 1 se incluye una propuesta de seguimiento para la tecnología de tratamiento de agua FiME. En ella se presentan valores y rangos aceptables para cada indicador y se recomiendan acciones en caso de que los valores observados estén por fuera de los rangos indicados.

3.3 PARTICIPACIÓN DE LA COMUNIDAD

En la búsqueda de soluciones sostenibles, la participación de la comunidad juega papel protagónico y es esencial que ella, directamente o a través de verdaderos representantes, pueda establecer formas de expresión, tenga la oportunidad de manifestar sus necesidades y puntos de vista en las diferentes etapas del proyecto, desde su gestación hasta su ejecución y funcionamiento (White, 1982; Wijk Sijbesma, 1986). En la conferencia de Ministros de Noordwijk en 1995, se recuperaron muchas de las lecciones aprendidas en la Década del agua de los 80s y se reconoció la necesidad de manejar la dimensión humana del problema como el mayor reto a cumplir (Vrom, 1995). Los gobiernos deben promover y facilitar la solución de los problemas del desarrollo asumidos por las comunidades y sus formas organizativas. Esto implica un desafío importante para movilizar personas y comunidades hacia la búsqueda de un nuevo futuro, en el que ellas sean el motor de su propio desarrollo.

Lo anterior requiere de una población consciente de la importancia ambiental, económica, etc., de los recursos hídricos y de las crisis y conflictos crecientes que hay alrededor de ellos y que esté en capacidad de participar en los análisis y en la toma de decisiones alrededor de problemas específicos. En el caso de proyectos de abastecimiento de agua, se subraya la necesidad que los habitantes de la localidad, o en últimas, los representantes de todos los sectores de la población (hombres y mujeres con diferentes niveles de ingresos y formas de producción, etnias, grupos religiosos, etc.), sean informados, consultados y se hagan partícipes de la toma de decisiones, desde el inicio del proyecto, como requerimientos para posibilitar su apropiación a nivel local. La figura 3.2 ilustra un representante comunitario exponiendo los resultados de su grupo de trabajo, con base en la aplicación de la técnica con pintura dactilar, después de realizar talleres participativos con la comunidad sobre identificación de riesgos y acciones a implementar en su sistema de abastecimiento de agua.

Tabla 3.1. Ejemplo de indicadores de sostenibilidad en sistemas de abastecimiento de agua * (Adaptado de Visscher et al., 1996).

Tema	Indicador	Nivel deseable
1. Cobertura	<u>No. de viviendas conectadas</u> No. total de viviendas	100%
2. Cantidad disponible	<u>Demanda máxima del sistema</u> Caudal mínimo de la fuente	Menor a 50%
2.1 Producción	<u>Demanda actual del sistema</u> Caudal de diseño	Menor a 100%
2.2 Cantidad de uso	<u>Consumo real por usuario</u> Consumo de diseño por usuario	Menor a 100%
3. Continuidad	Número de horas de suministro por día	24 horas
3.1 Continuidad en la fuente	Reducción en el tiempo	Sin reducción
4. Calidad	Turbiedad en el efluente tratado Cloro residual en la red de distribución	Menor a 5 UNT 0.3 - 0.6 mg/l
5. Uso de otras fuentes	<u>No. de personas que se abastecen de otras fuentes</u>	0%
5.1 Uso eficiente de agua	No. de personas entrevistadas <u>No. de viviendas con desperdicio</u>	0%
6. Capacidad de gestión	No. de viviendas visitadas <u>No. de suscriptores morosos</u> No. total de suscriptores	Menor a 5%
6.1 Capacidad de O&M	Supervisión del operador Operador capacitado con herramientas de trabajo	Sí Sí
6.2 Representación de la mujer, dentro del ente administrador	<u>No. de mujeres capacitadas</u> No. de miembros capacitados	≥ 50 %
7. Costos	<u>Ingresos totales por mes</u> Gastos totales por mes	Superior a 1
7.1 Tarifas	<u>Tarifa actual por mes</u> Ingresos por familia por mes	Menor a 3%

* Estos indicadores deben ser formulados y concertados entre los diferentes actores del desarrollo según su contexto específico. Las actividades que se promueven con la comunidad deben incluir acciones de información, educación, consulta, fortalecimiento de la iniciativa, gestión, fiscalización, concertación y toma de decisiones.

Algunos aspectos relevantes en los cuales la comunidad puede participar, se reiteran a continuación:

- La conservación y la protección de los recursos naturales, en particular de las fuentes de agua. En efecto, estos aspectos son los primeros en deteriorarse por la pobre protección, originada en muchas circunstancias, por quienes viven más cerca de tales lugares, pero los que a la vez, podrían ser los mejores vigilantes de los recursos hídricos.
- Los beneficios de un buen servicio de abastecimiento de agua y de su uso eficiente.
- Los derechos y responsabilidades adquiridos a través de la formulación, ejecución y operación de los proyectos realizados por los diferentes actores del desarrollo involucrados en su realización: comunidad, gobierno, organismos financieros o de asistencia técnica, instituciones u organismos de vigilancia y control, etc.

- Las implicaciones técnicas (v.g. operación y mantenimiento) y financieras (v.g. tarifa) de la selección de fuentes, niveles de servicio u opciones de localización o construcción para los diferentes componentes del sistema de abastecimiento.
- Los papeles de planificadores, diseñadores, constructores, interventores, comités de veeduría ciudadana, etc. durante la concepción y construcción de las obras.

En la práctica no siempre es fácil comunicarse con todos los sectores de la comunidad y en algunas culturas en particular, con las mujeres. Sin embargo, son ellas quienes normalmente están relacionadas más directamente con el agua y el saneamiento por ser usuarias, amas de casa, educadoras de los niños y protectoras de la salud de la familia. En consecuencia, es necesario concertar procedimientos para vincularlas a las diferentes etapas del proyecto. Para ello, pueden contactarse programas afines presentes en la zona, consultarlas informalmente en sus lugares de trabajo o enriquecer las reuniones comunitarias tradicionales con técnicas participativas que estimulen y faciliten su participación efectiva (Wijk Sijbesma, 1985; García, 1996).

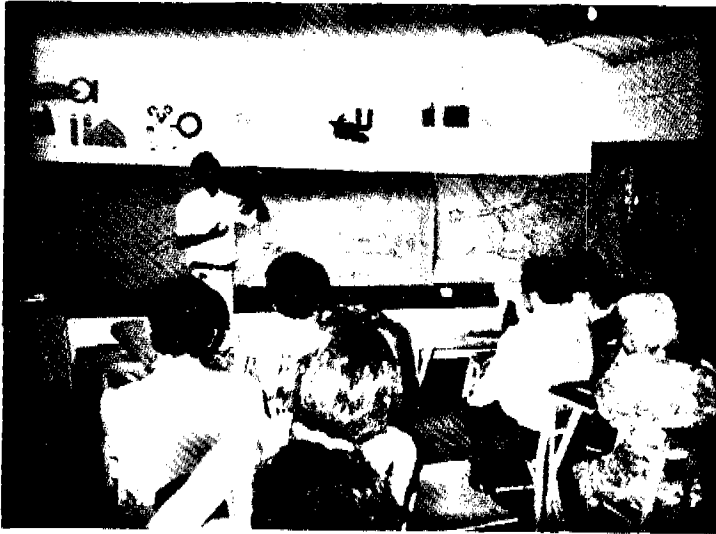


Figura 3.2. Exposición de resultados por un líder comunitario dentro de un taller participativo sobre el sistema de abastecimiento de agua. La Sirena, Cali, Colombia, 1996.

3.4 CONSIDERACIONES GENERALES SOBRE PROYECTOS DE TRATAMIENTO DE AGUA

3.4.1 La localización

La localización de la planta de tratamiento tiene implicaciones en los costos de inversión y sostenimiento de las obras. Debe estar preferiblemente cerca de la población, para facilitar labores de supervisión del trabajo del operador. Además, el sitio de planta debe estar a una elevación tal que evite en lo posible el bombeo, bien sea de la captación a la planta o de ella a la distribución, por sus implicaciones en operación y mantenimiento y en los costos de

sostenimiento del sistema. También debe tenerse en cuenta, que la ubicación no limite el funcionamiento hidráulico de las conducciones entre captación y planta o entre la planta y la distribución, cuando se trata de la optimización de sistemas existentes. Deben evitarse suelos de mala calidad o sitios escarpados, con pendientes altas, para disminuir en lo posible cimentaciones complejas, grandes excavaciones o muros de contención costosos. La atención simultánea de estas consideraciones puede llevar a situaciones de compromiso que el diseñador debe resolver, en coordinación con otros actores del desarrollo, incluida la comunidad, pensando siempre en el sostenimiento a largo plazo, del proyecto.

3.4.2 Criterios de diseño

El período de diseño y la dotación por habitante, son criterios con implicaciones en el tamaño de las obras y consecuentemente, en los costos de inversión y sostenimiento. El período de diseño debe guardar armonía con la dinámica de crecimiento de la población y con el costo de oportunidad de acceso a la financiación o cofinanciación de los proyectos. En general, deben evitarse períodos largos, que superen los 10 o 15 años, por sus implicaciones innecesarias en costos. Especial atención se recomienda durante el diseño, para prever y especificar las obras de tal manera que se facilite, en todo lo posible, el trabajo de hombres o mujeres cuando realizan las actividades rutinarias o esporádicas, de operación y mantenimiento que requerirá la planta.

Las decisiones sobre la dotación deben incluir la revisión de patrones de consumo en el tiempo, procurando estimar un valor representativo para el consumo máximo diario (CMD) con base en el cual se recomienda el diseño de la planta. Sin embargo, para valores muy altos de CMD con respecto al promedio, puede ser más económico prever más almacenamiento que aumentar por esta razón el tamaño de la planta. Es importante involucrar a la comunidad en la discusión, sobre todo cuando hay un sistema existente con dotación muy alta o cuando las expectativas de la gente rebasan la capacidad de la fuente de abastecimiento o los recursos disponibles para inversión o sostenimiento de las obras.

La planta de tratamiento debe proyectarse con consideraciones estéticas, ya que puede convertirse en un sitio lúdico para la comunidad o en herramienta de capacitación para las escuelas o colegios de la localidad, particularmente con la tecnología de FiME, por la naturaleza de sus procesos o etapas de tratamiento. Consideraciones adicionales sobre los criterios de diseño de esta tecnología se presentarán en los siguientes capítulos.

3.4.3 Consideraciones en la construcción

Un buen diseño no garantiza la calidad de las obras. Para esto se requiere también un buen proceso constructivo. Este proceso se beneficia de previsiones realizadas durante las etapas de planeación y diseño sobre aspectos tales como: disponibilidad y calidad de materiales; accesibilidad al sitio; características geotécnicas y topográficas del lugar y calidad de la mano de obra disponible. Cuando se trate de construir tecnologías relativamente novedosas para la región donde se realiza el proyecto, es importante requerir y brindar condiciones para que los diferentes actores en el proceso se capaciten y tengan criterio para tomar decisiones frente a situaciones imprevistas. Aún las tecnologías que parecen más sencillas, tienen elementos claves que suelen ser subestimados por constructores con experiencia en tecnologías complejas y que luego afectan negativamente la operación o el mantenimiento de las obras.

Con una adecuada capacitación, la comunidad puede ejercer las funciones de veeduría social, cívica o ciudadana, según la reglamentación de cada país. Esta veeduría debe contri-

buir a una mejor ejecución de las obras, si se entiende y realiza apropiadamente. El interventor "clásico" debe comprenderla y estimularla, pues no solo contribuirá a la solución de conflictos, sino a agilizar la solución de inquietudes y a aprovechar mejor los recursos de la zona, con lo cual todos pueden salir ganando, incluido, por supuesto, el constructor. Esto puede contribuir también a un manejo más transparente del proceso y a enriquecer la apropiación del proyecto por parte del nivel local.

3.4.4 Operación y mantenimiento

De nuevo, buenos diseños y procesos constructivos contribuirán muy poco a la sostenibilidad de las obras, si éstas no se operan y mantienen adecuadamente. Aquí el trabajo de los operadores u operadoras es clave, para lo cual requieren capacitación adecuada y un ambiente de trabajo respetuoso y estimulante. Un operador motivado y capacitado es esencial para contribuir a la salud de la comunidad. La figura 3.3 presenta un operador ejerciendo actividades de mantenimiento en una unidad de filtración gruesa dinámica.



Figura 3.3. La salud de una comunidad depende del grado de entrenamiento y motivación del operador; también del seguimiento y apoyo brindado por la comunidad y las instituciones de soporte. Planta FiME, Filtro Grueso Dinámico, Colegio Colombo Británico, Cali, Colombia, 1997.

Durante las etapas de planeación, diseño y ejecución de las obras se deben tener siempre en cuenta las comodidades y los recursos necesarios para su operación y mantenimiento. Para que el operador u operadora pueda desarrollar sus labores de manera adecuada, debe

tener un esquema o plan básico de trabajo claro y contar con el apoyo del ente administrador del sistema y de la comunidad y recibir también acompañamiento de las instituciones del sector. El ente administrador o su delegado formal, coordina el trabajo de operación y debe procurar mantener una buena comunicación, de tal manera que todos los niveles de la comunidad conozcan sobre el desempeño del sistema y puedan enterarse oportunamente sobre interrupciones en el suministro, generadas por reparaciones o ejecución de labores imprevistas de mantenimiento. Se subraya la conveniencia de que el operador conozca con quien coordinarse y que esto sea, en lo posible, respetado por los demás actores que contribuyen en la localidad al sostenimiento del sistema.

El plan básico de operación debe incluir las tareas más importantes y su frecuencia de aplicación. Estas pueden incluir también actividades en otros componentes del sistema de abastecimiento: por ejemplo, la captación, la conducción o la red de distribución y también apoyo al ente administrador, en la distribución de los recibos de pago. Esta combinación de tareas no impide que se obtengan buenos resultados en las labores de operación y mantenimiento de los sistemas, si la tecnología de tratamiento no requiere de la presencia continua de personal.

En el anexo 2 se ilustra un esquema de operación y mantenimiento de una planta de tratamiento basada en la tecnología FIME y se incluyen posibles soluciones a problemas previsibles. Además, Cinara e IRC, con el apoyo de los gobiernos de Colombia y los Países Bajos, han producido un manual, afiches y videos de utilidad, para la capacitación de operadores y demás actores del desarrollo que decidan utilizar esta alternativa de tratamiento de agua.

4. FILTRACIÓN EN MÚLTIPLES ETAPAS

Si bien en las últimas décadas se han hecho avances significativos en el desarrollo de la tecnología de filtración rápida de agua químicamente coagulada, FiR, y en su adaptación a condiciones propias de la América Latina (AWWA, 1990; ASCE - AWWA, 1990; Arboleda, 1993; Di Bernardo, 1993), aún dista mucho de ser una solución sostenible, en la mayoría de localidades o asentamientos humanos nucleados en la región andina, por sus limitaciones de infraestructura y de capacidad institucional para utilizar eficaz y continuamente alguna de sus aplicaciones al tratamiento de agua. En efecto, la búsqueda de soluciones a las necesidades de mejoramiento de la calidad de agua en asentamientos humanos que utilizan fuentes superficiales en esta región, originó el desarrollo de la tecnología de filtración en múltiples etapas, FiME, según se la presenta en esta publicación.

Esta búsqueda ha sido catalizada por los procesos de descentralización administrativa y las posibilidades de participación de formas organizativas del nivel local, en la selección de opciones tecnológicas para la prestación de los servicios de agua potable y saneamiento básico, lo mismo que en su administración y sostenimiento. En estas circunstancias, las dificultades para aprovechar adecuadamente alguna de las variantes de la tecnología FiR en el tratamiento de agua, originadas en la necesidad de adquirir, transportar, almacenar o dosificar coagulantes químicos, generalmente limitan su aplicación a ciudades grandes o intermedias. Estas dificultades se agudizan en los casos frecuentes de localidades pequeñas, abastecidas con fuentes superficiales que presentan cambios bruscos de calidad de agua, por la complejidad de cuantificar, ajustar y controlar oportunamente la dosificación de productos químicos.

La superación de estas dificultades se está haciendo por dos vías principales. La una, cuando existe la disponibilidad de coagulantes y es necesaria su dosificación, por ejemplo, ante altos contenidos de color o de sólidos de naturaleza coloidal, consiste en aplicar FiR con el desarrollo de nuevas modalidades de clarificación y acondicionamiento de agua, con base en la utilización de filtración en gravas o filtración gruesa, en combinación con técnicas simplificadas de dosificación de coagulantes (Ahsan, 1995; Cinara e IRC, 1996; Cruz, 1997). Esta combinación parece tener buenas posibilidades de reducir las cantidades necesarias de coagulantes químicos y de simplificar los procedimientos para estimarlas y controlarlas durante la operación. Si las actividades de investigación y desarrollo tecnológico, actualmente en ejecución, confirman y precisan estas posibilidades, se ampliaría el potencial técnico, económico y ambiental de la tecnología de FiR, hacia localidades que hoy no la pueden utilizar adecuadamente.

La otra vía consiste en la búsqueda de opciones de acondicionamiento de la calidad del agua cruda, orientadas a superar las limitaciones de la tecnología de filtración lenta en arena, FLA, para operar adecuadamente como única etapa de tratamiento, antes de la desinfección terminal (Galvis y Visscher, 1987; Galvis et al, 1989; Lloyd et al, 1991). Para conservar el potencial de la tecnología de FLA, originado en sus requerimientos relativamente bajos de operación y mantenimiento, estas opciones de acondicionamiento o pretratamiento no deben requerir la dosificación de coagulantes químicos, ni ser más complejos de operar y mantener que la tecnología FLA, manteniéndose así su capacidad para contribuir a la búsqueda de la sostenibilidad de los proyectos de mejoramiento de calidad de agua, en un mayor número de localidades. Con base en este tipo de razones, las opciones incluyen diferentes etapas de

pretratamiento mediante la filtración en gravas, operando en serie con la tecnología FLA. La combinación de estas diferentes modalidades de filtración en una planta de tratamiento, es lo que ahora se denomina tecnología de filtración en múltiples etapas, FiME. Dependiendo de la calidad del agua en la fuente y de las normas vigentes para el agua de bebida, la tecnología de FiME puede ir precedida de otros procesos de tratamiento, como sedimentación simple en embalses o desarenadores, cribas, etc. y siempre que sea posible, se debe incluir la desinfección terminal, como barrera de seguridad, según se consideró en el aparte 2.6 de esta publicación.

Teniendo en cuenta las experiencias de la última década en proyectos a escala piloto y real con esta tecnología y su gran potencial para contribuir al mejoramiento de la calidad de agua, junto a limitaciones existentes de información sobre su aplicación, los siguientes capítulos se centran en presentar una visión de sus antecedentes y evolución, junto a su desarrollo y aplicación en el valle geográfico del río Cauca en Colombia, con consideraciones sobre cantidades de obra y costos, guías para selección de la tecnología y características y especificaciones de los componentes o etapas de tratamiento. Esto se hace recuperando experiencias de un conjunto de proyectos de investigación aplicada y de transferencia de tecnología, realizados por Cinara, trabajando en equipo con el IRC y con organizaciones de base comunitaria, instituciones nacionales del sector y agencias de cooperación bilateral y multilateral.

4.1 LA TECNOLOGÍA DE FILTRACIÓN LENTA EN ARENA (FLA)

La utilización de la filtración en lenta arena, FLA, para suministro de agua a una comunidad, empieza a documentarse desde 1804, cuando John Gibb vendió agua filtrada de una fuente superficial, a los habitantes de Paisley, en Escocia. Un filtro, desarrollado por James Simpson, fue puesto en operación en Londres en 1829 (Baker, 1948), después de tres años de experimentación y de viajes de observación.

En 1852, en Londres, la filtración se convirtió en un requisito legal para toda agua captada de fuentes superficiales. FLA se empezó a utilizar en Berlín en 1856, en Altona en 1860 y en Zurich en 1871. En 1892 se presentó en Alemania un hecho que resaltó la importancia de la filtración: en Hamburgo se presentaron cerca de 7500 muertes en una epidemia de cólera, mientras que en la ciudad vecina de Altona solo se presentaron unas pocas defunciones (Huisman et al, 1974). Ambas ciudades captaban agua del río Elba, pero solo en Altona se filtraba antes de distribuirla. La planta de filtración de Hamburgo fue construida luego a marchas forzadas y puesta en operación en 1893 (Hazen, 1913; citado por Bellamy et al, 1985). En Europa, al finalizar el siglo XIX, ya se trataban con FLA, cerca de 55 m³/s, antes de su distribución (Hazen, 1913).

FLA continua hoy siendo utilizada en Europa pero con una renovada perspectiva, motivada por el nivel de industrialización, la naturaleza y los niveles de contaminación o por las exigencias de la reglamentación vigente. En general, ahora es una de las etapas finales de las plantas de tratamiento, antes que la unidad convencional, de cuya eficiencia dependía esencialmente la calidad del agua producida. Por esta razón, al revisar literatura europea reciente sobre la tecnología de FLA, el lector debe ser cuidadoso sobre las condiciones en que se proyectan u operan las unidades con base en las cuales se escribe, antes de aplicarlas a su propio contexto.

En EE UU, la primera aplicación reportada de FLA fue en Poughkeepsie, New York, en 1872. Las carreras cortas de filtración en las unidades de FLA, asociadas con las aguas turbias en algunas regiones del país, estimularon el desarrollo de la tecnología de FiR (Bellamy

et al, 1985). Para 1940, había 2275 plantas utilizando FiR y cerca de 100 utilizando FLA (Fox et al, 1994). Encuestas realizadas a 47 plantas con unidades convencionales de FLA (Slezak et al, 1984; Sims et al, 1991) permitieron una visión sobre su aprovechamiento. El 76% de la población servida por estas plantas corresponde a comunidades menores de 10000 habitantes, el 21% entre 10000 y 100000 y el 3% a mayores de 100000. La mayoría, el 54%, utilizan ríos pequeños, el 41% lagos o embalses y el 5% agua subterránea. Estas fuentes tenían turbiedades promedio de 2 UNT, con valores pico de 15 UNT. El 88% de las plantas producían efluentes con turbiedades inferiores a 1 UNT, el 80% de las fuentes de agua tenían menos de 100 coliformes por 100 ml y más del 70% de las plantas producían efluentes con niveles inferiores o iguales a 1 coliforme por 100 ml. En los 90s se esperaba que un buen número de comunidades construyeran plantas de tratamiento para cumplir con la reglamentación vigente sobre calidad de agua. La agencia de protección ambiental, USEPA, estimaba en el orden de 1000 las poblaciones que utilizarían FLA, para cumplir con los requerimientos de filtración para fuentes superficiales de agua (Fox et al, 1994).

En América Latina y el Caribe, FLA fue usada en el tratamiento de agua de ciudades como Buenos Aires y Kingston. Sin embargo, la mayoría de las que utilizaron tecnología para el tratamiento de agua en la primera mitad del siglo XX, lo hicieron aprovechando variantes de la tecnología FiR. La introducción de FLA en la región fue realizada, en la mayoría de las veces, sin un procedimiento adecuado de adaptación y transferencia y su aprovechamiento ha sido muy limitado. El mayor número de plantas se construyeron en países como Brasil (Hespanhol, 1969) y Perú (Canepa, 1982; Lloyd y Helmer, 1991) y los resultados fueron muy deficientes.

Situaciones parecidas se han encontrada en Africa, en países como Camerún, Kenia y Zambia y en Asia, en países como India, Pakistán y Tailandia. Por ejemplo, en el Estado de Andhra Pradesh, en India, existen unas 1100 plantas de FLA, la mayoría de ellas con deficiencias en su concepción o funcionamiento (Visscher, 1993).

A pesar de las dificultades antes enunciadas, desde comienzos de la década de los 90s hay un renovado interés en la tecnología FLA. Para explicar este hecho podrían citarse factores como las actividades realizadas por organismos de la ONU, en el marco del Decenio del Agua; el "Development and Demostration Programme on Slow Sand Filtration" apoyado por el gobierno de los Países Bajos y realizado por el IRC, en colaboración con instituciones de diferentes países, incluido Colombia (Galvis et al, 1989); el trabajo en red de universidades, centros e instituciones del sector, lo cual ha estimulado la innovación y la transferencia de conocimiento, incluido el campo del tratamiento de agua; el reconocimiento de FLA en EE UU como una buena alternativa de tratamiento de agua; y la decisión política de mejorar la cobertura y la calidad de la prestación de los servicios de agua potable y saneamiento básico, catalizada por la epidemia de cólera que afectó las Américas desde comienzos de 1991.

4.1.1 Las unidades de filtración lenta en arena

Las unidades de FLA deben operar con velocidades bajas de filtración, usualmente en el rango de 0.1 a 0.3 m/h. La velocidad no debe variar significativamente y para ello, el caudal a filtrar puede ser controlado a la salida o a la entrada. La estructura de una unidad de FLA consiste básicamente en un tanque con un lecho de arena fina, de diámetro efectivo entre 0.15 y 0.30 mm y profundidad de 0.5 a 1 m, colocada sobre una camada de grava, que constituye el medio de soporte y de transición. En el fondo del filtro se encuentra un sistema de drenaje que puede estar constituido por ladrillos, bloques de concreto poroso o, después

de la experiencia de Cinara en Colombia, por tubería corrugada perforada, como la utilizada en el drenaje de suelos. En la figura 4.1 se muestra una foto de una planta de tratamiento con unidades de FLA y en la figura 4.2 se ilustran, de manera esquemática, dos unidades de FLA. En el capítulo 10 se incluye información específica sobre FLA, como una de las etapas de tratamiento de FiME.

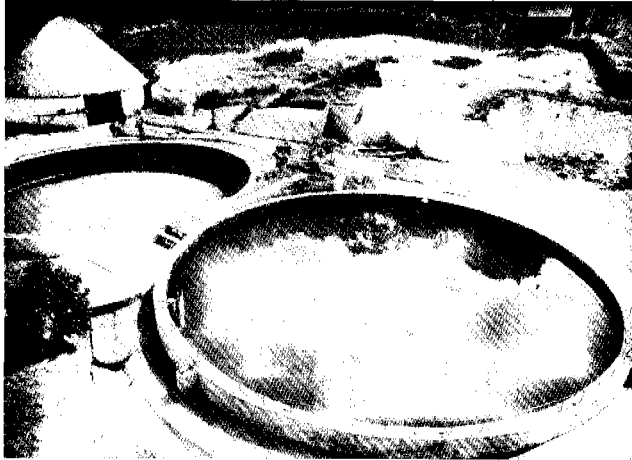


Figura 4.1. Planta de Filtración lenta en arena, comunidad la Sirena, Cali Colombia.

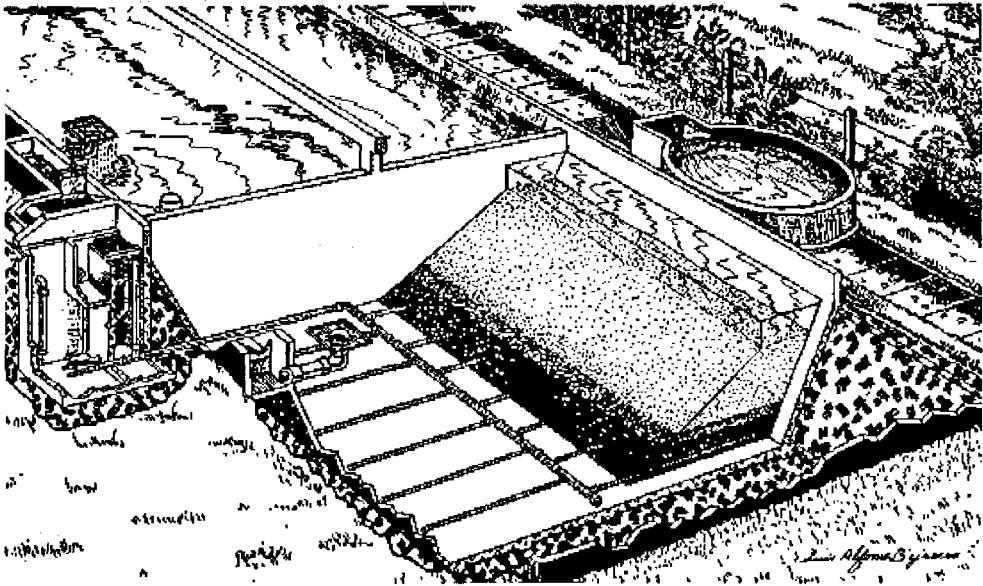


Figura 4.2 Esquema de un filtro lento en arena.

Después de que el filtro ha estado produciendo agua de buena calidad durante varias semanas o meses, los primeros centímetros del lecho se colmatan debido a la acumulación de material inorgánico y orgánico, incluyendo biomasa, lo cual da origen a una especie de biomembrana, conocida también como "schmutzdecke", "dirt blanket" o "capa sucia". En ella sucede la gran mayoría del incremento de pérdida de energía hidráulica del lecho de arena durante una carrera de filtración, de tal manera que su raspado permite recuperar la conductividad hidráulica que tenía el lecho al inicio de la carrera. Esto se hace retirando 1 o 2 cm de la parte superior del medio filtrante. Después de diferentes raspados, cuando se llegue a 50 cm, altura mínima recomendable del lecho de arena, se requiere el rearenamiento, actividad mediante la cual, se repone la arena retirada previamente del filtro, una vez lavada, colocándola debajo de la arena que no se había removido durante los raspados. Esta actividad se realiza con muy baja frecuencia, una vez cada tres o más años.

4.1.2 Mecanismos de remoción en las unidades de filtración lenta

El tratamiento del agua en una unidad de FLA es el producto de un conjunto de mecanismos de naturaleza biológica y física, los cuales interactúan de manera compleja. Si bien es difícil establecer el papel de cada mecanismo específico en la reducción de los niveles de contaminación en FLA, Haarhoff y Cleasby (1991) identifican los siguientes, con base en evidencia reportada en la literatura: predación de algas por invertebrados bénticos y de bacterias por protozoarios; consumo de detrito o materia muerta por saprófitos; muerte o inactivación de microorganismos en el ambiente relativamente hostil del filtro y actividad metabólica asociada con la reducción parcial de carbono orgánico.

Aunque no se reporta investigación experimental sobre mecanismos físicos asociados con la captura de partículas en FLA, en la literatura se extrapolan frecuentemente los conceptos desarrollados en FiR, para explicar el comportamiento de FLA, a pesar de algunas dificultades para hacerlo, pues en aquel por una parte, se remueven partículas previamente desestabilizadas con coagulantes químicos y por otra, no es relevante la actividad biológica, debido a las altas velocidades de filtración y a lo corto de las carreras de operación, del orden de horas o días, en comparación con semanas o meses en las unidades de FLA. Aún así, Haarhoff y Cleasby (1991), con base en su revisión de literatura, identifican los principales mecanismos físicos asociados con la remoción de partículas en las unidades de FLA. El cribado superficial es eficaz removiendo partículas grandes, de cerca de 30 μm , mucho mayores que las bacterias (0.1 a 10 μm), los virus (0.01 a 0.1 μm) y el material coloidal (0.001 a 1 μm). En la medida en que partículas grandes son cribadas en la superficie del filtro, aumenta la probabilidad de que otras partículas, más pequeñas, sean removidas también mediante este mecanismo. La remoción de las partículas pequeñas que entran a los poros del filtro, requieren mecanismos de transporte para ir a la superficie de la arena, donde deben actuar fuerzas de adherencia para que permanezcan allí.

Para el estudio de las eficiencias de remoción se han seguido varios modelos: uno de ellos es conocido como el "análisis de trayectorias", en el cual, el lecho filtrante se aproxima a un conjunto de colectores y se estima la eficiencia de remoción como la fracción de partículas que llega a un colector y hace contacto con él. Para que el contacto suceda debe actuar al menos un mecanismo específico. Estos mecanismos incluyen intercepción, sedimentación, difusión, inercia e hidrodinámica. Los primeros tres predominan en FiR y aún de mayor, también en FLA, como lo muestran Haarhoff y Cleasby (1991), con base en la revisión del trabajo de Yao et al. (1971).

Según este modelo y considerando criterios típicos de diseño de FiR y FLA, las eficiencias de remoción de partículas en FLA pueden ser alrededor de 8 veces más altas que en FiR por el mecanismo de intercepción, de 34 por el mecanismo de difusión y de 200 veces por el mecanismo de sedimentación. Esto se explica, en general, porque comparando la remoción de partículas del mismo tamaño y densidad en FLA y en FiR, la eficiencia de estos mecanismos se ve favorecida en FLA porque sus granos en el medio filtrante son cerca de la mitad en tamaño; porque en sus lechos de filtración hay aproximadamente el doble de "colectores" y porque su velocidad de aproximación a la superficie de filtración es alrededor de 100 veces menor que en FiR.

En relación con los mecanismos de adherencia, no es claro cómo se pueden remover partículas en una unidad de FLA, sin el uso de coagulantes químicos. La posibilidad de atracción electrostática parece discutible, dado que la gran mayoría de partículas están cargadas negativamente alrededor de pH neutral. Sin embargo, Haarhoff y Cleasby (1991), citando el trabajo de Jorden (1963) y de McConnell (1984), dejan abierta la posibilidad de que cationes polivalentes puedan actuar como puentes entre partículas y superficies cargadas negativamente. En efecto, se ha observado que la adsorción de virus en la arena mejora cuando se incrementa la concentración de iones y la valencia de los cationes en solución.

Debido a la importancia de la actividad biológica en el comportamiento de las unidades de FLA, Haarhoff y Cleasby (1991) consideran plausible que la adherencia o la adsorción de partículas esté relacionada con la actividad biológica. En este sentido se han estudiado el efecto de los polímeros extracelulares (PEC), capaces de flocular suspensiones de caolín (Pavoni et al., 1972) o microorganismos en los lodos activados (Metcalf and Eddy, 1979). Estos PEC parecen tener diferentes capacidades de desestabilización o aglutinación, dependiendo de las condiciones de crecimiento de la biomasa que los produzca (Galvis, 1981). En armonía con lo anterior, Bellamy (1985) observó que los microorganismos que crecían en superficies, producían PEC y especuló sobre la posibilidad de que estos polímeros facilitaran la desestabilización de bacterias y su adherencia a la biomembrana o a la superficie de los granos de arena.

4.2 LIMITACIONES DE LA TECNOLOGÍA DE FILTRACIÓN LENTA EN ARENA

La filtración lenta en arena (FLA) es reconocida como una tecnología de tratamiento sencilla, confiable y eficiente, no superada en este conjunto de características por ningún otro proceso o etapa única de tratamiento. En efecto, FLA puede producir efluentes de baja turbiedad, libre de impurezas ofensivas disueltas y, aún más importante, virtualmente libres de entero-bacterias, entero-virus y quistes de protozoarios. Con base en revisión de literatura, en la tabla 4.1 se presenta una visión de las eficiencias de remoción que pueden alcanzarse con la tecnología FLA para varios parámetros de importancia sanitaria. Estas eficiencias han sido reportadas en unidades operadas con temperaturas superiores a 5°C, velocidades en el rango de 0.04 a 0.20 m/h, profundidades de lecho filtrante superiores a 0.5 m y tamaños efectivos de los granos de arena entre 0.15 y 0.30 mm.

Aún con los valores altos de remoción resumidos en la tabla 4.1, frecuentemente la tecnología FLA, por sí sola, no puede producir un efluente que cumpla consistentemente con las normas de calidad de agua establecidas, debido a los altos niveles de contaminación originados en la naturaleza geológica de algunas cuencas o a la falta de protección de muchas fuentes de agua. La figura 4.3 muestra información sobre la calidad del agua cruda, en términos de recuento de coliformes fecales, en tres ríos andinos colombianos. Con el alto recuento en los ríos Cauca y Pance (derivación del Colombo), sería necesario depender fuertemente del

proceso de desinfección, aunque se lograran eficiencias de remoción del 99% en las unidades de FLA. Esta situación, además de dificultar la aplicación del concepto de desinfección terminal como barrera de seguridad, enunciado en el capítulo 2, coloca la salud pública en situación de alto riesgo, particularmente en Latinoamérica y el Caribe, donde se requieren realizar actividades orientadas a mejorar la confiabilidad de la desinfección en la mayoría de localidades de la región (Reiff, 1995).

Tabla 4.1. Eficiencias típicas de tratamiento de unidades convencionales de FLA (Bellamy et al, 1985; Ellis, 1985; Huck, 1987; Rachwal et al, 1988; Haarhoff, 1991; Hrubec et al, 1991; Fox et al, 1994).

Parámetro de calidad	Efluente o reducción típica	Comentarios
Turbiedad	< 1 UNT	Nivel de turbiedad, naturaleza y distribución de tamaño de partículas afectan capacidad de tratamiento.
Entero Bacterias	90 a 99.9%	Afectada por temperatura; velocidad de filtración; tamaño, uniformidad y altura de arena; limpieza de lechos.
Entero virus y quistes de Giardia	99 a 99.99%	Remociones altas, inclusive después de la limpieza de los lechos (remoción de biomembrana).
Cercarias de esquistosoma	100%	En condiciones adecuadas de operación y mantenimiento, la remoción es prácticamente completa.
Color real	25 a 30%	Color asociado con materia orgánica natural, sustancias húmicas
TOC	< 15 - 25%	COT, carbono orgánico total.
COA	< 50%	COA, carbono orgánico asimilable o biodegradable.
Precusores THM	< 25%	Precusores de trihalometanos.
Hierro, manganeso	30 a 90%	Valores > 1 mg/l de Fe reducen carreras de filtración

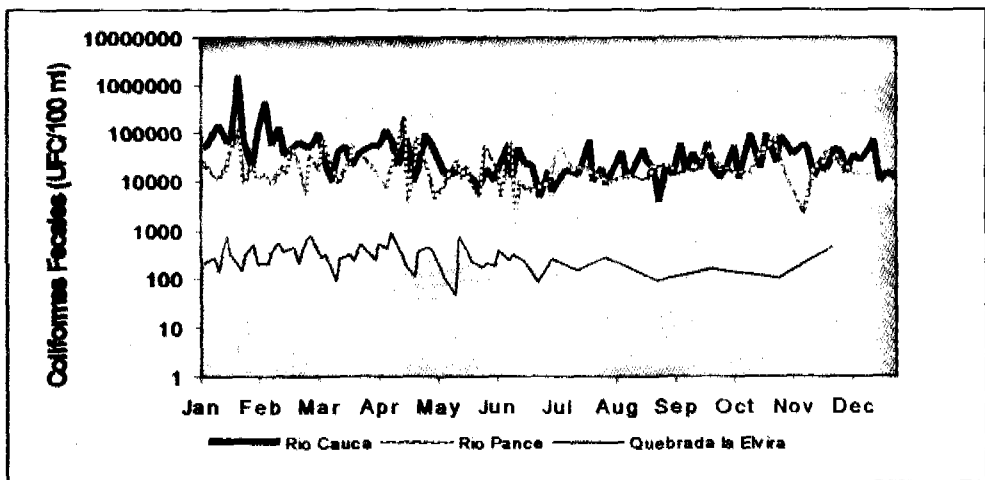


Figura 4.3. Recuento de unidades formadoras de colonias de coliformes fecales (UFC/100 ml) en tres ríos andinos (Encro 1991 - Noviembre 1991).

Claramente, FLA no es una panacea para todos los problemas de calidad de agua, en todas las circunstancias. Los factores asociados con las deficiencias son múltiples y consideraciones como las presentadas en el capítulo 3 deben contribuir a superarlas. Además, las características de la fuente de agua que limitan la viabilidad de FLA como opción de tratamiento merecen atención especial.

En general, se pueden distinguir dos situaciones principales en las cuales FLA presenta limitaciones:

- Niveles de contaminación en el agua cruda, que superan la capacidad del tratamiento para cumplir con la normatividad vigente o para tener carreras o ciclos de filtración suficientemente largos.
- Condiciones que reducen o inhiben la capacidad de tratamiento.

4.2.1 Niveles de contaminación que superan la capacidad de tratamiento

Sólidos suspendidos o turbiedad

La limitación más comúnmente mencionada en relación con las unidades convencionales de FLA, utilizadas como única etapa de tratamiento, es su severa restricción para tratar fuentes de agua donde el material particulado supere niveles relativamente bajos. Este material puede crear condiciones ambientales adversas para la biomasa que actúa en los lechos de arena, v.g. para grupos de protozoarios, que predan bacterias y que contribuyen a pulir la calidad microbiológica del efluente (Lloyd, 1974; Lloyd, 1996). Sin embargo, no son estas posibles implicaciones de importancia sanitaria las que usualmente se citan en la literatura, si no las dificultades del tratamiento de fuentes donde predominen partículas pequeñas, de naturaleza coloidal o el impacto de las altas concentraciones de material particulado en la longitud de las carreras de filtración. La figura 4.4 muestra información sobre los niveles de turbiedad de los mismos tres ríos andinos colombianos y en relación con este parámetro, sólo el agua de La Elvira podría ser tratada directamente con FLA. Este no es el caso del Río Cauca, el cual tuvo, entre Enero y Septiembre de 1990, niveles de sólidos suspendidos en el rango de 20 a 4200 mg/l, con un promedio de 212 mg/l.

Si bien, no se presentan razones claras para justificar la longitud mínima de una carrera o ciclo de filtración, algunos autores consideran que deben ser mayores de 30 días, por factores de tipo económico u operacional (Hendricks, 1991). Para prevenir efluentes con turbiedades elevadas, colmataciones de los lechos de arena demasiado frecuentes o ambientes desfavorables para la actividad microbiológica, se recomiendan diversos límites para la turbiedad en el afluente; éstos varían desde < 5 UNT (Cleasby, 1984) o < 10 UNT (Hendricks, 1991), hasta < 50 UNT (Ellis, 1985; TSS, 1987). Además, la mayoría de referencias aceptan, sin ser deseables, valores altos, en el rango de 50 a 120 UNT, siempre que sus duraciones sean inferiores a 1 o 2 días. Sin embargo, la turbiedad del agua, como único parámetro, no se considera una medida suficiente para identificar limitaciones asociadas con la duración de las carreras (Cleasby, 1984). Si bien, la turbiedad por su sencillez, seguirá siendo un parámetro muy usado como indicador indirecto de la presencia de material particulado, se sabe que no refleja siempre bien la carga de sólidos que reciben los lechos filtrantes, especialmente cuando las partículas no son de naturaleza arcillosa o silíceas, como es el caso de algas o de flóculos de hierro. Como carga máxima de sólidos suspendidos (SS) existen pocas recomendaciones,

una de ellas recomienda $SS < 5 \text{ mg/l}$, con base en experiencias a escala piloto, utilizando suspensiones de caolín como fuente de agua a tratar (Wegelin, 1986).

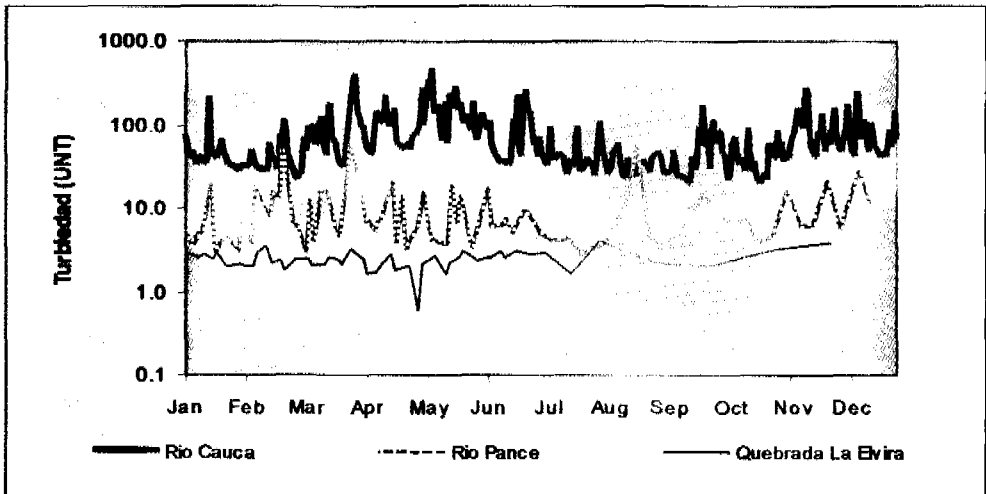


Figura 4.4. Niveles de turbiedad (UNT) en tres ríos andinos (Enero 1991-Noviembre 1991).

Hierro y manganeso

En los lechos de filtración, pueden haber bacterias capaces de contribuir a la oxidación del hierro y el manganeso presentes en el agua. Pequeñas cantidades de precipitados de hierro mejoran la capacidad de remoción de compuestos orgánicos (Collins et al, 1985); sin embargo, concentraciones de hierro superiores a 1 mg/l , pueden contribuir significativamente a la colmatación de las unidades de FLA (Spencer et al, 1991).

Algas

La presencia de algas en cantidades moderadas son usualmente benéficas para el funcionamiento de las unidades de FLA. Estas son generalmente retenidas a la altura de la parte superior de los lechos, donde se desarrolla una especie de biomembrana, con trasposos individuales de algas unicelulares (Toms et al, 1988). Los crecimientos significativos pueden ocasionar la pérdida acelerada de energía hidráulica en los lechos y reducir hasta en cinco sextos los períodos de filtración (Ives, 1957). También pueden ser factor importante en las concentraciones altas de orgánicos solubles y de problemas de olores y sabores. Además, como consecuencia de la actividad fotosintética, las algas pueden afectar la capacidad reguladora del agua y aumentar el pH a niveles aún por encima de 10 u 11, los cuales pueden ocasionar precipitaciones de hidróxidos de magnesio y calcio sobre la arena (Ives, 1957), esto contribuye a la obstrucción de los lechos o a aumentar el tamaño efectivo de la arena, lo cual puede repercutir en una menor eficiencia de tratamiento.

Consecuentemente, varios valores de indicadores directos o indirectos se han propuesto para establecer límites deseables a los niveles de algas (tabla 4.2). Finalmente, se resalta que las algas pueden estar presentes en las fuentes de agua o crecer en el sobrenadante de los filtros, si existen condiciones favorables de nutrientes y radiación solar. Sólo en este último caso, la cobertura de las unidades de FLA contribuiría a aliviar el efecto de las algas en los

procesos de tratamiento y antes de hacerlo, se recomienda verificar si la operación y el mantenimiento puede hacerse compatible con su presencia, particularmente cuando se presentan en cantidades bajas o moderadas.

Materia orgánica natural o color real

La remoción de color real asociado a carbono orgánico disuelto o sustancias húmicas, es reportada normalmente como baja, del orden de 25 a 30% (Cleasby et al, 1984; Ellis, 1985; Collins et al, 1991). Esta remoción baja es consistente con la reportada para otros parámetros más directamente ligados con la medición de materia orgánica, como se muestra en la tabla 4.1. Debido al riesgo potencial de tipo crónico, asociado con los subproductos de la desinfección con cloro en presencia de este tipo de materia orgánica, los niveles de color deseables en el agua a tratar son bajos, según los autores citados en la tabla 4.2. Sin embargo, se subraya, que riesgos agudos, de naturaleza microbiológica, son prioritarios de tratar y que estos niveles deseables de color no deben comprometer, de ser posible, la etapa de desinfección terminal del agua (Craun et al, 1994).

De otra parte, niveles mínimos de materia orgánica y nutrientes, parecen ser necesarios para tratar mejor otros indicadores de calidad de agua. Bellamy et al (1985) reportan remociones de turbiedad en el rango de 27 a 39%, para un río de montaña con muy bajo contenido de materia orgánica y observaron que, estas eficiencias se mejoraban significativamente, al agregar carbono orgánico y nutrientes al afluente de las unidades de experimentación.

4.2.2 Condiciones que inhiben o reducen la eficiencia del proceso

Diversas circunstancias pueden interferir con los procesos de tratamiento en las unidades de FLA y no alcanzarse las eficiencias esperadas de remoción. Por ejemplo, carreras de filtración demasiado cortas para una adecuada maduración de los filtros; niveles de sólidos que crean ambientes desfavorables para el establecimiento de una biomasa adecuadamente diversa y activa; bajas temperaturas; escasez de nutrientes y bajos niveles de oxígeno disuelto. A continuación se amplían consideraciones sobre algunas de ellas

Bajas temperaturas

A temperaturas bajas aumenta la viscosidad del agua y se reduce la actividad bioquímica en los lechos de arena, lo cual afecta la eficiencia de remoción de algunos parámetros. Huisman (1974), reporta que la remoción de E. Coli se reduce de 99% a 50%, cuando la temperatura baja de 20 oC a 2 oC, respectivamente. Esta observación es consistente con la reportada por Toms et al (1988) según la cual, filtros convencionales en Londres, antes de su optimización, operados a 0.30 m/h y a temperaturas inferiores a 4 oC, producían efluentes con niveles de coliformes fecales por encima de los 50 UFC/100 ml. La estrategia en regiones estacionales, con inviernos fuertes, v.g. Canadá, Suiza, Países Bajos y parte de EE UU, para evitar congelamiento o reducir el impacto de bajas temperaturas, ha sido cubrir o enterrar los filtros, con sus correspondientes implicaciones económicas. Reducir las velocidades de filtración también aminora el impacto de bajas temperaturas y Toms et al (1988) presenta evidencia en este sentido pues los mismos filtros en Londres, operando a velocidades menores de 0.20 m/h produjeron efluentes con menos de 10 UFC/ml, aún a bajas temperaturas. En la figura 4.5 se presenta un filtro lento en arena que se encuentra congelado, por efectos del invierno, en el Norte de los Estados Unidos.



Figura 4.5. Filtro lento en arena congelado, ubicado al Norte de los Estados Unidos.

Nutrientes

Los microorganismos activos en los lechos de arena requieren para su metabolismo y crecimiento carbono, nitrógeno, fósforo y azufre. Los ácidos húmicos y fúlvicos son ricos en carbono pero pobres en el contenido de otros elementos (Spencer et al, 1991). Esto podría ser, al menos en parte, la explicación para las limitaciones de FLA a remover color natural de fuentes de agua bien protegidas y para los resultados reportados por Bellamy et al (1985), según los cuales, la adición de nutrientes permitió aumentar la actividad biológica en lechos experimentales de arena y mejorar las eficiencias de remoción de turbiedad y de indicadores de contaminación microbiológica.

Oxígeno disuelto

Cuando las velocidades de filtración son muy bajas y hay suficiente demanda en el agua, el contenido de oxígeno puede agotarse debido al largo contacto con la biomasa que lo consume (Joshiet et al, 1982). Estas posibilidades de situaciones anóxicas o anaeróbicas en los lechos deben evitarse, pues pueden dar origen a serios problemas de calidad de agua, tales como olores, sabores o la resuspensión de metales, con implicaciones estéticas o de interferencia con la etapa de desinfección terminal (Ellis, 1985).

En la tabla 4.2 se resumen algunos criterios que, a juicio de varios autores, hacen una fuente ideal para su tratamiento directo con unidades de FLA. De las limitaciones mencionadas antes y de los criterios mostrados en la tabla 4.2, resulta claro que para la gran mayoría de fuentes superficiales, particularmente lagos o embalses con algún grado de eutroficación, ríos no regulados en cuencas no muy bien conservadas o fuentes en el trópico, expuestas a períodos más o menos cortos pero intensos de lluvia, no pueden ser tratadas adecuadamente con unidades de FLA, como única etapa de tratamiento, antes de la desinfección terminal.

Tabla 4.2. Calidad de agua para tratamiento directo con FLA (Galvis et al., 1993).

Criterio de Calidad de Agua Cruda	Límites de Calidad según Referencias de 1991		
	Spencer et al	Cleasby	Di Bernardo
Turbiedad (UNT)	5 - 10 ⁽¹⁾	5	10
Algas (Unidades/l)	200000 ⁽²⁾	5 mg/m ³ ⁽³⁾	250000
Color Real (UPC)	15 - 25		5
Absorbancia (254 nm) (UA)	0.08		
Oxígeno Disuelto (mg/l)		> 6	
Fósforo (PO ₄) (mg/l)	30		
Amoníaco (mg/l)	3		
Hierro Total (mg/l)	1	0.3	2.0
Manganeso (mg/l)		0.05	0.2
C. Fecales (NMP)			200 org./100 ml

- (1) Son significativas la naturaleza de la turbiedad y la distribución de tamaño de las partículas y la manera en que se producen los cambios de calidad de agua en el afluente.
- (2) Importantes, tanto el número como las especies presentes en la fuente de agua. Esta recomendación supone filtros cubiertos.
- (3) Este límite (0.005 mg/l) corresponde a clorofila-a en el agua encima del filtro, como una medida indirecta del nivel de algas.

4.3 SUPERANDO LIMITACIONES DE LA FILTRACIÓN LENTA EN ARENA

4.3.1 Evolución en el uso de la tecnología FLA en Europa

Para conservar las bondades y superar limitaciones de FLA, resulta útil revisar, así sea globalmente, la manera como se han identificado otros procesos de tratamiento, con capacidades complementarias a las de FLA y que en combinación con ella, procuran producir agua que cumpla los requisitos cada vez mas exigentes de tratamiento. Esta revisión incluye inicialmente algunas ciudades europeas y después, algunos de los proyectos o trabajos que antecedieron o acompañaron la propuesta de FiME.

Londres: A comienzos del siglo XX, embalses, con períodos de retención del orden de semanas (sedimentación simple) y desinfección terminal con cloro, fueron incorporados como etapas adicionales de tratamiento. Cada una de las tres etapas y su combinación, fueron claves para darle calidad al agua. Sin embargo, la proliferación de algas en los embalses y el aumento en los niveles de sólidos suspendidos, crearon problemas de colmatación en las unidades de FLA. Este problema se superó cuando en 1923 la Metropolitan Water Board (MWB) introdujo su primer filtro "rápido" de arena, el cual no requería la dosificación de coagulantes (Ridley, 1967). Con sólo modificaciones menores, este sistema de filtración doble en arena se utilizó hasta los 80s. En la figura 4.6 se ilustra el mejoramiento microbiológico gradual del agua, en cada una de las cuatro etapas de tratamiento. En los 90s, para cumplir con los requerimientos de la Comunidad Europea, las plantas fueron optimizadas incluyendo ozono y una camada adicional de carbón activado en el interior de los lechos de arena de las unidades de FLA, con el fin de incrementar biodegradabilidad, remoción de compuestos orgánicos y mejorar la confiabilidad de la desinfección.

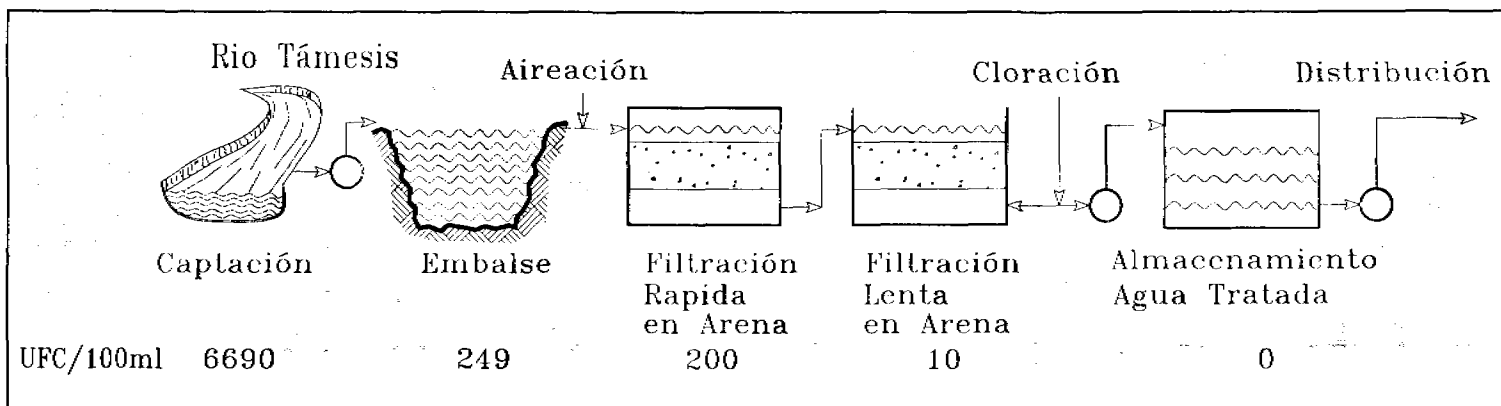


Figura 4.6. Remoción de coliformes fecales, en las diferentes etapas de tratamiento en una planta típica de Londres hasta los años 80s. Datos promedios de los 60s (Adaptado de Windle-Taylor, 1974).

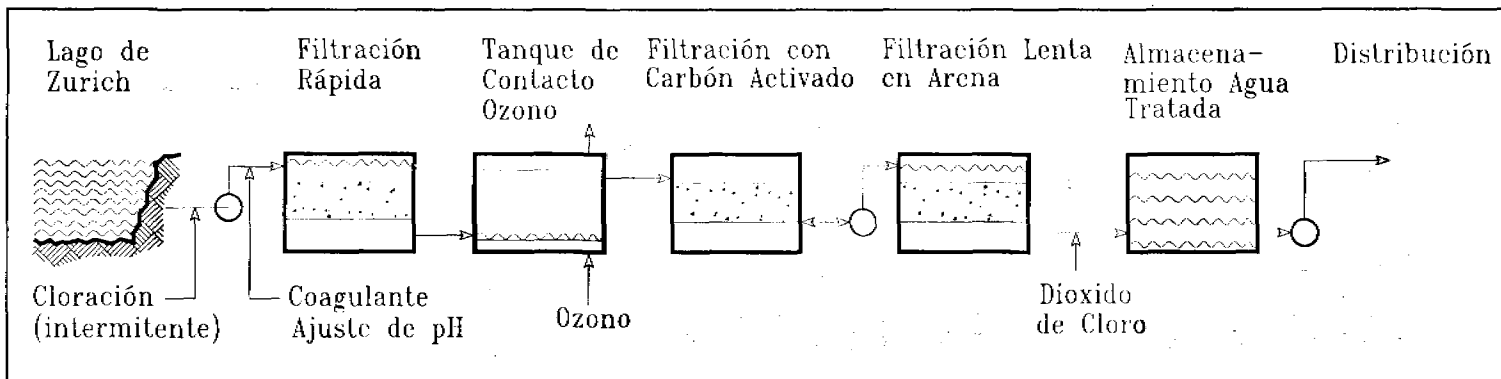


Figura 4.7. Diagrama de Flujo de la Planta de Tratamiento Lengg en Zurich (Huck, 1988).

Zurich: La ciudad se abastece de tres fuentes: Lago de Zurich, agua subterránea y nacimientos. La primera planta, tratando agua del lago, utilizó unidades de FLA y entró en operación en 1871; actualmente el agua del lago representa el 70% del abastecimiento y es tratada en dos plantas, Lengg y Moss. Para atender nuevos riesgos de contaminación y una reglamentación cada vez más estricta, sobre todo en lo relacionado con sustancias orgánicas, FLA es ahora una de las múltiples etapas de tratamiento de estas plantas que incluyen: pre-oxidación en los colectores de agua del lago, coagulación / floculación, ajuste de pH, filtración rápida en arena, tratamiento con ozono, filtración en carbón activado, FLA y desinfección usando dióxido de cloro para proteger el sistema de distribución. Esto se ilustra en la figura 4.7. En Zurich, el agua cruda es de buena calidad y debido al efecto de las etapas precedentes, el impacto de FLA se refleja principalmente en la reducción de COA., carbono orgánicamente asimilable (Huck, 1987).

Como lo ilustran los dos casos anteriores, FLA continúa siendo utilizada en las plantas de tratamiento de importantes ciudades europeas, pero ahora como una de sus últimas etapas de los procesos que las constituyen. En consecuencia, las unidades de FLA reciben agua de muy buena calidad, mucho mejor que la requerida por los autores citados en la tabla 4.2 y por eso puede operar como filtros lentos "rápidos", con velocidades del orden de 0.4 a 0.8 m/h, muy superiores a los valores tradicionalmente usados, en el rango de 0.04 a 0.2 m/h. Debe ser claro para el lector en otros contextos, que estas velocidades altas pueden ser adecuadas sólo si se cumplen las condiciones que las están haciendo posibles. Además, la estrategia reciente de estas ciudades para alcanzar dichas condiciones, es más exigente, en términos de instrumentación y equipamiento, que la clásica dosificación de coagulantes que ha dificultado la aplicación de FiR en tantas localidades de la región.

A continuación se presenta una visión parcial sobre la búsqueda de otras etapas o procesos de pretratamiento, orientado a posibilitar estrategias menos exigentes en recursos humanos e infraestructura para el tratamiento del agua, aprovechando la tecnología de FLA.

4.3.2 Consideraciones sobre la búsqueda de alternativas de pretratamiento

El uso adecuado de la tecnología FLA, ha estado determinado por la disponibilidad de fuentes de agua de buena calidad, como parece ser el caso de su aplicación en EE UU, según lo evidencia la revisión de literatura resumida en el aparte 4.1, o por la posibilidad de utilizar diferentes modalidades de pretratamiento, para acondicionar la calidad del agua antes de su entrada a las unidades de FLA. Estas modalidades incluyen sedimentación simple, microcribado, filtración en grava o arena gruesa y más recientemente, ozono o carbón activado para potencializar su capacidad de remover orgánicos.

En las últimas décadas y en la perspectiva de promover el uso de la tecnología de FLA en núcleos rurales y cabeceras municipales pequeñas o medianas, se ha vivido un renovado interés por recuperar y optimizar el aprovechamiento de los filtros en grava, tales como los que se ilustran en la figura 4.8. Entre otras experiencias, se enuncian investigaciones y aplicaciones llevadas a cabo por el Instituto Asiático de Tecnología (AIT) en Tailandia, con filtración gruesa horizontal (FGH), en el marco del proyecto Internacional de Filtración Lenta en Arena, coordinado por el IRC, para lo cual se construyeron unidades de FGH a escala real en Ban Bangloa Tailandia (Visscher et al., 1992). Un mayor empuje a la alternativa FGH fue realizado con base en los trabajos reportados por Wegelin (1986) y Wegelin et al (1991), los cuales incluyeron la construcción de unidades a escala piloto y real en varios países, Perú

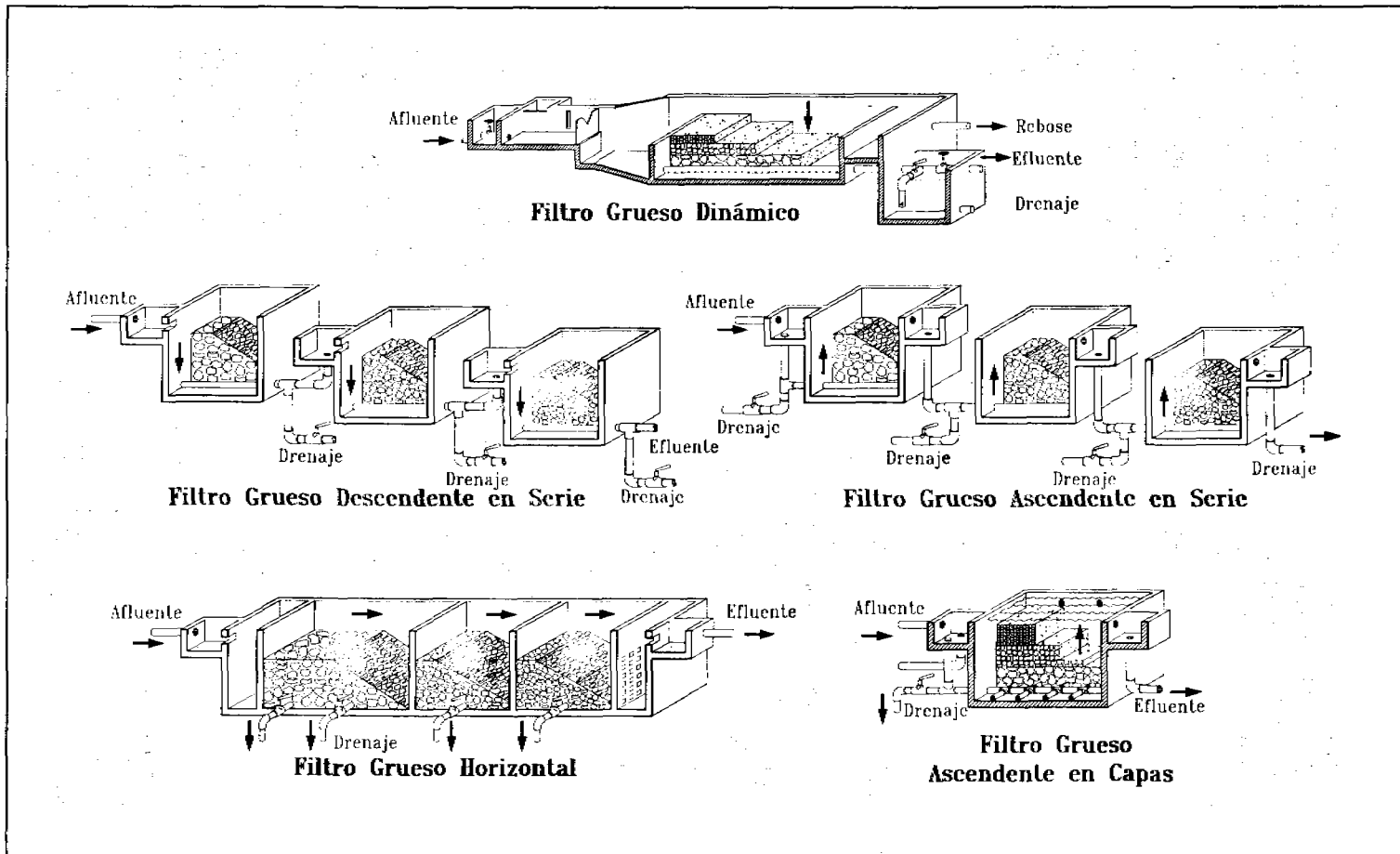


Figura 4.8. Ilustración de un filtro grueso dinámico y de filtros gruesos de flujo ascendente, descendente y horizontal.

y Colombia entre ellos. En Latinoamérica se realizaron también estudios con filtración gruesa de flujo descendente (FGD) en Perú (Pérez et al., 1985; Pardón, 1987; Lloyd et al, 1987) y con filtración gruesa de flujo ascendente en Brasil y Colombia (Di Bernardo 1991; Galvis y Visscher, 1987; Galvis et al, 1989). En Colombia, Cinara trabajó en el desarrollo de la filtración gruesa dinámica (FGDi), orientada a superar los problemas asociados con los cambios bruscos en los niveles de sólidos suspendidos, que presentan la mayoría de ríos andinos (Galvis y Fernández, 1992; Galvis et al, 1992).

Al finalizar los años 80s parecía claro que la filtración en gravas o filtración gruesa (FG), era una buena opción para pretratar o acondicionar el agua antes de las unidades de FLA. Sin embargo, no había información que orientara la selección ni la combinación de las diferentes alternativas reportadas en la literatura para especificarlas en combinación FLA, frente a la necesidad de tratar una fuente de agua. Esto estimuló la realización de un programa integrado de investigación y demostración sobre alternativas de pretratamiento, el cual incluyó estudios comparativos de las diferentes modalidades de la filtración en gravas; búsqueda de posibles combinaciones de las diferentes etapas de pretratamiento, orientada por los conceptos de barreras múltiples y de tratamiento integrado, que permitieran producir un efluente en las unidades de FLA que se acercara al concepto de desinfección terminal como barrera de seguridad (estos tres conceptos fueron enunciados en el marco del capítulo 2); estudios sobre costos y la producción de herramientas metodológicas y de material didáctico, que facilitara la transferencia de la experiencia (Cinara e IRC, 1992; 1996; Galvis et al. 1996). Parte de la experiencia adquirida en el desarrollo de este programa se presenta en los siguientes capítulos de esta publicación.

En resumen, por ahora puede decirse que, para las condiciones en que se realizó el programa, la combinación de filtración gruesa dinámica (FGDi) con la filtración gruesa ascendente (FGA) resultó ser la mejor opción para pretratar el agua antes de las unidades de FLA. En todas las alternativas estudiadas se incluyeron múltiples o "manifolds" como sistema de drenaje, innovación que ha facilitado significativamente el proceso de limpieza de las unidades de filtración gruesa. No obstante, el sistema de drenaje es quizá uno de los campos que más requiere investigación, para continuar potencializando esta tecnología. Otro desarrollo importante es el FGDi, el cual es un filtro grueso con flujo descendente, funcionando como primera etapa de tratamiento y como una especie de "válvula automática", que paulatina o rápidamente, declina el flujo captado ante valores altos o cambios bruscos en los sólidos suspendidos que llegan a la planta de tratamiento.

4.4 CONSIDERACIONES SOBRE LA FILTRACIÓN EN MÚLTIPLES ETAPAS

La combinación de las etapas de filtración gruesa y filtración lenta en arena, es lo que en esta publicación se denomina filtración en múltiples etapas, FiME. Esta tecnología ha tenido buena acogida en Colombia, donde ya hay alrededor de 50 plantas operando, 10 de ellas desde mediados de la década de los 80s, con efluentes de bajo riesgo sanitario antes de la desinfección terminal y con bajos costos de operación y mantenimiento, los cuales son cubiertos en su totalidad por los usuarios, quienes pagan una tarifa de alrededor de 3 dólares americanos, en un país donde el salario mínimo oficial está un poco por encima de los 150. Todos estos sistemas son administrados por organizaciones de base comunitaria, con apoyo técnico de instituciones relacionadas con el sector, el cual aún resulta difícil, a pesar de la transferencia de recursos y responsabilidades a los niveles locales, en el proceso de descentralización que vive el país.

FiME no compromete las ventajas asociadas a los requerimientos sencillos de operación y mantenimiento de FLA y permite la producción de agua de buena calidad en un gran número de núcleos rurales y de cabeceras municipales, donde el tratamiento con productos químicos es poco factible. La tabla 4.3 presenta un resumen de consideraciones sobre la tecnología de FiME.

4.4.1 Descripción de los componentes con filtración gruesa

FiME, puede estar conformada por dos o tres componentes o etapas principales de filtración, dependiendo de los niveles de contaminación en la fuente. La opción de tres componentes, FGD_i, FG y FLA, se ilustra en la figura 4.9. La segunda componente, o sea FG, puede obviarse con fuentes de buena calidad. FGD_i se orienta principalmente a la reducción de sólidos suspendidos, con base en la remoción de las partículas mas grandes; a medida que el agua avanza en las siguientes etapas, gradualmente se prioriza la remoción de partículas mas pequeñas y microorganismos.

Filtros Gruesos Dinámicos (FGD_i) incluyen una capa delgada de grava fina en la parte superior y otra más gruesa en contacto con el sistema de drenaje en el fondo. El agua que entra en la unidad pasa sobre la grava y parte de ella es captada a través del lecho, hacia la próxima etapa de tratamiento. Con niveles moderados o estables de sólidos en la fuente, las unidades de FGD_i se obstruirán gradualmente, y ante cambios bruscos, la colmatación será mas rápida y una fracción significativa o, eventualmente, el total del flujo captado, fluirá sobre el lecho colmatado y retornará a la fuente, protegiendo de esta manera las etapas de tratamiento relativamente mas difíciles de operar y mantener. En el capítulo 8 se amplía la información sobre esta componente de FiME.

De acuerdo con el sentido del flujo en los lechos de grava de la segunda etapa de tratamiento, los filtros gruesos pueden ser de tipo ascendente (FGA), descendente (FGD) u horizontal (FGH). Según se resume en el capítulo 5, después del estudio comparativo de estas modalidades de FG (Cinara e IRC; 1992; 1996), se encontraron técnica y económicamente ventajosas las variantes de FGA, aunque, las opciones de FGD y FGH también presentaron buenas eficiencias de remoción en los parámetros de mayor relevancia sanitaria revisados en el capítulo 2.

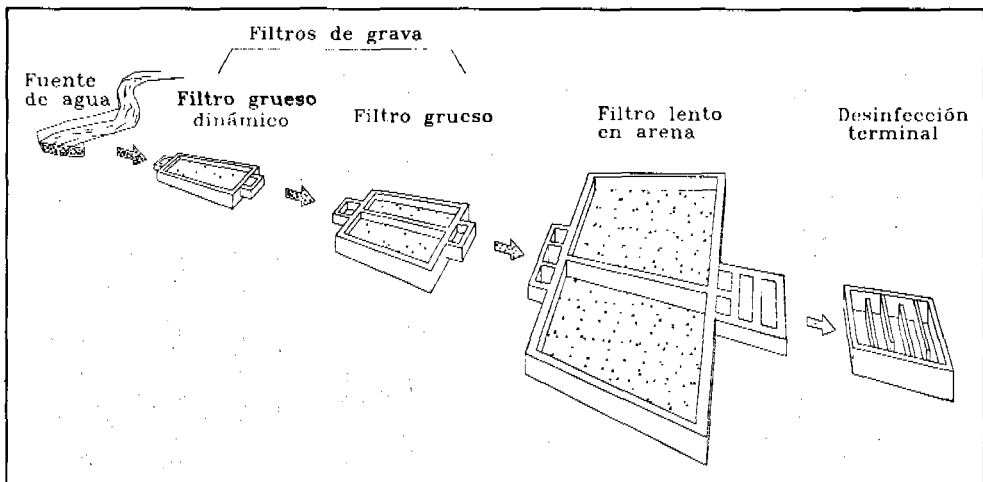


Figura 4.9. Sistema de tratamiento por filtración en múltiples etapas.

Tabla 4.3. Resumen de consideraciones sobre la filtración en múltiples etapas

Consideración	Comentario
Calidad del agua tratada	Es una excelente alternativa para mejorar la calidad física, química y microbiológica del agua. En muchas localidades, FiME es la única opción confiable de tratamiento.
Facilidades de construcción	El diseño es relativamente simple y facilita el uso de materiales y de la mano de obra del lugar. No se requiere equipo especializado.
Costos de construcción	La construcción con materiales y mano de obra local reduce los costos. Usualmente, no se requieren materiales importados.
Facilidades de O&M	Después de un corto período de capacitación, operadores locales, sin alto nivel de escolaridad, pueden operar y mantener el sistema.
Costos de O&M	Los costos de operación y mantenimiento y las necesidades de energía eléctrica son menores que en otros sistemas. No requieren productos químicos para coagulación.
Confiabilidad	Riesgo de fallas mecánicas bajo o de problemas asociados con cambios en la calidad del agua cruda. Estos pueden resolverse la mayoría de las veces sin interrumpir el servicio
Limpieza	El proceso de limpieza es simple aunque laborioso y esto no debe representar un problema mayor en países donde la mano de obra es relativamente barata.
Requerimientos de área superficial	Una planta convencional de FiR, con áreas de almacenamiento y de manejo de químicos, zonas de tráfico, etc., puede requerir áreas comparables a FiME.
No es una panacea	Existen niveles de contaminación o factores ambientales que superan la eficiencia o inhiben los procesos de tratamiento ligados con FiME.

Los Filtros Gruesos de Flujo Ascendente consisten en un compartimiento principal donde se ubica un lecho filtrante de grava, el cual disminuye de tamaño con la dirección del flujo. Un sistema de drenaje, ubicado en el fondo de la estructura, sirve para distribuir el flujo durante la carrera de filtración o para drenar los lechos de grava durante las actividades de limpieza hidráulica, con base en las descargas frecuentes de fondo. Según la longitud y distribución de las capas de grava, se pueden distinguir dos alternativas: **La Filtración Gruesa Ascendente en Capas (FGAC)**, cuando los lechos de grava son instalados en una misma unidad o estructura y **la Filtración Gruesa Ascendente en Serie (FGAS)**, cuando los lechos de grava son instalados en dos o tres unidades de filtración, cada una conteniendo un tamaño predominante de grava, que decrece en el sentido del flujo. Estas opciones de FG se ilustraron en la figura 4.8 y en el capítulo 9 se presenta información adicional.

Los Filtros Gruesos de Flujo Descendente en Serie (FGDS) hasta ahora evaluados, constan de tres compartimientos, con gravas que van de gruesas a finas en el sentido del flujo. En el capítulo 5 se incluye información sobre el comportamiento de esta opción, en comparación con otras modalidades de filtración gruesa. El comportamiento de los FGDS es semejante al de los FGAS1, en términos de eficiencias de remoción; sin embargo, el mantenimiento se hace mas difícil, pues el lodo tiende a acumularse en la superficie de la primera unidad de la serie de tres y su limpieza es relativamente mas difícil que en las unidades de

FGAS, donde el lodo se acumula preferencialmente en la camada inferior de grava, cerca de los drenes.

En los **Filtros Gruesos de flujo Horizontal (FGH)** las unidades consisten de uno o varios módulos contruidos de tal manera que conforman tres compartimientos separados por una pared perforada. En un comienzo esta opción era muy voluminosa pues no incluía un sistema de drenaje que facilitara su limpieza hidráulica. Después de su aplicación en diferentes países, incluidos Perú y Colombia, se le adicionó un sistema de drenaje. Si bien esto permitió reducirle el tamaño a las unidades, las actividades de operación y mantenimiento de FGH son muy exigentes en términos de mano de obra y de consumo de agua. Cinara ensayó con una nueva variante, la Filtración Gruesa Horizontal en Serie (FGHS) y encontró que con ella se puede optimizar el comportamiento hidráulico de esta opción de pretratamiento (Galvis et al., 1996), lo cual debe contribuir a reducir la longitud de los lechos de grava, manteniendo los mismos niveles de eficiencia que ahora presenta la tecnología "convencional" de FGH. En el Capítulo 5 se amplía la información sobre el comportamiento de FGH y sus variantes, estudiadas en Colombia.

4.5 OTRAS ALTERNATIVAS DE PRETRATAMIENTO

Existen otras posibilidades de pretratamiento que pueden ser utilizadas en combinación con FiME y que no comprometen su simplicidad en términos de operación y mantenimiento. Se incluyen en este ítem algunas alternativas que tienen buen potencial, tales como: pozos o galerías de infiltración y la sedimentación simple.

Pozos de infiltración

Una de las técnicas más antiguas de pretratamiento la constituye la filtración de agua a orillas de los ríos o pozos de infiltración. Dependiendo de la calidad del agua en el río y de las características del suelo a través del cual debe percolar el agua a captar, ésta puede resultar inadecuada tanto para afluente de unidades de FLA como para desinfección. Engels et al. (1989) reportan problemas en la resuspensión de óxidos de hierro y manganeso presentes en el suelo, cuando los niveles de oxígeno en el río han caído por debajo de 1 mg/l. Cambios en la capacidad de transporte de sólidos de la fuente pueden afectar la capacidad de captación de los pozos, dada la dificultad de mantenimiento del material filtrante.

Galerías de infiltración

Las galerías de infiltración están constituidas principalmente por tuberías perforadas colocadas en los lechos de los ríos. Si la permeabilidad del lecho natural es muy baja, éste puede ser reemplazado parcialmente por otro material, tal como grava y arena. Se han reportado velocidades de captación en el rango de 0.25 a 1.5 m/h, dependiendo de la turbiedad en la fuente y de los requerimientos de calidad en el efluente. En ríos con turbiedades bajas se han reportado buenos resultados, mientras que en fuentes con crecientes y picos de turbiedad, la obstrucción periódica de los lechos hace necesaria su limpieza o la reposición del material filtrante. En la práctica, este mantenimiento se dificulta por la localización del sistema de captación. Evaluaciones realizadas en Colombia a captaciones de lecho filtrante, mostraron eficiencias muy bajas, generalmente inferiores al 20% (Cinara - IRCWD, 1988). El reconocimiento de este tipo de limitaciones motivó en Cinara el desarrollo de los Filtros Gruesos Dinámicos, FGD_i.

Sedimentación simple

La sedimentación es un proceso físico que permite reducir el contenido de sólidos suspendidos presentes en el agua. Su eficiencia de remoción depende de la carga superficial (relación

entre caudal y área superficial), número de Reynolds, número de Froude, temperatura y de características propias de las partículas a sedimentar, tales como densidad y tamaño. La calidad efluente de un sedimentador podría requerir de otras opciones de pretratamiento con procesos basados en la filtración, si hay presencia de material coloidal. De esta forma se puede obtener calidad de agua adecuada para su tratamiento posterior por FLA.

Se pueden distinguir dos variantes principales en la aplicación de la sedimentación simple. Aquellas con períodos teóricos cortos de retención (menos de un día) y otras con largos períodos (varios días o semanas). Fuentes de agua con valores altos de sólidos suspendidos pueden mostrar significativas reducciones con períodos de algunas horas de detención; en contraste, podría tener un mínimo impacto en fuentes con turbiedad de naturaleza coloidal.

La sedimentación simple con bajos tiempos de retención (por ejemplo, una estructura desarenadora), podría ser la primera etapa de acondicionamiento para fuentes superficiales, principalmente en ríos de montaña, con alta pendiente de fondo y grandes variaciones de caudal, que transportan material particulado grande y pesado, tal como gravas y arena. Sin embargo, los ríos transportan una gran variedad de partículas de material cohesivo como lodo y arcilla (0.5 a 62 μm) y discreto como arenas finas, medianas y gruesas (62 y 2000 μm) (Breusers, 1988).

En la Región Andina la mayoría de las fuentes superficiales grandes o pequeñas presentan picos en la concentración de sólidos suspendidos, de corta duración, situación que puede suceder en ausencia del fontanero del sistema de abastecimiento de agua, momento en el cual, los acondicionadores juegan un papel importante en la protección del sistema de tratamiento.

El potencial de la sedimentación para períodos menores de un día, puede estimarse a través de columnas de sedimentación; para períodos más largos, otros elementos como efectos térmicos, eólicos o producción de algas, comienzan a ser de mayor importancia, especialmente en unidades a escala real (Cleasby, 1991). La sedimentación simple con largos períodos de retención es de uso común en Londres, donde el crecimiento periódico de algas ha obligado a la colocación de microcribas o de filtros "rápidos" sin coagulación, antes de los filtros lentos (Ridley, 1967). Para controlar el crecimiento de algas en los embalses, en Londres se han desarrollado técnicas orientadas a prevenir la estratificación térmica, las cuales incluyen sistemas de bombeo. El potencial de los embalses como alternativa de pretratamiento en países tropicales y en zonas con limitaciones para sostener tales niveles de mecanización ó de eutroficación, debe ser cuidadosamente evaluado antes de promover su aprovechamiento amplio.

La sedimentación optimizada por medio de tubos o placas paralelas permite reducir entre 60 y 70% el área requerida por la sedimentación simple. La sedimentación en placas paralelas ha sido aplicada exitosamente en el tratamiento de agua químicamente coagulada; sin embargo, la experiencia con aguas no coaguladas es limitada. Investigaciones desarrolladas en la Estación de Investigación de Cinara, en predios de la Empresas Municipales de Cali, no reportaron buenos resultados (Castilla et al., 1989).

5. COMPORTAMIENTO DE LA TECNOLOGÍA FIME

La inversión de la tecnología FiME ha sido realizada en el marco del Proyecto Integrado de investigación y Demostración de Métodos de Pretratamiento para Sistemas de Abastecimientos, con base en un trabajo llevado a cabo tanto en unidades construidas a nivel experimental como en proyectos de demostración a escala real ubicadas en la región del Valle del Cauca, Colombia.

La investigación se centró en comparar diferentes alternativas de pretratamiento previos a la filtración lenta en arena (FLA); en producir criterios de selección, operación y mantenimiento y en evaluar la aplicación de multibarreras y tratamiento integrado.

El desarrollo de la investigación se realizó en el valle geográfico del río Cauca, situado al suroccidente de Colombia. Un alto porcentaje de este valle, hace parte del departamento del Valle del Cauca. La figura 5.1 presenta la localización geográfica de Colombia y del departamento de Valle de Cauca, incluyendo los proyectos de demostración a escala real.

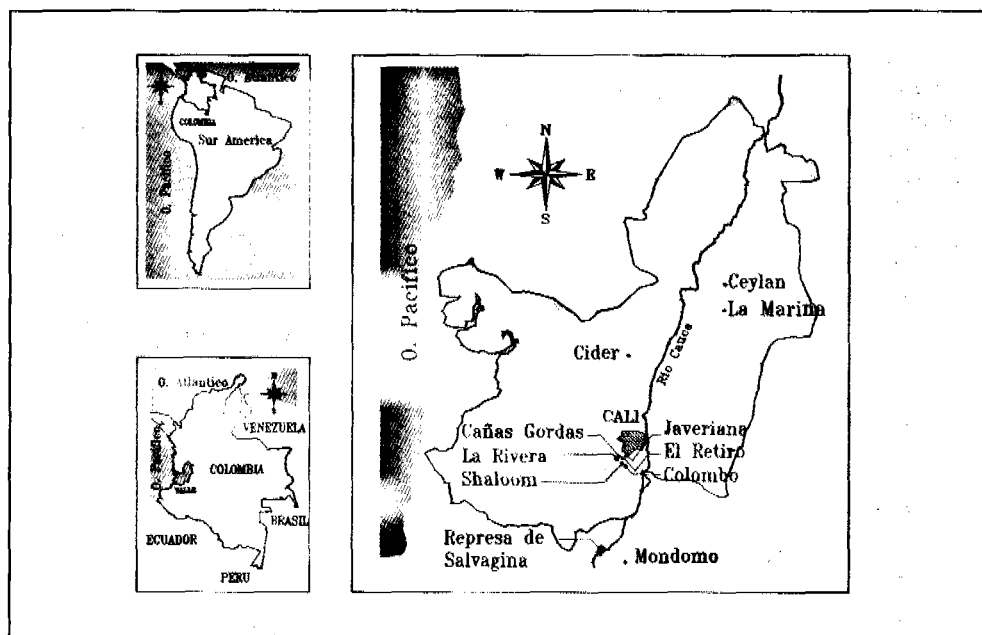


Figura 5.1. Localización geográfica del proyecto pretratamientos.

El Valle del Cauca, con una temperatura promedio anual de 24°C y con bajas fluctuaciones estacionales, está localizado en la zona de influencia de la convergencia intertropical. Como consecuencia de esto, presenta dos períodos secos en el año que van de enero a marzo y de julio a septiembre, y dos períodos lluviosos que se extienden de abril a junio y de octubre a diciembre, siendo este segundo, regularmente, el más severo.

El río Cauca, principal afluente de la región y fuente de agua cruda para la investigación a escala piloto, presenta una alta contaminación, debido tanto al vertimiento de aguas residuales domésticas, sin tratamiento, de varias comunidades, como al arrastre de suelo agrícola, principalmente durante el período de lluvias. El río drena un área aproximada a 60.000 Km², en sus 1200 Km de longitud. De su recorrido, solamente 3600 Km² se encuentran aguas arriba del embalse de Salvajina, el cual a su vez, se encuentra aguas arriba del sitio de captación donde se deriva agua, tanto para la ciudad de Cali, como para el proyecto. El efecto de embalse permite al río, en su paso por la ciudad de Cali, elevar los caudales mínimos de 40 m³/s, aliviando el impacto de la contaminación durante el verano. El efecto del embalse en la calidad físicoquímica del río en invierno, es limitado, pues aguas abajo de él se encuentran importantes tributarios, como los ríos Palo, Suárez, y Jamundí, entre otros, que contribuyen significativamente al deterioro de su calidad, en época de lluvias.

Ante tales variaciones en la calidad de agua cruda, la investigación consideró períodos de evaluación de seis meses, incluyendo como mínimo un período seco y uno de lluvia. El tiempo total de investigación dentro del proyecto fue cercano a 40 meses.

Las unidades experimentales utilizadas en el proyecto se localizaron en la Estación de Investigación y Transferencia de Tecnología de Cinara, (figura 5.2), ubicada en predios de la planta de tratamiento de agua de Puerto Mallarino, perteneciente a las Empresas Municipales de Cali - EMCALI - ACUACALI. La Estación cuenta con una infraestructura de apoyo en laboratorios, para el análisis de calidad físicoquímica y microbiológica del agua, además de unidades a escala técnica para el estudio a nivel piloto de la tecnología FiME. Recientemente se ha construido un nuevo laboratorio para el estudio de sistemas de tratamiento que combinan los procesos de coagulación y floculación química en medio de grava con la filtración rápida.



Figura 5.2. Cinara, Estación de Investigación y Transferencia de Tecnología en Agua Potable, localizada en la Planta de Tratamiento de Agua, de Puerto Mallarino-EMCALI, ACUACALI, Cali, Colombia.

5.1 EXPERIENCIAS CON PLANTAS A ESCALA TÉCNICA DE INVESTIGACIÓN

5.1.1 Consideraciones generales

Para el desarrollo del Proyecto Pretratamientos, se construyeron líneas de investigación con tres componentes básicos: filtro grueso dinámico (FGDi), una alternativa de filtración gruesa (FG) y un filtro lento en arena (FLA). Cuatro FGDi constituyeron el sistema de acondicionamiento común a todas las líneas. Cada línea incluyó una unidad de filtración gruesa, con una de las siguientes alternativas: Ascendente en capas y en serie de dos y tres etapas; horizontal convencional, horizontal en etapas y en serie y descendente en serie de tres etapas. Con el fin de evaluar el impacto de la calidad efluente de cada sistema de pretratamiento, cada línea incluyó un FLA. La figura 5.3 ilustra un esquema de las líneas de pretratamiento evaluadas.

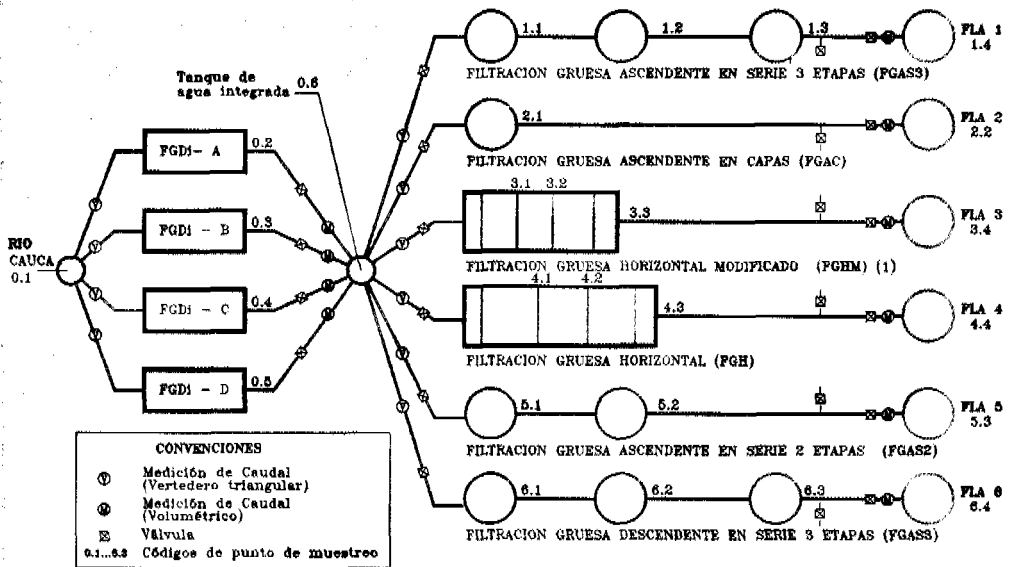


Figura 5.3. Representación esquemática de las líneas de tratamiento en unidades a escala técnica de investigación, del proyecto Pretratamientos.

Los filtros ascendentes en serie consisten en sistemas de 2 ó 3 unidades. En el caso de 2 unidades en serie, la primera contiene grava gruesa y la segunda gravas clasificadas entre media y fina; para el caso de 3 unidades en serie, en la segunda y tercera unidad predomina la grava media y fina respectivamente. El filtro ascendente en capas consiste en una unidad llena con lechos de grava de diferentes tamaños, ubicadas de gruesa en el fondo a fina en la superficie. Dos tipos de filtros gruesos horizontales fueron evaluados, uno convencional que utiliza los mismos tamaños de grava del filtro grueso ascendente en serie de tres etapas, diseñado y construido con los criterios propuestos por Wegelin (1986), y un segundo, acondicionado con longitudes de lecho filtrante similares a los del filtro en serie y dividido en tres pequeñas unidades en serie, para mejorar su comportamiento hidráulico respecto al primero.

Tabla 5.1. Características de componentes FiME evaluados a nivel de plantas piloto a escala técnica.

Componente FiME	Número de Unidades en Serie	Área de Filtración (m ²)	Lecho Filtrante	
			Tamaño (mm)	Longitud (m)
FGDi	1	0.75	6-25	0.60
FGAS3	3	3.14	25-1.6	4.55
FGAS2	2	3.14	25-1.6	3.10
FGAC	1	3.14	25-1.6	1.55
FGDS3	3	3.14	25-1.6	4.55
FGH	1	1.54	25-1.6	7.20
FGHS	3	1.54	25-1.6	4.55
FLA	1	3.14	Cu=1.57 d ₁₀ =0.23 mm	máx: 1.00 mín: 0.60

El filtro grueso ascendente comprende tres unidades en serie, con tamaños de grava similares a las del filtro grueso ascendente en serie de tres etapas.

En el desarrollo del proyecto se evaluó cada etapa de pretratamiento dentro de la línea de investigación, tanto de manera independiente como en su conjunto. Así por ejemplo, los FGD_i fueron evaluados, considerando eficiencias de remoción, aspectos hidráulicos, de operación y mantenimiento y la identificación de factores limitantes.

Los filtros gruesos se evaluaron con velocidades de filtración de 0.30, 0.45, 0.60, 0.70 y 1.0 m/h, una por cada período. Se establecieron comparaciones en el funcionamiento hidráulico y en eficiencias obtenidas dentro del mejoramiento de la calidad del agua, entre los seis tipos de filtración gruesa estudiados; así mismo se realizaron mediciones en la remoción de parámetros físico químicos y bacteriológicos por cada componente de filtración gruesa, para las velocidades de filtración indicadas y orientadas a establecer límites de trabajo en cada caso. Las características de cada componente FiME se presentan en la tabla 5.1.

5.1.2 Evaluación de la calidad del agua cruda

El río Cauca presentó variaciones en su calidad de agua, influenciadas por las épocas secas y lluviosas. La figura 5.4 ilustra la presencia de estos períodos, con base en la variación diaria de turbiedad en el río, durante un año. Altos niveles de turbiedad se presentaron durante abril a junio y en septiembre y octubre, características, del período de invierno, mientras que niveles más bajos, fueron registrados entre julio y septiembre, característicos, del período seco.

Durante el período del desarrollo del proyecto, los valores de turbiedad estuvieron en el rango 15 a 1880 UNT, el color real entre 24 y 344 UPC, mientras que los coliformes fecales varían entre 7300 y 396000 UFC/100 ml. En períodos de lluvia, los valores de turbiedad se incrementaron, presentándose variaciones fuertes y bruscas en la calidad del agua cruda, de tal manera que en tiempos inferiores a 3 horas, la turbiedad se incrementó entre 5 y 10 veces de su valor promedio, según se ilustra en la figura 5.5, en el seguimiento horario a sólidos suspendidos, turbiedad y color real.

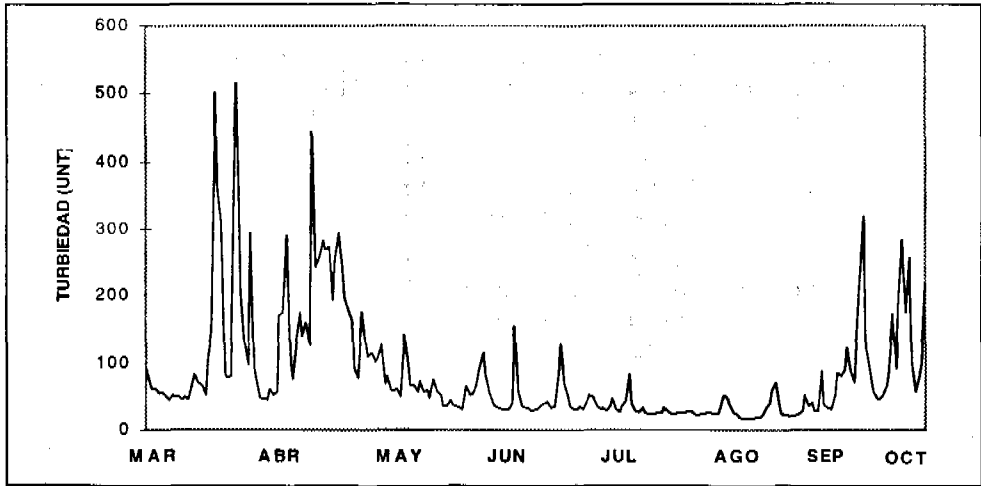


Figura 5.4. Variaciones en la calidad del agua del río Cauca a través de diferentes ciclos hidrológicos. Cali - Colombia.

La calidad del agua del río Cauca presentó promedios de hierro total y manganeso, para los períodos de evaluación, entre 3.5 y 14.0 mg/l y entre 0.5 y 0.9 respectivamente, con un valor máximo en hierro de 48 mg/l, medido durante una condición anaeróbica del río, con duración aproximada de 2 horas, altos niveles de contaminación y gran variabilidad en la calidad del agua cruda caracterizan el comportamiento del río Cauca. Características que no recomiendan su mejoramiento por filtración lenta en arena, como única fase de tratamiento, tal como se discute en la literatura especializada. Sin embargo, para los propósitos del Proyecto Pretratamiento, esta fuente es de gran utilidad para el estudio de cada una de las líneas y etapas de tratamiento propuestas.

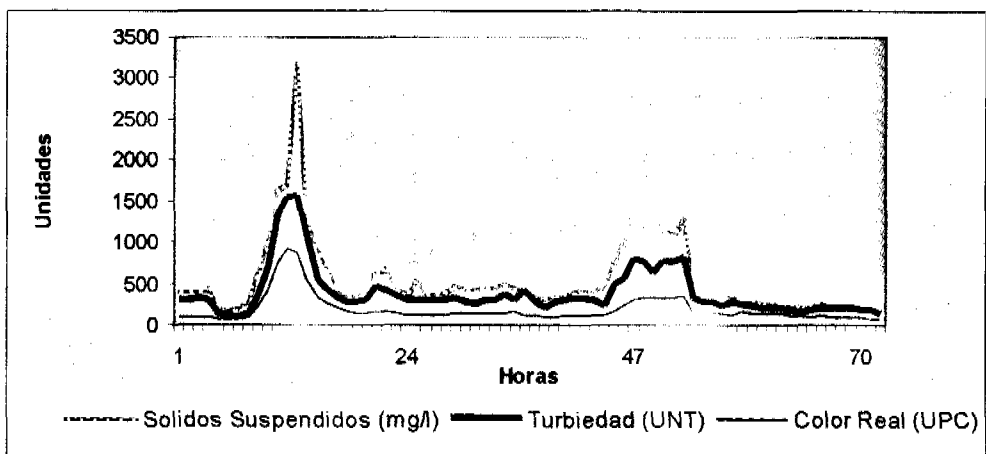


Figura 5.5. Seguimiento horario a la calidad del agua ante un cambio brusco de calidad en el río Cauca, Cali - Colombia.

5.1.3 Evaluación de las unidades de FGD_i

Ante la necesidad de proteger el sistema de abastecimiento de agua, principalmente los componentes de tratamiento, contra variaciones bruscas de calidad como las indicadas en la figura 5.5, se ha desarrollado la tecnología de filtración gruesa dinámica. Diferentes estudios a nivel piloto, fueron realizados, entre los que se incluyen evaluaciones sobre eficiencias remocionales en parámetros físicos, químicos y microbiológicos; estudios sobre el comportamiento hidráulico de la unidad y sobre remoción de material particulado presente en el afluente a tratar.

La sedimentación es propuesta como el principal proceso existente en la remoción de material particulado en un FGD_i. Dos zonas de sedimentación fueron identificadas, la primera como parte del proceso de sedimentación convencional que se genera sobre el lecho más superficial de grava y donde se remueve cerca del 10% del material suspendido presente en el agua cruda; la segunda, como parte del proceso de filtración y que se genere al interior del lecho de grava; donde se remueve entre el 65% y 85% del material suspendido tratado.

La evaluación del flujo superficial en los FGD_i mostró que éste no presenta ningún efecto sobre el arrastre de las partículas, ni sobre la calidad del agua efluente de la unidad. Este resultado es particularmente importante cuando se requiere el bombeo del agua cruda hacia el sistema de tratamiento, ya que en estos casos no se debe impulsar un caudal de exceso que garantice el flujo superficial sobre la unidad. Mayores detalles de esta evaluación se encuentran en Latorre et al (1996). La eliminación del flujo superficial, motivó el estudio de la operación del sistema a tasa constante presentan un mejor comportamiento hidráulico, debido a la mejor distribución de la capa superficial de lodo removido sobre el lecho de grava, mientras que en las unidades a tasa declinante, se presentan zonas preferenciales en la acumulación de lodo, lo cual genera zonas muertas y cortos circuitos Guzman (1997).

El análisis de eficiencias de remoción en unidades de FGD_i, utilizando velocidades de filtración entre 2.0 y 5.0 m/h, mostró la ausencia de diferencias significativas, al comparar unidades operadas en el rango de 2.0 a 4.0 m/h, inclusive; las eficiencias fueron registradas cercanas a 50% para turbiedad y entre 80 y 90% para sólidos suspendidos. Para efectos de dimensionamiento, este resultado fue motivar la utilización de las más altas velocidades en el rango indicado; sin embargo, ante lo reducido del costo de esta unidad (oscila entre 5% y 15% del costo total de inversión inicial del sistema de tratamiento), no se recomienda seleccionar valores altos de velocidad, pues los costos no se incrementan substancialmente, pero a cambio, el sistema gana flexibilidad en su operación.

5.1.4 Evaluación de las unidades de filtración gruesa

La evaluación comparativa de las unidades de filtración gruesa en los parámetros de turbiedad y coliformes fecales se puede observar en las tablas 5.2 y 5.3 respectivamente, donde se presentan las estadísticas descriptivas de estos parámetros para 4 velocidades de filtración.

Tabla 5.2. Estadísticas Descriptivas de Turbiedad (UNT). Estudio de Tecnología FiME en Plantas a Escala Piloto. Fase I Enero 1990 - Febrero de 1993. Estación de Investigación Cinara - Puerto Mallarino - EMCALI.

Velocidad del FGD _i m/h (Días de Operación)	AGUA CRUDA					FGD _i		FG		
	Rango	n	Media	σ	P90	Media	σ		Media	σ
030 (2-195)	(20, 750)	408	96	99	280	63	71	FGAS3	10	11
		402	93	96	250	61	70	FGAC	18	18
		408	94	96	270	62	70	FGMH3	18	15
		411	96	97	275	63	70	FGH3	11	9
		400	96	99	280	63	71	FGDS3	14	14
0.30 (39-195)	(20, 750)	370	102	102	210	67	73	FGAS3	11	11
		366	99	99	200	65	72	FGAC	19	18
		369	100	99	200	66	72	FGMH3	19	16
		372	102	100	200	67	72	FGH3	12	10
		371	102	102	210	67	73	FGDS3	14	15
0.45 (196-386)	(18,500)	445	59	53	110	35	34	FGAS3	8	7
		443	59	53	110	35	34	FGAC	15	12
		443	59	53	110	35	34	FGMH3	13	10
		450	58	52	110	35	34	FGH3	8	7
		447	59	52	110	35	34	FGDS3	9	7
0.60 (387-560)	(17, 500)	420	54	60	100	32	42	FGAS3	7	9
		424	54	60	100	32	42	FGAC	14	17
		423	54	59	100	32	41	FGMH3	11	13
		425	54	60	100	32	42	FGH3	7	7
		420	54	59	100	32	41	FGDS3	8	9
0.75 (561-770)	(12, 900)	480	53	66	103	32	43	FGAS3	8	11
		482	53	66	100	32	43	FGAC	13	16
		480	53	66	100	32	43	FGMH3	13	17
		480	53	66	100	32	43	FGH3	6	6
		481	53	66	100	32	43	FGDS3	9	10

Considerando las unidades de filtración gruesa, con igual longitud de lecho filtrante (FGAS3, FGHS y FGDS3), las tablas 5.2 y 5.3 muestran valores promedio similares para el FGAS3 y FGDS3, indicando que desde el punto de vista de calidad de agua, se puede optar por seleccionar cualquiera de estos dos sistemas de filtración gruesa. con FGHS no sucede lo mismo, pues los resultados fueron entre 1.5 y 1.8 veces más altos en turbiedad y entre 6 y 11 veces más altos en coliformes fecales que en FGAS3 y FGDS3.

Por lo tanto teniendo en cuenta estas unidades de filtración gruesa su orden selección sería FGAS3 o FGDS3 y FGHS. Sin embargo, considerando facilidades de mantenimiento, es obvio que las unidades de flujo ascendente ofrecen ventajas, pues tienen la capacidad de acumular lodo en la parte inferior que puede ser drenado fácilmente mediante las válvulas de apertura rápida conectadas al sistema de drenaje ubicado en el fondo de las unidades

Tabla 5.3. Estadísticas Descriptivas de Coliformes Fecales UFC/100 ml). Estudio de Tecnología FiME en Plantas a Escala Piloto. Fase I. enero de 1990 - Febrero de 1993. Estación de Investigación Cinara - Puerto Mallarino - EMCALI.

Velocidad del FGD _i m/h (Días de Operación)	AGUA CRUDA					FGD _i		FG		
	Rango	n	Media	σ	P90	Media	σ	Media	σ	
0.30 (2-195)	(6200, 480000)	42	54000	74000	117000	2800	35000	FGAS3	122	242
		42	55000	73000	117000	37000	67000	FGAC	376	353
		44	54000	73000	117000	37000	67000	FGMH3	912	688
		45	54000	72000	117000	37000	66000	FGH3	299	368
		43	55000	73000	117000	37000	67000	FGDS3	184	199
0.30 (39-195)	(6200, 134000)	38	43000	33000	95000	25000	30000	FGAS3	105	248
		39	44000	33000	95000	35000	69000	FGAC	351	355
		40	43000	33000	93500	35000	69000	FGMH3	857	658
		41	44000	32000	92000	35000	66000	FGH3	211	182
		39	44000	33000	95000	35000	68000	FGDS3	145	149
0.45 (196-386)	(2700, 95000)	54	33000	22000	62000	8900	8600	FGAS3	45	51
		54	33000	22000	62000	8900	8600	FGAC	448	754
		53	30000	22000	60000	8000	7000	FGMH3	504	430
		54	31000	23000	62000	8000	7000	FGH3	79	80
		54	31000	23000	60000	8000	7000	FGDS3	38	32
0.60 (387-560)	(20000, 300000)	30	98000	74500	196000	17000	22000	FGAS3	64	48
		30	98000	74500	196000	17000	22000	FGAC	637	546
		30	89000	67000	109500	16000	22000	FGMH3	732	575
		30	89000	67000	109500	16000	22000	FGH3	123	163
		30	89000	67000	109500	16000	22000	FGDS3	61	31
0.75 (561-770)	(11545, 500000)	42	100000	102000	204000	27000	31000	FGAS3	260	410
		41	100000	103000	204000	26000	31000	FGAC	1543	1796
		35	98500	97800	204000	24000	31000	FGMH3	1643	1964
		30	119000	14000	245909	26000	34000	FGH3	129	148
		42	100000	102000	245909	27000	31000	FGDS3	299	469

En consecuencia, considerando medida de FGAS3 o FGDS3, los resultados del proyecto Pretratamientos indican mejor comportamiento de la línea en FGAS3.

De esta parte, considerando unidades de FGAS3, FGH y FGHS, operando con velocidades de filtración de 0.70 m/h; se realizó un estudio comparativo que incluyó eficiencia del tratamiento, comportamiento hidráulico y requerimiento de operación y mantenimiento. Los resultados de la eficiencia del tratamiento se indican en la tabla 5.4 donde de muestra que para los tres parámetros evaluados, el orden de eficiencia es FGAS3, FGHS o FGH.

Tabla 5.4. Eficiencia de Remoción para Unidades de Filtración Gruesa. FGAS3, FGHS y FGH. Plantas Piloto.

Parámetros	FGDI	FGAS3		FGHS		FGH	
	Promedio ± D.E.	Promedio ± D.E.	Eficiencia (%)	Promedio ± D.E.	Eficiencia (%)	Promedio ± D.E.	Eficiencia (%)
Turbiedad (NTU)	54±56	11±10	80.0	18±16	66.7	17±15	68.5
Sólidos Suspendidos	48±49	1±2	97.9	3±4	93.8	3±5	93.8
Coliformes Fecales	33815±23890 CFU (100 ml)	195±111	99.4	1476±1326	95.6	1560±1756	95.4

Respecto al comportamiento hidráulico, basado en la aplicación del modelo del número virtual de reactores completamente mezclados en serie para dosis continua de trazador (sal), los resultados muestran que en el FGAS3 el número de reactores fue de 9 a 13, en el FGHS de 6 a 12, y en el FGH convencional, de 3 a 5, indicando claramente que el comportamiento hidráulico de FGAS3 y del FGHS es considerablemente mejor que el FGH

En cuanto a operación y mantenimiento, en términos del tiempo referenciado para lavado mensual por metro cuadrado de área de filtración (horas-persona/m²), los resultados muestran que en FGAS3 requieren 1.35; el FGHS, 2.20 y el FGH, 1.39. Así mismo el volumen de agua requerida para la limpieza mensual en el FGAS3 fue 2.2 m³/m²; en el FGH de 3.4 m³/m² y en el FGHS de 2.7 m³/m².

Los anteriores resultados indican que las unidades de flujo ascendente pueden ser una mejor alternativa de pretratamiento que las unidades de flujo horizontal, para las condiciones de la región Andina, dado que su utilización implica menores costos, tanto de inversión inicial como de operación y mantenimiento. Sin embargo, dado que los FGH presentan un mayor volumen de almacenamiento y que sus eficiencias de remoción en términos de sólidos suspendidos son muy similares a las obtenidas en los FGAS3, estas unidades podrían ser utilizadas bajo contextos en los cuales, las fuentes de agua presenten altas concentraciones de sólidos suspendidos durante varios días. También podrían tener aplicación en zonas de emergencia, pues podrían excavar zanjales sobre el terreno con longitudes similares a las de un filtro grueso horizontal y rellenarse con grava de diferentes tamaños, según se recomienda en la literatura Wegelin (1986).

El comportamiento frente a la calidad del agua cruda del río Cauca, del sistema de unidades FGAS3 operando a una velocidad de filtración de 0.45 m/h, se puede apreciar en las figuras 5.6 y 5.7 donde se presentan las series de tiempo en sólidos suspendidos, turbiedad, color real y coliformes fecales. Durante los días 66 a 178 de este período, se observa que la turbiedad en el agua cruda osciló entre 20 y 1880 UNT, valores típicos de un período de lluvia. Niveles altos de sólidos suspendidos también fueron registrados durante este período, variando entre 33 y 813 mg/l. El desempeño de las unidades de tratamiento se ve afectado por estos niveles, así el efluente del FGAS3 produjo turbiedades que superan la mayor parte del tiempo las 10 UNT, con valores de sólidos 0.1 y 0.8 mg/l.

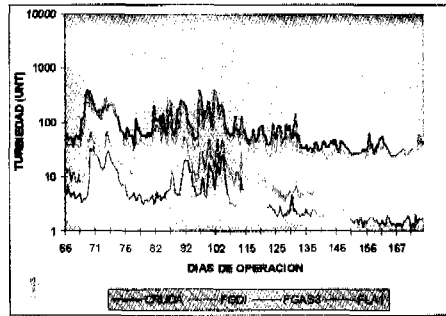
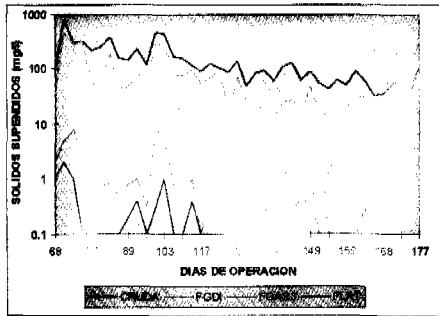


Figura 5.6. Funcionamiento de las líneas de tratamiento, incluyendo FGAS3 operando con velocidad de filtración de 0.45 m/h, tratando agua cruda derivada del río Cauca. Período de experimentación: Abril - Agosto de 1994.

Valores de turbiedad y sólidos suspendidos en los rangos mencionados anteriormente pueden limitar no solamente la duración de las carreras de los filtros lentos, sino que también afectan la eficiencia de remoción, en particular la relacionada con la actividad biológica. Este efecto puede observarse en la figura 5.7 con los efluentes de coliformes fecales en el filtro lento, los cuales variaron entre 0 y 231 UFC/100 ml durante los días de operación 68 a 107, correspondientes a un período de lluvia con las características de agua cruda indicadas anteriormente. En contraste, durante el período de operación 107 a 178, la calidad física del agua cruda mejoró, manifestándose en valores más bajos en el efluente del FLA, variando entre 3 y 10 UNT y coliformes fecales efluentes en el filtro lento en el rango de 0 a 5 UFC/100 ml, mejorando significativamente la calidad bacteriológica del agua producida.

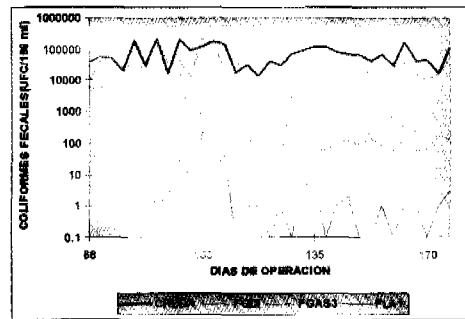
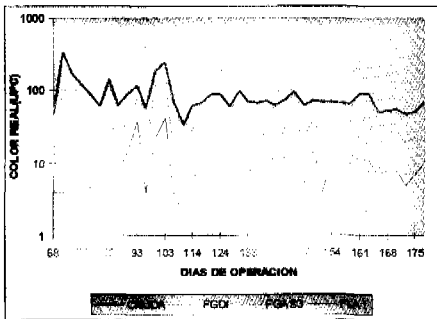


Figura 5.7. Funcionamiento de las líneas de tratamiento, incluyendo FGAS3 operando con velocidad de filtración de 0.45 m/h, tratando agua cruda derivada del río Cauca. Período de experimentación: Abril - Agosto de 1994.

5.1.5. Comportamiento de las unidades de filtración lenta en arena

Las unidades de filtración lenta, durante su arranque, presentaron un efecto de "maduración" como se aprecia en la figura 5.8 para el FLA de la línea que contiene FGAS3. De esta manera, la calidad microbiológica del agua producida durante los primeros veinte días, pre-

sentó niveles de contaminación superiores a 10 UFC/100 ml. Sin embargo, después de este período, el efluente presentó consistentemente niveles bajos de contaminación bacteriológica. Este comportamiento es importante tenerlo en cuenta, ya que durante el período de maduración la desinfección debe ser aplicada rigurosamente; de igual manera, las medidas de vigilancia y control de la calidad del agua sí como la operación y mantenimiento deben ser extremas.

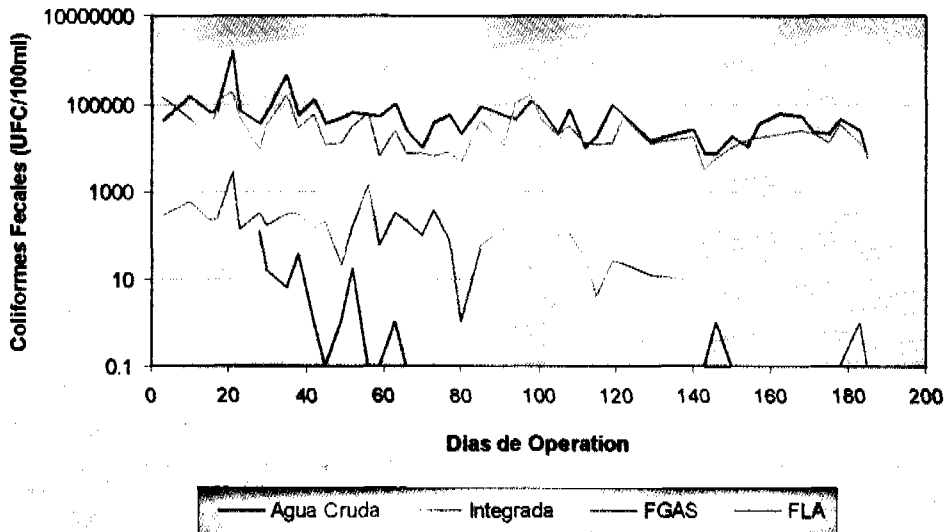


Figura 5.8. Remoción de Coliformes fecales en la alternativa de pretratamiento FGAS3 durante el período Enero - Julio de 1991. Cali - Colombia.

En las tablas 5.5 a 5.8 se resumen los resultados de turbiedad, coliformes fecales, color real y sólidos suspendidos obtenidas al evaluar la línea con filtración gruesa ascendente en serie de tres etapas, para diferentes velocidades de operación. Las tablas incluyen por cada etapa de tratamiento el rango de calidad de agua cruda, media, número de datos y el percentil noventa; también se incluye, para el efluente del FLA, la frecuencia de datos con turbiedad menor o igual a 1 y 5 UNT; coliformes fecales menores o iguales a 3 y 25 UFC/100 ml y la frecuencia de color real menor a 15 UFC.

La eficiencia en la remoción de turbiedad en la línea con FGAS estuvo al rededor del 80%, para todas las velocidades de filtración evaluadas. Las etapas de FGD_i + FGAS3 remueven en conjunto entre el 80 y el 85% de la turbiedad presente en el agua cruda. Esta combinación presenta eficiencias de remoción de sólidos suspendidos aún mayores a las obtenidas en turbiedad, llegando hasta el 99%. Los valores obtenidos guardan armonía con el concepto de multibarreras, según el cual, las etapas de FGD_i y FGAS3 se orientan hacia la eliminación del material grueso.

Tabla 5.5. Turbiedad (UNT) en unidades a escala técnica de investigación en la línea de tratamiento con filtración gruesa ascendente en serie.

Velocidad de Filtración (m/h) días de Operación	AGUA CRUDA				FGDi		FG		FLA				
	Rango	Media	N	P90	Rango	Media	Rango	Media	Rango	Media	P90	FREC (%) <=1 <=5	
0.45 (66-178)	20-1880	92	239	207	14-1700	72	3-68	13	0.9-36	5.5	14	1	74
0.45 (107-178)	20-144	45	131	76	14-348	32	3.1-30	6	0.9-25	2.2	3.1	2	98
1.0 (179-250)	15-219	37	131	62	8.6-136	25	1.6-132	5	0.4-3	2.0	2.2	17	100
0.30 (215-402)	16-330	62	251	134	6-267	43	0.9-56	7	0.2-1.4	2.0	5.0	46	91
0.70 (418-622)	16-760	78	321	155	10-450	56	1.2-53	12	0.4-43	4.0	7.0	9	79

N: número de datos

FREC.: frecuencia

90: Percentil 90

Tabla 5.6. Coliformes fecales (UFC/100 ml) en unidades a escala técnica de investigación en la línea de tratamiento con filtración gruesa en serie.

Velocidad de Filtración (m/h) días de Operación	AGUA CRUDA				FGDi		FG		FLA				
	Rango	Media	N	P90	Rango	Media	Rango	Media	Rango	Media	P90	FREC (%) <=3 <=25	
0.45 (66-178)	13800- 220000	81000	32	184000	9300- 22400	48000	46- 3600	265	0- 231	10	7	75	99
0.45 (107-178)	13800- 170000	68000	20	130500	10000- 92000	32000	46- 3600	278	0- 5	1.0	4	90	100
1.0 (179-250)	17000- 396000	116000	18	224000	81000- 163000	81000	67- 1630	192	0- 3	1.0	3	100	100
0.30 (215-402)	36000- 209000	99000	40	186000	3700- 172000	57000	5- 215	44	0- 23	2.0	3	93	100
0.70 (418-622)	7300- 320000	86000	59	181000	2800- 137000	42000	58- 402	169	0- 81	6.0	18	69	95

N: número de datos

FREC.: frecuencia

90: Percentil 90

Tabla 5.7. Color real (UPC) en unidades a escala técnica de investigación en la línea de tratamiento con filtración gruesa ascendente en serie.

Velocidad de Filtración (m/h) días de Operación	AGUA CRUDA				FGDi		FG		FLA				
	Rango	Media	N	P90	Rango	Media	Rango	Media	Rango	Media	P90	FREC (%) <=15	
0.45 (66-178)	33-344	88	41	140	25-300	82	3-154	34	2-42	11	22	85	
0.45 (107-178)	33-98	68	27	90	25-85	64	3-38	22	2-16	8.0	13	96	
1.0 (179-250)	32-119	63	30	95	28-316	57	9-53	23	4-29	9.0	14	93	
0.30 (251-402)	28-257	82	65	142	25-225	70	2-99	23	2-39	9.0	24	82	
0.70 (418-622)	24-322	93	77	172	24-267	79	4-140	33	2-52	12	25	77	

N: número de datos

FREC.: frecuencia

90: Percentil 90

Tabla 5.8. Sólidos Suspendedos (mg/l) en unidades a escala técnica de investigación en la línea de tratamiento que incluye como alternativa de pretratamiento la filtración gruesa ascendente en serie.

Velocidad de Filtración (m/h) (Días de Operación)	AGUA CRUDA				FGDI		FG	
	Rango	Media	N	P90	Rango	Media	Rango	Media
0.45 (66-178)	33-813	154	41	320	12-466	80	0.1-8	1.0
0.45 (107-178)	33-156	81	27	132	12-98	38	0.1-1	0.2
1.0 (179-250)	22-150	59	30	93	8-82	25	0.1-13	0.2
0.30 (251-402)	27-510	107	64	193	5-212	41	0.1-3.3	0.4
0.70 (418-622)	19-399	122	77	248	4-232	51	0.1-32	2.0

N: número de datos

FREC.: frecuencia

90: Percentil 90

La combinación FGD + FGAS reporta reducciones en coliformes fecales entre 2.6 y 3.2 unidades logarítmicas. En los filtros lentos las eficiencias varían entre 1.4 y 2.5, mientras que en conjunto, el sistema FiME presenta remociones entre 4.5 y 5.5 unidades logs, según las características reportadas del agua cruda durante los períodos de evaluación.

En color real, la tecnología presentó remociones totales entre el 86% y el 89%, con promedios en el agua cruda entre 63 y 93 UPC y promedios en el efluente del FLA, entre 8.2 y 12.0 UPC. La frecuencia de datos que presentaron valores menores o iguales a 15 UPC estuvo entre el 77% y 96% para los diferentes períodos o velocidades de evaluación.

En turbiedad, aunque los promedios en el efluente estuvieron entre 2.0 y 5.5 UNT, éstos pueden resultar inapropiados para la desinfección, ya que la frecuencia de datos con turbiedad menor a 1 UNT alcanza en el mejor de los casos, el 46%. Esta información contrasta con las frecuencias de coliformes fecales, para las cuales el 95% del tiempo los datos presentan menos de 25 UFC/100 ml. Esto parece indicar que a pesar de la existencia de valores de turbiedad superiores a 1 UNT, la contaminación bacteriológica es baja, y por lo tanto la desinfección podría ser aplicada de manera confiable.

De otra parte, parámetros como hierro y manganeso que limitan de una parte la aplicación de la filtración lenta en arena cuando la concentración es mayor a 1.0 mg/l (Spencer et al., 1991), y de otra la desinfección, cuando se encuentran en estado disuelto, fueron removidos significativamente en las líneas de tratamiento. Para las calidades de agua indicadas previamente, las unidades de filtración gruesa presentaron efluentes en el rango de 0.17 y 1.01 mg/l de hierro y entre 0.07 y 0.17 mg/l de manganeso, mientras que los FLA presentaron promedios por debajo de 0.30 y 0.1 mg/l respectivamente.

La alcalinidad bicarbonática no es removida en el sistema, aumentando ligeramente en el filtro grueso y en el filtro lento, sin mayor alteración del equilibrio ácido carbónico-bicarbonato del agua; por lo tanto, no se presentan variaciones apreciables de pH, conservándose ligeramente arriba de la neutralidad, con valores entre 7.1 y 8.0.

Estos resultados muestran que aunque la combinación de filtración gruesa en dos etapas con filtración lenta en arena, logra potencializar el uso de esta última tecnología de tratamiento, en el caso de fuentes superficiales con alto grado de contaminación y en particular con niveles de sólidos suspendidos elevados (> 100 mg/l), se debe mirar críticamente la

selección de las barreras de tratamiento y recomendar y ser coherente con el tipo de riesgo existente y su variabilidad en el tiempo. En algunas circunstancias es preferible estudiar la viabilidad técnica que puedan presentar otras fuentes de abastecimiento; cuando la incertidumbre sea alta ó cuando se disponga de buena experiencia con la tecnología FiME, es recomendable realizar estudios a nivel piloto antes de implantar una solución.

5.2 EXPERIENCIAS CON PLANTAS FIME QUE UTILIZAN FUENTES SUPERFICIALES DE LADERA

En Colombia y particularmente en la región del Valle del Cauca, se encuentran operando más de 50 plantas de potabilización de agua, que utilizan FiME como sistema de tratamiento. Estas vienen siendo administradas, operadas y mantenidas por las comunidades beneficiadas a través de Empresas Prestadoras de Servicios, con el apoyo de organizaciones del sector y entidades no gubernamentales de la región.

En el marco de los convenios de Cinara y en desarrollo de proyectos específicos, se realizó por un tiempo superior a seis años, el seguimiento de siete sistemas de FiME ubicados en la región del Valle del Cauca, dos de ellos al norte del departamento y los restantes al sur de la ciudad de Cali-Colombia, cuya localización geográfica fue presentada en la figura 5.1.

Los sistemas ubicados al norte del Valle, Ceylan y la Marina, son abastecidos por fuentes superficiales con bajo grado de intervención humana, mientras que las plantas localizadas en la zona sur de Cali, el Retiro, Cañas Gordas. La Rivera, Shaloom y Colombo, tratan agua de una misma fuente superficial, el río Pance; sin embargo, las obras de captación en cada caso han sido construidas sobre diferentes derivaciones del río, que en su recorrido hasta el sitio de la planta de tratamiento, presentan niveles de riesgo diferentes. La temperatura ambiental promedio en los sistemas ubicados al norte del Valle es de 18°C, mientras que los ubicados al sur de Cali están sometidos a una temperatura promedio de 24°C, con variaciones de más o menor 10°C, para ambos casos.

El río Pance presenta un grado de intervención humana moderadas y su cuenta es utilizada como receptora de aguas de infiltración efluentes de minas de carbón, con altas concentraciones de hierro y manganeso. La fuente también es utilizada como sitio de recreación por los habitantes de la ciudad de Cali.

Todos los sistemas de tratamiento evaluados incluyen un FGD_i, con excepción de las plantas Ceylan, La Marina y la rivera, un filtro grueso ascendente en capas o en serie con dos o tres etapas y filtración lenta en arena como tratamiento final. Previo al almacenamiento, se aplica la desinfección con hipoclorito de sodio como barrera de seguridad.

La planta El Retiro inicialmente operó con un desarenador previo al filtro grueso; sin embargo a partir de 1992, parte de esta unidad fue transformada en un FGD_i. En 1995, el sistema de tratamiento se amplió de 10 l/s a 20 l/s, y se construyeron dos unidades nuevas de FGD_i, dos FGAC y dos FLA. Una descripción general de los sistemas se presentan en la tabla 5.9.

Tabla 5.9. Descripción general de las plantas de tratamiento FiME a escala real.

Planta de Tratamiento	Caudal de Diseño	Sistema de Pretratamiento				Filtro Lento en Arena, FLA	
		Tipo	Vf (m/h)	Medio Filtrante Tamaño (mm)	Longitud (m)	Unidades en paralelo	Vf (m/h)
Ceylan	9.6	FGAS2	0.75	25-3	2.0	2	0.14
La Marina	7.9	FGAS3	0.90	20-6	1.8	2	0.16
Cañas Gordas	8.6	FGDi	1.5	25-7	0.6	3	0.16
		FGAS2	0.67	25-3	2.0		
El Retiro	20.0	FGDi	1.50	25-7	0.6	4	0.15
		FGAC	0.60	25-4	1.0		
Colombo	0.7	FGDi	1.5	25-13	0.6	2	0.11
		FGAC	0.60	25-4	1.2		
Shaloom	1.0	FGDi	1.50	25-6	0.6	2	0.15
		FGAC	0.60	25-3	1.5		
La Rivera	3.0	FGAC	0.60	25-4	1.2	2	0.15

Los sistemas a escala real del norte del Valle incluyen un desarenador previo al sistema de tratamiento, que permite controlar el ingreso de partículas discretas. Estos sistemas fueron construidos entre 1987 y 1989, por lo cual no se beneficiaron de los desarrollos más recientes alcanzados en la tecnología de FiME. En este sentido, los sistemas Ceylan y La Marina, presentan estructuras de filtración gruesa en serie de dos y tres etapas respectivamente, las cuales para el nivel de riesgo existente en la fuente de abastecimiento, representan mayores costos de inversión inicial que los necesarios.

El sistema de la Rivera cuenta con un lago previo al sistema de tratamiento, el cual cumple la función de mejorar la calidad del agua, retener partículas discretas y garantizar el abastecimiento de agua cruda durante el periodo seco. Los filtros dinámicos no fueron incluidos en el diseño de este sistema de tratamiento, tomando en consideración el efecto sobre la calidad del agua cruda que produce el lago.

La planta de tratamiento de Cañas Gordas abastece una comunidad de altos ingresos; cuenta con un filtro dinámico, el cual fue inicialmente operado con velocidad de filtración de 10.2 m/h, generando carreras de filtración cercanas a 24 horas, causando problemas de operación y mantenimiento. A mediados de 1997 se inició la construcción de dos unidades de FGDi nuevas, las cuales operan, cada una, con una velocidad de filtración de 15 m/h.

La derivación del río Pance abastece el sistema de tratamiento del Colombo, presenta una alta contaminación bacteriológica, la cual se ha incrementado de un promedio de 25100 UFC/100 ml en 1991 a 95890 UFC/100 ml en 1996. Este sistema abastece una comunidad estudiantil de la zona.

El desempeño de los sistemas de tratamiento en la remoción de turbiedad se presenta en la tabla 5.10 El agua cruda de las plantas de tratamiento abastecidas por el río Pance presentó turbiedades que estuvieron por debajo de 32 UNT en el 90% de las muestras analizadas, mientras que al norte del Valle las fuentes de abastecimiento presentaron turbiedades con valores menores a 9 UNT en el 90% de veces. En la misma zona norte, la planta de tratamiento de La Marina posee uno de los valores más bajos de turbiedad en el agua cruda, y quizá el sistema de pretratamiento más robusto; características del filtro grueso construido, el cual posee material filtrante más grueso y velocidad de filtración mayor, comparado con otros proyectos.

En general, los efluentes de los sistemas de tratamiento presentaron turbiedades promedio menores a 1 UNT, lo cual es considerado apropiado para aplicar la desinfección terminal de manera confiable.

La Tabla 5.10 muestra la variación de los coliformes fecales a través de cada una de las etapas de tratamiento y por cada proyecto construido a escala real. Las fuentes de abastecimiento presentaron gran variación en el contenido de coliformes fecales, siendo menor la contaminación en los sistemas del norte del Valle y mayor en la planta del colegio Colombo. Es importante resaltar que las mayores eficiencias remocionales se alcanzaron en aquellos sistemas con niveles de contaminación más altos. Este hecho implica que las barreras pueden volverse más efectivas si el agua cruda presenta un mayor riesgo y aún así, producir un efluente con bajo riesgo sanitario. Por ejemplo, el sistema de tratamiento de Ceylan, con una concentración promedio de 2.5 unidades logarítmicas, mientras que el Colombo con una agua más contaminada, 44556 UFC/100 ML de coliformes fecales, promedio, logra concentraciones promedio de 1.0 UFC/100 ml.

Tabla 5.10. Variación de la Turbiedad (UNT) en sistemas de tratamiento FiME, operados a escala real.

PLANTA	AGUA CRUDA				FGDi		FG		FLA			
	Rango	Media	N	P90	Rango	Media	Rango	Media	Rango	Media	P90	FREC.(%)
												<=1 <=5
Ceylan	0.6 - 15	2.8	114	4	*	*	0.1 - 6.0	0.8	0.1 - 6.0	0.4	0.6	98 99
La Marina	0.5 - 112	6.0	110	9	*	*	0.2 - 63	3.0	0.9 - 8.6	1.0	1.9	65 98
Cañas Gordas	2.0 - 75	13.0	112	29	29 - 98	11	2.3 - 87	6.0	0.1 - 4.1	0.8	1.3	84 100
El Retiro (FGDi)	3.2 - 120	15.0	153	32	2.0 - 150	7.6	1.2 - 30	4.6	0.2 - 12.0	0.8	1.3	86 99
El Retiro (Desa.)	4.0 - 180	14.0	85	25	3.0 - 150	13.0	1.2 - 19	4.4	0.1 - 2.7	0.7	0.9	91 100
Colombo	2.8 - 122	15.0	219	30	1.4 - 62	6.5	1 - 51	4.5	0.2 - 3.7	0.5	0.9	93 100
Shaloom	0.6 - 15	3.3	31	6	0.4 - 18	2.5	0.3 - 5	1.6	0.4 - 2.0	0.6	1.0	97 100
La Rivera	1.5 - 30	6.5	42	14	1.4 - 10	4.0	0.4 - 3.5	1.7	0.1 - 3.3	0.8	1.6	69 100

* No tiene FGDi

** Sedimentador

N: Número de datos

FREC: frecuencia

Desa: Desarenador

P90: Percentil 90

Tabla 5.11. Coliformes fecales (UFC/100 ml) en sistemas de tratamiento FiME, que son operadas a escala real.

PLANTA	AGUA CRUDA				FGDi		FG		FLA			
	Rango	Media	N	P90	Rango	Media	Rango	Media	Rango	Media	P90	FREC.(%)
												<=3 <=25
Ceylan	46 - 1920	332	110	610	*	*	4 - 382	50	0 - 24	1.0	3	95 100
La Marina	30 - 35700	817	103	1050	*	*	0 - 1250	139	0 - 29	2.0	4	84 99
Cañas Gordas	260 - 56000	4870	111	11600	120 - 95000	4409	14 - 3670	418	0 - 11	1.0	3	92 100
El Retiro (FGDi)	140 - 162000	7416	168	11400	80 - 11800	3150	8 - 11800	358	0 - 85	1.3	1	85 98
El Retiro (Desa.)	240 - 69500	5896	85	10200	80 - 62800	4726	24 - 2000	312	0 - 92	1.8	3	91 97
Colombo	800 - 470000	44556	219	97000	210 - 193000	8051	24 - 48400	1837	0 - 17	1.0	2	94 99
Shaloom	200 - 3300	2765	31	7000	138 - 10900	2228	26 - 1020	155	0 - 17	2.2	6	74 100
La Rivera	370 - 23100	4250	43	65000	70 - 19300	1027**	4 - 491	68	0 - 2	0.2	1	100 100

* No tiene FGDi

** Sedimentador

N: Número de datos

FREC: frecuencia

Desa: Desarenador

P90: Percentil 90

El desempeño de los sistemas de tratamiento en remoción de color real se presenta en la tabla 5.12. el color en las fuentes de abastecimiento evaluadas, al igual que en los parámetros presentados anteriormente, es menor en las fuentes del norte del Valle, siendo los valores más elevados en el río Pance, los cuales superan los límites reportados en la literatura para su tratamiento por FLA; sin embargo, todos los sistemas de filtración gruesa logran en promedio reducir el color a valores que pueden ser tratados por FLA, los cuales a su vez producen efluentes con valores promedio de color menores a 4.0 UPC.

Tabla 5.12. Variación del Color Real (UFC/100 ml) en sistemas de tratamiento FiME, que son operadas a escala real.

PLANTA	AGUA CRUDA				FGDi		FG		FLA			
	Rango	Media	N	P90	Rango	Media	Rango	Media	Rango	Media	P90	FREC.(%) <=15
Ceylan	2 - 21	5.4	114	9	*	*	2 - 21	4.0	2 - 8	3.0	5	100
La Marina	2 - 116	7.0	111	12	*	*	2 - 103	5.5	2 - 16	3.0	5	98
Cañas Gordas	3 - 40	20.0	113	39	3 - 70	19.0	2 - 61	15.0	2 - 12	3.3	6	100
El Retiro (FGDi)	2 - 188	24.0	152	45	2 - 158	20.0	2 - 158	15.0	2 - 38	4.4	8	99
El Retiro (Desa.)	4 - 100	19.0	74	36	2 - 70	17.0	2 - 55	14.0	2 - 16	4.0	7	99
Colombo	3 - 122	24.0	243	42	2 - 107	19.0	2 - 107	15.0	2 - 13	4.0	8	100
Shaloom	4 - 27	12.0	32	24	3 - 34	10.0	3 - 34	7.4	2 - 7	4.0	7	100
La Rivera	3 - 54	15.0	42	25	2 - 25	2.0	2 - 19	7.5	2 - 12	4.0	8	100

* No tiene FGDi
** Sedimentador

N: Número de datos
FREC: frecuencia

Desa: Desarenador
P90: Percentil 90

Los resultados de la evaluación en los sólidos suspendidos se presenta en la tabla 5.13. Los valores promedio en el agua cruda presentaron la misma tendencia que en los parámetros anteriores, siendo menores para Ceylan y La Marina y más elevados para el río Pance. Los sistema de filtración gruesa presentaron concentraciones efluentes de sólidos suspendidos promedio entre 0.2 y 2.8 mg/L y los filtros lentos produjeron concentraciones menores de 0.1 mg/l; sin embargo este valor no fue establecido con exactitud, dadas las limitaciones del método de medición para determinar bajas concentraciones efluentes, como las aquí reportadas.

Tabla 5.13. Variación de Sólidos Suspendidos (UPC) en sistemas de tratamiento FiME, operados a escala real.

PLANTA	AGUA CRUDA				FGDi		FG	
	Rango	Media	N	P90	Rango	Media	Rango	Media
Ceylan	0.1 - 34	2.8	84	5.5	*	*	0.1 - 5.6	0.3
La Marina	0.1 - 384	9.1	81	12.8	*	*	0.1 - 34	1.6
Cañas Gordas	0.1 - 126	12.4	71	32.0	0.1 - 105	12.2	0.1 - 54	2.8
El Retiro (FGDi)	0.2 - 316	20.6	146	4.0	0.1 - 64	4.6	0.1 - 27	1.1
El Retiro (Desa.)	0.2 - 46	9.4	53	27.0	0.1 - 44	8.3	0.1 - 27	2.4
Colombo	0.1 - 392	23.0	182	42.0	0.1 - 45	3.2	0.1 - 35	1.4
Shaloom	0.1 - 11	1.9	31	4.8	0.1 - 7.0	0.9	0.1 - 1.0	0.2
La Rivera	0.1 - 42	4.6	36	8.8	0.1 - 5.9	2.1	0.1 - 1.1	0.3

* No tiene FGDi
** Sedimentador

N: Número de datos
FREC: frecuencia

Desa: Desarenador
P90: Percentil 90

Las bajas concentraciones de sólidos suspendidos en el efluente de filtros gruesos, guardan armonía con las duraciones de carrera promedio en los filtros lentos, las cuales varían entre 178 y 46 días, correspondiendo, la más alta a Ceylan y la más baja a La Marina. Esta última planta, además de presentar uno de los efluentes del filtro grueso con mayor nivel de sólidos suspendidos, también presentó un gran crecimiento de algas, factores que podrían justificar la corta duración de las carreras. En la tabla 5.14 se presentan las duraciones de carrera promedio en las unidades de filtración lenta de los sistemas evaluados.

Tabla 5.14. Duración de carrera de los sistemas FiME a escala real, según información colectada en el período Octubre de 1990 a Junio de 1996.

Planta a escala real	Duración de Carreras (días)		
	Promedio	Mínimo	Máximo
Ceylan	178	95	233
La Marina	46	14	76
Cañas Gordas	85	44	120
El Retiro	92	45	165
Colombo	92	71	159
Shaloom	82	51	130
La Rivera	90	90	143

5.3 LA APLICACIÓN DE FiME

Los resultados de los sistemas a escala real muestran el potencial de la tecnología FiME en la reducción de riesgo fisicoquímico y bacteriológico, siendo la calidad del agua tratada acorde con las recomendaciones de WHO (1996) para contar con desinfección confiable, utilizando bajas y constantes dosis de cloro. Sin embargo, claramente se observa que la tecnología no es la panacea y también presenta limitaciones, particularmente con niveles altos de contaminación, por material suspendido, generando que el agua efluente no siempre presente la calidad deseable para ser desinfectada.

La tecnología con fuentes superficiales de baja o moderada contaminación, como la que se presenta en las fuentes que abastecen las plantas a escala real evaluadas, parece ser una alternativa confiable para el mejoramiento de la calidad del agua. Sin embargo, el usar fuentes superficiales altamente contaminadas como el Río Cauca, puede presentar dificultades para su tratamiento, en cuyo caso se recomienda realizar un estudio a nivel de planta piloto antes de tomar una decisión sobre el uso de FiME o cambiar de fuente de suministro.

6. COSTOS DE PLANTAS FiME

6.1 PRESENTACIÓN

Tener acceso a herramientas que permitan obtener fácilmente y en forma aproximada los costos de potabilización del agua, es de gran utilidad para las instituciones y profesionales vinculados con la toma de decisiones en campos asociados con planificación, diseño, financiación, construcción, administración, operación y mantenimiento de los sistemas de tratamiento de agua.

El conocimiento de los costos asociados a una tecnología a través de su vida útil, es un aspecto clave a considerar en la selección de tecnología, financiamiento de obras, identificación e implementación de tarifas, definición del manejo del sistema de tratamiento y sobre todo, la inclusión de la comunidad o de las instituciones en la toma de decisiones. Entre los factores que han limitado el aprovechamiento de la tecnología FiME, se encuentra la falta de información debidamente sistematizada y validada sobre costos, tanto de inversión inicial como recurrentes envueltos en la administración, operación y mantenimiento. Esta carencia de información ha impedido realizar estudios comparativos entre FiME y otras opciones tecnológicas de tratamiento, así como también, entre varias combinaciones posibles de los componentes de la filtración en múltiples etapas.

En este capítulo se presenta un procedimiento que permite estimar de manera ágil los costos totales de un sistema de tratamiento por filtración en múltiples etapas. Esta estimación se realiza teniendo en cuenta el suministro de información básica sobre precios unitarios de materiales, como el requerimiento de los mismos y de mano de obra en la zona del proyecto. Para determinar los costos de cada alternativa FiME en estudio, se han derivado modelos que permiten estimar cantidades de obra en los ítems de mayor incidencia en los costos de construcción. También se suministran criterios para estimar tiempo y personal requerido para las labores de operación, mantenimiento y administración. Finalmente, se incluyen consideraciones sobre la distribución porcentual del costo, el efecto de economía de escala y el impacto de los costos sobre las tarifas del servicio de abastecimiento de agua, cuando se mejora su calidad.

6.2 ANTECEDENTES

La falta de información documentada sobre costos de los sistemas de tratamiento de agua para consumo humano, es un aspecto crítico, especialmente aquellos que abastecen a pequeños y medianos municipios y comunidades rurales. A principios de los 80's Arboleda et al (1982) compararon los costos de inversión inicial de plantas convencionales de tratamiento construidas en los Estados Unidos con las de América Latina, para capacidades entre 0.025 m³/s y 4.0 m³/s. Esta publicación muestra reducciones significativas de costos, como resultado de innovaciones en la adaptación de la tecnología a las condiciones de América Latina.

En Colombia, el Instituto Nacional de Fomento Municipal, desarrolló un modelo para predecir los costos de inversión inicial en los sistemas convencionales de tratamiento de agua para consumo humano que incluyen procesos de mezcla rápida, coagulación, floculación, sedimentación, filtración, desinfección y acondicionamiento de pH (INSFOPAL, 1982). A partir de información generada por las empresas de agua adscritas al Instituto, se desarrollaron tres modelos para diferentes regiones de Colombia. Estos modelos se limitaron a cauda-

les inferiores a 2600 m³/día y fueron expresados en función de la capacidad de la planta, tal como se indica a continuación:

Contexto Nacional	$C = 100003 Q^{-0.52}$	$r = -0.40$
Zona Norte	$C = 829810 Q^{-0.49}$	$r = -0.33$
Zona Centro-Sur	$C = 1056107 Q^{-0.53}$	$r = -0.49$

Donde, C = Costos de construcción, Pesos colombianos \$/m³/día (1982)
 Q = Caudal, m³/día
 r = Coeficiente de correlación.

Aunque el país fue dividido en dos grandes regiones, zona norte y zona centro sur, el modelo obtenido fue poco confiable debido a la gran dispersión de los datos y al hecho de que en cada región estudiada existen sectores con grandes variaciones en costos unitarios, mano de obra y condiciones socioeconómicas y culturales.

Cinara con el apoyo del IRC desarrolló en 1988, con base en experiencias de proyectos de demostración construidos a escala real en la zona de ladera del Valle del Cauca, modelos de costos de unidades de filtración lenta en arena (Cinara, 1989; Galvis, et al 1988). El estudio incluyó modelos para estimar el volumen y los costos de construcción de sistemas FLA, con caudales entre 2 l/s y 30 l/s usando velocidades de filtración de 0.15 m/h. También se estudió el efecto de la economía de escala y de la altura del filtro lento, sobre los costos de inversión inicial. De manera preliminar también se incluyeron los costos de las unidades de pretratamiento, los cuales fueron estimados en un 75 % de los costos de FLA. Esta estimación se basó en los primeros experimentos a escala real desarrollados en Colombia con la tecnología de pretratamiento. Los modelos de costos resultantes aplicados para sistemas FLA, operando a 0.15 m/h con áreas superficiales entre 48 y 720 m² fueron:

$$C = 0.2801 A^{0.8533}$$

$$C = 4.2166 Q^{0.8533}$$

Donde, C = Costo de construcción, en miles de US\$
 A = Área de filtración, m²
 Q = Caudal, en l/s

Para la comparación entre los sistemas de filtración lenta en arena con pretratamiento y las plantas convencionales, en el marco del estudio Cinara/IRC, en 1988, se utilizó el estudio del INSFOPAL para la zona centro-sur del país, con las limitaciones anteriormente mencionadas. Esta comparación indicó que, considerando solo inversión inicial, los sistemas de filtración lenta en arena con pretratamiento son más favorables que los sistemas convencionales hasta un caudal de 6000 m³/día (70 l/s), con el cual se puede abastecer a una población de 40000 habitantes con una dotación de 150 l/hab/día.

Estudios comparativos entre sistemas de filtración lenta en arena y sistemas convencionales de tratamiento de agua, realizados en la India y reportados por Paramasivan (Sundaresan, 1982; Paramasivan, 1983), indican que la filtración lenta en arena resulta más económica, en términos de inversión inicial, que los sistemas convencionales hasta caudales cercanos a 50

l/s. Cuando se consideran aspectos de operación y mantenimiento, para un período de diseño de 15 años, este punto de equilibrio se incrementa a 286 l/s, permitiendo abastecer a una población de 350000 habitantes con una dotación de 70 l/hab/día. El modelo obtenido para costos de inversión inicial fue el siguiente:

$$C = 0.1321 A^{0.86}$$

Donde, C = Costo de Construcción, en miles US\$ en 1982
A = Area total del lecho filtrante, m²

En cuanto a costos de operación, mantenimiento y administración, han sido escasos los estudios realizados, contándose sólo con algunas referencias recientes relacionadas con sistemas convencionales de tratamiento.

6.3 CARACTERÍSTICAS DE LOS COSTOS

La consecución de información confiable es una de las dificultades que limita tanto la adecuada formulación del modelo de costos como su utilidad práctica. De otro lado, la gran cantidad de variables que inciden en el costo de un sistema de tratamiento, dificultan la formulación de un planteamiento general. Entre los principales factores que afectan el costo de inversión inicial se pueden indicar, entre otros:

- Caudal
- Tipo de planta (tipo de tecnología)
- Criterios de diseño
- Costo de materiales (locales e importados)
- Costo de mano de obra (local e importada)
- Localización geográfica
- Transporte
- Condiciones climáticas
- Nivel de competencia entre firmas constructoras
- Costo del diseño

Entre los factores que inciden en el costo de administración, operación y mantenimiento se destacan los siguientes:

- Número de usuarios
- Costo de mano de obra
- Costo de materias primas (locales e importadas)
- Costo de equipos (locales e importados)
- Requerimiento de mantenimiento
- Costo de energía eléctrica
- Normas de calidad a cumplir

Sin embargo, no resulta práctico incluir todos estos factores dentro de un modelo de costos. Para un sistema de tratamiento en una región determinada, y para una tecnología de tratamiento en particular, se puede plantear el siguiente modelo para la componente de inversión inicial (costos de construcción):

$$C = aQ^b \quad (6-1)$$

$$\ln C = \ln a + b \ln Q \quad (6-2)$$

Donde: C = Costos de construcción
Q = Capacidad de la planta de tratamiento
a, b = Coeficientes

En las ecuaciones (6-1) y (6-2) el valor de la constante "a" corresponde al costo de una planta con capacidad igual a la unidad. El valor de "b", generalmente inferior a la unidad, permite visualizar la economía de escala. A medida que este valor tiende a uno (1.0) la economía de escala es menos significativa y por consiguiente, existirá menor reducción en el costo unitario con el incremento en el tamaño de la obra.

En cuanto al cálculo de los costos de administración, operación y mantenimiento, en el caso de sistemas FiME, las experiencias a nivel de plantas piloto y escala real, indican que la componente más importante corresponde a los requerimientos de personal.

6.4 ESTIMACIÓN DE LOS COSTOS EN FiME

6.4.1 Criterios básicos

Teniendo en cuenta la gran cantidad de factores que inciden en los costos de construcción de un sistema de tratamiento, un modelo de costos solo es aplicable a la región para la cual son válidos los costos unitarios de materiales y mano de obra, utilizados en la elaboración del presupuesto de obra correspondiente. Es así como resulta más útil tomar como base, la relación entre cantidad de obra de los ítems de mayor incidencia en el costo de construcción y el caudal del sistema de tratamiento. Para el caso de FiME, al definir la velocidad de filtración y para un caudal determinado, se puede expresar la relación en términos de área de filtración por cada componente del sistema.

Al evaluar opciones constructivas de FiME con diversos materiales y en diferentes regiones de Colombia, se identifica por ejemplo, que al construir una planta de tratamiento en concreto reforzado, los componentes de mayor peso en el costo de construcción, corresponden al concreto, hierro de refuerzo, grava, arena, excavación, caseta y válvulas. Estos elementos en conjunto representan generalmente cerca del 80% de los costos directos de construcción. El 20% adicional se distribuye entre costos de terreno, cerramiento, iluminación, andenes, tuberías, accesorios y otros.

Los costos de materiales, incluyendo desperdicios, sumados a los costos de mano de obra, constituyen los costos directos de construcción. Este valor, afectado por las componentes de administración, imprevistos y utilidad (AIU) del proyecto, determinan el costo total de la obra.

Consecuente con lo anterior, al definir los modelos requeridos para determinar cantidades de obra, por cada uno de los ítems de mayor peso, se pueden estimar fácilmente los costos directos de construcción, con base en los costos unitarios locales. Los costos recurrentes pueden ser calculados tal como se indicó en el ítem 6.3. La figura 6.1 ilustra el aprovechamiento de grava y arena local, materiales que en algunas regiones pueden representar un valor significativo dentro de los costos directos de construcción.



Figura 6.1. Explotación artesanal de grava y arena. Materiales básicos para el tratamiento FiME. Río Cauca, corregimiento El Hormiguero, Cali, Colombia, 1997.

6.4.2 Modelos de cantidades de obra

Supuestos básicos

En este ítem se presentan los modelos de cantidades de obra asociados a los costos de construcción de plantas de tratamiento FiME, los cuales han sido desarrollados con base en los siguientes supuestos:

- Los caudales a estudiar han sido definidos entre 2 l/s y 25 l/s, dados los tamaños poblacionales de nuestros asentamientos rurales, y de pequeños y medianos municipios. Para generar la información requerida por los modelos de cantidades de obra, para cada una de las opciones de tratamiento, se realizaron diseños típicos hidráulicos y estructurales para caudales de 2 l/s, 8 l/s, 15 l/s y 25 l/s, usando los criterios de diseño indicados en la tabla 6.1.

Tabla 6.1. Criterios de diseño para el dimensionamiento de cada uno de los componentes de FiME. Información básica para determinar los modelos de cantidades de obra.

Criterio de Diseño	Componente FiME				
	FGDi	FGAC	FGAS2	FGAS3	FLA
Longitud del medio filtrante (m) ⁽¹⁾	0.60	1.2	2.4	3.6	1.05
Altura del filtro (m).					
Incluye borde libre	0.80	1.4	1.4	1.4	2.15
Número de unidades en paralelo	2	2-4	2-4	2-6	2-8
Velocidad de filtración (m/h)	2	0.6	0.6	0.6	0.15
Número de unidades en serie	1	1	2	3	1

(1) Incluyendo lecho de soporte

- Aunque la longitud del medio filtrante es función del nivel de riesgo a tratar, para efecto de determinar los modelos de cantidad de obra, se han empleado los valores máximos de longitud de medio filtrante, en cada componente FiME, según se indica en los capítulos 8, 9 y 10.
- Las investigaciones realizadas por Cinara muestran las siguientes alternativas de tratamiento FiME:
FGDi + FLA;
FGDi + FGAC + FLA;
FGDi + FGAS2 + FLA;
FGDi + FGAS3 + FLA.
- Las válvulas han sido incluidas sobre la base de las especificaciones requeridas para cada unidad de tratamiento respecto a tamaño y número (anexo 3). Tanto las válvulas, accesorios y tuberías recolectoras o difusoras (múltiples), se especifican con base en una tasa de lavado de 15 m/h para filtros gruesos dinámicos y 20 m/h para filtros gruesos ascendentes.
- Para efectos del cálculo estructural, las unidades de filtración se consideran enterradas o semienterradas, adoptándose una capacidad portante mínima de 1.8 Kg/cm².
- Se estima que el 80% de los costos directos corresponden a: excavación; concreto o mampostería, grava y arena; acero de refuerzo; caseta y válvulas. El 20% adicional incluye otros costos especificados en el ítem 6.4.1. Tal distribución de costos puede ser diferente en algunas zonas geográficas, debido al peso que pueden implicar los costos del material filtrante y del terreno donde se construirá la planta de tratamiento. Bajo estas circunstancias, el modelo propuesto debe ser ajustado.

Formulación de los modelos

Con base en los supuestos básicos presentados previamente, se desarrollaron ecuaciones que relacionan las cantidades de obra de los ítems de mayor incidencia en los costos directos, con el área de filtración de cada componente FiME. Estos modelos han sido obtenidos a partir de información generada para plantas diseñadas con caudales entre 2 l/s y 25 l/s, utilizando como alternativas de construcción, concreto reforzado y mampostería en ladrillo. Los resultados obtenidos con coeficientes de correlación superiores a 0.95, permiten estimar cantidades de obra, las cuales son presentadas en las tablas 6.2 y 6.3 y en el anexo 3, donde se incluyen los requerimiento de válvulas.

Las áreas requeridas por cada planta FiME han sido expresadas en función del caudal, según se indica en las ecuaciones 6-3; 6-4; 6-5 y 6-6, para valores entre 2 l/s y 25 l/s. El tipo de ecuación a utilizar está asociado con el nivel de riesgo en la fuente, así por ejemplo, a mayor nivel de contaminación, mayor número de etapas de tratamiento y por consiguiente, mayor área requerida para un mismo caudal a tratar.

$$\begin{array}{lll} \text{FGDi + FLA} & : & A = 210.76 Q^{0.60} \quad (6-3) \\ \text{FGDi + FGAC + FLA} & : & A = 220.66 Q^{0.62} \quad (6-4) \\ \text{FGDi + FGAS2 + FLA} & : & A = 241.41 Q^{0.63} \quad (6-5) \\ \text{FGDi + FGAS3 + FLA} & : & A = 263.39 Q^{0.63} \quad (6-6) \end{array}$$

Donde, A = Área, en m²
 Q = Caudal, en l/s

Tabla 6.2. Modelos para estimar cantidad de obra, expresados en función del área de filtración (A) de cada componente de los ítems con el peso más alto en los costos de construcción de plantas FiME. Concreto reforzado. Caudales entre 2 l/s y 25 l/s.

Item	Componente					
	FGDi A:(3.6 y 45) m ²	FGAC A: (12 y150) m ²	FGAS 2 A: (24 y 300) m ²	FGAS 3 A: (36 y 450) m ²	FLA A: (48 y 600) m ²	Caseta A: (19 y 167) m ²
Excavación (m ³)	9.24 A ^{0.61}	1.71 A + 13.87	1.74 A + 9.38	1.73 A + 12.87	5.52 A ^{0.90}	0.14 A ^{1.05}
Concreto (m ³) 3000 psi	7.75 e ^{0.04A}	0.32 A + 5.32	0.33 A + 9.20	0.33 A + 13.42	0.27 A + 19.20	0.47 A ^{0.82}
Grava (m ³)	0.60 A	1.05 A	1.05 A	1.05 A	0.25 A	—
Arena (m ³)	—	—	—	—	0.80 A	—
Acero de refuerzo (Kg)	466.19 e ^{0.04A}	24.03 A +	25.02 A +	24.51 A +	20.26 A +	50.3 A ^{0.48}
487.88	821.88	1200.50	1713.60	—	—	—
Mampostería (m ²)	—	—	—	—	—	5.22 A ^{0.56}
Cubierta (m ²)	—	—	—	—	—	2.20 A ^{0.93}

Tabla 6.3. Modelos para estimar cantidad de obra de los ítems de mayor peso en los costos de construcción de plantas FiME. Expresados en función del área de filtración (A) de cada componente. Concreto reforzado o mampostería en ladrillo. Caudales entre 2 l/s y 25 l/s.

Item	Componente					
	FGDi A: (3.6 y 45) m ²	FGAC A: (12 y 150) m ²	FGAS 2 A: (24 y 300) m ²	FGAS 3 A:(36 y 450) m ²	FLA A: (48 y 600) m ²	Caseta A: (19 y 167) m ²
Excavación (m ³)	9.24 A ^{0.61}	1.71 A + 13.87	1.74 A + 9.38	1.73 A + 12.87	5.52 A ^{0.90}	0.14 A ^{1.05}
Concreto (m ³) 3000 psi	0.35 A + 3.13	0.19 A + 1.18	0.20 A + 2.53	0.19 A + 3.65	0.17 A + 7.72	0.47 A ^{0.82}
Grava (m ³)	0.60 A	1.05 A	1.05 A	1.05 A	0.25 A	—
Arena (m ³)	—	—	—	—	0.80 A	—
Acero de refuerzo (Kg)	24.03 A + 192.22	12.04 A + 93.09	12.33 A + 183.75	12.21 A + 265.16	10.41 A + 562.52	50.30 A ^{0.48}
Mampostería (m ²)	22.10 e ^{0.04A}	0.86 A + 28.00	0.92 A + 43.83	0.89 A + 64.00	0.81 A + 103.34	5.22 A ^{0.56}
Cubierta (m ²)	—	—	—	—	2.20 A ^{0.93}	—

Por cada componente de FiME se recomienda un rango de áreas superficiales, según se indica en las tablas 6.2 y 6.3 tanto para concreto reforzado como para mampostería en ladrillo. Las áreas indicadas son las requeridas por las unidades de tratamiento, incluyendo estructuras de entrada y salida, caseta para operación y almacenamiento de arena, cámaras de lavado y zonas de comunicación interna. Para zonas de ladera con pendientes de terreno clasificadas entre moderadas y altas, las áreas requeridas además de lo indicado, deben considerar otros factores como, estabilidad del terreno, conformación y pendiente del talud, áreas para explanación y posible construcción en niveles.

Los modelos no incluyen áreas adicionales requeridas (servidumbres), por las obras de conducción de agua cruda afluente al sistema de tratamiento; por la conducción del agua tratada efluente. Igual consideración se realiza para el emisario último, que conduce los desagües desde la plantas hasta el sitio de disposición final, pues su localización y longitud, está condicionada por aspectos topográficos y uso y tenencia del suelo en la zona del proyecto.

6.4.3 Indicadores para administración, operación y mantenimiento

De las experiencias obtenidas en la administración, operación y mantenimiento de diferentes opciones FiME en el valle geográfico del río Cauca en Colombia, se encontró que el

85% de los costos por este concepto corresponden a personal. Los demás requerimientos, como insumos varios, energía eléctrica, agua para el lavado del sistema, etc., cubren el 15 % restante.

Es importante indicar que la tecnología no requiere de equipos especiales. Sin embargo el sistema de abastecimiento en su conjunto, puede requerir, por ejemplo, del bombeo de agua cruda o de agua tratada hacia el almacenamiento o la red de distribución. Los costos que se puedan generar bajo estas condiciones de bombeo, no han sido considerados dentro de los análisis realizados para el sistema de tratamiento. Estos costos se consideran iguales y comunes para cada alternativa en estudio.

Operación y mantenimiento

Las tablas 6.4, 6.5 y 6.6 presentan información muy útil para estimar los requerimientos de personal para las labores de operación y mantenimiento. Estas tablas fueron obtenidas con base en los rendimientos reportados para cada una de las actividades diarias, periódicas y eventuales, evaluadas en plantas de tratamiento FiME a escala real, ubicadas en el valle geográfico del río Cauca - Colombia y en unidades a escala piloto en la Estación de Investigación y Transferencia de Tecnología de Cinara, en Puerto Mallarino, Cali - Colombia. Los datos presentados en la tabla 6.4 indican los requerimientos de operador para realizar actividades rutinarias, además de limpieza de zonas de acceso, jardines, etc, dentro de la planta de tratamiento.

Tabla 6.4. Requerimientos de operador para realizar las labores diarias y periódicas de operación y mantenimiento de plantas FiME, estimado en tiempos completos equivalentes (TC).

Alternativa FiME	Caudal (l/s)			
	1	5	10	20
FGDi + FLA	0.2	0.4	0.7	1.0
FGDi + FGAC + FLA	0.5	0.6	0.9	1.3
FGDi + FGAS2 + FLA	0.6	0.8	1.0	1.4
FGDi + FGDS3 + FLA	0.7	0.9	1.2	1.5

Tabla 6.5. Rendimientos estimados de mano de obra para realizar actividades eventuales de operación y mantenimiento por componente de la tecnología FiME.

Componente de FiME	Rendimiento (horas/m ³ de material filtrante)
FGDi	5.6
FGAC	2.6
FGAS2	2.0
FGAS3	1.3
FLA	1.0

Tabla 6.6. Frecuencia de realización de actividades eventuales para diferentes alternativas de FiME. Número promedio de eventos por año.

Componente FiME	Alternativa de FiME				
	FGDi	FGAC	FGAS2	FGAS3	FLA
FGDi + FLA	2	-	-	-	0.20
FGDi +FGAC + FLA	3	0.20	--	-	0.30
FGDi + FGAS2 + FLA	4	-	0.17	-	0.30
FGDi +FGAS3 + FLA	6	-	-	0.14	0.30

Con el propósito de estimar un tiempo de dedicación por año, se elaboró la tabla 6.7, teniendo en cuenta la información suministrada en las tablas 6.5 y 6.6.

Tabla 6.7. Requerimiento de operador para realizar las labores eventuales de operación y mantenimiento de plantas FiME, estimados en tiempos completos equivalentes (TC).

Alternativa de FiME	Caudal (l/s)			
	1	5	10	20
FGDi + FLA	0.01	0.06	0.11	0.22
FGDi +FGAC + FLA	0.02	0.10	0.21	0.41
FGDi + FGAS2 + FLA	0.03	0.15	0.30	0.60
FGDi +FGAS3 + FLA	0.04	0.20	0.40	0.79

Nota: Estos valores tienen sentido cuando se consideran varios años de funcionamiento del sistema, puesto que la mayoría de estas labores varían su periodicidad entre algunas veces al año hasta una vez cada 5 años o más.

Con base en la información suministrada por el personal responsable de ejecutar las actividades administrativas, en las plantas de tratamiento de 5 comunidades en el valle geográfico del río Cauca (El Retiro, Cañas Gordas, Ceylan, La Marina y La Sirena) con caudales entre 7.5 l/s y 9.4 l/s y número de suscriptores entre 93 y 500, se encontró que los requerimientos de tiempo para actividades administrativas, exclusivamente para plantas FiME, fueron del orden de 0.30 tiempos completos mensuales, (0.30 TC/mes). Estas actividades incluyen labores como: supervisión, planeación, atención a usuarios, compras, pagos y reuniones con entidades del sector de agua potable y saneamiento.

Administración

Se estima que un valor entre 0.30 y 0.5 TC/mes por actividades administrativas relacionadas con la planta de tratamientos, puede ser aplicable a los sistemas FiME para el rango de caudales en estudio, 2 l/s a 25 l/s, pues las actividades de promoción y gestión ante el ente administrador, comunidad e instituciones, no varía significativamente en la mayoría de los casos.

6.4.4 Metodología para obtener los costos

A partir de los modelos de cantidades de obra presentados en las tablas 6.2 y 6.3, de los requerimientos de válvulas mostrados en el anexo 3 y de los costos unitarios locales, se pueden obtener los costos directos de inversión inicial. Para obtener el costo total es necesario

incrementar el costo directo en un factor que incluya los ítems de administración, imprevistos y utilidades (AIU). En Colombia este valor puede oscilar entre el 20% y 30% de los costos directos.

Para los costos de administración, operación y mantenimiento se deben utilizar las tablas 6.4 y 6.7 y lo indicado previamente en el ítem de administración. Con esta información se puede obtener el tiempo requerido de personal en términos de tiempos completos durante el año. Conocido el valor de salarios del personal requerido y considerando que este ítem representa aproximadamente el 85% del costo recurrente, será posible entonces obtener el valor total respectivo.

6.5 MODELO DE COSTOS DE CONSTRUCCIÓN PARA EL VALLE DEL CAUCA

Con el propósito de ilustrar las características de los costos de la tecnología FiME, se hace un análisis con caudales de 2 l/s, 8 l/s, 15 l/s y 25 l/s, utilizando costos unitarios de la ciudad de Cali, Colombia, los cuales pueden ser aplicables, con una buena aproximación, a otros lugares del valle geográfico del río Cauca e inclusive a otras localidades en Colombia, ubicadas en lugares cercanos a centros urbanos, capitales de departamento.

Para cada uno de los caudales se realizaron diseños típicos, con base en los criterios indicados en la tabla 6.1 y en las consideraciones presentadas en el ítem 6.4.2. A partir de estos diseños, se realizó un presupuesto detallado, tanto de los ítems de mayor incidencia como de los de menor peso en el costo. Esto último, con el propósito de validar la distribución porcentual, considerada en los supuestos básicos de los modelos de cantidad de obra.

La información anterior ha sido la base para determinar:

- Costos directos de construcción para diferentes alternativas FiME, en concreto reforzado y mampostería en ladrillo, para caudales entre 2 l/s y 25 l/s.
- Un modelo de costos directos de construcción para cada componente de FiME, en concreto reforzado y mampostería en ladrillo.
- Un modelo de costos directos para diferentes alternativas de FiME, en concreto reforzado, incluyendo además de cada unidad de filtración, otros elementos del sistema como andenes, cerramientos, desagües, iluminación, etc.

En las tablas 6.8 a 6.10 y figuras 6.2 y 6.3 se muestran los resultados para concreto reforzado y en las figuras 6.4 y 6.5 los modelos obtenidos para mampostería en ladrillo.

Tabla 6.8. Costos directos de construcción de componentes de plantas FiME, para diferentes caudales. Concreto reforzado, valle geográfico del río Cauca en los Andes Colombianos. Valores en \$ US. Agosto de 1996.

Componente FiME	Caudal (l/s)			
	2	8	15	25
FGDi	4326	7036	10996	19815
FGAC	5380	11356	21869	36517
FGAS2	10218	20983	40842	68542
FGAS3	15098	31057	60562	102024
FLA	16716	40312	70735	111170

Tabla 6.9. Costos directos de construcción de plantas FiME, para diferentes caudales. Concreto reforzado; valle geográfico del río Cauca en los Andes Colombianos. Valores en \$US, Agosto de 1996.

Alternativa FiME	Caudal (l/s)			
	2	8	15	25
FGDi + FLA	37442	70175	120595	184553
FGDi + FGAC + FLA	42832	81531	142464	221069
FGDi + FGAS2 + FLA	47560	91158	161437	253094
FGDi + FGAS3 + FLA	52540	101231	181158	286576

Nota: En esta tabla se incluyen, además de las unidades de filtración, los demás elementos del sistema: andenes, cerramientos, desagües, iluminación, etc.

6.6 CONSIDERACIONES SOBRE EL MODELO PROPUESTO

- El método planteado es una buena guía para la obtención de costos de construcción, operación y mantenimiento de plantas FiME, para caudales entre 2 l/s y 25 l/s. Sin embargo, para su adecuada aplicación, es importante conocer los supuestos básicos y criterios de diseño presentados en el ítem 6.4.2.
- Los modelos de cantidades de obra y los tiempos estimados de requerimientos de personal pueden ser ajustados para cada situación o región en particular, en la medida en que se evalúen metódicamente las experiencias propias, tanto a nivel piloto como a escala real.

Tabla 6.10. Distribución porcentual (%) estimada de los costos directos de construcción de los componentes de Plantas FiME, por cada alternativa de tratamiento, en el valle geográfico del río Cauca, en los Andes colombianos. Agosto de 1996.

Componente FiME	Alternativas de FiME			
	FGDi + FLA	FGDi+FGAC + FLA	FGDi+FGAS2+FLA	FGDi+GFAS3+FLA
FGDi	10	9	8	7
FGAC	-	15	-	-
FGAS2	-	-	24	-
FGAS3	-	-	-	32
FLA	55	46	42	37
Caseta	12	10	-	8
Otros	23	20	17	16
Total	100%	100%	100%	100%

Nota: Estos cálculos se han realizado con base en la alternativa de concreto reforzado. Sin embargo, para este caso en particular, los valores para la opción de mampostería en ladrillo son muy similares a los indicados en esta tabla.

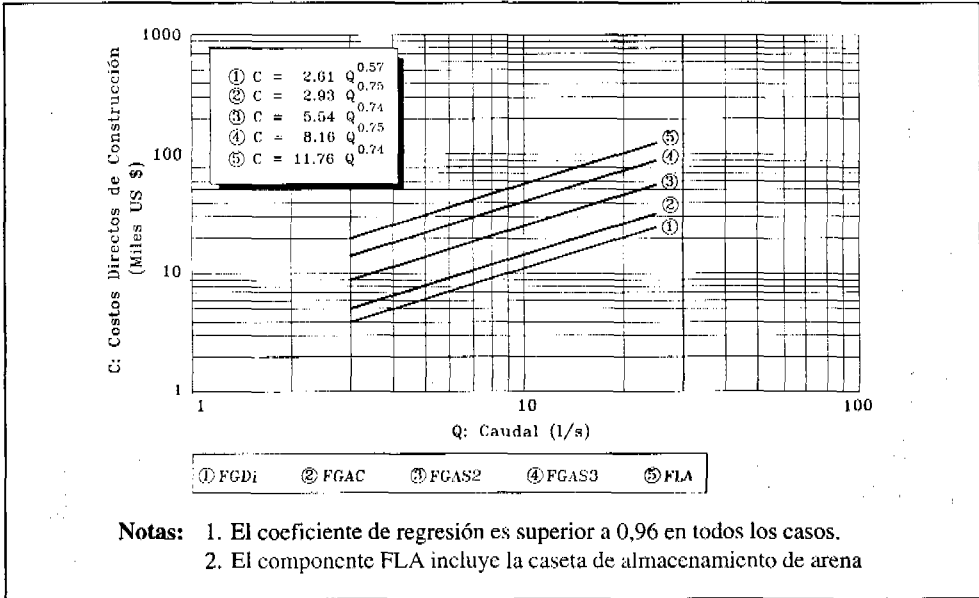


Figura 6.1. Modelos de costos directos de construcción de componentes de plantas FiME, en concreto reforzado, desarrollados para el valle geográfico del Río Cauca, en los Andes colombianos. Agosto de 1996.

- El nivel de precisión en los costos obtenidos, depende en buena medida de la calidad de la información sobre costos unitarios utilizados. Es importante tener en cuenta que, cada modelo de costos obtenido, solo es aplicable a la región, donde se generan los costos unitarios.
- Para la tecnología FiME, el costo se incrementa con el nivel de riesgo sanitario en la fuente, pues con ello se incrementa también el número de barreras requeridas y por consiguiente, los volúmenes de construcción.
- Bajo condiciones similares de operación, capacidad de la planta, materiales de construcción, costos unitarios, mano de obra disponible y calidad del agua en la fuente, resulta más económico construir un FGAC, que un FGAS2 o un FGAS3, presentando este último los mayores costos.
- Cuando se tienen dos alternativas FiME con velocidades de operación diferentes, es necesario hacer una comparación para identificar la opción más económica.

Del modelo de costos obtenido para plantas FiME en el Valle del Cauca, se puede inferir las siguientes observaciones específicas:

- El componente de menor peso porcentual (ver tabla 6.10) es el FGD_i (7-10%) y el de mayor peso es el FLA (37-55%). Esto indica que la optimización del FLA, va a producir un mayor impacto en los costos de inversión del sistema.
- El ítem "otros" representa entre el 16 y el 23%, (ver tabla 6.10) lo cual se ajusta al supuesto de considerar esta componente como el 20% de los costos directos de construcción de la planta de tratamiento por FiME.

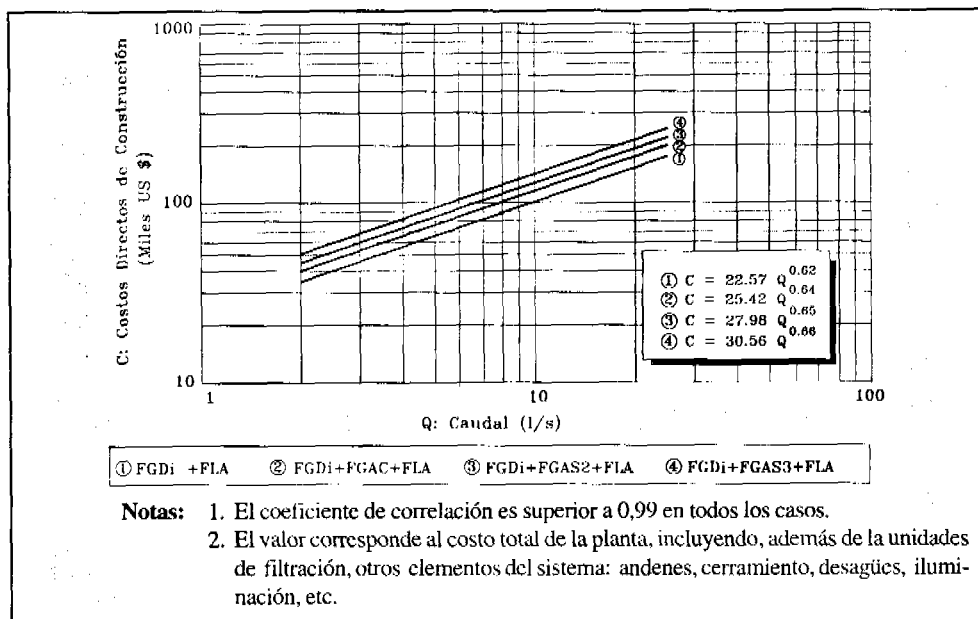


Figura 6.2. Modelos de costos directos de construcción, para diferentes alternativas de plantas FiME, construidas en concreto reforzado, para el Valle del Cauca en los Andes colombianos. Agosto de 1996.

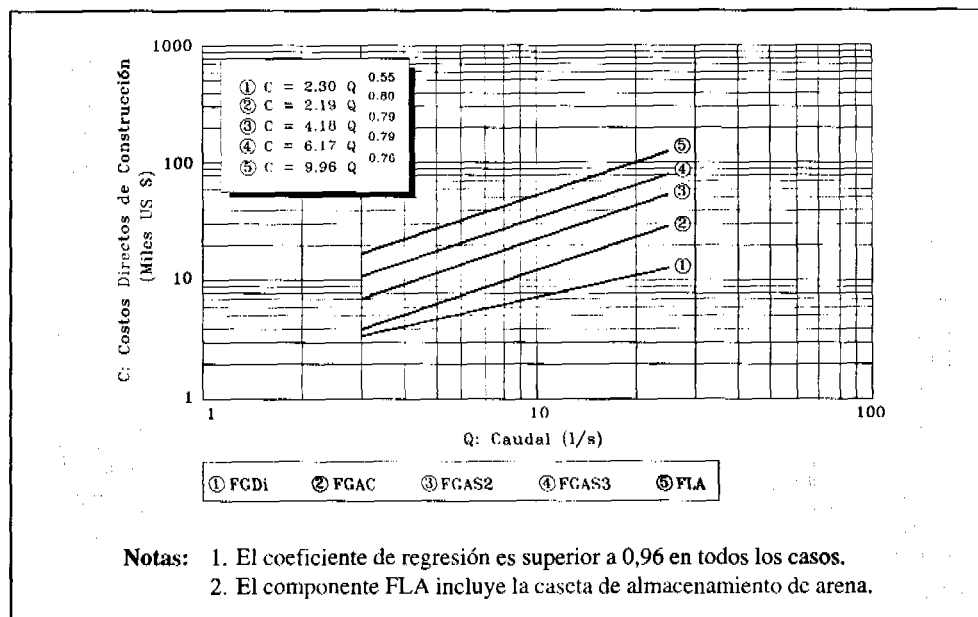


Figura 6.3. Modelos de costos directos de construcción de componentes de plantas FiME, en mampostería en ladrillo, desarrollados para el valle geográfico del Río Cauca, en los Andes colombianos. Agosto de 1996.

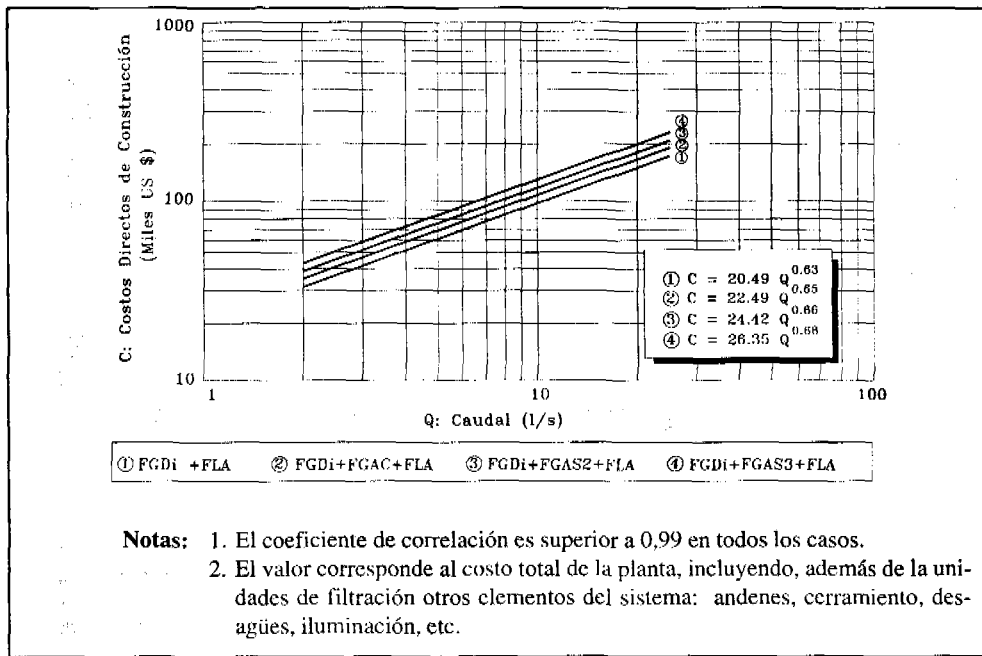


Figura 6.4. Modelos de costos directos de construcción, para diferentes alternativas de plantas FiME, construidas en mampostería de ladrillo, para el Valle del Cauca en los Andes colombianos. Agosto de 1996.

- El coeficiente "b" es del orden de 0.75 para los componentes FGAC, FGAS2, FGAS3 y FLA, mientras que para FGD i es 0.57 (figura 6.1). Se observa entonces que los componentes de mayor peso porcentual tienen menor economía de escala. Para el sistema de tratamiento en conjunto (figura 6.2), estos coeficientes están en el rango de 0.62 a 0.66, indicando algún grado de economía de escala.
- Teniendo en cuenta que los modelos de cantidades de obra han sido desarrollados en función del área de filtración, es posible estimar el costo de los componentes de FiME para velocidades de filtración diferentes a las indicadas en la tabla 6.1.

El modelo de costos de inversión inicial, para sistemas convencionales, obtenido con la información de INSFOPAL (Zona Centro-Sur), para caudales, entre 9 l/s y 25 l/s, actualizado a 1996, puede ser expresado de la siguiente manera:

$$C = 36.49 Q^{0.60} \quad (6-7)$$

Donde: C = Costo, en miles de US\$
Q = Caudal, l/s.

La ecuación (6-7) tiene un comportamiento similar a aquella ecuación correspondiente a la alternativa FGD i + FGAS3 + FLA, para plantas FiME en concreto reforzado (ver figura 6.2).

De acuerdo a lo presentado en las figuras 6.1 a 6.4, los costos de construcción en mampostería de plantas FiME, para el valle geográfico del Río Cauca, son más bajos que la opción en concreto reforzado.

6.7 IMPACTO DE LA TECNOLOGÍA SOBRE LA TARIFA

Una vez definida la viabilidad de una alternativa de tratamiento, en el sentido de manejar eficientemente los factores de riesgo, de ser compatible con la conservación del medio ambiente y con la cultura de la comunidad usuaria, la opción tecnológica seleccionada debe ser analizada para medir la potencialidad de ser ejecutada y garantizar su sostenibilidad durante el transcurso de su vida útil.

La tecnología FiME, además de mostrar su fortaleza con respecto al cumplimiento de los criterios anteriormente enunciados, compite favorablemente por su estructura de costos. Sus costos de operación, mantenimiento y reposición son bajos comparados con otras opciones, ya que no requiere materias primas ni energía para su operación; además, suministra autonomía a las localidades, pues no requiere de productos químicos, ni importación de repuestos, ni maquinaria o exige personal experto con alto nivel de escolaridad. De otra parte, sus costos de inversión presentan un factor de economía relativamente bajo (ver figura 6.1 y 6.3), lo cual, implica que su desarrollo constructivo puede hacerse por módulos relativamente pequeños. Lo anterior significa que, en economías como las de los países latinoamericanos, expuestas a grandes variaciones y dependientes de factores internos y externos, los períodos de diseño (que determinan el tamaño de las estructuras), podrían ser inferiores a 10 ó 15 años. Esta condición produce costos de inversión más bajos que aquellos generados cuando se construye bajo los conceptos tradicionales de la ingeniería, con períodos de diseño entre 20 y 30 años.

Este criterio tiene repercusiones positivas dentro de los esquemas económicos y financieros de las comunidades, teniendo en cuenta que:

- Al ser los costos de inversión más pequeños en el tiempo (se construye cada 5, 10 ó 15 años), se facilita el manejo financiero y por tanto, da mayores posibilidades a las poblaciones para tener acceso a créditos o a sistemas de cofinanciación estatales, que son comunes en estos países.
- Los períodos de diseño bajos, dan oportunidad para aprovechar recursos locales (materiales de construcción principalmente), y acomodarse a cambios en las demandas de agua de las comunidades. Así mismo, permiten aceptar e incorporar más fácilmente, desarrollos tecnológicos futuros que impliquen mejor calidad, a menor costo.
- La construcción por etapas relativamente cortas, permite mayor flexibilidad para la recuperación de la inversión, ya que reduce al máximo el "capital ocioso" que se genera cuando se construye para períodos grandes. Lo anterior, junto con los bajos costos de operación y mantenimiento, repercute positivamente, de inmediato, en la tarifa que la comunidad establece para el sostenimiento de su sistema de tratamiento de agua.
- La vida útil de las instalaciones es, en su conjunto, en muchas ocasiones, mayor que 50 años, lo cual posibilita establecer largos períodos para recuperar la inversión.

Contra estas ventajas, se tiene el inconveniente de la escasa capacidad de las municipalidades (o comunidades) para manejar inversiones en tiempos cortos. Sin embargo, este es un problema que debe resolverse, más aún cuando ahora, bajo las políticas mundiales de descentralización, la responsabilidad de la prestación de los servicios recae sobre el municipio.

6.7.1 Comparación de costos y estimación de su impacto en tarifas

Si se quiere comparar costos, estudiar tarifas o revisar el impacto del período de diseño, se deben convertir los costos de construcción y recurrentes, en unidades comparables en el tiempo. Algunos costos recurrentes anuales tienen valores fijos, por ejemplo los salarios de los operarios; mientras que otros, están relacionados con el período durante el cual funciona un equipo y por consiguiente, con la cantidad de agua suministrada, por ejemplo el consumo de combustible.

A continuación se presenta el método del costo equivalente anual, el cual permite expresar el costo de inversión en equivalentes anuales durante la vida útil del sistema. El costo total anual se obtiene sumando los costos anuales recurrentes a estos costos equivalentes. Con este monto total, se puede calcular la contribución de la tarifa para recuperar los costos recurrentes y la fracción de la inversión inicial que la comunidad convenga pagar con el gobierno o la agencia financiera.

Método de Costo Equivalente Anual

Con este método, el costo de capital se hace equivalente a una serie de cuotas anuales, distribuidas durante la vida útil de las obras (Hofkes y Visscher, 1990). La suma de los costos equivalentes anuales será mayor que el costo inicial de capital del sistema, pues se adiciona el interés sobre la deuda pendiente, el cual debe ser incluido en las asignaciones anuales correspondientes. El costo equivalente anual de una inversión de capital, con vida útil de (v) años, puede calcularse mediante la ecuación 6-8.

$$CEA = C \frac{t(1+t)^v}{(1+t)^v - 1} \quad (6-8)$$

Donde CEA = Costo equivalente anual
C = Costo
t = Tasa de descuento
v = Vida útil

La tasa de descuento y la vida útil son las dos variables más importantes de la ecuación (6-8). La tasa de descuento puede entenderse como una tasa de rendimiento que considera tanto el costo de capital como el riesgo asociado a la incertidumbre de invertir en el sector, en este caso el de agua potable y saneamiento. En general, el Banco Mundial aplica tasas de descuento en el rango de 8 a 15% (Hofkes y Visscher, 1990) variando de país a país. En Colombia se trabaja con tasas en el rango de 10 al 12%. De otra parte, la vida útil de los componentes principales de FiME, como son las estructuras de concreto o mampostería, es del orden de 50 años, mientras la vida útil de otros componentes, como válvulas, con menor peso en los costos de construcciones más baja.

Se puede presentar la ecuación (6-8) como: $CEA = fc.C$, en la cual fc representa el valor del factor de recuperación de capital. Por ejemplo el valor de fc para un tasa de descuento del 10 % es 0.16 cuando el tiempo de recuperación es de 10 años, 0.13 cuando es de 15 años y 0.11 cuando es de 25 años. Se puede apreciar que para un período largo de recuperación, fc se acerca más a la tasa de descuento.

Si bien, la vida útil de las estructuras principales de FiME es relativamente larga y fc podría ser igual a la tasa de descuento, en la práctica surgen complicaciones originadas por el

tiempo en que se debe pagar el crédito. Si éste es de 15 años y la tasa de 10%, cada año se debe pagar 0.13 C a lo largo de los 15 años. Sin embargo, después de éste período, todo la inversión está libre y aquella parte del sistema con mayor vida útil seguirá funcionando, convirtiéndose en patrimonio de la localidad. Si se continúa con la misma tarifa después del período, los ingresos serán superiores a los egresos y se podrá, por ejemplo, realizar mayor provisión para reposición y mantenimiento, o aspirar a un nuevo crédito, si se requiere ampliar el sistema o someterlo a reparaciones mayores.

En los sistemas que son cofinanciados, se aplica la tasa de descuento sólo sobre la fracción de la financiación que la comunidad aceptó cofinanciar. Las consideraciones anteriores son ilustradas con un ejemplo, representativo de un núcleo rural o de una cabecera municipal pequeña, asentada en el valle geográfico del río Cauca, en los Andes colombianos.

En una localidad, 900 familias están conectadas al acueducto y cada una de ellas paga en promedio una tarifa de US\$2 por mes, para un consumo diario de 0.8 m3. El ente encargado de la administración de la prestación del servicio, en equipo con el gobierno local y con las instituciones del sector activas en la zona, deciden mejorar la calidad del agua del sistema de abastecimiento, mediante la combinación de FGD_i + FGAC + FLA, etapas de tratamiento dentro de las opciones de la tecnología FiME. Para efectos del ejemplo y entendiendo que el período del diseño depende de muchos factores, algunos de ellos difíciles de controlar en nuestro contexto, se asume éste de 10 años. La estimación de crecimiento promedio de los usuarios en la localidad es de 1.5% anual, de acuerdo con la historia censal y las perspectivas de la comunidad.

Consecuentemente,
$$Q = \frac{900 \times (1.05)^{10} \times 0.8 \times 10^3}{24 \times 60 \times 60} = 9.7 \text{ l/s}$$

Con base en la ecuación 2 de la figura 6.2, se calculan los costos directos de construcción, los que se multiplican por 1.2 para cubrir los costos de administración, imprevistos y utilidades (AIU):

Costo total (incluye AIU) = $Ct = 1.2 \times 25.42(9.7)^{0.64} = \text{US\$ } 130.580$

En concertación con la comunidad, se precisa la forma como será financiada la inversión: 50% con fondos nacionales de cofinanciación y 50% con fondos locales, de los cuales la mitad será en efectivo y el saldo en mano de obra y materiales. Así, la comunidad decide recuperar el 25% de la inversión en efectivo y aunque la vida útil global de la infraestructura es de 40 años, solo se obtiene un préstamo a 20 años con tasa de descuento de 10%. Por consiguiente,

$$CEA = 0.25 \times 130580 \times \frac{0.1(1.10)^{20}}{(1.10)^{20} - 1} = \text{US\$ } 3834$$

Costo de inversión mensual a recuperar US\$ 3834/12 = US\$ 320

Para evaluar los costos de personal, se aprovecha la experiencia indicada en las tablas 6.4 y 6.6, que permiten estimar, en tiempos completos equivalentes (TC), las necesidades de operación y mantenimiento para la opción de FiME seleccionada. Para labores de adminis-

tración se considera 0.3 TC, de acuerdo a lo indicado en el aparte 6.4.3.

Labores periódicas	0.90 TC
Labores eventuales	0.20 TC
Administración	<u>0.30 TC</u>
Total	1.40 TC

Asumiendo el costo promedio mensual de cada TC en 150 US\$, el costo de personal es aproximadamente US\$ 212/mes, valor que debe ser incrementado en 15% para cubrir otros costos, según se deduce en el aparte 6.4.4. Los costos de personal representan, en promedio el 85% de los costos de operación, mantenimiento y administración de FiME. En consecuencia, los costos recurrentes para los ítems identificados serán US\$ 244/mes.

Costo total a recuperar por mes	= US\$ (320+244)	= US\$ 564
Costo total a recuperar por familia por mes	= US\$ 564/900	= US\$ 0.63

La tarifa mensual por usuario, correspondiente al mejoramiento de la calidad del agua, será US\$ 0.63 y el total de la tarifa, incluyendo la cantidad anteriormente pagada sin calidad de agua, será de US\$ 0.63+ 2.0 = US\$ 2.63. Este valor se considera razonable y factible de ser cubierto por la comunidad, pues representa menos del 3% de los ingresos promedio de la mayoría de usuarios, según recomienda la UNDP (1990).

7. SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS DE LA TECNOLOGÍA FiME

La selección de tecnología para la potabilización del agua involucra un gran número de factores tal como se discutió en el capítulo 3. Entre otros, se incluyen las condiciones socioeconómicas y culturales de la comunidad, la disponibilidad de recursos, materiales de construcción e insumos químicos, además del soporte institucional y características de la calidad del agua. El objetivo de la selección es en consecuencia, contribuir a la sostenibilidad de los sistemas a través de la realización de proyectos con cobertura adecuada, que suministren agua apta para consumo humano, con criterios de continuidad, cantidad y calidad a un costo manejable por los usuarios.

En este capítulo se presenta una aproximación o guía de selección de las variantes de la tecnología FiME como alternativa de tratamiento de agua. En primera instancia se presentan indicadores del riesgo sanitario, posteriormente y con base en el seguimiento de proyectos a escala piloto y real, se presentan las eficiencias obtenidas con diferentes alternativas de tratamiento FiME, para las cuales se realiza un análisis de costos, según fue tratado en el capítulo 6, se realizan las recomendaciones para su selección.

Para conformar la guía de selección, se revisó el modelo desarrollado por la Universidad de Oklahoma y publicado por Reid (1982), el cual se fundamenta en 4 bloques de información: factores técnico-sociales, fuentes de abastecimiento, calidad de agua cruda e información demográfica. Otro concepto presentado en la literatura, toma como base, factores técnicos, socioeconómicos, ambientales, capacidad de gestión, operación y mantenimiento (Hofkés y Visscher, 1990).

En el modelo presentado en este capítulo solo se comparan entre sí las diferentes alternativas de FiME, excluyéndose varios de los factores mencionados anteriormente, pues en la práctica las diferencias entre las variantes de FiME no son muy grandes en su impacto ambiental, ni en su nivel de complejidad en términos de operación y mantenimiento. La información demográfica tampoco representa un factor de gran peso, pues las economías de escala para las diferentes alternativas, presentan valores semejantes. Así, la guía de selección considera tres bloques principales: el riesgo sanitario de la fuente, la eficiencia del tratamiento y los costos de inversión, administración, operación y mantenimiento.

En el esquema que se presenta, no se compara FiME con otras alternativas de tratamiento como por ejemplo, la filtración rápida de agua químicamente coagulada, pues este tipo de sistema no guarda armonía con la capacidad de gestión, operación y mantenimiento de la gran mayoría de los núcleos rurales de cabeceras municipales pequeñas o medianas, que en muchas circunstancias no pueden garantizar la disponibilidad de productos químicos o de energía, necesarios para el funcionamiento del sistema. Adicionalmente, la tecnología FiME tiene buena aceptación por parte de las comunidades pues su administración, operación y mantenimiento son comparativamente más simples que las requeridas por otros sistemas de tratamiento de agua para consumo humano.

Las opciones de FiME revisadas en este capítulo, involucran como mínimo FGD_i + FLA; además se incluyen alternativas de tratamiento que involucran las combinaciones de Filtros Gruesos Ascendentes mencionadas en el capítulo 5 y 9 del presente manual.

7.1 RANGOS DE CLASIFICACIÓN DE CALIDAD DE AGUA EN FUENTES SUPERFICIALES

En este ítem se presenta una propuesta para la clasificación de la calidad del agua de fuentes superficiales, utilizadas en el abastecimiento de agua para consumo humano. La propuesta se basa en los siguientes tres aspectos:

- Al tratar el agua de una fuente superficial, el efluente del sistema de tratamiento debe cumplir con las guías de calidad de agua para consumo humano propuestas por WHO (1996).
- La calidad del agua para consumo humano se determina con base en tres parámetros básicos, según Lloyd y Helmer (1991) tal como se discutió en el Capítulo 2: turbiedad, color real y coliformes fecales.
- La experiencia adquirida por Cinara en proyectos de investigación y desarrollo, tratando agua de fuentes superficiales, en Colombia, con diferentes niveles de calidad, le permite proponer criterios sobre la clasificación de la calidad del agua. Estos criterios podrán ser ajustados en la medida que se cuente con mayor información, ó donde las características de la zona de influencia sean distintas, se podría plantear su propia clasificación.

La experiencia de Cinara ha sido adquirida durante más de 7 años de seguimiento a 10 fuentes que abastecen igual número de plantas FiME. La propuesta de clasificación de las fuentes presentada aquí, es preliminar, pues la calidad del agua y su variabilidad está condicionada por variables no controladas dentro del alcance de este documento, v.g. características hidroclimatológicas, aspectos geomorfológicos y uso y tenencia de la tierra en las microcuencas, entre otros. De otro lado, la eficiencia de remoción de la tecnología FiME, depende de la temperatura del agua, dada la naturaleza biológica de algunos de los procesos involucrados.

Aquellas localidades con bajas temperaturas están expuestas a menores eficiencias que las aquí reportadas, requiriéndose por consiguiente, la capacidad crítica del lector para asumir adecuadamente los criterios de selección y/o diseño para un sistema FiME en particular. En regiones con baja o ninguna experiencia en la utilización de la tecnología y/o alta incertidumbre en la calidad y cantidad del agua en las fuentes, se recomienda iniciar su proceso de aprendizaje y familiarización con la tecnología, a través de un programa de investigación y desarrollo, donde se validen o adapten los criterios presentados para lo cual las universidades locales y los institutos de investigación y otros agentes del desarrollo, pueden jugar un papel importante.

En los párrafos siguientes se justifican y proponen, específicamente, los rangos de clasificación de la calidad del agua.

7.1.1 Turbiedad

La turbiedad es un parámetro de vital importancia pues afecta tanto la aceptabilidad del agua a consumir, como la selección y eficiencia de los procesos de tratamiento, particularmente la eficiencia de la desinfección con cloro (aumenta su demanda y protege los microorganismos) y estimula el crecimiento bacterial.

La desinfección es de incuestionable importancia en el suministro de agua segura para consumo humano. La destrucción de microorganismos patógenos es esencial y comúnmente involucra el uso de agentes químicos, tales como el cloro. El uso de desinfectantes químicos

usualmente resulta en la formación de subproductos, algunos de los cuales son potencialmente peligrosos, sin embargo los riesgos para la salud generados por tales subproductos son extremadamente pequeños en comparación con aquellos asociados con una inadecuada desinfección WHO (1996). Es importante que la desinfección no esté comprometida con compuestos que impliquen control de subproductos.

En todos los procesos en los cuales se incluya la desinfección, la turbiedad siempre debe ser baja, preferiblemente < 1 UNT. Se recomienda que la turbiedad en el agua a ser desinfectada sea consistentemente < 5 UNT e idealmente posea un valor medio < 1 UNT (WHO, 1996). La norma colombiana (Decretos 2105 de 1983 y 475 de 1998) establece como valor admisible en el efluente de la planta antes de la desinfección, una turbiedad máxima de 5 UNT, con valor deseable ≤ 1 UNT.

Tomando en cuenta las eficiencias de turbiedad y su remoción en las diferentes alternativas FiME, discutidas en el capítulo 5, se presentan tres rangos para la clasificación de la turbiedad:

- Rango bajo, con turbiedad promedia < 10 UNT, asociado con cuencas poco intervenidas, sin trazas de erosión y sin terrenos de uso agrícola que drenen directamente en la fuente.
- Rango intermedio, fuentes con turbiedades predominantes entre 10 y 20 UNT, con buenas posibilidades de tratamiento. En el capítulo 11 se presenta una aproximación a este rango.
- Rango alto, turbiedad promedia entre 20 y 70 UNT, promedios superiores a este nivel requieren una investigación más profunda, particularmente en tamaño y distribución de partículas, que pueden tener un gran impacto sobre la eficiencia de FiME.

En general el uso de turbiedades promedias como se maneja en casi toda la literatura, no caracteriza el agua de manera suficiente, pues los promedios pueden ser el resultado de una serie de picos o de niveles relativamente constantes. En la práctica, el diseño debe garantizar que valores de turbiedad superiores al rango normal de variación (picos), sean controlados con el uso de FGD_i y con actividades de operación y mantenimiento adecuadas, que eviten la reducción en la eficiencia del tratamiento y en la duración de las carreras de filtración. Estas actividades pueden incluir el cierre total o parcial del suministro de agua a la planta. Además, con base en la disponibilidad de agua en la fuente y en su calidad, se debe estudiar la conveniencia de incluir otras etapas de tratamiento, como cribas, reservorios o desarenadores, previas a las opciones de FiME aquí presentadas.

7.1.2 Coliformes fecales

Como se indicó en el Capítulo 2, los riesgos presentes para consumo humano asociados con la contaminación microbiológica, son tan importantes, que su control debe ser siempre una prioridad. En este sentido, para obtener una desinfección confiable en sistemas de abastecimiento de agua para pequeñas comunidades, WHO (1996) establece que el valor promedio de coliformes fecales debe ser < 3 y máximo < 25 UFC/100 ml. Después de la desinfección el valor de coliformes fecales debe ser 0 UFC/100 ml.

Considerando las experiencias adquiridas en los proyectos de investigación y desarrollo en Colombia, tratando aguas superficiales con la tecnología FiME, la siguiente clasificación de la calidad del agua es propuesta:

- Rango bajo, niveles de coliformes fecales menores a 500 UFC/100 ml los cuales parecen corresponder a una cuenca muy poco intervenida y con actividades humanas o de pastoreo.
- Rango intermedio, entre 500 y 10000 UFC/100 ml, que según la inspección sanitaria parece estar relacionado con cuencas donde existen zonas de defecación a campo abierto; donde se genera arrastre de excretas directamente a la fuente durante el período de lluvias. En este rango no se considera ni el vertimiento de aguas residuales a la fuente, ni la presencia de zonas con pastoreo intenso, ni sitios de recreación masiva.
- Rango alto, se considera entre 10000 y 20000 UFC/100 ml, que corresponde a cuencas con alta intervención humana y descargas directas de agua residual doméstica.

7.1.3 Color real

El agua para consumo humano debería ser incolora. El color en aguas para bebida podría ser debido a la presencia de materia orgánica coloreada, v.g. sustancias húmicas, metales como hierro y manganeso o desechos industriales altamente coloreados. El color verdadero es una medida indirecta de ácidos fúlvicos y húmicos, los que en muchas circunstancias se constituyen en el material orgánico más abundante en aguas superficiales (Ellis, 1985; Spencer y Collins, 1991). Dado que el cloro reacciona con la materia orgánica para formar subproductos de la desinfección potencialmente peligrosos, se discuten los efectos adversos sobre la salud humana. Sin embargo, la evidencia científica actual es inadecuada para concluir que la cloración del agua representa un riesgo significativo para los humanos (ILSI, 1993).

Incertidumbre sobre la evidencia toxicológica disponible, limita diagnosticar los riesgos en la salud humana asociados con cloro, cloraminas, dióxido de cloro y desinfección con ozono. La evidencia epidemiológica sobre los incrementos en los riesgos de cáncer por agua clorada para consumo humano, es equivocada (Craun, 1993).

En consecuencia, no hay duda que la prioridad de tratamiento por desinfección lo sigue constituyendo la remoción del riesgo microbiológico, no obstante la presencia de color verdadero en aguas para consumo humano, con valores superiores a 15 UPC (WHO 1996).

Establecer límites para color es complicado, pues su remoción varía grandemente y depende de la forma en la cual se encuentre, por lo cual no se pueden generalizar las eficiencias encontradas y discutidas en el Capítulo 5. El seguimiento y evaluación de proyectos a escala piloto y real con diferentes niveles de riesgo permiten suponer los siguientes rangos de calidad:

- Rango bajo, nivel de color en la fuente < 20 UPC
- Rango medio, nivel de color < 30 UPC
- Rango alto, nivel de color entre 30 y 40 UPC. Sin embargo, si la calidad de la fuente presenta niveles superiores a 40 UPC o entre 20 y 40 UPC pero con turbiedad <10 UNT es conveniente efectuar estudios de tratabilidad a escala piloto, para establecer la viabilidad de tratamiento con FiME.

La tabla 7.1 presenta de manera resumida la clasificación propuesta para la calidad del agua de fuentes superficiales, considerando los tres parámetros básicos discutidos. Estos rangos están asociados con las características del agua cruda en tres tipos de fuentes superficiales: riesgo bajo, con fuentes de ladera bien protegidas; riesgo intermedio, en fuentes con

alta intervención humana y con moderados niveles de sólidos, turbiedad, color y riesgo alto, con características como los ríos de valle que reciben vertimientos de aguas residuales y aguas de escorrentía superficial de zonas agroindustriales.

Tabla 7.1. Resumen de rangos de calidad de agua en fuentes superficiales para orientar la selección de opciones de FiME.

RANGO	NIVEL PROMEDIO
Bajo	Turbiedad < 10 UNT Coliformes Fecales < 500 UFC/100 ml Color Real < 20 UPC
Intermedio	Turbiedad 10 - 20 UNT Coliformes Fecales 500 - 10000 UFC/100 ml Color Real 20 - 30 UPC
Alto	Turbiedad 20 - 70 UNT Coliformes Fecales 10000 - 20000 UFC/100 ml Color Real 30 - 40 UPC

7.2 CONSIDERACIONES SOBRE LA EFICIENCIA DE LOS SISTEMAS FiME

Los resultados obtenidos en la remoción de riesgo microbiológico por la tecnología FiME, muestran eficiencias globales entre 5.0 y 6.0 unidades log. Este hecho refleja el alto potencial de esta tecnología para tratar problemas de contaminación fecal en fuentes superficiales y por consiguiente, remover riesgo agudo. Con base en estos logros se han propuesto rangos de calidad microbiológica para las fuentes superficiales (tabla 7.1), a partir de los cuales se puede obtener un efluente tratado con bajo nivel de contaminación antes de la desinfección.

En la medida que los niveles de contaminación se incrementan, las barreras de tratamiento se robustecen. El tratamiento mínimo para aguas superficiales de rango bajo que requiere más que una simple desinfección, corresponde a la combinación de FGD_i + FLA. Con un nivel de contaminación bacteriológica más alto, la eficiencia de la tecnología y particularmente de los filtros gruesos, parece incrementarse, produciendo niveles efluentes de coliformes fecales adecuados para una desinfección segura.

Para el caso de turbiedad, la eficiencia de remoción no tiene el mismo comportamiento. Un incremento en la turbiedad implica la necesidad de un filtro de grava más robusto, que puede ser obtenido utilizando una velocidad de filtración más baja o un tiempo de retención más alto, requiriéndose lechos de grava más profundos o mayor número de barreras. Bajo estas condiciones, la utilización de un FGAC o una alternativa de FGAS en combinación con FGD_i y FLA es la propuesta para tratar aguas superficiales con rango intermedio. Para fuentes superficiales con rango alto, las alternativas de FGAS en dos o tres etapas necesitan ser consideradas, aunadas a FGD_i + FLA.

7.3 CONSIDERACIONES CON BASE EN COSTOS

Los modelos de costos indicados en el Capítulo 6, claramente muestran que el sistema FiME con el costo más bajo, comprende FGD_i + FLA, seguido por un sistema que, además de los anteriores incluye FGAC, y seguidamente FGAS₂, en reemplazo del FGAC para contaminación más alta. La opción con mayor costo incluye FGD_i + FGAS₃ + FLA.

Sin embargo, es necesario tener en cuenta que diferentes combinaciones pueden alcanzar niveles similares de tratamiento. Por ejemplo, una fuente de agua superficial con un rango de calidad intermedio puede ser tratada con resultados similares, usando un FGAS3 con una velocidad de filtración de 0.6 m/h y un lecho total de grava de 3.6 m, o utilizando un FGAC con una velocidad de filtración de 0.3 m/h y un lecho filtrante de 1.2 m. En este caso, la diferencia entre las dos opciones de tratamiento se basa en el costo de los componentes, por lo cual un estimativo de las cantidades de obra requeridas serán una buena base para su comparación. En la tabla 7.2 se presentan los criterios de diseño y se comparan las cantidades de obra de los materiales relevantes, expresados como perímetro de muros, volumen de grava y sistema de drenaje. Como se puede observar, la alternativa FGAC requiere menor cantidad de obra en los ítems indicados como (1) y (2).

Tabla 7.2. Comparación de indicadores de construcción para las alternativas FGAC y FGAS3 que tratan una misma calidad de agua.

PARAMETRO	SISTEMA DE PRETRATAMIENTO	
	FGAC	FGAS3
Velocidad de Filtración (m/h)	0.3	0.6
Número de Etapas en serie	1	3
Area filtración total (m ²) (1)	3.4	5.0
Perímetro de muros (m) (1)	7.4	17.4
Volumen de gravas (m ³) (1)	5.0	6.0
Sistema de drenaje (2)	1	3

(1) Calculados para un caudal de 1 m³/h.

(2) El sistema de drenaje de FGAC es de menor longitud que FGAS3

7.4 RECOMENDACIONES SOBRE LA SELECCION DE FIME

Con base en las consideraciones anteriores y acorde con la experiencia de Cinara con fuentes superficiales de rango intermedio y alto, se ha establecido la siguiente guía para la selección de las alternativas de tratamiento de FiME (tabla 7.3), la cual se basa en los rangos seleccionados de los parámetros de calidad de agua, la eficiencia de las etapas de tratamiento y consideraciones de costos. Para cada alternativa se ha indicado la velocidad de filtración. Las especificaciones del material filtrante para cada sistema, están en armonía con los criterios de diseño indicados en los capítulos 5, 8, 9 y 10.

Es importante resaltar que esta guía es solamente una orientación para el lector, pues está basada sobre la experiencia de tratamiento con diferentes fuentes superficiales en el valle geográfico del río Cauca, en Colombia. Los procesos biológicos involucrados en la tecnología de tratamiento por FiME son importantes, pero no fáciles de predecir. Por lo tanto, bajo condiciones diferentes a las presentadas en este documento, no se pueden garantizar eficiencias similares. En consecuencia, al no existir experiencia con la tecnología en una región específica, se sugiere adoptar criterios de diseño conservativos, es decir, iguales o inferiores a los aquí recomendados, por lo menos en los primeros proyectos y hasta tanto la región, en cabeza de los profesionales diseñadores y autoridades del sector, incluyendo la comunidad, puedan analizar críticamente las experiencias iniciales. También se aconseja realizar estudios a nivel de planta piloto para evaluar la viabilidad de tratamiento y de funcionamiento del sistema FiME bajo condiciones locales.

Tabla 7.3. Modelo para la selección de un sistema de tratamiento de agua por filtración en múltiples etapas, FiME (1).

	Turbiedad (UNT)	< 10	10-20	20-50	50-70 ⁽²⁾
	Color Real (UC)	< 20	20-30	30-40	30-40 ⁽²⁾
Coliformes Fecales (UFC/100 ml)					
< 500	Sin FGA			FGAC _{0,45}	FGAS _{3,0,3}
500-10000	FGAC _{0,6}	FGAC _{0,6}		FGAC _{0,45}	FGAS _{3,0,3}
10000-20000 (2)	FGAC _{0,45}	FGAC _{0,45}		FGAC _{0,45}	FGAS _{3,0,3}

(1) Todas las opciones de pretratamiento inclusive aquella sin FGA, incluye dentro de sus componentes de tratamiento, FGD_i con velocidad de filtración 2.0 m/h y FLA con velocidad 0.15 m/h. (El subíndice del pretratamiento indica la velocidad de filtración recomendada en m/h).

(2) Para valores superiores a 70 UNT; 20000 UFC/100 ml o 40 UC, se recomienda realizar estudio en planta piloto.

Clasificación de fuentes según el rango de calidad:



8. FILTRACIÓN GRUESA DINÁMICA

Este capítulo presenta una descripción del FGD_i como acondicionador de la calidad del agua cruda y de su papel como primera etapa de pretratamiento, incluyendo eficiencias de remoción. También se reseña de manera general, los componentes físicos de un FGD_i y sus criterios de diseño y dimensionamiento; finalmente se dan consideraciones sobre operación y mantenimiento de las unidades.

8.1 DESCRIPCIÓN GENERAL

Un sistema FGD_i consiste básicamente de dos o más módulos operados en paralelo con flujo descendente, donde cada unidad es empacada con lechos de grava de tamaños variables en el rango de gruesa en el fondo a fina en la superficie (Ver figura 8.1). La grava de menor tamaño origina grandes áreas superficiales dentro del lecho filtrante y por consiguiente, valores bajos de carga superficial, favoreciendo el proceso de sedimentación como mecanismo predominante en la remoción de material sólido (Latorre, et al., 1996).

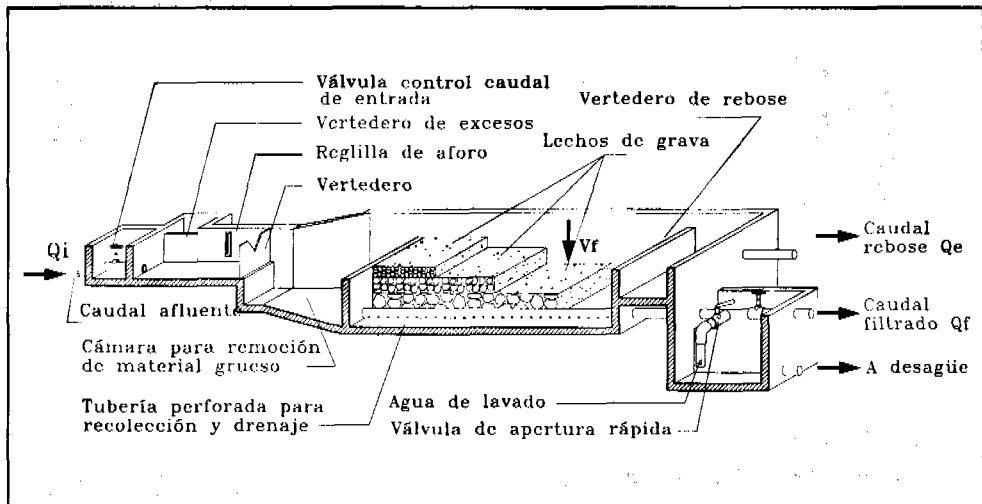


Figura 8.1. Esquema isométrico de un filtro grueso dinámico.

En un FGD_i, el caudal de diseño, Q_i , afluyente a la unidad, percola verticalmente a través de lechos de grava, para ser colectado en el fondo por un sistema de drenaje que lo conduce a la siguiente etapa de tratamiento. En la zona de salida se proyecta un vertedor de rebose cuya cresta es diseñada entre 0.03 y 0.05 m por encima del nivel superficial de grava, lo cual contribuye a mejorar el comportamiento hidráulico del filtro (Guzmán, 1997). Al inicio de la carrera de filtración (pérdida de carga generalmente < 0.01 m), la unidad opera a tasa constante y progresivamente, la resistencia hidráulica se incrementa hasta alcanzar la cresta de rebose. A partir de ese momento, el FGD_i empieza a declinar, distribuyéndose el Q_i entre el caudal filtrado, Q_f y el caudal de rebose, Q_e . La capacidad de declinar, origina el nombre de "dinámico" a la unidad de filtración.

La obstrucción de la unidad puede producirse de forma gradual, cuando las condiciones de calidad de agua en la fuente son consideradas normales, y de manera acelerada, ante incrementos rápidos del contenido de sólidos suspendidos en el agua cruda. Este hecho hace que a los FGD_i se les conozca también como "Válvula Tapón", mostrando su capacidad de respuesta a la colmatación del lecho superficial, cerrando total o parcialmente el suministro de agua a las siguientes unidades de tratamiento. La figura 8.2 muestra unidades experimentales de FGD_i.

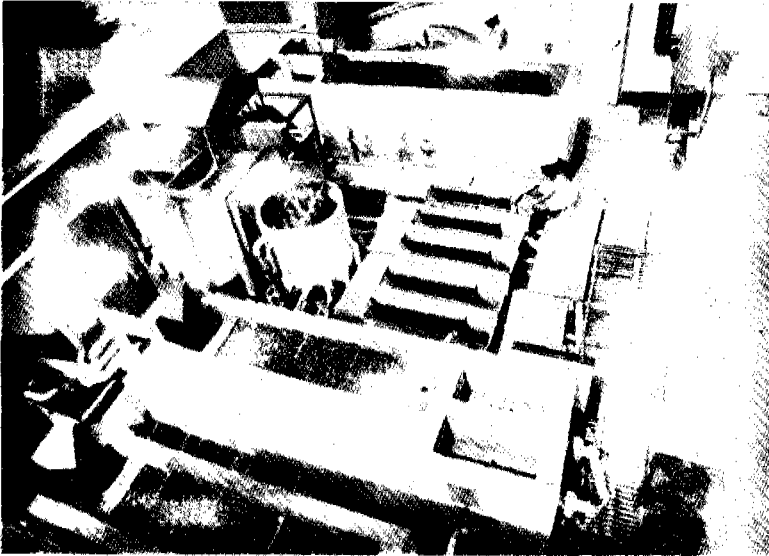


Figura 8.2. Zona de experimentación a escala piloto, con diferentes unidades de filtración gruesa dinámica. Estación de investigación y transferencia de tecnología en agua potable. Cinara, Puerto Mallarino, Cali, Colombia, 1997.

8.2 COMPONENTES PRINCIPALES DEL FGD_i

Básicamente un FGD_i está compuesto de:

- Cámara de filtración
- Lechos filtrantes y de soporte
- Estructuras de entrada y salida
- Sistema de drenaje y cámara de lavado
- Accesorios de regulación y control

8.2.1 Cámara de filtración

Es la zona donde se realiza el proceso de tratamiento y el lugar donde se ubica el lecho filtrante, los medios de soporte y el sistema de drenaje. La altura total de la cámara está determinada por la altura del lecho filtrante, la altura del vertedor de salida y el borde libre requerido. Normalmente la altura total del filtro es de 0.70 m, con paredes verticales construidas generalmente en mampostería estructural o concreto reforzado.

Físicamente las cámaras de filtración poseen forma rectangular, aunque Guzmán (1997)

sugiere realizar mayor investigación sobre el modelaje físico de los FGD_i, a fin de superar algunos limitantes en el comportamiento hidrodinámico de la unidad.

8.2.2 Lechos filtrantes y de soporte

El medio filtrante está conformado por tres capas de grava con tamaños que varían entre 3.0 y 25.0 mm. La capa más fina se coloca en la superficie y la más gruesa sobre el fondo de la unidad, cubriendo el sistema de drenaje o múltiple recolector.

Tanto la grava de fondo como la intermedia funcionan como lechos de soporte, aunque existen evidencias de su contribución en la remoción de material suspendido (Latorre, 1994). El mantenimiento inadecuado de estas zonas, facilita la acumulación progresiva de lodo y en consecuencia, la colmatación total de la unidad, obligando a su vaciado completo.

El tamaño de la grava del lecho de soporte, varía según el tamaño de la grava superficial y del diámetro de los orificios del múltiple recolector. En general, la altura del lecho de soporte no debe ser inferior al diámetro del conducto recolector principal, y el tamaño de la grava en contacto con los colectores laterales, debe ser mayor en toda circunstancia, al diámetro de los orificios especificados en dicho colector.

8.2.3 Estructuras de entrada y salida

La estructura de entrada debe incluir elementos que permitan la disipación de energía, el control, la medición y distribución de flujo y el vertimiento de excesos. Un buen diseño de estos componentes, contribuye significativamente a la adecuada operación y mantenimiento del FGD_i y del sistema de tratamiento en general.

La estructura de salida debe permitir tanto el drenaje del caudal de rebose durante la operación a tasa declinante del FGD_i, como el vertimiento del agua de lavado durante la limpieza superficial del filtro.

8.2.4 Sistema de recolección-drenaje y cámara de lavado

El sistema de recolección tiene el propósito de captar lo más uniforme posible, el agua tratada durante la operación normal de filtración, así como también, colectar el agua de lavado y drenar la unidad cuando se realizan las actividades de mantenimiento. Normalmente el sistema de recolección y drenaje consiste de tuberías y accesorios PVC que forman tanto los colectores laterales como el colector principal. Los laterales están provistos de orificios que captan o distribuyen el flujo según el tipo de operación que se efectúe: lavado ó filtración. Estos laterales están conectados al conducto principal a través de accesorios, generalmente construidos en PVC.

Para facilitar la limpieza hidráulica del filtro, se instala una válvula de apertura rápida (VAR) en la tubería de recolección y drenaje, tal como se ilustra en la figura 8.1, con diámetro igual al del conducto principal colector. El punto de descarga del colector principal en la cámara de lavado, debe localizarse a una profundidad mínima de 1.0 m, medida respecto a la losa de fondo del FGD_i. Esta altura puede incrementarse si la topografía natural del terreno lo permite. Para facilitar el mantenimiento eventual del FGD_i al menos una cámara para lavado del material filtrante, debe ser construida en un sitio próximo a la unidad de tratamiento.

8.2.5 Tuberías y accesorios de regulación y control

El tipo y número de accesorios utilizados en las unidades de FGD_i y en otros componentes de FiME, que incluyen válvulas para regulación de caudal, válvulas para desagüe y

válvulas de apertura rápida para drenaje de filtros gruesos, son presentados en el anexo 3. Otros elementos hidráulicos como vertederos de aforo, reglillas de aforo y VAR, se describen en el anexo 4. Las VAR pueden ser de tipo mariposa, compuerta ó de globo, y pueden ser construidas en materiales como hierro fundido, acero inoxidable ó PVC.

8.3 CRITERIOS DE DISEÑO

En la tabla 8.1 se presentan los criterios de diseño recomendados por Cinara-IRC, tomando como base su trabajo a nivel de planta piloto y el seguimiento en proyectos a escala real.

La disposición del material filtrante dentro de la unidad requiere especial atención, pues de ella depende el funcionamiento del sistema de tratamiento. Es importante conservar la estratificación propuesta en la tabla 8.2, pues ello facilitará el comportamiento del FGD_i como un filtro de superficie. La mezcla de los medios filtrantes origina un lecho no estratificado, lo cual puede implicar menor eficiencia remocional y mayor penetración de lodo a lo largo de toda la profundidad del lecho, aumentando las rutinas de mantenimiento. Esta hipótesis esta siendo estudiada por Cinara con participantes del Programa de Postgrado en Ingeniería Sanitaria y Ambiental de la Universidad del Valle. Para facilitar y conservar la estratificación se recomienda instalar mallas plásticas como separador de lechos (anexo 4).

La velocidad de filtración recomendada para FGD_i no debe exceder 3.0 m/h, pues los valores de esfuerzo cortante producidos, pueden resuspender y transportar el material sedimentado, disminuyendo la eficiencia del proceso y modificando las rutinas de mantenimiento (Latorre, 1994). Adicionalmente y ante los bajos costos de inversión inicial que el FGD_i representa (entre 7% y 10% de los costos directos totales de construcción), no se justifica emplear velocidades de filtración superiores a las recomendadas.

Tabla 8.1. Guías de diseño para filtros gruesos dinámicos.

Criterio	Valores recomendados
Período de diseño (años)	8 - 12
Período de operación (h/d) (*)	24
Velocidad de filtración (m/h)	2 - 3
Número mínimo de unidades en paralelo	2
Area de filtración por unidad (m ²)	< 10
Velocidad superficial del flujo durante el lavado superficial (m/s)	0.15 - 0.3
Lecho Filtrante	
• Longitud (m)	0.6
• Tamaño de gravas (mm)	Según Tabla 8.2
Altura del vertedero de rebose (m)	0.03-0.05 (**)

(*) En estaciones de bombeo de agua con períodos de operación inferiores a 24 h/día, se recomienda proyectar un almacenamiento de agua cruda, a partir del cual se suministre agua de manera continua al FGD_i y demás componentes de FiME.

(**) Medidos a partir del lecho superficial de grava fina.

Para facilitar las actividades de operación y mantenimiento, se deben diseñar dos unidades como número mínimo operando en paralelo, con actividades de mantenimiento escalonadas. Las cámaras de lavado deben ser amplias, seguras y de fácil acceso, sus dimensiones deben ser tales que faciliten el desplazamiento y maniobrabilidad del operador, recomendándose áreas superfi-

ciales entre 3.0 y 5.0 m² y profundidades entre 0.20 y 0.40 m. Ante estas características la losa de fondo puede construirse en concreto simple y los muros perimetrales en mampostería de ladrillo. La cámara debe ser abastecida con agua cruda para facilitar el mantenimiento eventual del FGD_i, según se indica en el ítem 8.6. El conducto de desagüe debe ser calculado para evacuar el caudal máximo de lavado, evitando sedimentación y represamiento de tubería.

En la tabla 8.2 se presentan las características del medio filtrante recomendado para unidades FGD_i, y en la figura 8.3, un FGD_i construido a escala real.

Tabla 8.2. Especificaciones del lecho filtrante recomendado para filtros gruesos dinámicos, FGD_i.

Posición en la Unidad	Espesor de la Capa (m)	Tamaño de Grava (mm)
Superior	0.20	3.0 - 6.0
Intermedio	0.20	6.0 - 13.0
Inferior, Fondo	0.20	13.0 - 25.0

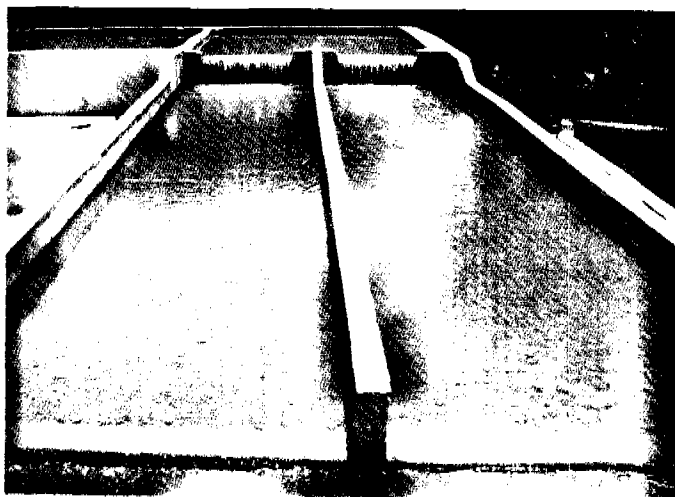


Figura 8.3. Filtros gruesos dinámicos, FGD_i, operando en paralelo Parcelación el Retiro, Cali, Colombia, 1997.

8.4 EFICIENCIAS DE REMOCIÓN

Aunque el FGD_i está orientado a reducir la concentración de material suspendido, también se han registrado remociones significativas en parámetros microbiológicos y físicoquímicos. En la tabla 8.3 se presenta un resumen de reducciones típicas para fuentes superficiales en Colombia, con diferentes niveles de riesgo.

Tabla 8.3. Eficiencias de remoción encontradas en fuentes superficiales tratadas por filtros gruesos dinámicos.

Parámetro	Reducción Típica
Sólidos Suspendedos Turbiedad	Entre el 70 y el 80%, con fuentes en el rango de 10 a 200 mg/l Entre 30 y el 50% en fuentes de zona plana. En fuentes de ladera, la remoción fue aproximada al 50%. La eficiencia de remoción es afectada por la naturaleza, tamaño y distribución de las partículas.
Color Real	Entre 10 y 25%, con fuentes en el rango entre 15 y 20 UPC.
Hierro, Manganeseo	Entre 40 y 70% como hierro total y entre el 40 y 60% para manganeseo.
Coliformes Fecales	Entre 50 y 80%, para niveles de coliformes fecales en el agua cruda en el rango 2000 a 100000 UFC/100 ml y sólidos suspendidos entre 10 y 50 mg/l.

8.5 DIMENSIONAMIENTO

El área superficial de la unidad A_s (m^2), esta condicionada al menos por el caudal de diseño y la velocidad de filtración seleccionada V_f (m/h). Dos módulos operando en paralelo deben ser dimensionados, tratando cada uno aproximadamente la mitad del caudal de diseño. Este hecho flexibiliza las actividades de operación y mantenimiento de las unidades.

$$A_s = \frac{Qd}{V_f} = bl \quad AS < 10 \text{ m}^2 \text{ (Por cada módulo)} \quad (8.1)$$

Para flexibilizar el funcionamiento, se deben diseñar los dispositivos hidráulicos correspondientes, garantizando en toda circunstancia la adecuada distribución de flujos y la no formación de zonas muertas tanto en la entrada como en la salida del FGD_i.

El dimensionamiento del ancho de la unidad es un parámetro de diseño importantísimo, pues de su valor y del caudal disponible para lavado, depende el logro de la velocidad superficial, V_s , necesaria para generar el arrastre de los sólidos depositados en la superficie del lecho, sin producir pérdida de medio filtrante.

Según los criterios de diseño indicados en la tabla 8.1, V_s puede variar entre 0.15 y 0.3 m/s, dependiendo del tipo de material predominante en el agua cruda: velocidad de 0.15 m/s cuando predominan limos y material orgánico y superiores a 0.2 m/s para arenas y arcillas.

El caudal para lavado debe adoptarse con base en el flujo disponible en la estructura de entrada al FGD_i. Por ejemplo, al presentarse bombeo de agua cruda, el caudal disponible para lavado corresponderá al impulsado por la bomba y en sistemas a gravedad, por la capacidad real de la tubería de conducción de agua cruda.

Calculada el área superficial A_s , con base en el caudal de diseño y la velocidad de filtración, el largo l (m) de la estructura se determina a partir de la ecuación (8.2), donde b es el ancho (m):

$$l = \frac{A_s}{b} \quad (8.2)$$

8.6 OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO

La operación de los FGD_i se fundamenta tanto en el control de la velocidad de filtración, como en la medición y calidad del agua producida, mientras que el mantenimiento se concentra en la recuperación de la pérdida de carga en los medios filtrantes, a través del lavado manual superficial y de descargas de fondo. Estas actividades de operación y mantenimiento se han clasificado, con base en su frecuencia de ejecución, en diarias, periódicas y eventuales. En la tabla 8.4 se presentan las actividades diarias de operación y mantenimiento.

Tabla 8.4. Actividades diarias de operación y mantenimiento en el FGD_i.

Actividades	Acciones Claves
Control de Q_i	Revisar caudal afluente al filtro. Ajustar válvula de entrada, según se requiera.
Control de Q_f	Revisar caudal efluente del FGD _i , el cual debe corresponder al requerido por los filtros gruesos. Decidir necesidad de mantenimiento en FGD _i .
Medición de turbiedad	Con equipo de campo, medir turbiedad de agua afluente y tratada. Cuando el valor de turbiedad a la salida indique valores mayores a los niveles esperados, decida sobre la necesidad de efectuar mantenimiento. En caso positivo, cierre la válvula de salida y limpie el FGD _i .
Registro de Información	En el libro de registro diario, anotar el valor de turbiedad del agua, la fecha de lavado y otras observaciones que se consideren importantes.

La velocidad de filtración en ningún momento debe superar el valor de diseño. En tal sentido, el caudal afluente a la unidad, Q_i , debe ser controlado y ser coherente con el caudal requerido para generar la velocidad de diseño. Solamente durante las actividades de mantenimiento y en particular durante el lavado superficial se puede aumentar el valor de Q_i , de tal manera que se facilite el arrastre del material resuspendido por efecto de las acciones de rastrillado y arado sobre el lecho de grava fina.

El control de la calidad de agua efluente, permite tomar decisiones sobre su operación y mantenimiento. Así por ejemplo, en situaciones donde se detecte deterioro de la calidad efluente y si la demanda lo permite, puede optarse por disminuir el caudal de entrada o posponer el lavado de la unidad.

Al presentarse cambios bruscos en la calidad del agua, continuamente se deben controlar las calidades afluente y efluente de todas las unidades del sistema de tratamiento, pues la eficiencia puede reducirse. Ante estas circunstancias y si el caudal efluente del FGD_i no declina rápidamente y la turbiedad afluente a los filtros lentos presenta valores superiores a 20 UNT, será necesario disminuir el caudal de operación de la planta en un 50%. Al persistir esta situación, se debe operar el sistema de tratamiento con un 25% del caudal de diseño, o en caso extremo, suspender la entrada de agua a la planta.

Tabla 8.5. Actividades periódicas de operación y mantenimiento.

Actividades	Acciones Claves
Lavar cámaras de entrada y salida (una vez por semana) Limpiar capa superficial de grava (al menos tres veces por semana)	Remover material adherido a paredes y fondo de cámaras. Cerrar válvula de control de agua filtrada. Remover con un rastrillo u otro elemento similar, el lecho de grava superficial, en sentido contrario al flujo, iniciando en la zona de entrada y finalizando en el vertedero de rebose. Remover la grava hasta que el agua de lavado sea ópticamente similar al agua cruda.
Limpieza hidráulica o de fondo del filtro (una vez por semana)	Llenar la cámara de filtración con agua cruda y abrir y cerrar 10 veces consecutivas la válvula de apertura rápida, dejar abierta la válvula y drenar el filtro hasta que el agua de lavado sea ópticamente similar al agua cruda. Este procedimiento puede repetirse por 2 ó 3 ocasiones, cuando el agua de lavado sea muy diferente al agua cruda.

El mantenimiento de los FGD_i incluye actividades periódicas (tabla 8.5) que consisten principalmente en la limpieza de la capa superficial de grava y en el lavado hidráulico o drenaje de fondo, utilizando la válvula de apertura rápida.

El lavado de los FGD_i pretende restituir la capacidad de filtración y de almacenamiento de lodo dentro del lecho filtrante, recuperando por consiguiente, la pérdida de carga en la unidad de mantenimiento. El desarrollo de la pérdida de carga, es función de la calidad del agua cruda y de la velocidad de filtración utilizada.

Generalmente las actividades periódicas se realizan una vez por semana con una duración cercana a 30 minutos, pero en períodos lluviosos y particularmente en fuentes superficiales con alto grado de contaminación, el arrastre de sólidos se incrementa generando obstrucciones rápidas del lecho filtrante y aumentando por consiguiente la frecuencia de mantenimiento.

Después del lavado, la pérdida de carga hidráulica del filtro debe reducirse, con relación a la existente previa al lavado y retornar en lo posible, a las condiciones iniciales. Las causas de que esto no suceda pueden ser originadas por:

- Entrada de aire al sistema de drenaje.
- Lavado ineficiente y acumulación progresiva de lodo dentro de los lechos.
- Obstrucción completa del medio filtrante.

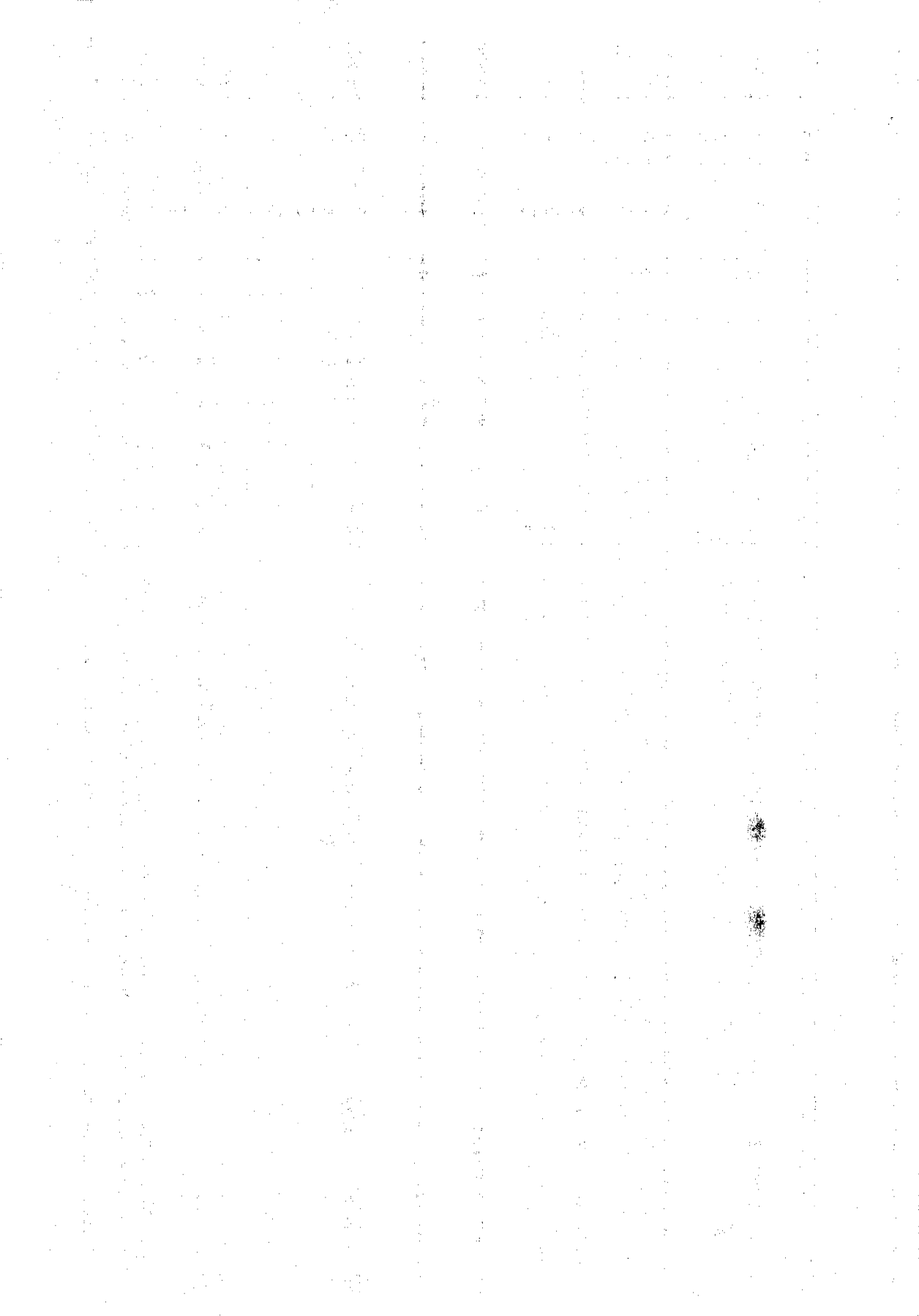
Si terminado el lavado no se recupera la carga hidráulica, se debe drenar nuevamente el filtro para descartar las dos primeras causas. Si la situación persiste, puede estar presentándose la tercera causa, condición que puede aparecer después de varios meses e incluso años de operación de la unidad. Para superar esta situación será necesario retirar todo el lecho filtrante, lavarlo manualmente o con ayuda mecánica e instalarlo nuevamente, conservando la estratificación inicial.

Se debe tener especial cuidado en la extracción y posterior colocación de las camadas de grava, a fin de evitar su mezcla. Si esto sucede, las gravas deben ser retiradas, tamizadas y

colocadas nuevamente en correcto orden. Las acciones claves para las actividades eventuales se presentan en la tabla 8.6.

Tabla 8.6. Actividades eventuales de operación y mantenimiento de un filtro grueso dinámico.

Actividades eventuales	Acciones claves
Retiro y lavado total de la grava	Cerrar salida de agua filtrada. Cerrar entrada de agua cruda. Retirar capas de grava cuidando que éstas no se mezclen entre sí. Lavar en forma separada las capas de grava Tamizar las fracciones de grava que puedan estar mezcladas. Lavar tuberías, fondo y paredes del filtro. Instalar capas de grava en el mismo orden y con igual espesor al que tenían antes de ser retiradas para el lavado. Colocar la grava más gruesa en el fondo y la más fina en la superficie. Abrir entrada de agua y realizar un lavado siguiendo las indicaciones del lavado normal del filtro.



9. FILTRACIÓN GRUESA ASCENDENTE

9.1 DESCRIPCIÓN GENERAL

Los sistemas de filtración gruesa ascendente consisten de una o varias unidades que contienen grava en su interior.

En sistemas conformados por una sola unidad, Filtración Gruesa Ascendente en Capas (FGAC), ésta es empacada con lechos de grava de diferente tamaño en el rango de gruesa en el fondo, a fina en la superficie (figura 9.1). En sistemas con más de una unidad, Filtración Gruesa Ascendente en Serie (FGAS), cada módulo se llena con un tamaño de grava predominante que decrece en el sentido del flujo (figura 9.2). Un proyecto de demostración construido a escala real de filtración gruesa ascendente se presenta en la figura 9.3.

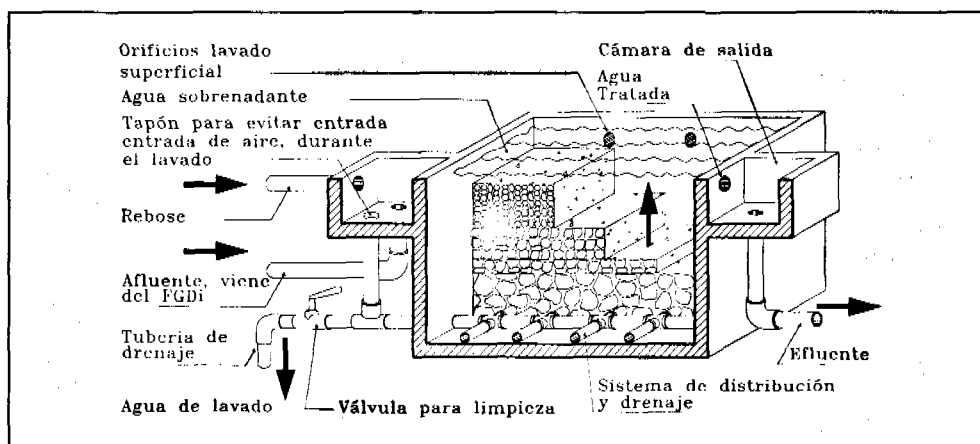


Figura 9.1. Corte isométrico de un filtro grueso ascendente en capas.

La filtración gruesa ascendente tiene la ventaja de favorecer la acumulación de sólidos en el fondo del filtro, donde se localiza el sistema de drenaje, facilitando así, el lavado hidráulico o de fondo de las unidades. Adicionalmente, la dirección vertical del flujo reduce interferencias generadas por temperatura o diferencias de densidad del fluido, mejorando el comportamiento hidráulico de la unidad, evitando zonas muertas y produciendo tiempos de retención más homogéneos. Estos factores influyen significativamente en la eficiencia del proceso de tratamiento (Galvis et al., 1996).

Básicamente un filtro grueso ascendente está compuesto de:

- Cámaras de filtración con 1, 2 ó 3 compartimientos
- Lecho filtrante
- Estructuras de entrada y salida
- Sistema de drenaje y cámara de lavado
- Accesorios de regulación y control
- Dispositivos para la limpieza superficial

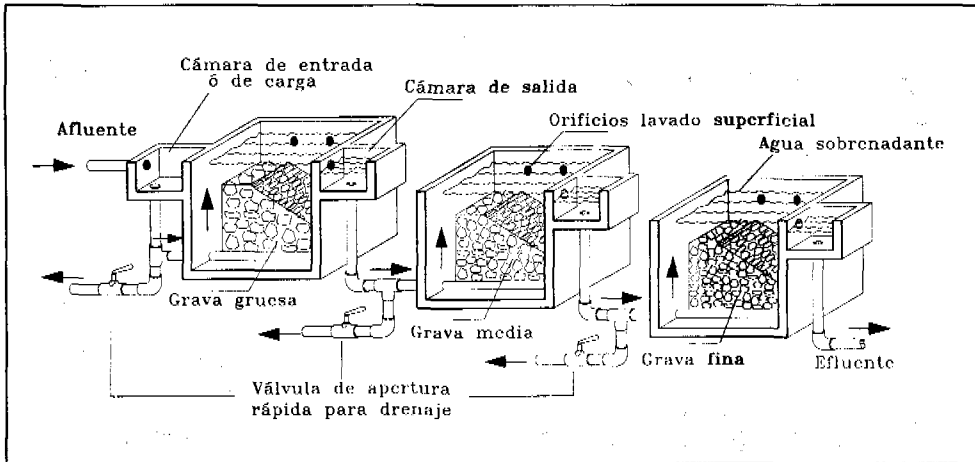


Figura 9.2. Corte isométrico de un filtro grueso ascendente con tres unidades en serie.

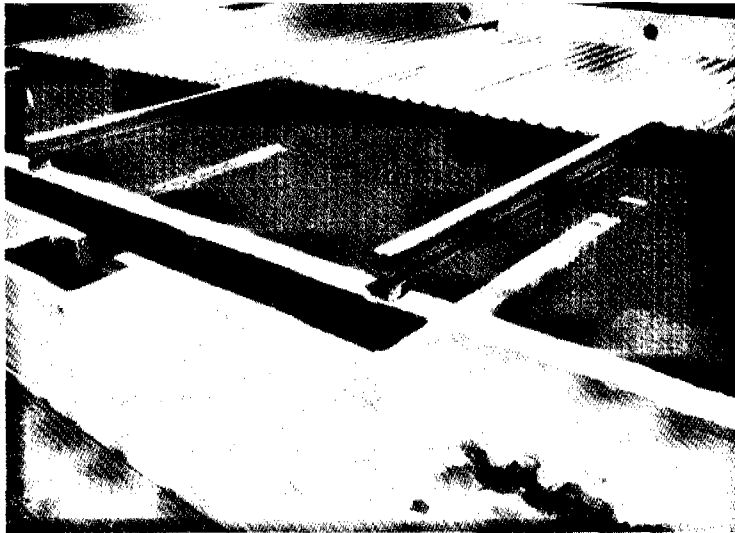


Figura 9.3. Filtro grueso ascendente en capas con tres unidades en paralelo. La cubierta removible fue proyectada para disminuir el crecimiento de algas y facilitar el mantenimiento de las unidades. Parcelación El Retiro, Cali, Colombia, 1997.

9.1.1 Cámaras de filtración

La altura total del filtro está determinada por la altura del lecho de grava (incluyendo la capa de soporte), el nivel de agua sobrenadante, la altura de agua adicional para facilitar y mejorar el lavado hidráulico y el borde libre.

Normalmente la altura total del filtro está en el rango de 1.1 a 1.5 m, con mayores alturas en los FGAC. Las paredes pueden ser verticales ó inclinadas, construidas generalmente en

concreto reforzado, ferrocemento o mampostería estructural y de forma rectangular, circular o pirámide truncada.

9.1.2 Lecho filtrante

El lecho filtrante normalmente consiste de 5 capas de grava con tamaños diferentes, variando entre 25 y 1.6 mm en la dirección del flujo y distribuidas en 1, 2, ó 3 compartimientos. Las características de las capas de grava (tamaño del material y espesor del lecho) deben ser seleccionadas cuidadosamente, con el fin de optimizar, tanto el funcionamiento hidráulico como el mantenimiento de las unidades. Usualmente, los primeros 0.20 a 0.40 m de grava en contacto con el sistema de drenaje, constituyen el lecho de soporte, cuyo tamaño depende del diámetro de los orificios del múltiple y del tamaño de grava predominante en la unidad.

En el ítem 9.2 se presentan los tamaños de grava y longitudes de lecho para las alternativas FGAC y FGAS, recomendados por Cinara-IRC con base en el seguimiento realizado a sistemas FiME, tratando diferentes fuentes superficiales en Colombia. Los resultados indican que a menor riesgo sanitario en el agua cruda, mayor velocidad de filtración puede ser especificada o menor longitud de lecho filtrante es requerido.

Un incremento en la longitud de lecho filtrante implica, mayor tiempo de retención, mayor volumen para acumulación de lodo, de microorganismos, de materia orgánica, etc., y por consiguiente, mayor eficiencia en el proceso de remoción. Sin embargo, las condiciones de lavado del lecho se tornan más exigentes, requiriendo en consecuencia, tasas de lavado más altas que las especificadas para un lecho de menor longitud.

9.1.3 Estructuras de entrada y salida

La estructura de entrada tiene por objeto disipar energía, controlar, medir y eliminar excesos de caudal, tal como se ilustra en la figura 9.4. Esta estructura consiste de un canal pequeño que conduce el agua previamente acondicionada hasta la cámara de entrada a los filtros gruesos. Previo al ingreso de la cámara de carga, el flujo es aforado por un vertedor cuyas características hidráulicas dependen, entre otros factores, de la cantidad de agua a medir y de la pérdida de carga disponible. Para facilitar el registro de la medición, principalmente a operadores con bajo nivel de escolaridad, se sugiere fijar sobre la pared vertical del canal de acceso y antes del vertedor, una reglilla de aforo debidamente calibrada, cuyos detalles son presentados en el anexo 4.

A través de la cámara de carga se realiza el control sobre la operación de los filtros, pues un incremento en el nivel de agua en la cámara, significa un aumento en la resistencia hidráulica del filtro grueso. Durante la carrera de filtración y con lecho limpio, se genera una diferencia estática entre el nivel de agua en la cámara de entrada y la superficie del agua en el filtro, cuyo valor debe ser igual a la sumatoria de pérdidas de carga entre los dos puntos, para el caudal de operación de la unidad. Esta diferencia se incrementa a través de la carrera de filtración, dada la colmatación progresiva de medio filtro. El incremento de pérdida de carga es compensado con el aumento en el nivel de agua en la cámara de entrada al filtro grueso.

Al realizar las actividades de operación y mantenimiento de los filtros gruesos, como se indica en el ítem 9.4, se disminuye la pérdida de carga. Una buena limpieza debe disminuir el nivel de agua en la cámara de entrada hasta valores similares a los inicialmente obtenidos con filtro limpio. El aumento progresivo del nivel de agua en esta cámara, aún después del lavado, indica acumulación de lodo en las unidades de prefiltración y aunque este hecho

pueda ser inevitable, no se deben suspender las rutinas de mantenimiento, por el contrario, en períodos con turbiedad alta, las rutinas deben aumentarse.

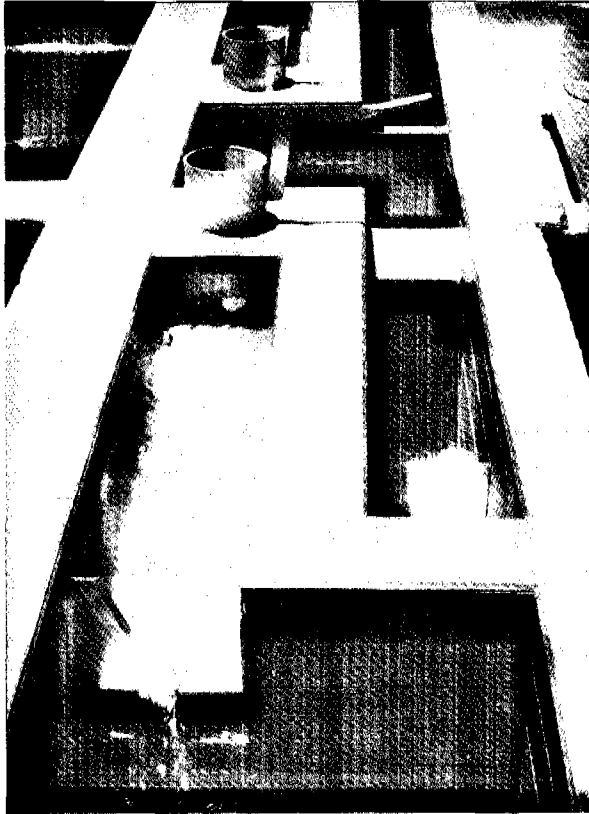


Figura 9.4. Estructura de entrada a unidades de filtración gruesa. Universidad Javeriana, Cali, Colombia, 1997.

Una pérdida de carga acumulada cercana a 0.30 m es el valor máximo recomendado en un filtro grueso y el que sólo se alcanza, después de varios años de operación continua, siguiendo lo indicado en el ítem 9.4. El correcto dimensionamiento de la cámara de entrada, facilita las actividades de operación y mantenimiento y elimina la entrada de aire a las unidades de filtración gruesa, contribuyendo a un mejor funcionamiento hidráulico.

La cámara de salida permite la recolección del agua filtrada, a través de orificios proyectados en la pared vertical del filtro grueso y localizados entre 0.02 y 0.05 m por encima del nivel superficial de grava. El nivel de agua máximo en la cámara, debe posibilitar la descarga libre del agua afluyente prefiltrada y por consiguiente la aireación de la misma. En los casos donde se utiliza la alternativa FGAS, la cámara de salida sirve como dispositivo de entrada a la siguiente unidad de filtración gruesa. En consecuencia, al dimensionar esta cámara se deben considerar las variaciones en el nivel de agua, debidas a la pérdida de carga en el medio filtrante.

9.1.4 Sistema de drenaje y cámara de lavado

Dada la condición de flujo ascendente de los filtros gruesos, el sistema de drenaje se proyecta para cumplir con dos propósitos básicos: distribuir uniformemente el flujo en el área filtrante y recolectar el agua de lavado.

Usualmente el sistema de drenaje se proyecta en tubería PVC con orificios, cubierta por una capa de grava gruesa que actúa como medio de soporte. Para facilitar el cumplimiento de los dos propósitos del sistema de drenaje, su diseño debe obedecer a los criterios propuestos para el diseño de múltiples recolectores, presentados en el anexo 5. Es evidente que áreas grandes de filtración, requieren diámetros mayores en sus múltiples recolectores y por consiguiente, mayor altura del lecho de soporte.

Para facilitar la limpieza hidráulica del filtro se instala una válvula de apertura rápida (VAR) en la tubería de drenaje, (anexo 4). La VAR puede ser tipo bola o mariposa y se especifica de diámetro igual al de la tubería de drenaje principal; bajo toda circunstancia debe ser hermética, simple de operar y mantener y sus partes, libres de generar corrosión o incrustación.

La diferencia estática entre el nivel de agua superficial en el filtro grueso y el punto de descarga de la tubería de drenaje a la atmósfera, es el parámetro clave para determinar la carga de lavado, cuyo valor mínimo de diseño no debe ser inferior a $20 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{hr}$. Las experiencias de diseño y el seguimiento a proyectos piloto y a escala real, indican que la descarga de la tubería de drenaje, debe ubicarse a una altura mínima de 1.80 m por debajo de la losa de fondo del filtro grueso, sin embargo, este valor debe ser justificado con base en cálculos hidráulicos según la situación específica de diseño.

Con base en lo anterior, los desagües del sistema de tratamiento deben ser generalmente profundos, con implicaciones en los costos de construcción, particularmente en zonas planas. Experiencias con plantas a escala real y piloto han mostrado que, donde la profundidad de los desagües sea un limitante, es preferible disminuir la profundidad de la tubería de descarga e incrementar las labores de mantenimiento. Desagües profundos y con baja pendiente, pueden generar represamientos del agua de lavado, lo que a su vez podría afectar la salud del operador por contacto directo con agua de alto riesgo sanitario (figura 9.5).

Las VAR se ubican en las cámaras de lavado, las cuales pueden ser construidas de manera individual o colectiva, donde varias válvulas desaguan a un punto común. En la decisión, se consideran aspectos topográficos, hidráulicos y criterios económicos; las cámaras deben ser amplias, seguras y permitir el fácil acceso y maniobrabilidad del operador. En su diseño deben incluirse tapas o cubiertas removibles, al igual que escaleras de acceso. La tubería de desagüe que transporta el agua de lavado, efluente de la cámara, debe ser calculada para el máximo caudal de lavado y descargar en un sitio cuya disposición no ponga en riesgo la estabilidad de las estructuras ni de su entorno en general, incluyendo la salud de la comunidad.

9.1.5 Accesorios de regulación y control

Los accesorios utilizados en las unidades de Filtración Gruesa, incluyen válvulas para regulación de caudal, vertederos de aforo y reglillas de aforo, dispositivos que se instalan en la estructura de entrada de cada etapa de tratamiento.

9.1.6 Dispositivos para la limpieza superficial

En las paredes verticales perimetrales de los filtros gruesos, a regular distancia y entre 0.02 y 0.05 m arriba del nivel más superficial de grava de cada módulo, se instalan pasamuros

soldados a adaptadores de limpieza PVC, con el fin de evacuar el agua del lavado durante la limpieza manual superficial del lecho de grava. Los adaptadores permanecen cerrados durante la operación normal de filtración y se abren durante la limpieza superficial. Un mínimo de dos (2) pasamuros pueden ser instalados por cada muro perimetral. Los pasamuros pueden tener diámetros de 50 mm para áreas de prefiltración por modulo inferiores a 15 m² y de 100 mm para áreas hasta de 20 m². Las descargas de los pasamuros deben ser recogidas a través de canaletas perimetrales, para luego ser transportadas y descargadas al sistema de drenaje general de la planta de tratamiento o a la cámara de lavado, indicada en el ítem 9.1.4.



Figura 9.5. Cámara general de desagües. Planta FiME, El Retiro, Cali, Colombia, 1997.

9.2 CRITERIOS DE DISEÑO

En la tabla 9.1 se resumen los criterios de diseño para filtros gruesos ascendentes, basados en la experiencia con unidades experimentales y plantas a escala real, evaluadas en el marco del Proyecto de Investigación y Demostración de Métodos de Pretratamiento para Sistemas de Abastecimiento de Agua, desarrollado en Colombia por Cinara-IRC.

Tabla 9.1. Guías de diseño para filtros gruesos ascendentes.

Criterio	Valores Recomendados
Período de diseño (años)	8 - 12
Período de operación (h/d)	24
Velocidad de filtración (m/h) ⁽¹⁾	0.3 - 0.6
Número de unidades en serie	
• FGAC	1
• FGAS	2 - 3
Lecho Filtrante	
Longitud total (m)	
• FGAC	0.60 - 0.90
• FGAS	1.15 - 2.35
Tamaño (mm)	Según tabla 9.2
Lecho de soporte total	
• Longitud (m)	0.30 - 1.25
• Tamaño (mm) ⁽²⁾	Según tabla 9.2
Altura sobrenadante de agua (m)	0.10 - 0.20
Carga estática mínima de agua para lavado en contraflujo (m) ⁽³⁾	3.0
Area de filtración por unidad (m ²)	< 20

(1) A mayor contaminación del agua afluente, menor velocidad de filtración.

(2) Depende del tamaño de grava predominante en cada unidad, del tamaño de grava en contacto con lecho de soporte y del diámetro de los orificios en el múltiple; dado lo anterior, en algunos casos la altura del lecho de soporte puede ser superior a lo indicado en la tabla 9.1.

(3) Diferencia entre el nivel de agua máximo en el filtro grueso ascendente durante el lavado y el nivel de descarga de la tubería de drenaje en la cámara de lavado.

La selección del número de unidades (1, 2 ó 3), velocidad de filtración y longitud de lecho filtrante, depende del riesgo sanitario presente en el agua cruda, de la eficiencia de remoción del filtro grueso y de los requerimientos de calidad del agua efluente. En la tabla 9.2 se presentan los tamaños y alturas de lecho filtrante para las alternativas de FGAC, FGAS2 y FGAS3. También se incluye información sobre tamaño y espesor del lecho de soporte.

Tabla 9.2. Lecho filtrante recomendado para filtros gruesos ascendentes.

Tamaño de grava (mm)	Altura (m)					
	FGAC	FGAS 2		FGAS 3		
		1	2	1	2	3
19 - 25	0.30*	0.30*		0.30*	0.20*	
13 - 19	0.20 - 0.30	0.30 - 0.45	0.20*	0.15	0.15*	0.15*
6 - 13	0.15 - 0.20	0.30 - 0.45	0.15*	0.45 - 0.75	0.15*	0.15*
3 - 6	0.15 - 0.20		0.30 - 0.45		0.40 - 0.70	0.15*
1.6 - 3	0.10 - 0.20		0.25 - 0.40			0.45 - 0.75
Total (m):						
• Soporte	0.30	0.30	0.35	0.30	0.50	0.45
• Lecho Filt.	0.60-0.90	0.60-0.90	0.55-0.85	0.60-0.90	0.40-0.70	0.45 - 0.75

* Lecho de soporte

Para ríos de ladera con niveles intermedios de contaminación, es decir, turbiedades inferiores a 20 UNT y coliformes fecales menores a 10000 UFC/100 ml, se puede especificar un FGAC, con altura de lecho filtrante mínima de 0.60 m (no incluye lecho de soporte). Para fuentes superficiales de valle con un nivel de contaminación mayor, se debe incrementar la longitud del lecho filtrante y/o variar la velocidad de filtración según el riesgo. Otra alternativa viable consiste en aumentar el número de unidades de filtración, pasando a sistemas FGAS2 o FGAS3.

9.3 EFICIENCIAS DE REMOCIÓN

En la tabla 9.3 se presentan remociones típicas encontradas en sistemas de filtración gruesa ascendente, tanto en capas como en serie, tratando aguas superficiales de valle y de ladera. Los filtros gruesos operaron con velocidades de filtración entre 0.30 m/h y 0.75 m/h, con lechos filtrantes entre 1.0 y 1.55 m de longitud. El agua tratada por estas unidades fue sometida previamente a tratamiento por FGD_i, con velocidades de filtración iguales o inferiores a 3.0 m/h.

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

Tabla 9.3. Eficiencias típicas de tratamiento por filtros gruesos ascendentes.

Parámetro	Reducción típica
Sólidos Suspendidos	Alcanza hasta el 95%, siendo 90% el valor comúnmente reportado en fuentes superficiales con altos contenidos de material suspendido, en el rango de 50 a 200 mg/l. En fuentes con material suspendido en el rango de 5 a 50 mg/l, se reportan remociones del orden del 50 al 90%.
Turbiedad	Entre 50 y 80% en fuentes superficiales de valle, siendo mayores para los FGAS. En fuentes superficiales de ladera la remoción está en el rango 50 - 90%
Color Real	Entre 20 y 50%
Hierro y Manganeso	Alrededor del 50%
Coliformes Fecales	Reducciones entre 0.65 y 2.5 unidades log, siendo mayor para FGAS tratando agua con contaminación bacteriológica en el rango de 20000 a 100000 UFC/100 ml y contenido de sólidos suspendidos entre 20 y 200 mg/l. La menor eficiencia se presentó con fuentes de calidad bacteriológica entre 500 y 20000 UFC/100 ml.

9.4 OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO

La operación de los filtros gruesos ascendentes está relacionada con el control de la velocidad de filtración y el control de la calidad de agua efluente. El mantenimiento está asociado con los lavados y las acciones tendientes a prevenir o reparar daños.

En general, las actividades de operación y mantenimiento se dividen en diarias, periódicas y eventuales. Las actividades diarias permiten al operador tener un control sobre el funcionamiento de la planta frente a cambios en la calidad de agua afluente de esta manera, puede implementar los correctivos del caso. Para facilitar la labor del operador, las estructuras deben poseer todas las válvulas y accesorios para regulación y control de flujo.

La medición de pérdida de carga permite al operador tener control sobre las rutinas de mantenimiento y eficiencias de las unidades. Para facilitar la lectura de la pérdida de carga, se puede trasladar el nivel de agua en la superficie del filtro grueso a la cámara de entrada, el cual este nivel puede ser señalado con pintura a prueba de agua, a partir del cual el operador puede determinar fácilmente la pérdida de carga, midiendo la diferencia entre esta línea y el nivel de agua presente en la cámara. En la tabla 9.4 se relacionan los pasos a seguir para efectuar estas actividades.

Tabla 9.4. Actividades diarias de operación y mantenimiento en filtros gruesos ascendentes.

Actividad	Acciones claves
Medición y control de caudal	Chequear nivel de agua en la reglilla de aforo de cada unidad. Ajustar válvula de entrada, según se requiera, hasta alcanzar el caudal de operación del filtro.
Medición de turbiedad	Medir turbiedad del agua a la entrada del filtro grueso ascendente, utilizando el equipo de campo. Cerrar válvula cuando la turbiedad del agua afluente sea mayor que el valor previsto para operación normal
Retiro de material flotante Registro de información	Retirar material desprendido del lecho filtrante con una nasa. Anotar en el libro de registro diario, los valores de turbiedad del agua afluente y efluente al filtro grueso, fecha de lavado del filtro y cambios en el caudal durante el día, si se efectúan.
Medición de pérdida de carga	Medir el nivel de agua en la cámara de entrada al filtro. Lavar el filtro cuando la pérdida de carga sea mayor que el valor esperado al finalizar la carrera de filtración

En la tabla 9.5 se indican las actividades periódicas del filtro. El lavado de los filtros deberá ser más frecuente que lo indicado, cuando se deteriore la calidad de agua afluente, lo cual incrementa la pérdida de carga a valores superiores a los normalmente alcanzados al finalizar cada carrera de filtración semanal.

En algunas circunstancias al finalizar la carrera de filtración semanal, la pérdida de carga puede presentar variaciones mínimas que a juicio del operador, no ameritan la ejecución del lavado; sin embargo, es necesario tener mucho cuidado con este parámetro, pues el hecho de no lavar oportunamente, puede producir la compactación del material removido y almacenado en el interior de la unidad, ocasionando ineficiencia del lavado, aumento en la pérdida de carga, incremento en las actividades de operación y mantenimiento y disminución en la eficiencia del proceso de tratamiento. Una ilustración del mantenimiento de un filtro grueso se presenta en la figura 9.6.

En forma similar a lo que ocurre en el FGD_i, después del lavado, la pérdida de carga debe reducirse hasta el valor que normalmente se presenta al inicio de cada carrera de filtración (cada semana). Las causas de que esta reducción no se presenten pueden ser debidas a:

- Entrada de aire al sistema de drenaje.
- Lavado ineficiente.
- Obstrucción de la tubería de drenaje.
- Obstrucción completa del medio filtrante.

Tabla 9.5. Actividades periódicas de operación y mantenimiento.

Actividad	Acciones claves
Lavado semanal del filtro	
Limpieza cámara de entrada	Desprender material adherido en el fondo y en paredes de la cámara. Utilizar cepillo con cerdas metálicas o material sintético.
Limpieza hidráulica del filtro (lavado de fondo)	Medir pérdida de carga. Cerrar entrada de agua a la unidad. Cerrar salida de agua filtrada.
	Abrir y cerrar 10 veces seguidas la válvula de apertura rápida, dejar abierta la válvula y drenar el filtro hasta que el agua de lavado sea ópticamente similar al afluente. Cerrar válvula
Limpieza cámara de salida	Abrir entrada de agua y llenar filtro. Desprender material adherido al fondo y paredes de la cámara.
Poner en funcionamiento	Abrir salida de agua hacia el filtro lento, cuando el efluente de la unidad recién lavada haya aclarado ⁽¹⁾
Revisar eficiencia del lavado del filtro	Medir pérdida de carga y comparar con valor medido antes del lavado; si es mayor, volver a lavar el filtro.
Lavado mensual del filtro	
Limpieza cámaras de entrada y salida	Desprender material adherido al fondo y paredes de cámaras, con un cepillo de cerdas metálicas o sintéticas.
Limpieza superficial de la grava	Cerrar salida de agua filtrada. Abrir tapones laterales o adaptadores de limpieza. Remover la superficie de la grava, hasta que el agua de lavado aclare, utilizando una pala metálica.
	Cerrar tapones laterales. Cerrar entrada de agua.
Limpieza hidráulica del filtro	Realizar dos drenajes del filtro siguiendo las recomendaciones
(lavado de fondo)	del lavado semanal. Antes de iniciar el segundo lavado, llene el filtro. Abrir entrada de agua.
	Abrir salida de agua.

(1) Eventualmente el efluente de la unidad se deteriora después del lavado, el operador debe estar atento para realizar los correctivos del caso.

En los dos primeros casos se debe drenar nuevamente el filtro, en el tercero, se debe introducir una sonda por el adaptador de limpieza conectado a la tubería de drenaje, localizado en la cámara de lavado, por encima de la válvula de drenaje. En el cuarto caso se debe proceder a la extracción total del lecho filtrante. Antes de efectuar esta actividad se debe constatar que efectivamente la obstrucción del lecho es total, pues es una actividad costosa y dispendiosa frente a las actividades de mantenimiento rutinarias. La obstrucción total se comprueba si al efectuar lavados consecutivos en la unidad, no se logra la reducción de la

pérdida de carga y si el caudal que sale por la válvula de drenaje es muy inferior a lo normal. En la tabla 9.6 se indican los pasos a seguir para el retiro, lavado manual y reinstalación de todo el material filtrante en el filtro grueso ascendente.



Figura 9.6. Lavado superficial de un filtro grueso ascendente en capas. Los Chancos, municipio de San Pedro, Colombia, 1997.

9.5 COSTOS

La diferencia en los costos de operar y mantener un sistema de filtración gruesa ascendente en serie o en capas, está representada por el tiempo requerido por el operador al efectuar la limpieza superficial de cada filtro y por la cantidad de agua empleada al lavar uno u otro sistema. Existe, sin embargo, una mayor diferencia en términos del tiempo que debe permanecer cada sistema de filtración gruesa fuera de operación por ejecución del lavado, particularmente durante el lavado mensual, ya que para efectuar el mantenimiento de las segundas y terceras etapas, se hace necesario esperar el llenado de la (s) etapa (s) previa(s), una vez concluido el lavado.

Tabla 9.6. Actividades eventuales en los filtros gruesos ascendentes.

Actividad	Acciones claves
Retiro y lavado de la grava	Cerrar salida de agua hacia filtros lentos. Cerrar entrada de agua al filtro grueso. Drenar unidad a través de VAR. Retirar capas de grava, procurando que éstas no se mezclen entre sí y evitando la pérdida de material. Medir el espesor de las capas que se retiren. Lavar capas de grava en forma separada. Tamizar fracciones de grava que estén mezcladas. Lavar tuberías, fondo y paredes del filtro. Instalar capas de grava en el mismo orden y con igual espesor al que tenían antes de ser retiradas para el lavado. Llenar filtro en forma ascendente. Realizar varios drenajes, siguiendo las recomendaciones del lavado semanal. Abrir salida de agua hacia filtros lentos.

10. FILTRACIÓN LENTA EN ARENA

Este capítulo tiene como base la publicación del IRC - Cinara, (1992) *Filtración Lenta en Arena: Tratamiento de Agua para Comunidades, Planeación, Diseño, Construcción Operación y Mantenimiento* e información desarrollada en el marco de proyectos de investigación y desarrollo que han sido realizados por Cinara, en colaboración con diferentes instituciones en Colombia. En consecuencia, se presenta una descripción general de un filtro lento en arena y sus principales componentes, consideraciones de diseño, aspectos constructivos y aspectos de operación y mantenimiento.

10.1 DESCRIPCIÓN GENERAL

Una unidad de filtración lenta en arena consta básicamente de los siguientes elementos, ilustrados en la figura 10.1.

- Caja de filtración y su estructura de entrada.
- Lecho filtrante
- Capa de agua sobrenadante
- Sistema de drenaje, que incluye lecho de soporte y cámara de salida
- Conjunto de dispositivos para regulación, control y rebose de flujo.

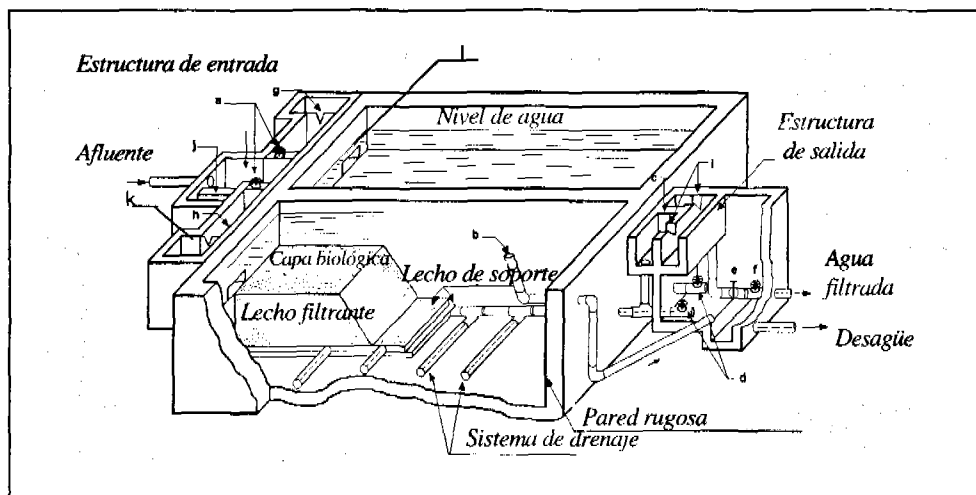


Figura 10.1. Componentes básicos de un FLA con control a la entrada.

Una descripción específica de estos componentes se desarrolla a continuación:

- a. Dispositivo para controlar entrada de agua pretratada y regular velocidad de filtración
- b. Dispositivo para drenar capa de agua sobrenadante
- c. Conexión para llenar lecho filtrante con agua limpia producida por otras unidades de FLA
- d. Válvula para drenar lecho filtrante

- e. Válvula para desechar agua tratada
- f. Válvula para suministrar agua tratada al tanque de contacto y posteriormente al depósito de agua limpia
- g. Vertedero de entrada
- h. Indicador calibrado de flujo
- i. Vertedero de salida.
- j. Válvula para control de flujo a la salida (solamente en FLA con control a la salida)
- k. Cámara de entrada a FLA
- l. Ventana de acceso a FLA

10.1.1 Caja de filtración y estructura de entrada

La caja del filtro posee una área superficial condicionada por el caudal a tratar, la velocidad de filtración y el número de filtros especificados para operar en paralelo. Las experiencias en Colombia indican que la altura total del FLA puede oscilar entre 1.80 m y 2.10 m, dependiendo del espesor de la capa de arena, de la altura de agua sobrenadante y del sistema de drenaje empleado. Para el caso descrito en el presente documento, la altura del sistema de drenaje está alrededor de 0.25 m, mientras que otras opciones reportadas en la literatura, pueden alcanzar hasta 0.50 m. Las cajas de filtración pueden ser construidas de hormigón reforzado, ferrocemento, concreto ciclópeo o mampostería estructural y sus paredes pueden ser verticales o inclinadas.

La estructura de entrada a las unidades de filtración lenta debe permitir controlar el caudal afluente, disipar energía, distribuir flujo y verter excesos tal como se presentó en la figura 9.3, para el caso de los filtros gruesos ascendentes. Esta consta de un vertedor de excesos, canales o conductos para distribución, dispositivos para medición y control de flujo, cámara de entrada y ventana de acceso al filtro propiamente dicho. A través de la cámara de entrada al FLA se disipa la energía de posición, generada entre el nivel de agua en el canal de acceso y el nivel de agua en el FLA. La energía es máxima cuando el nivel de agua en el filtro es mínimo. La cámara es una estructura simple con dimensiones superficiales de 0.8 x 0.8 m aproximadamente y 1.0 m de profundidad, construida en mampostería o concreto. Sobre el fondo de la cámara y con profundidad de 0.20 m se colocan cantos rodados con tamaños entre 0.10 m y 0.20 m, que contribuyen a amortiguar el impacto de caída del agua. La ventana de acceso comunica la cámara de entrada con el FLA propiamente dicho; la velocidad de paso del agua a través de la ventana debe ser inferior a 0.10 m/s. El borde inferior de la ventana coincide en el nivel máximo de arena en el FLA (figura 10.1).

10.1.2 Lecho filtrante

La selección del tamaño de los granos del medio filtrante es un factor crucial en el rendimiento del filtro; un tamaño efectivo con grano fino mejorará la eficiencia del proceso de tratamiento, aunque aumentará las pérdidas de carga inicial (Bellamy et al., 1985). La adecuada selección de arena incluye entre otros, los siguientes factores: tamaño y distribución de los granos, contenido de impurezas y grado de solubilidad del material. El tamaño de los granos se determina con base en el diámetro efectivo, d^{10} , y su distribución granulométrica, por el coeficiente de uniformidad C_u . El D_{10} es la abertura del tamiz a través del cual pasa el 10% (en peso) de los granos. El coeficiente de uniformidad es la relación entre el diámetro efectivo y la abertura del tamiz a través del cual pasa el 60% (en peso) de los granos, d_{60} . En consecuencia, $C_u = d_{60}/d_{10}$. Se recomienda arena relativamente fina con diámetro efectivo entre 0.15 y 0.30 mm y coeficiente de uniformidad menor de 5 y preferiblemente entre 2.0 y

4.0 (Di Bernardo y Escobar, 1996). En la figura 10.2 se ilustra la distribución de tamaños y granos de una muestra de arena, tomada en un río de valle.

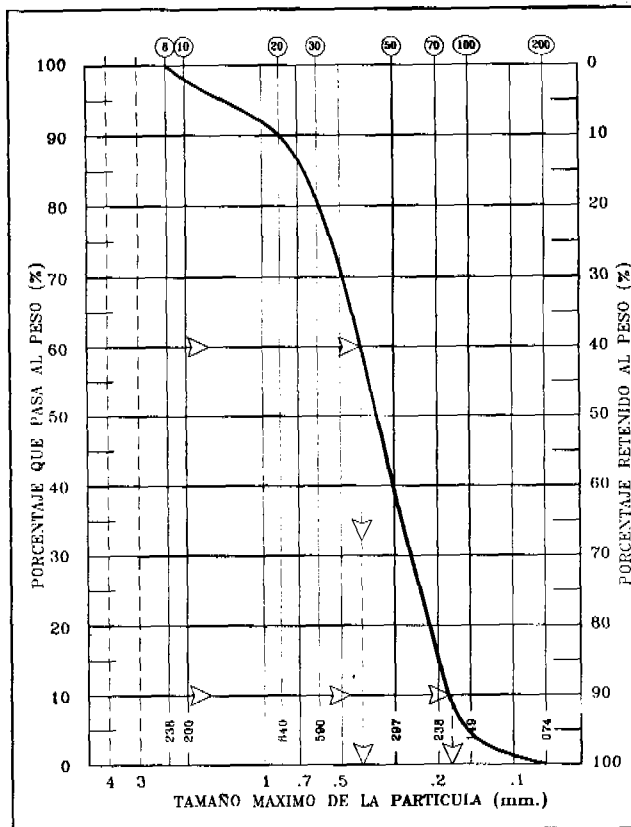


Figura 10.2. Curva granulométrica de una muestra de arena tomada del río Cauca, Colombia, 1996.

Generalmente se selecciona arena como medio filtrante dado que es un material inerte, granular, económico y de fácil consecución. Al colocarse dentro del filtro, el material debe estar limpio, libre de arcilla, limo y materia orgánica. En la práctica, asegurar la limpieza de la arena es una actividad muy importante y de mucho cuidado, que implica un arduo y prolongado trabajo, generando en consecuencia costos importantes por mano de obra y agua de lavado. El suministro de material filtrante total ó parcialmente sucio, interfiere con el proceso de tratamiento y obliga, después de un corto tiempo de operación, a la extracción de la arena para su correcto lavado y posterior colocación.

La limpieza periódica del FLA se realiza mediante el raspado y retiro de 0.01 ó 0.02 m de arena superficial, labor que implica una reducción gradual en la altura inicial del lecho, que en ningún caso debe ser inferior a 0.5 m; cuando el nivel mínimo de arena sea alcanzado, debe rearenarse la unidad, proceso que se indica en el ítem de operación y mantenimiento (10.5).

Dos especificaciones adicionales sobre la calidad del arena son realizadas por Visscher et al. (1987). La primera, relacionada con el contenido de lodo, que no debe ser mayor al 1% en volumen antes de instalarse en el filtro. El contenido de lodo se determina colocando 100 ml de agua limpia en un cilindro, graduado al cual se le acondiciona una muestra de arena hasta alcanzar 200 ml; se agita vigorosamente la combinación, dejándola sedimentar entre 5 y 10 minutos. Visualmente se identifica el volumen del depósito de sedimento formado en la superficie de la arena, el cual se reporta con relación al volumen de arena.

La segunda especificación hace referencia al contenido de carbonato de calcio, pues su dilución gradual aumenta la dureza del agua tratada. Por tanto, la solubilidad de la arena en ácido clorhídrico no debe exceder el 5% después de 30 minutos de iniciada la prueba.

Cuando las características de la arena no cumplen con las especificaciones granulométricas indicadas en el ítem 10.1.2, se hace necesario investigar, en otras fuentes o bancos de suministro. Si las nuevas opciones tampoco cumplen las especificaciones indicadas, se pueden combinar arenas de diferentes bancos o fuentes, en proporciones a definir según las circunstancias. Este método de ensayo y error en peso, proporciona los factores de combinación posibles, requeridos para alcanzar las especificaciones de la arena a instalar en el proyecto a escala real, D10 y Cu.

10.1.3 Capa de agua sobrenadante

La altura de agua sobrenadante proporciona la carga hidráulica necesaria para permitir su paso a través del lecho de arena, ser colectada por el sistema de drenaje, llegar a la cámara de salida y pasar por el vertedero de aforo. En un filtro con control a la entrada, la carga inicial es cercana a 0.05 m, valor que gradualmente se incrementa hasta alcanzar el nivel máximo, oscilando entre 0.60 y 0.80 m. El valor más alto se recomienda para afluentes con gran variación en su calidad.

Hasta 1992 la altura de agua sobrenadante adoptada por Cinara a nivel de diseño fue de 1.0 m; sin embargo, evaluaciones posteriores a nivel piloto y en proyectos construidos a escala real, muestran un comportamiento de tipo exponencial en la pérdida de carga de un FLA. En la figura 10.3 se ilustra el desarrollo de pérdida de carga en filtros lentos operados a) a nivel piloto en la Estación de Investigación de Cinara y b) en un sistema construido a escala real en Londres.

La figura 10.3 a) muestra que al alcanzar el 85% (42.5 días) de la carrera de filtración solo se ha desarrollado una pérdida de carga del 45% (0.36 m). En contraste el 55% (0.44 m) remanente de pérdida de carga, fue alcanzado en solo el 15% final de la carrera (7.5 días). El FLA trató agua con turbiedades afluentes entre 7 y 14 UNT.

La experiencia de Cinara indica que no se deben proyectar alturas de agua sobrenadante en unidades de FLA, superiores a 0.80 m. Al adoptar este valor, se está incluyendo la pérdida de carga inicial con filtro limpio y la altura mínima de agua, para garantizar sumergencia del nivel máximo de arena.

Cuando la curva de pérdida de carga presenta un comportamiento de tipo lineal en evaluaciones a nivel de planta piloto o de escala real, se recomienda las siguientes acciones: mejorar el sistema de pretratamiento ó incrementar la altura de agua sobrenadante en el filtro lento (> 0.70 m); en algunas circunstancias es necesario implementar las dos acciones anteriores. Como resultado, las carreras de filtración pueden incrementarse a valores mayores a 30 días, según recomienda la literatura especializada (Hendricks et al., 1991).

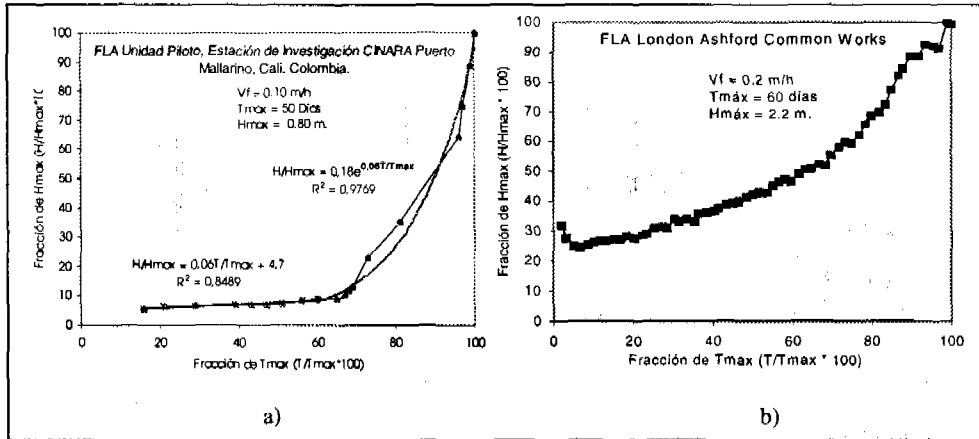


Figura 10.3. Pérdida de carga en unidades de filtración lenta en arena, a) FLA unidad piloto construida en Cali, Colombia. b) FLA construido a escala real en Inglaterra.

Un dispositivo móvil con desplazamiento vertical desarrollado por Cinara y presentado en la figura 10.4, con detalles constructivos en el anexo 4, denominado "cuello de ganso", es empotrado en una de las paredes verticales del FLA y permite realizar las siguientes operaciones:

- Funcionar como rebose cuando el FLA ha desarrollado su pérdida de carga máxima.
- Drenar el agua sobrenadante, cuando el FLA requiere mantenimiento.
- Eliminar material flotante de la superficie del FLA.

10.1.4 Sistema de drenaje y cámara de salida

El sistema de drenaje en un FLA debe cumplir tres funciones básicas:

- Soportar el material filtrante e impedir su arrastre a través del lecho de grava y dispositivos de colección y transporte.
- Asegurar la recolección uniforme del agua filtrada en toda el área de filtración.
- Permitir el llenado ascendente de los FLA y la distribución uniforme del agua de llenado, bien sea durante el arranque inicial o después del raspado de cualquier módulo de filtración.

El sistema de drenaje consta de un dren principal y sus respectivos conductos laterales que pueden construirse a partir de tuberías perforadas, tuberías corrugadas, ladrillo sobre ladrillo, losas prefabricadas de hormigón sobre vigas de hormigón o baldosas de hormigón sobre cuartos de baldosas. Independiente del material empleado, los laterales deben ser cubiertos con un lecho de grava debidamente gradada. El lecho de grava se constituye en una interfase entre la arena fina y los orificios de colección, evitando la penetración del material filtrante al sistema de drenaje; una capa de arena gruesa entre el lecho de grava y la arena fina complementa la interfase. El espesor del lecho de grava incluyendo la capa de arena gruesa, puede variar de 0.20 a 0.25 m (figura 10.5).



Figura 10.4. Actividades de mantenimiento de un FLA. Operación del "Cuello de Ganso". La Sirena, Cali, Colombia, 1997.

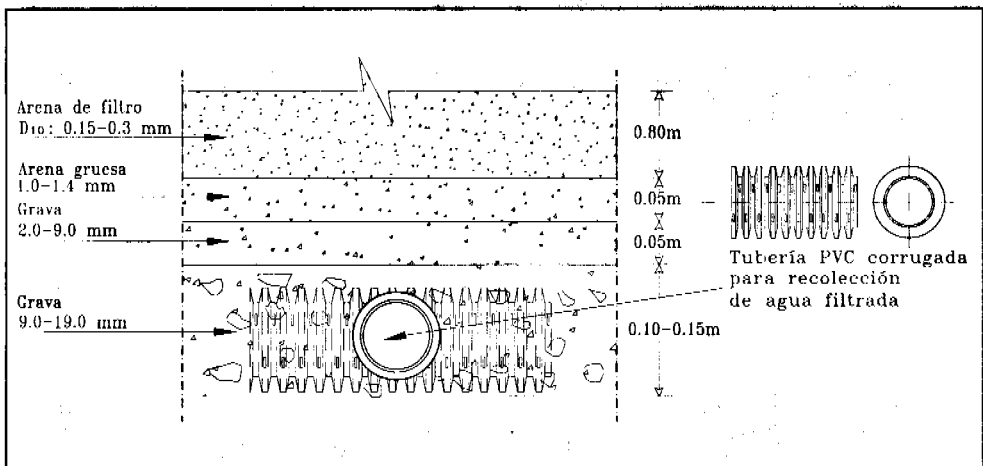


Figura 10.5. Medio de soporte y tubería de drenaje de un filtro lento en arena.

Dada la calidad del agua filtrada a coleccionar, se sugiere utilizar tuberías corrugadas comerciales de PVC drenaje, las cuales han mostrado economía, facilidad de transporte y ante todo, buen comportamiento mecánico e hidráulico (Visscher et al., 1992). Estas tuberías conducen agua filtrada desde el dren principal que la transporta hasta la cámara de salida, donde descarga libre a la atmósfera. El dren principal también permite drenar total o parcialmente la unidad de filtración a través de la válvula (d), especificada para tal fin en la figura 10.1.

En la cámara de salida generalmente se proyectan uno o varios vertederos que permitan aforar el efluente, pero también mantener un nivel mínimo de agua por encima del nivel máximo de arena (figura 10.6). Esta condición de salida previene el desarrollo de una presión inferior a la atmosférica dentro del medio filtrante, y asegura el funcionamiento del filtro independiente de las fluctuaciones en el nivel de agua del tanque de almacenamiento. Las cámaras de salida están intercomunicadas entre si, facilitando el llenado ascendente de los FLA's con agua tratada después del mantenimiento de uno cualquiera de los módulos. En la cámara de salida y sobre la descarga del vertedero, se aplica la solución de cloro, aprovechando la turbulencia generada. El agua clorada es entonces transportada al tanque de contacto donde se garantiza el tiempo de retención respectivo.

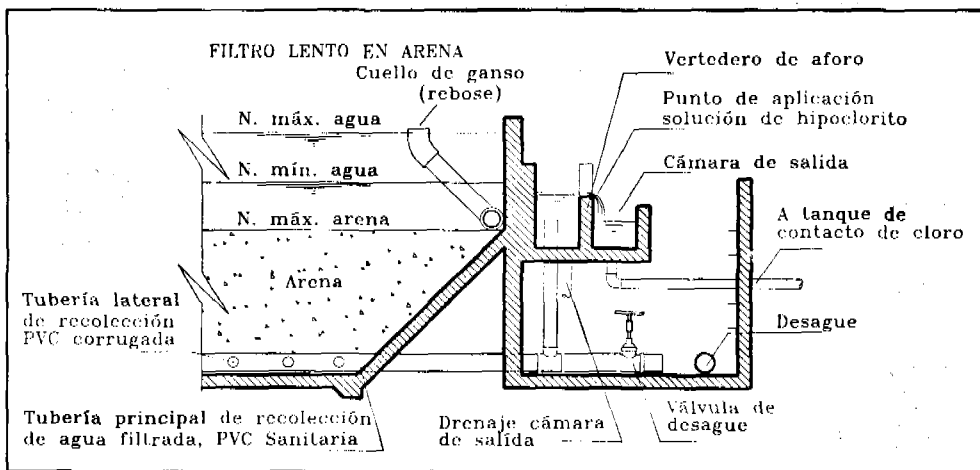


Figura 10.6. Estructura de salida de un FLA.

10.2 CALIDAD DE AGUA

El agua a ser tratada por FLA debería tener la mejor calidad posible, con bajos niveles de turbiedad, color, metales pesados, sustancias tóxicas, precursores de trihalometanos, algas y otros residuos químicos, como hierro y manganeso. La inspección sanitaria como herramienta para identificar la variación potencial del riesgo en la fuente, debe ser utilizada tal como se indica en el ítem 2.4.

El agua de fuentes superficiales posee diferentes características dependiendo de su procedencia. Este esto hace que el contenido y tipo de sólidos varíe significativamente según su origen, factor que condiciona necesariamente el tipo de tratamiento a seleccionar, cuando se piensa en su remoción. Al considerar agua superficial como fuente de agua cruda para un

sistema de abastecimiento, se debe dar preferencia a lagos, embalses o represas siempre y cuando los niveles de oxígeno, algas o color natural no generen problemas significativos en su de tratamiento. Los procesos naturales de purificación, reducen los niveles y la variación de la concentración de sólidos, simplificando las necesidades de tratamiento. El agua superficial que fluye presenta con frecuencia cambios rápidos en su calidad lo que tiende a hacer más difícil su potabilización.

Dado que el proceso de filtración lenta es de naturaleza física y biológica, podría ser afectado por la temperatura y particularmente por grandes cambios, como puede suceder, de bajas temperaturas a condiciones extremas de calor. Bajas temperaturas tienden a disminuir la actividad biológica del filtro y por consiguiente a disminuir su eficiencia, mientras que temperaturas del agua entre 10 y 20 °C son las más favorables. Temperaturas a 20°C generan excelente tratamiento biológico, por períodos tan largos como lo permita la disminución del oxígeno disuelto.

10.3 CONSIDERACIONES DE DISEÑO

En el mundo existen grandes diferencias en los sistemas de FLA, dado que su aplicación depende de la calidad del agua cruda, del nivel de pretratamiento y de las condiciones locales, incluyendo la disponibilidad de materiales y capacidad de gestión y organización de la comunidad. El diseño de un FLA debe garantizar el paso lento del agua a través del lecho de arena, a razón de 0.1 a 0.3 m³/m²/h, mejorándose considerablemente su calidad al reducir en ella la concentración de sólidos suspendidos y número de microorganismos (bacterias, virus, quistes).

La velocidad no debe variar significativamente y para ello, el caudal a filtrar puede ser controlado a la salida o a la entrada. En la figura 10.7 se ilustran las opciones. En ambas el sobrenadante, con una profundidad máxima del orden de 0.75 m, asegura la energía para que se del flujo a través del medio filtrante y de las estructuras necesarias para la recolección y transporte del efluente.

En la opción de control a la salida, el nivel del sobrenadante tiende a permanecer alto y constante, para lo cual se necesita el ajuste periódico de una válvula reguladora de pérdida de energía en el efluente, que mantenga el caudal aproximadamente igual, a medida que el lecho filtrante se colmata; esta opción es tradicionalmente utilizada en Europa y en parte de las unidades que operan en Norteamérica. En su favor se argumenta la conveniencia de un volumen sobrenadante grande sobre el lecho de arena, que amortigüe cambios cortos de calidad de agua y proteja el lecho de arena de congelamiento parcial del sobrenadante. En la opción de control a la entrada, el aumento gradual de pérdida de energía hidráulica en el lecho, se compensa con un aumento gradual de nivel en el sobrenadante. En esta publicación se recomienda utilizar la modalidad de control a la entrada, principalmente porque el operador puede ver el impacto de la colmatación del lecho en el aumento del nivel del sobrenadante, facilitándole la programación de las acciones de limpieza correspondientes. Esto también contribuye a simplificar las actividades de control y capacitación.

Las unidades de FLA operan usualmente con velocidades cercanas a 0.15 m/h, pudiendo ser sobrecargadas hasta 0.2 ó 0.3 m/h, sólo durante períodos cortos en los cuales se realiza su mantenimiento. Esta actividad debe ser programada y coincidir con períodos de baja demanda en la localidad y con adecuados volúmenes de reserva en el tanque de almacenamiento. La sobrecarga de un filtro debe ser un proceso gradual, que evite bajo toda circunstancia, un impacto negativo en la calidad del efluente. La experiencia europea de las últimas décadas es

diferente a la muestra, reportando unidades que operan con velocidades de filtración hasta 0.8 m/h; sin embargo debe tenerse en cuenta que los niveles de sólidos y microorganismos en los afluentes a las unidades, son en general, muy bajos y las condiciones de operación y mantenimiento muy confiables.

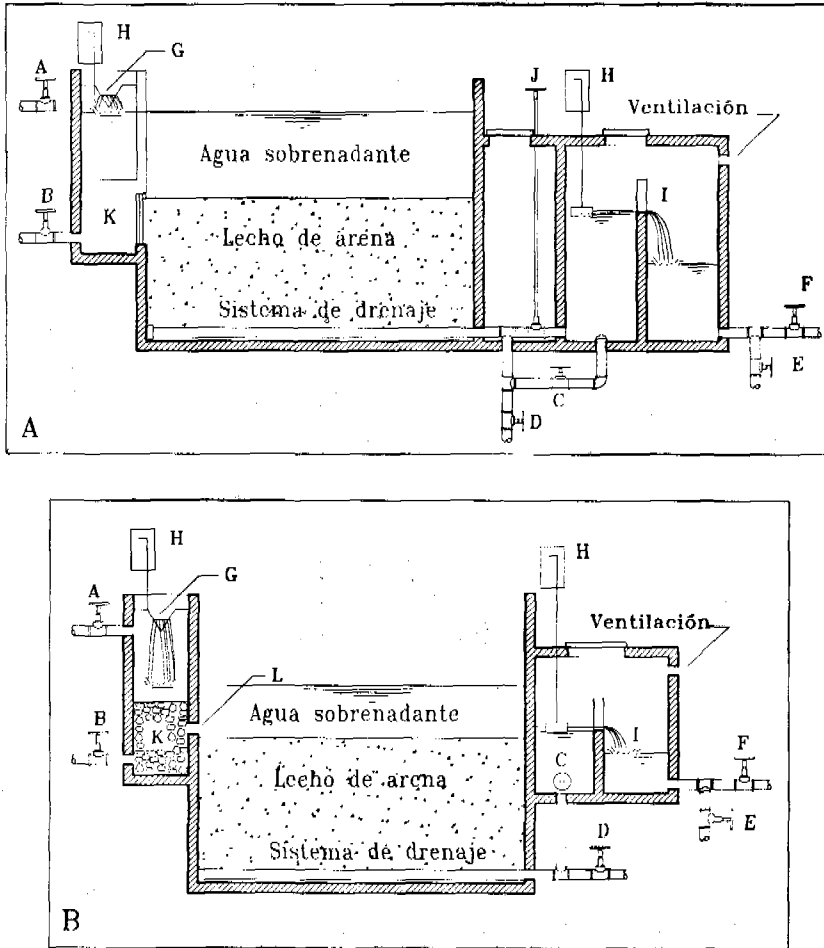


Figura 10.7. Unidades de Filtración lenta en arena con control A) A la salida y B) A la entrada. Las convenciones corresponden a las indicadas en la figura 10.1.

10.3.1 Criterios de diseño

En la tabla 10.1 se resumen los criterios de diseño presentados por varios autores con base en diferentes experiencias y circunstancias. También se incluyen los criterios recomendados por Cinara-IRC, obtenidos a partir del seguimiento y evaluación de proyectos construidos en Colombia, tratando fuentes superficiales con diferentes niveles de riesgo.

Tabla 10.1. Criterios de diseño recomendados para unidades de filtración lenta en arena (Pyper et al., 1991) y Cinara - IRC (1997).

Criterios de Diseño	Recomendación			
	Huisman and Wood (1974)	Ten States Standards (1987)	Visscher et al. USA (1987)	Cinara, IRC (1997)
Período de operación (h/d)	24	n.e.	24	24
Período de diseño (años)	n.e.	n.e.	10 - 15	8-12
Velocidad de filtración (m/h)	0.1-0.4	0.08-0.24	0.1-0.2	0.1-0.3
Altura de arena (m)				
inicial	1.2	0.8	0.9	0.8
mínima	0.7	n.e.	0.5	0.5
Diámetro efectivo (mm)		0.15-0.35	0.30-0.45	0.15-0.30
0.15-0.30				
Cociente de uniformidad				
Acceptable	< 3	≤ 2.5	< 5	< 4
Deseable	< 2	n.e.	< 3	< 2
Altura del lecho de soporte, incluye drenaje (m)	n.e.	0.4-0.6	0.3-0.5	0.25
Altura de agua sobrenadante (m)	1-1.5	0.9	1	0.75 (1)
Borde libre (m)	0.2-0.3	n.e.	0.1	0.1
Área superficial máxima por módulo (m ²).	n.e.	n.e.	< 200	< 100

(1) Con desarrollo exponencial en la pérdida de carga en estudios a nivel piloto.
n.e.: no especificado.

La aplicación de técnicas adecuadas de pretratamiento, permitirá criterios de diseño más flexibles, con un claro impacto en la ampliación de la competitividad técnica y económica de esta tecnología. La investigación en India por ejemplo, ha concluido que se puede operar un FLA a velocidades de 0.3 m/h, en aguas con turbiedades menores de 5 UNT, sin afectar la eficiencia bacteriológica. En Suiza y Holanda los FLA's operan entre 0.6 - 0.8 m/h, tratando agua con turbiedades menores de 1 UNT y riesgo sanitario muy bajo, dado que el afluente al filtro ha pasado por 6 u 8 procesos previos de tratamiento con controles de calidad muy exigentes. En situaciones donde el control no se puede garantizar y los riesgos sanitarios son altos, no es viable un gran incremento en la velocidad de filtración, dado que ello podría implicar mayor penetración de las impurezas a remover y por consiguiente, incremento en la frecuencia de limpieza y mayor volumen de arena a raspar, remover, lavar y transportar. En consecuencia, para sistemas de abastecimiento de agua en comunidades rurales, pequeños y medianos municipios, se recomienda una velocidad de filtración entre 0.1 y 0.3 m/h.

Los estudios desarrollados por Cinara - IRC en unidades FLA, a escala real y piloto, sobre el desarrollo de la pérdida de carga, características granulométricas y altura de lechos de arena, además del comportamiento hidráulico de manifolds, han permitido disminuir la altura total de los filtros desde valores entre 2.20 y 2.40 m hasta 1.90 m, hecho que contribuye significativamente a disminuir los costos de inversión inicial.

Durante el mantenimiento de un FLA, los módulos restantes pueden sobrecargarse con los cuidados indicados previamente; sin embargo, al aumentar el número de módulos en paralelo, la sobrecarga en el momento del mantenimiento disminuye en las unidades en ope-

ración. Otra posibilidad interesante de sobrecarga, se puede presentar principalmente en zonas cafeteras durante el período de cosecha, cuando se incrementa la población por la migración de los recolectores de café. Durante este tiempo, que coincide con época de verano (bajos niveles de turbiedad y posiblemente menor riesgo), se podría aumentar la velocidad de filtración. Es entonces muy importante analizar los criterios de diseño y en algunas circunstancias, no asumirlos literalmente, pero sí buscar su entendimiento y aplicabilidad, sin poner en riesgo la salud de la comunidad ni la permanencia de las obras en el tiempo.

Con relación al período de diseño se solicita al lector, más que pensar en un número, procurar una buena estimación de la realidad local, considerando factores específicos tales como, tasas de crecimiento negativas, impacto de la población flotante y aspectos socioeconómicos y geográficos. Además, en la medida que el sector de agua y saneamiento se descentraliza y se fortalece la participación del nivel local en la planificación y administración de estos servicios básicos, es más importante que las inversiones guarden más armonía con el uso eficiente de las obras y la capacidad de pago de la población productiva presente. Esto es particularmente importante en el caso de FLA, donde hay poca economía de escala.

10.3.2 Determinación del número de módulos de filtración

El área superficial total requerida por los FLA's, es el resultado de la relación entre el caudal máximo diario y la velocidad de filtración seleccionada. Un mínimo de dos módulos, operando en paralelo, son requeridos para garantizar una operación segura y continua y posibilitar la limpieza del medio filtrante alternadamente. El número de módulos puede incrementarse con un costo adicional bajo, pues este hecho aumenta la flexibilidad al ejecutar actividades de operación y mantenimiento.

El número adecuado de módulos rectangulares puede obtenerse a partir de la expresión:

$$n = (0.5) \sqrt[3]{A}$$

Donde, n = número total de unidades rectangulares operando en paralelo.

A = área superficial total (m^2).

El área superficial máxima por módulo de filtración en zonas rurales, debe ser, preferiblemente inferior a $100 m^2$, pues facilita su mantenimiento en un sólo día. En algunas circunstancias el área por módulo puede estar condicionada por características topográficas y geomecánicas, pero también factores hidroclimatológicos y culturales podrían condicionar el dimensionamiento de las unidades, en este caso, áreas para operación y mantenimiento.

En términos de áreas mínimas requeridas de filtración, no hay un consenso en el valor, pues éste puede depender del caudal de diseño, del comportamiento hidráulico de las unidades, de la facilidad de operación y mantenimiento, y de la capacidad para garantizar la continuidad de operación de las unidades.

10.3.3 Dimensionamiento de módulos de filtración

El tamaño, la forma y el número de unidades de filtración, determinarán la longitud total de pared (L_t) en unidades de FLA. Para unidades circulares, L_t puede calcularse con la expresión:

$$L_t = 2n [\pi A]^{0.5}$$

- Donde: $L_t =$ Longitud total de pared (m)
 $n =$ Número total de unidades de filtración
 $A =$ Área superficial de cada unidad (m^2)
 $\Pi =$ Número $\Pi = 3.1416$

Los filtros rectangulares tienen la ventaja de construirse con paredes comunes cuando las unidades se sitúan una junto a otra (figura 10.8) La longitud total de pared (L_t) puede calcularse así:

$$L_{tp} = 2bn + a(n+1)$$

- Donde: $L_t =$ Longitud total de pared (m)
 $n =$ Número total de unidades
 $b =$ Ancho de la unidad (m)
 $a =$ Longitud de pared común por unidad (m)

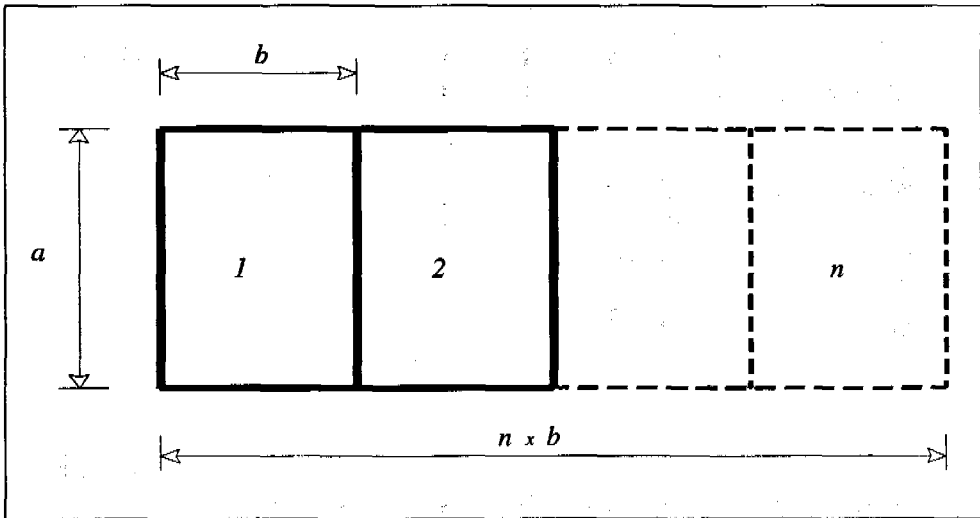


Figura 10.8. Disposición de un filtro lento en arena con (n) unidades rectangulares.

Para una determinada área superficial y cierto número de unidades con paredes comunes, la longitud total de las paredes variará con diferentes combinaciones de (b) y (a), y adquiere su mínima expresión cuando:

$$l = \left(\frac{2A}{n+1} \right)^{0.5} \quad \text{y} \quad b = \frac{(n+1)a}{2n}$$

- Donde: $a =$ Longitud de pared común por unidad (m)
 $A =$ Área superficial total (m^2)
 $n =$ Número de unidades
 $b =$ Ancho de la unidad (m)

Con el valor de b , la ecuación para determinar la longitud mínima (L_m) de pared, para filtros rectangulares es:

$$L_m = 2 a (n + 1)$$

$$= 2 [2A (n + 1)]^{0.5}$$

Donde: L_m = Longitud total mínima de pared (m)
 a = Longitud de pared por unidad (m)
 n = Número de unidades
 A = Área superficial total (m²)

Diferentes formas geométricas y diversos tipos de materiales, pueden considerarse al planear la fase de diseño y construcción de los componentes principales de FiME. Los filtros gruesos y los filtros lentos pueden proyectarse con base en consideraciones topográficas, geomecánicas y disponibilidad de terreno. Algunas formas geométricas constructivas son presentadas en la figura 10.9.

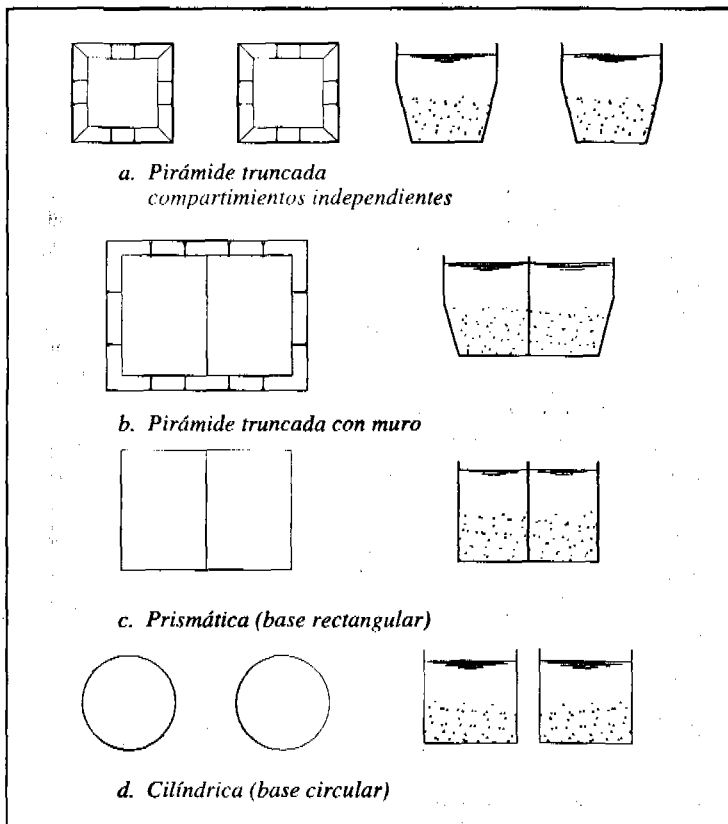


Figura 10.9. Formas típicas constructivas para los compartimientos principales de unidades de filtración gruesa y filtración lenta en arena.

10.4 ASPECTOS CONSTRUCTIVOS

Durante la fase de construcción, tres aspectos pueden ser considerados relevantes:

- El entendimiento del proyecto a ejecutar, no solamente desde el punto de vista civil o hidráulico, sino como proceso de tratamiento y más aún, como factor generador de calidad de vida. Este hecho debe contribuir a generar una actitud de trabajo en equipo, crítica y metódica, entre constructor, interventor, entes financieros y comunidad; ésta última como beneficiaria final del proyecto.
- El cumplimiento del cronograma y del presupuesto del proyecto, son factores que dan aceptabilidad y credibilidad ante la comunidad y las instituciones participantes. La justificación oportuna y coherente de cualquier modificación al proyecto original, puede obviar limitaciones durante el desarrollo normal del mismo.
- El cumplimiento de especificaciones técnicas con base en lo indicado en planos de construcción, memorias técnicas y especificaciones para construcción o calidad de materiales, son también factores que influyen en el éxito del proyecto.

Los dos últimos aspectos reflejan el avance de las obras civiles y es donde la comunidad puede involucrarse con mayor participación.

La planeación y organización de "veedurías cívicas" son herramientas participativas que, bien manejadas, contribuyen al buen desarrollo del proyecto.

Como aspectos relevantes específicos, que se deben controlar durante la construcción, se incluyen:

- Controlar la calidad del concreto y el hierro de refuerzo, lo mismo que el cumplimiento de especificaciones para grava y arena como medios de soporte y filtrante.
- Verificar la instalación de juntas de construcción y/o dilatación, con base en planos y/o especificaciones técnicas.
- Revisar la instalación de pasamuros y puntos de empalme entre losas de fondo y muros verticales, pues son foco de fugas de agua en las obras hidráulicas. Evitar líneas de flujo o cortos circuitos entre la arena y las paredes verticales del filtro lento. Para obviarlo se debe incrementar la rugosidad de la pared en contacto con la arena.
- Realizar pruebas de estanqueidad a las estructuras antes del llenado con los medios filtrantes.

Aunque estas recomendaciones son de tipo general, deben ser asimiladas y tenidas en cuenta cuando se va a llevar a cabo un proyecto de filtración en múltiples etapas. Los puntos aquí expuestos son también aplicables a otras estructuras, tales como filtros gruesos dinámicos y filtros gruesos ascendentes.

10.5 OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO

Uno de los aspectos más atractivos del FLA es la sencillez de operación y mantenimiento. Para lograr su adecuado funcionamiento es muy importante que la puesta en marcha del filtro se realice lentamente, con el fin de alcanzar la formación y maduración de la capa biológica en un tiempo más corto; en la tabla 10.2 se describen los pasos requeridos para poner en marcha el filtro lento y en la figura 10.7b se indican las válvulas y accesorios básicos para iniciar el funcionamiento de un FLA.

Tabla 10.2. Actividades para poner en marcha un nuevo filtro lento en arena.

Actividad	Acciones claves
Llenar ascendentemente el filtro	Abastecer la unidad utilizando la conexión provisional (C) hasta que el agua aparezca sobre la superficie de arena. Conservar (D) cerrado.
Nivelar la superficie del lecho de arena	Abrir la válvula (D) para descender el nivel de agua hasta 0.1 m debajo de la superficie de arena. Conservar (C) cerrado.
Poner en marcha el filtro	Nivelar las irregularidades en la superficie de arena. Realizar nuevamente la conexión provisional (C) hasta que el nivel del agua alcance 0.2 m sobre la superficie de arena. Cerrar (C). Abrir la válvula (A) de regulación del filtro y mantener la velocidad de filtración en 0.02 m/h. Abrir la válvula (E) de desagüe del agua filtrada. Aumentar la velocidad de filtración 0.02 m/h cada semana hasta alcanzar la velocidad de diseño (generalmente 0.10 ó 0.15 m/h). Si al alcanzar la velocidad de diseño, la turbiedad es superior a 5 UNT, se debe continuar con la misma velocidad hasta que la turbiedad sea inferior a 5 UNT.
Retirar el material flotante Revisar la calidad del agua	Abrir válvula (B) o utilizar el cuello de ganso. Durante el período de maduración del filtro, medir a diario si el agua filtrada reúne los criterios de calidad acordados para suministro.
Pasar el agua filtrada al sistema de abastecimiento	Cuando la calidad el agua filtrada sea aceptable, cerrar la válvula (E) de desagüe del agua filtrada y abrir la válvula (F) de distribución.

Las tareas del operador dependen del tipo de control del filtro. Los filtros construidos en Colombia poseen control a la entrada, en este caso, el aumento gradual de pérdida de energía hidráulica en el lecho, se compensa con un aumento en el nivel del agua sobrenadante. Esto hace sencillo el trabajo diario del operador quien sólo tiene que revisar y registrar el caudal afluente, la calidad del agua cruda y tratada y remover material flotante, además de observar y registrar el nivel de agua sobrenadante para estimar cuándo se debe realizar el raspado.

En el área superficial del lecho de arena es donde se acumula la mayor parte del material inorgánico, orgánico y la biomasa. En esta biomembrana sucede la mayor parte de la pérdida de energía hidráulica, de tal manera que su raspado permite recuperar la conductividad hidráulica del filtro. En las tablas 10.3 y 10.4 se indican las actividades de operación en el filtro lento y el procedimiento para su raspado.

Los raspados periódicos continúan progresivamente hasta alcanzar una profundidad mínima del lecho de arena del orden de 0.5 m; una vez alcanzado este nivel, se debe proceder al rearenamiento, para lo cual es importante conocer previamente la cantidad de arena disponible en la caseta de almacenamiento, que debe ser suficiente para restablecer la altura inicial del lecho filtrante. Cerca del 20% de la arena instalada inicialmente en el filtro se pierde en el lavado y transporte entre el filtro, la cámara de lavado y la caseta de almacenamiento. Es necesario también prever los requerimientos de mano de obra para llevar a cabo el

rearenamiento a fin de efectuar la actividad en corto tiempo. En la tabla 10.5 se describe el procedimiento para efectuar el rearenamiento de un FLA.

Tabla 10.3. Actividades de operación normal de un filtro lento en arena con control a la entrada.

Actividad	Acciones claves
Regular el nivel del agua sobrenadante Remover el material flotante Medir la velocidad de filtración Regular la velocidad de filtración	No se requiere. Es necesaria su remoción regular. Revise su valor en la regla de aforo. Manipule la válvula de entrada (A) para mantener la velocidad de filtración constante.
Decidir la limpieza del lecho	Cuando la altura del agua alcance el nivel de la tubería de rebose en el cuello de ganso, se debe suspender el funcionamiento del filtro en servicio e iniciar su limpieza. Programe las limpiezas para que nunca saque de servicio más de un filtro al mismo tiempo.

Tabla 10.4. Procedimiento para limpiar un lecho filtrante de arena.

Actividad	Acciones claves
Extraer el material flotante Drenar el agua sobrenadante	Utilice la válvula (B) o el cuello de ganso y lleve hacia éste el material flotante. Cierre la válvula de entrada (A). Continúe utilizando la válvula (B) o el cuello de ganso y abra la válvula (D). Limpie las paredes del filtro con un cepillo largo. Cierre la válvula (D) cuando el agua llegue a 0.2 m por debajo de la superficie del lecho filtrante.
Mantener la producción de agua de la planta	Ajuste la velocidad de filtración en los otros filtros; no exceda la velocidad de 0.3 m/h.
Limpiar el equipo Llegar al lecho filtrante Proteger el lecho filtrante	Limpie todo el equipo, incluyendo botas. Entre en la caja del filtro usando la escalera corta. Raspe una pequeña área, cúbrala con tablas y coloque el equipo sobre ella.
Raspar la capa superior	Marque áreas (3 x 3 m ²) raspando en franjas estrechas. Raspe 1 cm de la parte superior de cada área.
Retirar el material raspado	Lleve el material raspado a la plataforma de raspado.
Retirar el equipo Nivelar la superficie de arena	Retire todo el equipo. Use una tabla de raspar o un rastrillo de dientes finos para nivelar la superficie.
Comprobar la profundidad del lecho de arena	Mida la altura desde el borde superior del muro hasta el lecho filtrante.
Dar tiempo para la maduración biológica	La maduración generalmente toma de 1 a 2 días en zonas tropicales (siempre y cuando la limpieza no dure más de 1 día).
Ajustar la velocidad de filtración	Aumente lentamente la velocidad de filtración en

<p>Pasar el agua al sistema de suministro</p>	<p>la unidad raspada, simultáneamente reduzca la velocidad de filtración en los otros filtros sobrecargados, hasta alcanzar la velocidad de operación normal en todas las unidades.</p> <p>Si al segundo día la calidad del agua efluente del filtro recién raspado es aceptable, cierre la válvula (E) y abra la válvula (F) de suministro.</p>
---	--

Como las características de cada planta son diferentes, se debe organizar con el operador un esquema de trabajo que cubra todas las actividades diarias, semanales, mensuales y eventuales. Además, se tiene que desarrollar con el ente administrativo y el operador, un esquema de monitoreo, y diseñar un formato que el operador discutirá semanal o mensualmente con la administración del sistema de abasto.

En la figura 10.10 se ilustra una actividad periódica para cuya correcta ejecución, se requiere la coordinación entre operador, ente administrador y comunidad.

Tabla 10.5. Procedimiento para rearenar un filtro lento de arena.

Actividad	Acciones claves
<p>Raspar la capa superior Drenar el agua del lecho filtrante Extraer la arena</p>	<p>Siga los procedimientos indicados en la tabla 10.4.</p> <p>Abra la válvula de vaciado (D).</p> <p>Dependiendo del tamaño del filtro divida la superficie en varias partes y rearene una por una.</p> <p>Tenga en cuenta que ha retirado 0.30 m y la altura de lecho remanente en el filtro es 0.50 m.</p> <p>Retire la arena de una zona del filtro y colóquela a un lado, no saque la arena gruesa ni la grava.</p>
<p>Rellene el lecho de arena</p>	<p>Rellene con arena limpia el filtro, utilizando la almacenada en la caseta, hasta alcanzar una altura de 0.30 m, coloque sobre ésta la que previamente ha amontonado; hasta alcanzar la altura máxima de arena.</p> <p>Continúe el raspado con las otras zonas del filtro, procediendo de igual manera.</p>
<p>Nivelar la superficie de arena</p>	<p>Nivelar la superficie de la arena, de la misma manera que se hace después del raspado</p>
<p>Poner en servicio nuevamente el filtro Dejar madurar el lecho filtrante</p>	<p>Siga el procedimiento indicado en la tabla 10.3.</p> <p>En condiciones tropicales, la maduración después de reponer la arena tomará de 3 a 15 días, dependiendo de la calidad de agua afluente.</p>

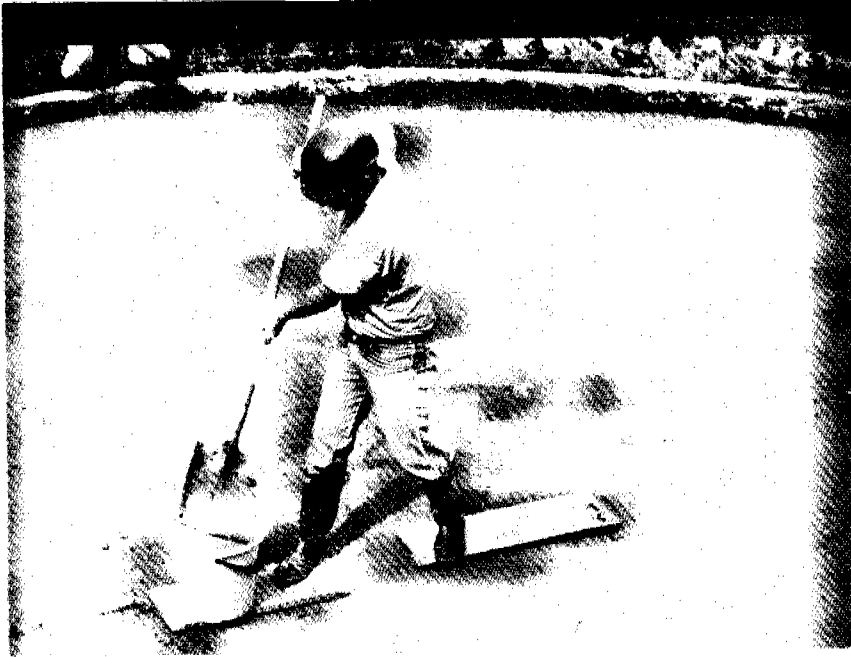


Figura 10.10. Mantenimiento periódico de un filtro lento en arena. Raspado del lecho de arena. La Sirena, Cali, Colombia, 1997.

11. EJEMPLOS DE DISEÑO DE SISTEMAS FiME

En este capítulo se presentan a manera de ejemplo, los parámetros de diseño y dimensiones de tres sistemas de tratamiento que utilizan la tecnología FiME. En cada caso se han considerado aguas crudas de fuentes superficiales con diferentes rangos de calidad, clasificados como bajo, medio y alto, según se estableció en el capítulo 7.

11.1 CALIDAD DE AGUA CON BAJO NIVEL DE RIESGO

11.1.1 Calidad de agua cruda

Después de estudiar las diferentes alternativas de abastecimiento disponibles en la zona del proyecto y con base en los resultados obtenidos de las inspecciones sanitarias con la comunidad y las autoridades del sector de agua y saneamiento, se identificó una fuente superficial de ladera como la mejor opción, dada su calidad y nivel de variabilidad en el tiempo, al igual que la posibilidad de suministro por gravedad. La fuente presenta una cuenca bien protegida, con poca intervención humana y con pequeños asentamientos dedicados al pastoreo; no se identificó minería en la región.

Los datos de monitoreo de la calidad del agua de la fuente, muestran que los cambios hidroclimatológicos en la región (dos períodos de lluvia y dos secos en el año) tienen muy poco impacto en la variabilidad de la calidad y cantidad de agua. En la tabla 11.1, se presentan los valores promedio así como la desviación estándar (DE) para el 95% las muestras.

Tabla 11.1. Calidad de agua en la fuente superficial clasificada con bajo nivel de riesgo.

Parámetro	Promedio; DE	Rango (Mínimo; máximo)	Frecuencia < 95%
Turbiedad (UNT)	2.8; 2.0	0.6; 15	11
Color Real (UPC)	5.4; 3.3	2.0; 21	15
Coliformes Fecales (UFC/100ml)	332; 303	46; 1920	660

11.1.2 Selección del sistema de tratamiento

Con base en los criterios presentados en el Capítulo 7, la calidad del agua presentada en la tabla 11.1 puede ser tratada por una combinación de FGD_i + FLA. El FGD_i se orientará al control de la variación en la turbiedad, particularmente cuando ésta sobrepasa las 10 UNT, mientras que el filtro lento se orientará a la remoción de la contaminación microbiológica.

11.1.3 Parámetros de diseño y dimensionamiento del tratamiento

Para facilitar la interpretación y aplicabilidad de la información, se presenta un ejemplo de diseño para un caudal de 2.0 l/s. Sin embargo, existen experiencias en Colombia tratando agua de fuentes superficiales hasta 25.0 l/s y número de unidades en paralelo superior a dos; por ejemplo 6 u 8, según los criterios de diseño presentados en los capítulos respectivos para cada componente de FiME.

11.2 CALIDAD DE AGUA CON NIVEL MEDIO DE RIESGO

11.2.1 Calidad de agua cruda

La fuente de abastecimiento seleccionada para este ejemplo corresponde a una fuente superficial típica para zonas montañosas. Su cuenca presenta intervención humana, con vertimientos de aguas residuales domésticas provenientes de pequeños asentamientos humanos de sitios campestres y de recreación, localizados aguas arriba del sitio de captación. En la cuenca también se presentan algunas zonas deforestadas con erosión moderada.

La calidad del agua en la fuente es presentada en la tabla 11.3 y corresponde al resultado de un año de monitoreo con frecuencia de una vez cada dos semanas. La información suministrada por la comunidad indica que durante el período de lluvia, ocurren cambios rápidos en la calidad del agua, básicamente asociados con el contenido de sólidos suspendidos, con una duración generalmente inferior a 5 horas.

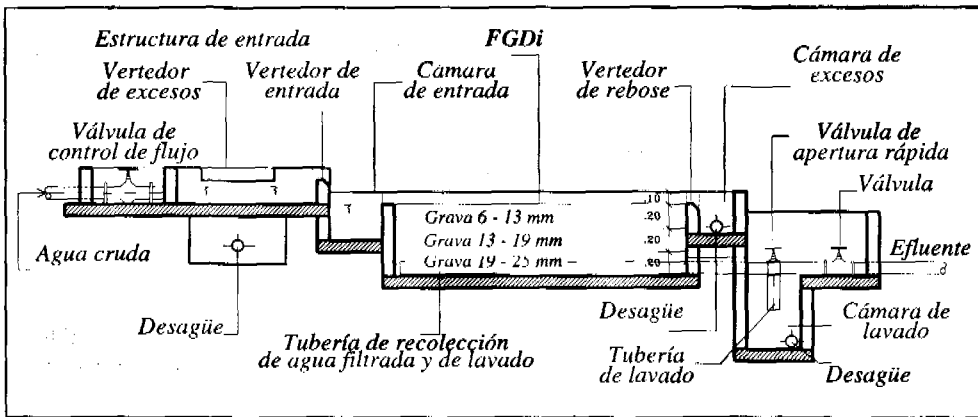


Figura 11.2. Corte longitudinal del filtro grueso dinámico.

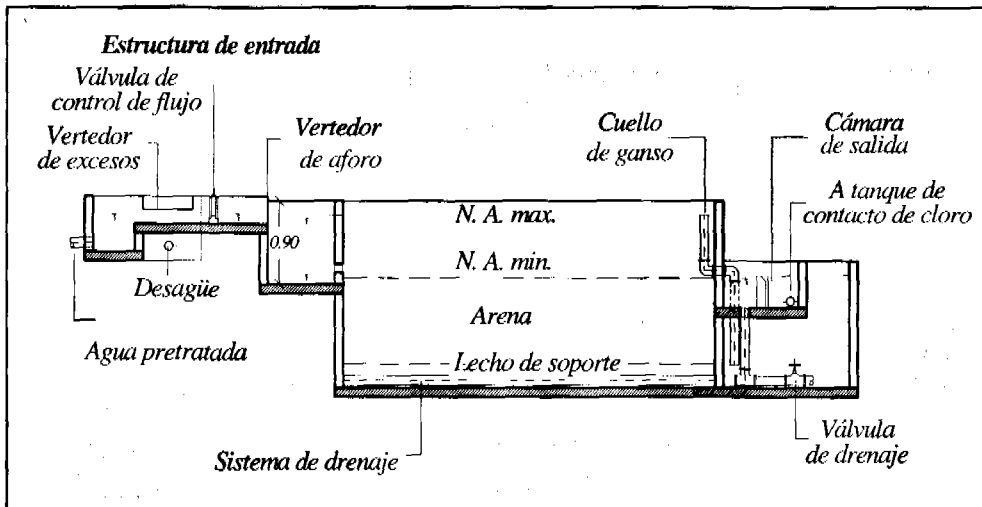


Figura 11.3. Corte longitudinal de un filtro lento en arena.

Tabla 11.3. Calidad de agua en la fuente superficial clasificada con nivel medio de riesgo.

Parámetro	Promedio; DE	Rango (Mínimo; máximo)	Frecuencia < 95%
Turbiedad (UNT)	15.0; 18.0	0.5; 102	50
Color Real (UPC)	19.0; 15.0	4.0; 100	51
Coliformes Fecales (UFC/100 ml)	5896; 11189	240; 69500	11000

11.2.2 Selección del sistema de tratamiento

Para los niveles de contaminación presentados en la tabla 11.3 y con base en los criterios de selección de tecnología FiME expuestos en el capítulo 7, la combinación de FGDi + FGAC + FLA, es la solución de tratamiento propuesta.

Durante los cambios bruscos de calidad en la fuente, el filtro grueso dinámico se orienta a la protección del sistema de tratamiento contra altas concentraciones de sólidos suspendidos, removiendo material particulado principalmente. Durante períodos de estiaje e invierno también contribuye en la remoción de otros elementos como turbiedad, coliformes fecales, hierro y manganeso en menor proporción, según se indica en la tabla 8.3. El filtro grueso ascendente en capas se orienta a la reducción tanto del contenido de sólidos finos como de la contaminación microbiológica y algunos compuestos de naturaleza química.

11.2.3 Parámetros de diseño y dimensionamiento del sistema

En la tabla 11.4 se resumen los parámetros de diseño utilizados así como las dimensiones de las unidades y características de lecho filtrante. La figura 11.4 presenta la planta general del sistema de tratamiento y la figura 11.5, detalles del FGAC. No se incluye corte esquemático del FLA, pues sus características son similares a los indicados en la figura 11.3.

Tabla 11.4. Parámetros de diseño y dimensiones de una planta FiME que trata agua superficial clasificada en el nivel medio de riesgo.

Item	FGDi	FGAC	FLA
Características generales			
Velocidad de filtración (m/h)	2.00	0.45	0.15
Caudal (l/s)	2.00	2.00	2.00
Area superficial (m ²)	3.60	16	48
Número de unidades en paralelo	2	2	2
Dimensiones por unidad			
Largo (m)	2.70	4.00	5.70
Ancho (m)	3.60	4.00	4.20
Altura total (m)	0.70	1.40	1.90
Lecho filtrante			
Material	Grava	Grava	Arena
Longitud total (m). Incluye lecho de soporte. Ver detalles de los lechos filtrantes y de soporte en los capítulos 8, 9 y 10.	0.6	1.00 (1)	1.05
Diámetro (mm)	6.0-25.0	1.6-25.0	Cu = 3.0 d ₁₀ = 0.20

11.3 CALIDAD DE AGUA CON ALTO NIVEL DE RIESGO

11.3.1 Calidad de agua cruda

La fuente de abastecimiento corresponde a un río típico de valle, con caudal promedio anual de 140 m³/s. Su calidad esta afectada por dos períodos de lluvia, caracterizados por deterioro en sus parámetros físicoquímicos y microbiológicos y dos períodos secos, donde la calidad mejora desde el punto de vista físico principalmente.

El río recibe aguas residuales sin tratamiento, de poblaciones medianas y pequeñas asentadas aguas arriba del sitio de captación. Adicionalmente, existen ríos afluentes que durante los períodos de lluvia arrastran gran cantidad de material suspendido y disuelto.

Los datos de la calidad del agua del río son presentados en la tabla 11.5, los cuales se basan en cinco años de muestreo con frecuencia semanal, realizados en una estación de investigación localizada cerca a la captación del sistema de abastecimiento de la localidad.

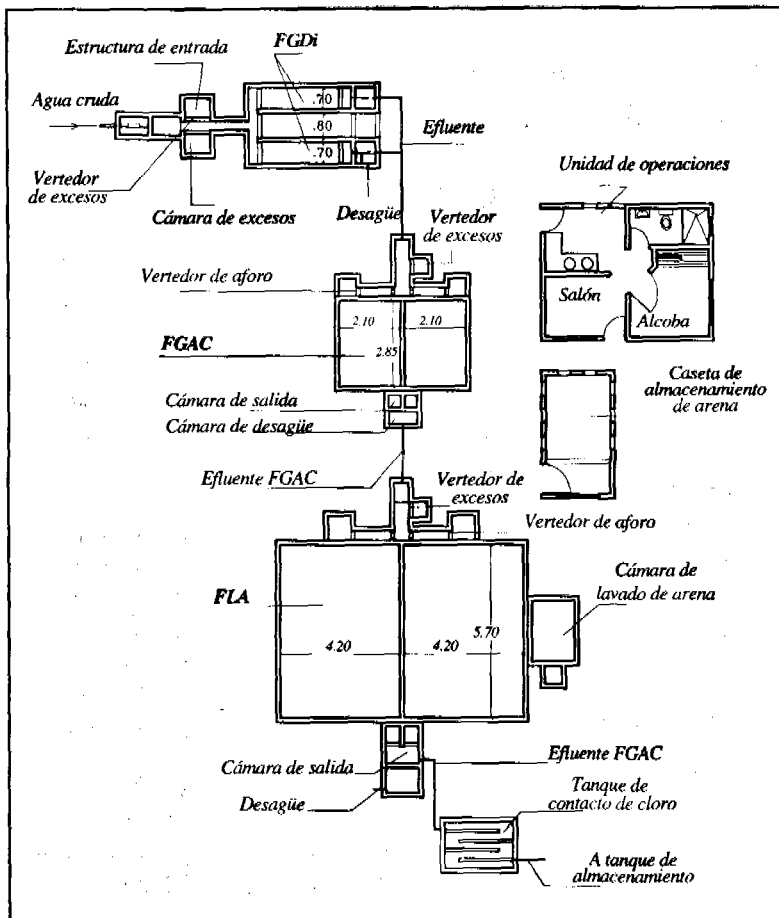


Figura 11.4. Planta general del sistema FiME para tratar aguas superficiales clasificadas con nivel medio de riesgo.

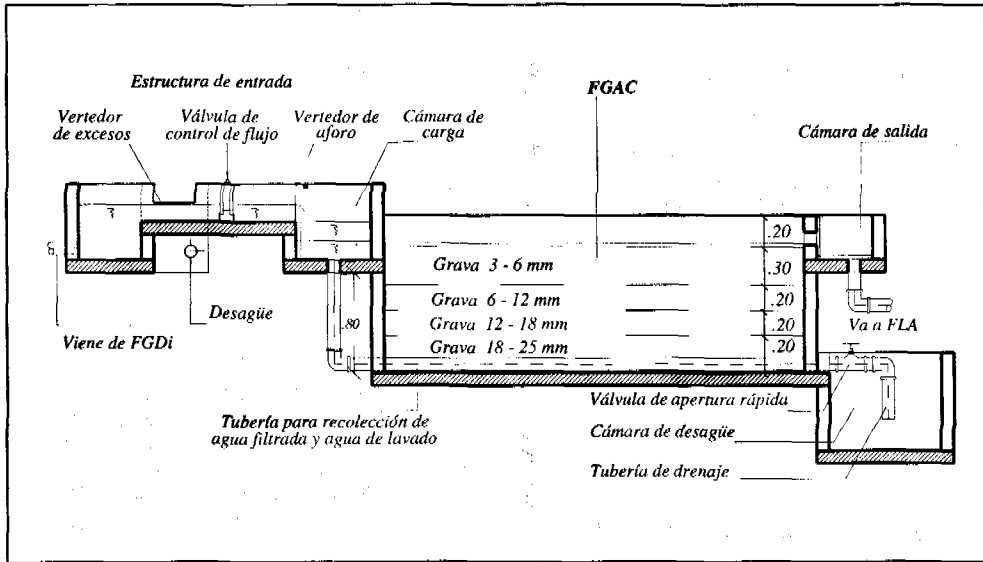


Figura 11.5. Corte longitudinal de un filtro grueso ascendente en capas.

Tabla 11.5. Calidad de agua cruda en la fuente superficial con alto nivel de riesgo.

Parámetro	Promedio; DE	Rango (Mínimo; máximo)	Frecuencia < 95%
Turbiedad (UNT)	65; 62	18; 780	90
Color Real (UPC)	32; 17	12; 140	38
Coliformes Fecales (UFC/100 ml)	15300; 7200	3200; 125000	18000

11.3.2 Selección del sistema de tratamiento

Debido a la pobre calidad del agua cruda, tanto en los parámetros físicos como bacteriológicos, es recomendable utilizar mayor número de barreras de tratamiento que en los casos anteriores. En este sentido, como se indica en el Capítulo 7, la selección recomendada para este sistema es una combinación de FGDí + FGAS3 + FLA, adoptando una velocidad de filtración de 0.3 m/h. La selección de este sistema está soportada con los resultados obtenidos de la evaluación a diferentes combinaciones de FiME, llevadas a cabo en la estación de investigación adyacente.

11.3.3 Parámetros de diseño y dimensiones

En la tabla 11.6 se resumen los parámetros de diseño utilizados así como las dimensiones de las unidades y características de lecho filtrante. En la figura 11.6 se ilustra la planta general del sistema de tratamiento y las figuras 11.2, 11.3 y 11.7 contienen detalles de los otros componentes.

Tabla 11.6. Parámetros de diseño y dimensiones de una planta FiME que trata agua superficial clasificada con alto nivel de riesgo.

Item	FGDi	FGAS (3)	FLA
Características generales			
Velocidad de filtración (m/h)	2.0	0.3	0.15
Caudal (l/s)	2.0	2.0	2.00
Area superficial (m ²)	3.6	24	48
Número de unidades en paralelo	2	2	2
Dimensiones por unidad			
Largo (m)	2.70	4	5.70
Ancho (m)	0.70	3	4.20
Altura total (m)	0.70	1.40	1.90
Lecho filtrante			
Material	Grava	Grava	Arena
Longitud total (m) Incluye lecho de soporte. Ver detalles de los lechos filtrantes y de soporte en los capítulos 8, 9 y 10.	0.6	3.6 (1)	1.05
Diámetro (mm)	6.0-25	1.6-25	Cu = 3.0 d ₁₀ = 0.20

(1) El análisis crítico de la información de calidad de agua, posibilitará disminuir o aumentar la altura de lecho de grava. Alturas de lecho mayores a las indicadas requieren mayor frecuencia de mantenimiento y mayor tasa de lavado.

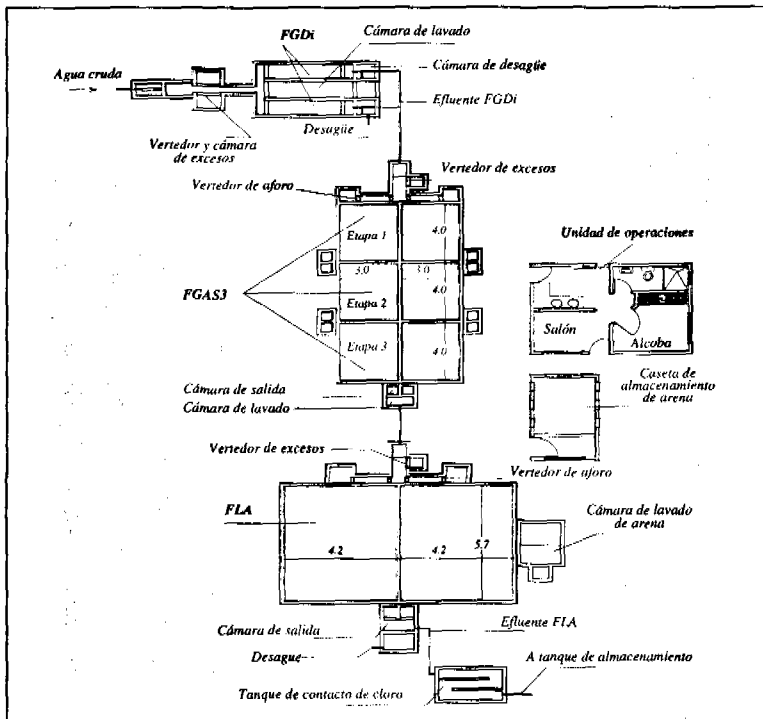


Figura 11.6. Planta general del sistema FiME para tratar agua de fuentes superficiales clasificadas con alto nivel de riesgo.

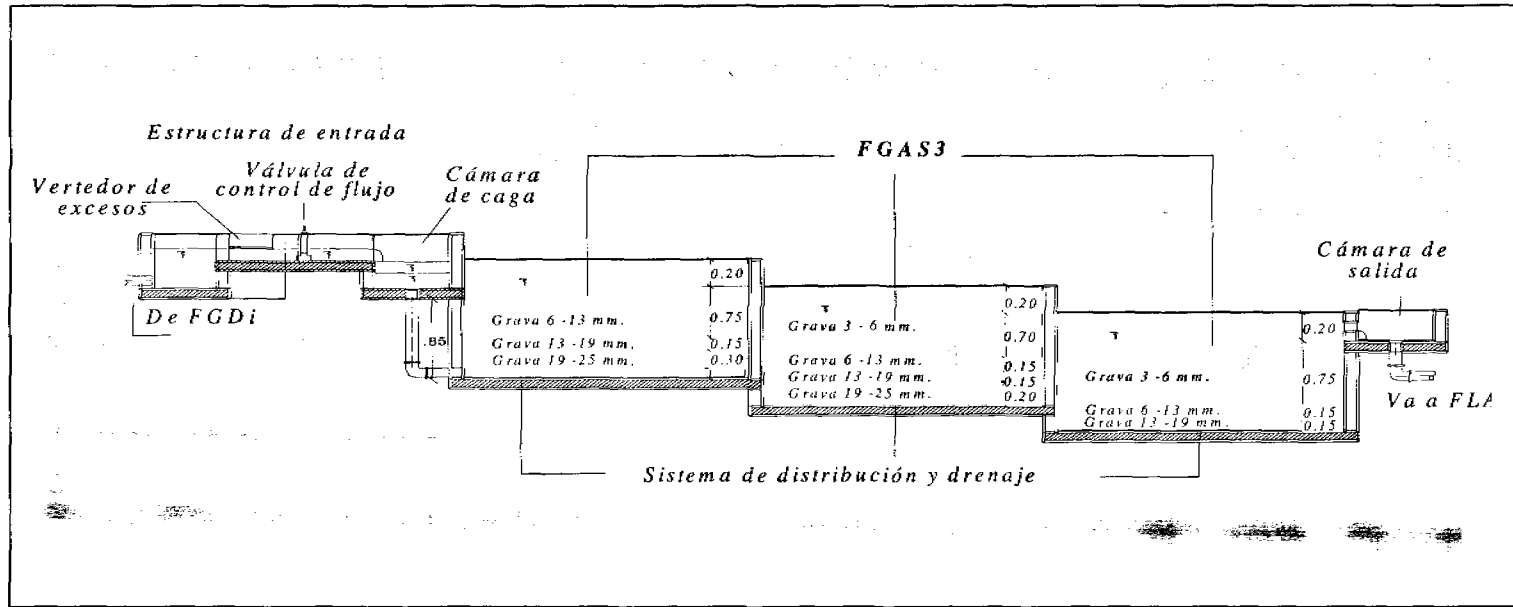


Figura 11.7. Corte longitudinal de un Filtro Grueso Ascendente en Serie de tres etapas.

11.4 CONSIDERACIONES FINALES

Además de las etapas de FiME aquí consideradas, se recomienda incluir la desinfección como barrera de seguridad. En tal sentido, la dosificación de cloro y el dimensionamiento del tanque de contacto de cloro previo al tanque o reservorio de agua tratada, deben ser diseñados.

Finalmente, se recomienda al lector adoptar una actitud metódica, crítica y creativa a través del desarrollo de un proyecto de mejoramiento de calidad de agua, no solamente al utilizar FiME sino cualquier otra tecnología, teniendo presente que el objeto final de su trabajo se orienta a contribuir a mejorar la calidad de vida en asentamientos humanos.

12. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AHSAN, T. (1995). Process Analysis and Optimization of Direct Horizontal-flow Roughing Filtration. IHE, Delft. A.A. Balkema Publishers.

ARBOLEDA, J; VILLAQUIRAN, H. (1982). Comparación de Costos entre Plantas de Potabilización de Agua Convencionales y Plantas de Tecnología Latinoamericana. ACODAL 106-109. Cali, Colombia.

ARBOLEDA, J. (1993). Teoría y Práctica de la Purificación del Agua. Acodal. Bogotá, Colombia.

AWWA. (1990). Water Quality and Treatment. McGraw Hill, Inc. New York, USA.

ASCE, AWWA. (1990). Water Treatment Plant Design. Second Edition. McGraw Hill, INC. New York, USA.

BAKER, M.N. (1948). The Quest for Pure Water. Journal AWWA, vol 1. Denver, USA.

BELLAMY, W.D.; SILVERMAN, G.P. AND HENDRICKS, D.W. (1985). Filtration of Giardia Cysts and Other Substances. Vol. 2. Slow Sand Filtration. EPA-600/2-85/026. Water Engineering Research Laboratory. 304pp. Cincinnati, Ohio. USA

BELLAMY, W.D.; HENDRICKS, D.W. AND LOGSDON, G.S. (1985). Slow Sand Filtration: Influences of Some Selected Process Variables. Journal AWWA, 77 (12), 62 - 66. USA.

BREUSER, H.N.C. (1988). Lecture Notes On Sediment Transport 1. IHE, International Institute for Hydraulic Infrastructure and Environmental Engineering. Delft, The Netherlands.

BRYANT, E.A. AND FULTON G.P. (1992). Disinfection Alternatives for Safe Drinking Water. New York, Van Nostrand Reinhold, 518. USA.

CAMP, T.R. (1964). Theory of water filtration. Journal ASCE. Vol 90 No. SA4. USA.

CANEPA, L. (1982). Filtros de Arena en Acueductos Rurales. Informe Final. CEPIS/OMS/OPS. Lima, Perú.

CINARA. (1989). Proyecto Integrado de Investigación y Demostración en Filtración Lenta en Arena. Informe Final. Versión resumida. Cali, Colombia.

CASTILLA, A.; Smet, J.E.M. (1989). "Titled plate settling". In: Smet, J.M.E. and Visscher, J.T (ed). Pre-treatment methods for community water supply: and overview of techniques and present experience. The Hague, The Netherlands, IRC international Water and Sanitation Centre. p. 75-91. Cali, Colombia.

CINARA, IRC. (1992). Proyecto Integrado de Investigación y Demostración de Métodos de Pretratamiento para Sistemas de Abastecimiento de Agua. Informe final. Fase I. Cali, Colombia.

CINARA, IRC. (1996). Proyecto Integrado de Investigación y Demostración de Métodos de Pretratamiento para Sistemas de Abastecimiento de Agua. Fase II. Cali, Colombia.

CINARA, IRCWD. (1988). Proyecto de Promoción de la Tecnología HRF en Colombia: Informe final. Cali, Colombia.

CLEASBY, J.L.; HILMOE, D.J. AND DIMITRACOPOULUS, C.J. (1984). Slow Sand and Direct In-Line Filtration in surface Water. Journal AWWA. 76 (12):44. USA.

CLEASBY, J.L.; HILMOE, D.J. ; DIMITRACOPOULUS, C.J. AND DIAZ - BASSIO,

L.M. (1984). Effective Treatment Methods for Small Water Supplies. Repor EPA - 600/S2-84-088. United States Environmental Protection Agency. USA.

CLEASBY, J.L. (1991). Source Water Quality and Pretreatment Options for Slow Sand Filters. Chapter 3 in: Task Committee on Slow Sand Filtration. New York. USA.

COLEY N. (1989). From Sanitary Reform to Social Welfare. In: Chant C, ed. Science, Technology and Every Day Life. Routledge & Open University; 271. London, United Kingdom.

COLLINS, M.R ET AL . (1985). Removal of Organic Matter in Water Treatment. Journal of Environmental Engineering. Vol. III. No. 6. USA.

COLLINS, M.R.; Eighmy, T.T. and Malley, J.P. (1991). "Evaluation Modifications to Slow Sand Filters". In Journal of the American Water Works Association. Vol. 83. No 9. p. 62-70. USA.

CRAUN, G.F. (1988). Surface Water Supplies and Health. Journal AWWA. February. USA.

CRAUN, G.F. (1993). Safety of Water Disinfection: Balancing Chemical & Microbial Risks. ILSI Press. Washington, D. C. USA.

CRAUN, G.F., BULL, R.J., CLARK, R.M., DOULL, J. GRADOW, W., MARSH, G.M. OKUN, D.A., REGLIS S., SOBSEY M.D. AND SYMONS J.M. (1994). Balancing Chemical and Microbial Risk of Drinking Water Disinfection, Part I. Benefits and Potential Risks. Journal Water SRT-Aqua Vol 43, No 4, pp 192-199. USA.

CRAUN G.F, REGLIS S, CLARK R.M., (1994). Balancing Chemical and Microbial Risks of Drinking Water Disinfection, Part II. Managing the Risks. Journal Water SRT-Aqua; 43(5):207. USA.

CRUZ, C. (1997). Process Analysis and Optimization of Upflow Multilayer Gravel Bed Flocculation. Protocolo de Doctorado. Cinara, IHE. The Netherlands.

Di BERNARDO, L. (1991). Water Supply Problems and Treatment Technologies en Developing Countries of South America. Journal Water SRT-Aqua. Vol. 40, No. 3. USA.

Di BERNARDO, L. (1993). Métodos e Técnicas de Tratamento de Água. Volumen I y II, ABES, Rio de Janeiro, Brasil.

DI BERNARDO, L. AND ESCOBAR, A. (1996). Influence of Sand Uniformity Coefficient in Slow Sand Filtration Performance. In: Advances in Slow Sand and Alternative Biological Filtration. Edited by Nigel Graham and Robin Collins. John Wiley & Sons. London, United Kingdom.

DNP. (1991). Agua Potable y Saneamiento Básico. Plan de Ajuste Sectorial: Segunda Fase 1991-1994. Documento DNP-2532-UDU, Santa Fé de Bogotá, Colombia.

ELLIS, K.V. (1985). Slow Sand Filtration. C.R.C. Critical Reviews in Environmental Control. Department of Civil Engineering, University of Technology. Vol. 15. Pag. 315 - 328. United Kingdom.

ENGELS, C. AND POGGENBURG, W. (1989). "Riverbank Filtration". In: Pre-treatment Methods for Community Water Supply. The Hague, The Netherlands, IRC International Water and Sanitation Centre. p. 5-14.

ESREY, S. (1990). Beneficios para la Salud procedentes de las Mejoras en los Sistemas de Abastecimiento de Agua y Saneamiento: Encuesta y Análisis de Literatura sobre Determinadas Enfermedades. Informe Técnico WASH No. 66. USA.

FOX, K.R.; GRAHAM, N.J.D. AND COLLINS, M.R. (1994). *Slow Sand Filtration Today: An Introduction Review*. In: *Slow Sand Filtration. An International Compilation of Recent Scientific and Operational Development*. De. by. Collins, M.R. and Graham, N.J.D. AWWA, USA.

GALVIS, G. (1981). *A Study of Some of the Factor Affecting Biomass - Liquid Separation in the Activated Sludge Process*. MSc. Public Health Engineering. University of Newcastle upon Tyne.

GALVIS, A.; FERNANDEZ, J.; URIBE, I.E. (1988). *Proyecto Integrado de Investigación y Promoción de la Filtración Lenta en Arena. Costo de Plantas de Filtración Lenta en Arena*. Universidad del Valle. Cali, Colombia.

GALVIS, G. Y VISSCHER, J.T. (1987). *Participación y Perspectivas de la Universidad del Valle en el Desarrollo del Proyecto de Filtración Lenta en Arena (FLA)*. Proceedings of the International Seminar on Simple Water Treatment Technology. ACODAL. Cali, Colombia.

GALVIS, G., VISSCHER, J.T. (1989). *Proyecto Integrado de Investigación y Demostración en Filtración Lenta en Arena. Informe Final. Versión Resumida*. CINARA, Colombia/IRC, The Hague. Cali, Colombia.

GALVIS, G. Y FERNANDEZ, J. (1991). *Manual de Diseño, Operación y Mantenimiento de Filtros Gruesos Dinámicos. Versión Preliminar*. Cinara - IRCWD. Cali, Colombia.

GALVIS, G.; FERNANDEZ, J. and WEGELIN, M. (1992). *El Filtro Grueso Dinámico, Facilitando el Mejoramiento de la Calidad del Agua*. Revista AODAL No. 150. Santa Fé de Bogotá, Colombia.

GALVIS, G.; FERNANDEZ, J. AND VISSCHER J.T. (1992). *Comparative Study of different Pretreatment Alternatives. Roughing Filters for Water Treatment*. Workshop in Zurich. Switzerland.

GALVIS, G. (1993). *Abastecimiento de Agua Potable. Primer Simposio Iberoamericano sobre Gestión del Agua*. Pontificia Universidad del Valle. Santafé de Bogotá. Colombia.

GALVIS, G, VISSCHER, J.T; FERNANDEZ, J AND BERON, F. (1993). *Pre-treatment Alternatives for Drinking Water Supply Systems*. Occasional paper 22. The Hague, The Netherlands.

GALVIS G, VISSCHER J.T, LLOYD, B.J. (1994). *Overcoming Water Quality Limitations with the Multi-Barrier Concept. A Case Study from Colombia*. In: Collins M.R., Graham NJD, ed. *Slow Sand Filtration. An International Compilation of Recent Scientific and Operational Developments*. American Water Works Association: 47. Denver, USA.

GALVIS, G.; LATORRE, J.; OCHOA, A.E. AND VISSCHER, J.T. (1996). *Comparison of Horizontal and Upflow Roughing Filtration*. En Conferencia Internacional sobre Mejoramiento de la Calidad del Agua. Cali, Colombia.

GARCIA, M. (1996). *La Participación Comunitaria en Proyectos de Abastecimiento de Agua y Saneamiento*. En Conferencia Internacional sobre Mejoramiento de la Calidad del Agua. Cali, Colombia.

GELDREICH E.E AND CRAUN G.F. (1996). *Multiple Barriers for Protection and Treatment of Drinking Water Supplies: A Proven Method for Preventing Transmission of Waterborne Disease*. In: Craun GF, ed. *Balancing the Microbial and Chemical Risks in Drinking Water Disinfection*. Washington, DC, USA: ILSI Press PAHO/WHO. 1.

GUZMAN, S. (1997). Evaluación de la Filtración Gruesa Dinámica Operando a Tasa Constante y a Tasa Declinante de Filtración. Tesis de Maestría. Universidad del Valle. Cali, Colombia.

HAARHOFF, J. AND CLEASBY J.L. (1991). Biological and Physical Mechanisms in Slow Sand Filtration. Chapter 2. In: Task Committees on Slow Sand Filtration. Slow Sand Filtration. New York.

HABERER, K. DREWS, M. AND WALTENBERG, M. (1984). Entfernung Organischer Wasserinhaltsstoffe bei der Langsandsandfiltration. *Vom Wasser*, 63, 121-140.

HAZEN, A. (1913). *The Filtration of Water Public Supplies*. Jhon Wiley and Sons. New York. 3rd edition. USA.

HENDRICKS, D.W. AND BELLAMY, W.D. (1991). *Microorganism Removals by Slow Sand Filtration*. Slow Sand Filtration. New York.

HESPANHOL, J. (1969). *Investigação sobre o Comportamento e Aplicabilidades de Filtros Lentos no Brazil*. Universidade de São Paulo, Faculdade de Higiene e Saúde Pública. São Paulo, Brazil.

HOFKES, E.H AND VISSCHER, J. T. (1990). Fuentes Renovables de Energía para Sistemas de Abastecimiento de Agua. Documento Técnico No. 23. Traducido por Carlos F. Dierolf. Cali, Colombia.

HRUBEC, ET AL. (1991). Gedrag Van enhele gesubstitueerde benzenene, bestrijdingsmiddel en complexvormerstijdens Langzame Zandfiltratie. In *Aqua* Vol 24, No. 13, pg 348-351.

HUCK, P.M. (1987). Reduction in Organic Levels and Disinfection Demand by Slow Sand Filtration in Western Europe. Department of civil Engineering University of Alberta. Alberta, Canadá.

HUCK, P.M. (1988). Use of Biological Processes in Drinking Water Treatment: Review of European Technology. Vol. 2. Site Visit Reports. Montreal, Canadá.

HUISMAN, L. AND WOOD, W.E. (1974). *Slow Sand Filtration*. World Health Organization, Geneva.

ILSI. (1993). International Life Sciences Institute. *Safety of Water Disinfection: Balancing Chemical and Microbial Risks*. Edited by G. F. Craun. USA.

INSFOPAL. (1982). Encuesta Plantas Potabilizadoras. ACODAL

INSFOPAL. (1982). Modelo de Costos. Metodología de Costos Unitarios para Plantas de Tratamiento Convencionales. Bogotá, Colombia.

IRC. (1995). *Water and Sanitation Rural*

IRC, CINARA. (1992). Filtración Lenta en Arena. Tratamiento de Agua para Comunidades. Planeación, Diseño, Construcción, Operación y Mantenimiento. Cali, Colombia.

IVES, K.J. (1957). Algae and Water Supplies, Physical Removal of Algae, *Water Engineer*. 61. 432.

JORDEN, R.M. (1963). Electrophoretic Studies of Filtration. *Journal AWWA*, 55 (6), 771 - 782. USA.

JOSHNET, N.S., KELKAR, P.S.; DHAGE, S.S.; PARAMASIVAN, R. AND GADKARI, S.K. (1982). Water Quality Changes during Slow Sand Filtration. *Indian Journal of Environmental Health*, 24 (4) 261-266.

KING, H. W., WISLER, C. O., WOODBURN J. G. (1988). Hidráulica, Tercera Edición, Editorial Trillas, México.

LATORRE, J. (1994). Performance Evaluation of Dynamic Roughing Filtration. Msc Thesis Report, IHE Delft, The Netherlands.

LATORRE, J.; GALVIS, G. AND VISSCHER, J.T. (1996). Performance Evaluation of Dynamic Roughing Filtration. En Conferencia Internacional sobre Mejoramiento de la Calidad del Agua. Cali, Colombia.

LLOYD, B. (1974). Functional Microbial Ecology of Slow Sand Filters. Ph.D. Thesis Report. University of Surrey. Inglaterra.

LLOYD, B.; PARDON, M. AND BARTRAM, J. (1987). The Development and Evaluation of a Water Surveillance and Improvement Programme for Peru. Paper present at the American Society of Civil Engineers International Conference on Resource Mobilization for Drinking Water Supply in Developing Nations. San Juan, Puerto Rico.

LLOYD, B., GALVIS, G., EUDOVIQUE, R. (1991). Evaluation of Multiple Barrier Drinking Water Treatment System for Surface Water Sources. 20th Caribbean Water Engineer's Conference. Cayman.

LLOYD, B., HELMER, R. (1991). Vigilancia y control de la calidad de agua para consumo humano en la zona rural. Publicado para la WHO y UNEP por Logman Scientific and Technical.

LLOYD, B. (1996). La Vigilancia y Control de la Calidad del Agua: El Desarrollo de una Herramienta de Gestión en el Sector. En Conferencia Internacional sobre Mejoramiento de la Calidad del Agua. Cali, Colombia.

Mc CONNELL, L.J. (1984). Evaluation of the Slow Rate Sand Filtration Process for Treatment of Drinking water Containing Viruses and Bacteria. M.Sc. Thesis, Utah State University. Logan, Utah.

MDF. (1992). Management for Development Foundation. Sustainability of Projects. The Netherlands.

METCALF AND EDDY. (1979). Wastewater Engineering: Treatment Disposal Reuse. McGraw Hill Book Co. New York, USA.

MINISTERIO DE SALUD. (1983). Decreto 2105. República de Colombia.

OKUN, D. A. (1991). Best Available Source. Journal AWWA, March 1991, U.S.A.

OMS. (1993). Guías de Calidad de Agua para Consumo Humano. Recomendaciones. Volumen I. Gineva.

PARAMASIVAN, R.; MHAISALKAR, V.A.; SUNDARESAN, B.B. (1984). Slow Sand Filtration and Appropriate Technology. 10 WEDC Conference: Water and Sanitation in Asia and the Pacific, 1983. Singapore.

PARDON, M. (1987). Consideraciones, Desarrollo y Evaluación de un Sistema de Tratamiento que Implementa la Filtración Gruesa de Flujo Vertical en Gravas. Lima Perú.

PAVONI, J.L., TENNY, M.W. AND ECHELBERGER, W.F. Jr. (1972). Bacterial Exocellular Polymers and Biological Flocculation. Journal Water Pollution Control Federation, 44 (3), 414 - 418.

PEREZ, J., PARDON, M. LAVADO, I., VARGAS, C. (1985). Informe Preliminar de la Investigación sobre Prefiltros de Grava. CEPIS/OPS/OMS. Lima, Perú.

PYPER, G.R. AND LOGSDON, G.S. Slow Sand Filter Design. (1991). In: Slow Sand Filtration. Task Committee on Slow Sand Filtration of the Water Supply. Committee of The Environmental Engineering Division of The ASCE. Edited by Gary Lodsdon. USA.

PONTIUS, W.P. (1990). Journal AWWA;82(2):31. USA

RACHWAL, A. J., BAUER, M. J. AND WEST, J.T. (1988). *Advanced Techniques for Upgrading Large Scale Slow Sand Filters*. In: Slow sand filtration: Recent Developments in Water Treatment Technology. Edited by Grahan, N.J.D.London. United Kingdom.

REID, G. (1982). *Appropriate Methods of Treating Water and Waste Water in Developing Countries*. USA.

REIFF, F. (1988). *Desinfección del Agua Potable con una Mezcla de Gases Oxidantes Productos in Situ*. (Moggod). Boletín Oficina Sanitaria Panamericana, 105, 4, 371 - 389.

REIFF, F. AND WIN, V. (1995). *Guías para la Selección y Aplicación de Tecnologías de Desinfección del Agua para Consumo Humano en Pueblos pequeños y Comunidades Rurales en América Latina y el Caribe*. Washington, D.C. USA.

RIDLEY, J.E. (1967). *Experience in the Use of Slow Sand Filtration Double Sand Filtration and Microstraining*. Prac. Soc. Water. Treat. Exam. 16, 170pp

RINCON, D. (1996). *Estudio Comparativo del Impacto de los Filtros Gruesos Dinámicos operando a tasa Declinante y a Tasa Constante Sobre la Calidad del agua*. Reporte de Tesis, Universidad del Valle.

ROOK J.J. (1974). *Formation of Haloforms During Chlorination of Natural Waters*. Water treatment and Examination 1974;23(2):234.

SALAZAR E, ALEGRE M, RODRIGEZ M, CARRIÓN P, NORA R. (1993). *The Peruvian Cholera Epidemic and the role of Chlorination in its Prevention*. In: G.F. C, ed. *Safety of Water Disinfection*. Washington, DC: ILSI Press: 401. USA.

SIMS, R.C. AND LLOYD, A.S. (1991). *Slow Sand Filtration: Present Practice in the United States*. Chapter 1. In: Task Committee on Slow Sand Filtration. *Slow Sand Filtration*. New York. USA.

SLEAZAK, L.A., SIMS, R.E. (1984). *The Application and Effectiveness of Slow Sand Filtration in the United States*. Journal AWWA, 76. USA.

SPENCER, C; COLLINS, M. (1991). *Water Quality Limitations to the Slow Sand Filters*. Slow Sand Filtration workshop.

SUNDARESAN AND PARAMASIVAN. (1982). *Slow Sand Filtration. Research and Demonstration Project. Final Report NEERI - CIR*. India.

TARAS. (1981). *The Quest for Pure Water: The History of Water Purification From The Earliest Records to The Twentieth Century*. Second Edition. Volume II. Denver. Co, USA, AWWA.

TOMS, L.P. AND BAYLEY, R.G. (1988). *Slow Sand Filtration: and Approach to Practical Issues*. Chapter of Slow Sand Filtration: Recent Developments in Water Treatment Technology. Ellis Horwood, London, England.

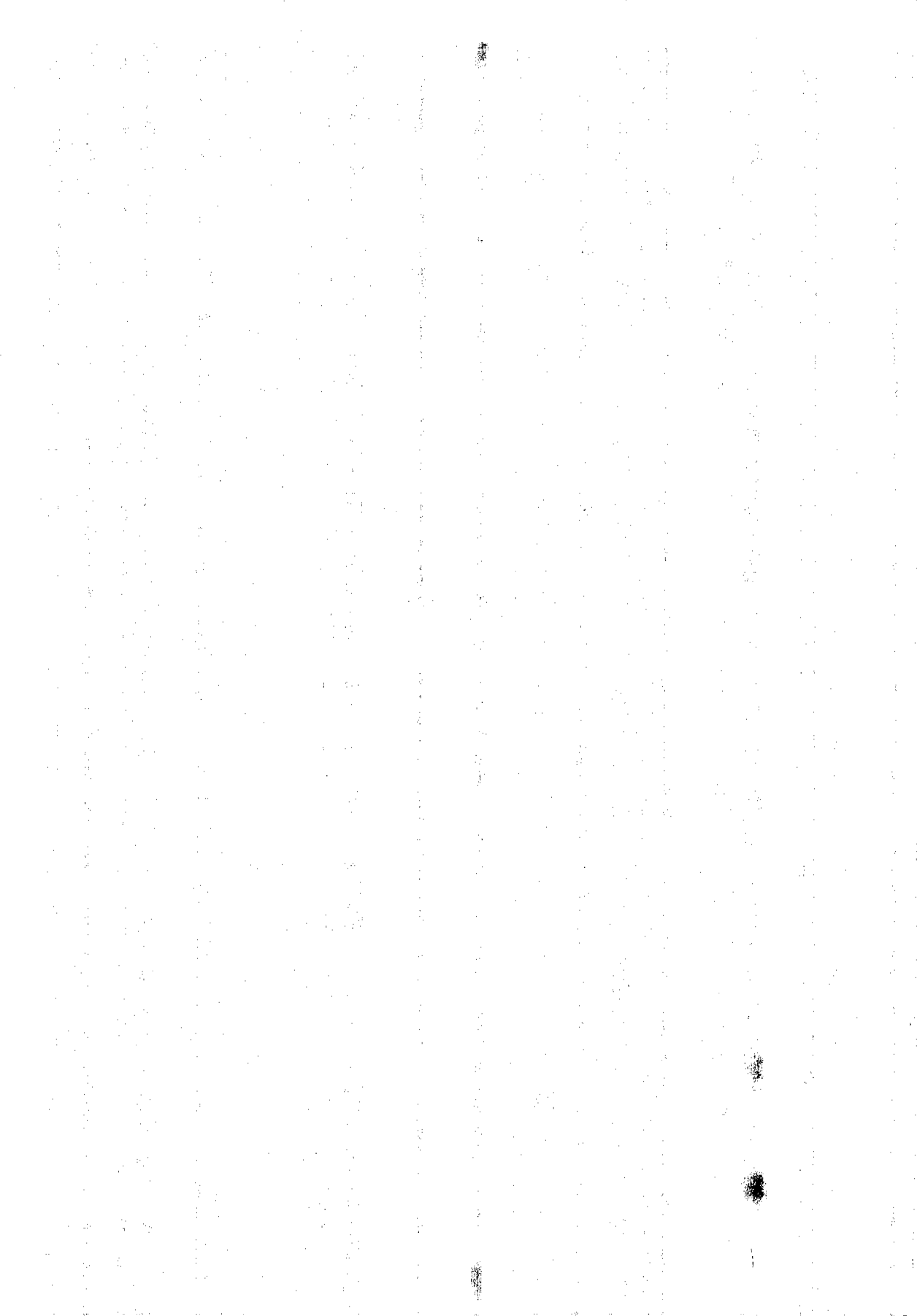
TSS. (1987). *Ten States Standards. Recommended Standards for Water Works*. Albany. New York. Great Lakes - Upper Mississippi Board of State Sanitary Engineers. USA.

UNDP. (1990). *UNITED NATIONS DEVELOPMENT PROGRAMME (UNDP). The New Delhi Statement. Global Consultation on Safe Water and Sanitation for the 1990's*. New Delhi, India. United Nations Development Programme. New York. USA.

- VISSCHER, J.T.; PARAMASIVAN, R.; RAMAN, A. AND HEIJNEM, H.A. (1987). Slow Sand Filtration for Community Water Supply. Planning, DEsing, Construction, Operation and Maintenance. Technical Paper No 24. IRC. 149pp. The Hague. The Netherlands.
- VISSCHER, J.T., GALVIS, G. (1992). Slow Sand Filtration and Essential component in Many Multibarrer Water Treatment Systems. IRC, CINARA, Cali, Colombia.
- VISSCHER, J.T. (1993). Informe Interno. linternacional Water and Sanitation Centre IRC. The Hague, The Netherlands.
- VISSCHER, J.T.; QUIROGA E.; GARCIA, M.; MADERA C., BENAVIDES A. (1996). En la Búsqueda de un Mejor Nivel de Servicio. Evaluación Participativa de 40 sistemas de Agua y Saneamiento en la República de Ecuador. Convenio SSA-CARE-ETAPA-IRC-CINARA. Serie de Documentos Ocasionales No. 30 IRC.
- VROM. (1995). Water and Sanitation for All: A world Priority. Volume 1: A Developing Crises; Volume 2: Achievements and Challenges, Volume 3 No More Business as Usual. Ministry of Housing Spatial Planning and the Environment, The Hague, The Netherlands, 1995.
- WARNER, D.B. (1990). New Roles for Monitoring and Evaluation on Water Supply and Sanitation. Genova, 26.
- WASH. (1993). Lecciones Aprendidas en Materia de Agua y Saneamiento. USAID. Washington. USA.
- WEGELIN, M. (1986). Horizontal Flow Roughing Filtration (HRF) Design, Construction and Operation Manual IRCWD. Report No. 06/86. Duebendorf, Switzerland.
- WEGELIN, M. SCHERTENLEIB R. BOLLER M. (1991). The Decade of Roughing Filters-Development of Rural Water Treatment Process for Developing Countries. Journal Water SRT-Aqua, Vol 40, n 5, Pag 304-316.
- WHITE, A. (1982). Community Participation in Water and Sanitation: Concepts, Strategies and Methods. Technical Paper Series No. 17. The Hague. The Netherlands.
- WHO. (1983). Minimun Evaluation Procedures for Water Supply and Sanitation Projects. Document No. ETS/83.1 CDD/OPAS/83.1. Switzerland.
- WHO. (1993). Guidelines for Drinking-Water Quality. (2 ed.) Ginebra: OMS, 1993:188.
- WHO. (1996). Guidelines for Drinking Water Quality: Health Criteria and other Supporting Information. Second Edition. Volume II. Geneva.
- WHO, UNICEF. (1996). Water Supply and Sanitation Sector Monitoring Report. Sector Status as of 31 December 1994.
- WIJK-SIJBESMA, C. VAN. (1985). Participation of Women in Waster Supply and Sanitation: Roles and Realuties. Technical Paper 22. The Hague, The Netherlands.
- WIJK-SIJBESMA, C. VAN. (1986). What Price Water? User Participation in Paying for Community Based Water Supply. Ocasional Paper Series IRC. The Hague, The Netherlands.
- WINDLE-TAYLOR. (1974) 45 th Report on Results of Bacteriological Chemical and Biological Examination of London's Water for the Year 1971 - 1973. Metropolitan Water Board. London, U.K.
- WOLMAN, A. (1981) Prologue: In the Quest for Pure Water, ed. By MJ Taras; AWWA, American Water Works Association: Denver, pp vii - xvii.

YAO, K. M., HABIBIAN, M.T. AND O'MELIA., C.R. (1971). Water and Wastewater Filtration: Concepts and Applications. Environmental Science and Technology. Vol. 5. No. 11.

ANEXOS



ANEXO I

FORMATO DE SEGUIMIENTO EN PLANTAS DE TRATAMIENTO POR FILTRACIÓN EN MÚLTIPLES ETAPAS

CONDICION ACTUAL	CONDICION PREVISTA	CONDICION PREVISTA
<p>Calidad del agua Medir los parámetros de calidad en los siguientes puntos de acuerdo con lo señalado en el esquema del sistema incluido en el libro de registro del operador.</p> <p>Turbiedad (UNT) 1 _____ 3 _____ 8 _____ 13 _____ 14 _____ 15 _____ Red _____</p> <p>Color (UC) 1 _____ 15 _____</p> <p>Coliformes fecales (UFC/100 ml) 1 _____ 8 _____ 15 _____ Red _____</p>	<p>N<70 UNT N<50 UNT N<10 UNT <5 UNT <5 UNT <5 UNT <5 UNT</p> <p>N<40 UC <15 UC</p> <p>N<2000 UFC/100 ml <1000 UFC/100 ml <1 UFC/100 ml <1 UFC/100 ml</p>	<p>Revisar la cuenca. Revisar filtro dinámico. Revisar filtros gruesos. Revisar filtros lentos. Revisar tanque de almacenamiento. Revisar tanque de almacenamiento. Revisar red de distribución, ubicar puntos de contaminación. Avisar a la comunidad, buscar apoyo.</p> <p>Revisar la cuenca. Revisar la planta y tanque.</p> <p>Revisar la cuenca. Revisar filtros gruesos. Revisar planta de tratamiento y tanque. Revisar tanque de contacto de cloro y red de distribución, avisar a la entidad administradora y a la comunidad.</p>
<p>La Entidad Administradora ha efectuado visitas semanales a la planta de tratamiento para supervisar la labor del operador y brindar apoyo Sí () No ()</p>	<p>Sí</p>	<p>Conversar con la entidad administradora, resaltando la importancia del acompañamiento al trabajo del operador.</p>
<p>Caudal de la planta _____ l/s</p>	<p>N<Qd</p>	<p>Revisar la planta, red de distribución. Buscar la causa del problema y la solución. Discutir con la entidad administradora/comunidad.</p>
<p>¿Qué labores de mantenimiento ha efectuado en los componentes del sistema de tratamiento? Filtro dinámico: Lavado cada _____ días Filtros gruesos: Lavado semanal _____ Mensual _____ Filtros lentos: Raspado cada _____ meses Otros (): ¿Cuáles?: _____</p>	<p>N>3 días¹ Semanal y mensual¹ N>30 días</p>	<p>Buscar la causa de que no se estén efectuando las labores de mantenimiento de acuerdo con las recomendaciones. Discutir con la entidad administradora, el operador y la comunidad. Dar capacitación para que se haga el mantenimiento adecuado.</p>
<p>Actualmente las unidades operan con velocidad de filtración: Filtro dinámico: _____ m/h Filtros gruesos: _____ m/h Filtros lentos: _____ m/h</p>	<p>3 m/h 0.60 m/h 0.15 m/h</p>	<p>Buscar las causas de sobrecarga o reducción en el caudal. Si el problema es reducción de caudal, comparar con la rutina de mantenimiento y determinar la necesidad, incrementar frecuencia. Discutir con la entidad administradora/operador/comunidad, e implementar correctivos.</p>
<p>Actualmente las unidades presentan pérdidas de carga de: Filtros gruesos: 6 _____ cm 7 _____ cm Filtros lentos: 11 _____ cm 12 _____ cm</p>	<p>N<0.10 m N<0.70 m</p>	<p>Establecer causa e implementar correctivos. Revisar libro de registros del operador. Comparar con el mantenimiento; si es necesario, aumentar frecuencia en las labores de mantenimiento.</p>

N: Valor de la condición Qd: Caudal de diseño

¹ Esta frecuencia de mantenimiento puede incrementarse en época de invierno. Si se ha incrementado, buscar la causa y establecer conveniencia para el funcionamiento del sistema.

Fecha: _____

Responsable: _____

Sitios de muestreo (Ver Figura A1-1)

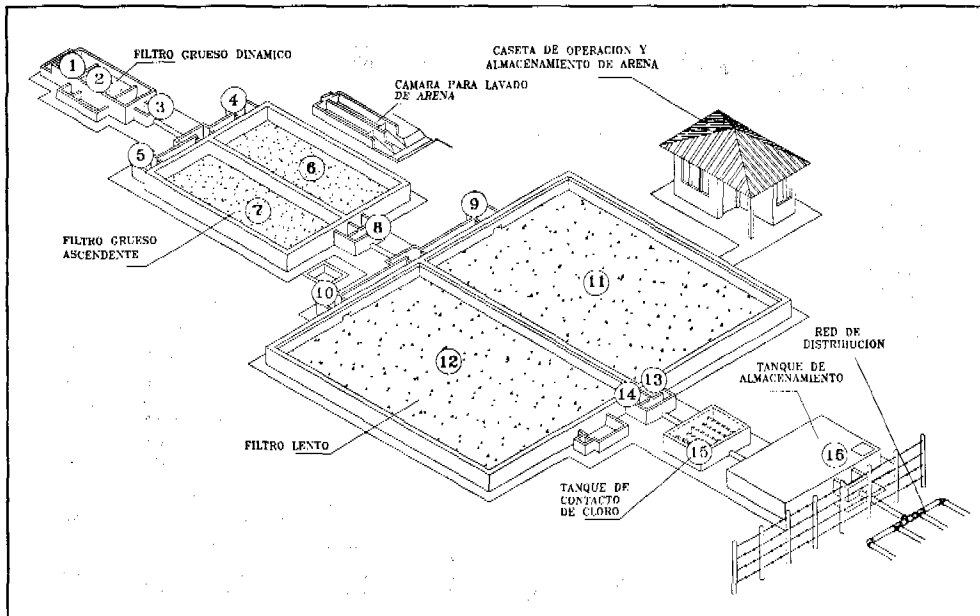


Figura A1-1. Sitios de muestreo en una planta FIME.

- | | |
|----------------------------------|---|
| 1. Entrada (agua cruda) | 9. Entrada Filtro Lento 1 |
| 2. Filtro grueso dinámico | 10. Entrada Filtro Lento 2 |
| 3. Salida Filtro Grueso Dinámico | 11. Filtro Lento 1 |
| 4. Entrada Filtro Grueso 1 | 12. Filtro Lento 2 |
| 5. Entrada Filtro Grueso 2 | 13. Salida Filtro Lento 1 |
| 6. Filtro Grueso 1 | 14. Salida Filtro Lento 2 |
| 7. Filtro Grueso 2 | 15. Tanque de contacto de cloro |
| 8. Salida Filtros Gruesos | 16. Tanque de almacenamiento de agua tratada. |

ANEXO 2

ESQUEMA DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO POR FILTRACIÓN EN MÚLTIPLES ETAPAS (FiME)

La tabla A2-1 ilustra un esquema base para la programación de actividades de operación y mantenimiento. El esquema propuesto puede ser ajustado según las características propias del sistema de tratamiento FiME existente.

Tabla A2-1. Tareas de operación y mantenimiento de la planta FiME.

Periodicidad	Filtro grueso dinámico	Filtro grueso ascendente	Filtro lento
Diarias	<ul style="list-style-type: none"> * Control y registro de caudal (afluente y efluente) * Medición y registro de turbiedad. * Revisión capa superficial de grava. 	<ul style="list-style-type: none"> * Medición, control y registro de caudal afluente. * Medición y registro de turbiedad. * Retiro material flotante. * Medición y registro de pérdida de carga. 	<ul style="list-style-type: none"> * Control y registro caudal efluente. * Medición y registro de turbiedad. * Retiro material flotante.
Periódicas	<ul style="list-style-type: none"> * Limpieza del filtro de carga. 	<ul style="list-style-type: none"> * Medición y registro de pérdida cámaras de entrada. * Limpieza semanal. * Limpieza mensual. 	<ul style="list-style-type: none"> * Limpieza canaletas y * Raspado filtro
Eventuales	<ul style="list-style-type: none"> * Retiro y lavado de toda la grava del filtro. 	<ul style="list-style-type: none"> * Revisión tubería afluente. * Retiro y lavado de toda la grava del filtro. 	<ul style="list-style-type: none"> * Lavado arena. * Rearenamiento.

Una programación detallada para la realización de actividades periódicas en el filtro grueso dinámico y en los filtros gruesos ascendentes, puede ser definida; sin embargo, actividades como el raspado del filtro lento y el lavado de arena no poseen una periodicidad estricta y su programación debe considerar un período de trabajo, más que una fecha exacta.

Dependiendo del tamaño de la planta, el operador requiere la participación de uno o más ayudantes para ejecutar algunas actividades periódicas. Para realizar actividades eventuales en los componentes de mayor tamaño (retirar todo el lecho filtrante en filtros gruesos o rearenar los FLAS's), es necesario prever el número de personas requeridas para efectuar la labor en el menor tiempo posible, a fin de no sobrecargar otras unidades de tratamiento durante largos períodos de tiempo.

Una herramienta importante para el operador y que contribuye a alcanzar un mejor control sobre el funcionamiento del sistema, lo constituye el formato de control (ver página A2-3), el cual debe ser diligenciado diariamente según el programa de seguimiento concertado con el ente de soporte en control y vigilancia de la calidad del agua. Los registros obtenidos para los parámetros de interés deben ser comparados con los valores descables, a fin de identificar el funcionamiento de la planta de tratamiento y tomar acciones en caso de ser necesario.

La información presentada en el formato para control del funcionamiento de la planta FiME, son aplicables para sistemas que incluyen un filtro grueso dinámico, dos filtros gruesos ascendentes en capas y dos filtros lentos. Una planta con diferentes etapas de tratamiento, requiere de formatos con mayor o menor número de sitios de medición.

Otro aspecto importante a incluir en el esquema de operación y mantenimiento, es el listado de actividades a efectuar cuando se presentan problemas en la planta, tal como se indica en la tabla A2-2.

FORMATO DE CONTROL DE FUNCIONAMIENTO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA

Semana del _____ al _____ de 19____

Operador _____

Hoja No. _____

Parámetro	Sitio	Valor Deseable	Día de la semana					
			Lunes	Martes	Miércoles	Jueves	Viernes	Sábado
Turbiedad (UNT)	Entrada F. Grueso Dinámico (1)							
	Entrada F. Gruesos Ascendentes (3)							
	Entrada F. Lentos (8)	< 10						
	Salida F. Lento 1 (13)	< 5						
	Salida F. Lento 2 (14)	< 5						
Caudal (l/s)	Entrada F. Gruesos Ascendentes (4) + (5)	Caudal de diseño						
	Entrada Filtros Lentos (9) + (10)	Caudal de diseño						
Pérdida de Carga (cm)	Filtros Gruesos Ascendentes (4) (5)	< 0.10 m						
	Filtros Lentos (11) (12)	< 0.71 m						
Cloro Resid. (mg/l)	Tanque de Almacenamiento (15)	Entre 0,3 y 1						
Limpieza								
Observaciones _____								

Tabla A2-2. Problemas más frecuentes en plantas FiME y sus soluciones.

Problema	Soluciones
1. No llega suficiente agua a la planta de tratamiento.	Revise el estado de los componentes del Sistema que están antes de la planta: bocatomas, desarenador, conducción, incluyendo válvulas de purga y ventosas. Realice los ajustes respectivos.
2. Llega mucha agua a los filtros gruesos ascendentes y a los filtros lentos.	Controle que el filtro grueso dinámico sólo trate la cantidad de agua necesaria para los filtros gruesos ascendentes.
3. El agua no pasa entre el filtro grueso dinámico y los filtros gruesos ascendentes, a pesar de que el filtro grueso dinámico está limpio.	Identifique si hay alguna obstrucción en la tubería o válvula que comunica entre si los filtros; en caso positivo introduzca una sonda por la tubería de llegada a los filtros gruesos ascendentes. Si no es posible destapar la tubería, solicite apoyo de un técnico.
4. Durante la noche entra agua con mucho lodo a la planta y alcanza a llegar a los filtros gruesos ascendentes (esto se puede observar por el aspecto del agua en la superficie de los filtros gruesos ascendentes).	Realice lavado adicional al filtro grueso dinámico y a los filtros gruesos ascendentes, tal como se indica para el lavado semanal. Este lavado no reemplaza el lavado semanal normal.
5. Abundancia de algas flotantes en los filtros gruesos ascendentes y en los filtros lentos, las cuales no permiten una adecuada filtración y dan mal aspecto a los filtros.	Retire diariamente, con la nasa, las algas flotantes. Si esto no es suficiente, puede ser necesario cubrir los filtros.
6. El agua efluente de los filtros gruesos ascendentes no llega a los filtros lentos.	Introduzca una sonda por la tubería afluente a la estructura de entrada a los F.L.A.'S o por la cámara de salida de filtros gruesos ascendentes.
7. El agua que sale de los filtros lentos presenta turbiedad mayor a 5 unidades nefelométricas (UNT).	Mida la turbiedad que sale de los filtros gruesos ascendentes y si es mayor a 20 siga lo indicado para el problema # 8.
8. El agua que entra al filtro lento presenta una turbiedad entre 20 y 50 UNT.	Si la turbiedad es menor que 20 revise el caudal de entrada, tanto en los filtros gruesos ascendentes como en los filtros lentos y realice los ajustes necesarios.
9. El agua que entra al filtro lento presenta una turbiedad mayor que 50 unidades.	Si la turbiedad a la salida no disminuye avise a la Entidad Administradora.
10. No sale suficiente agua del filtro lento después del raspado de la arena.	Disminuya la entrada de agua a los filtros gruesos hasta que el caudal esté en la mitad de lo normal. Si la turbiedad se mantiene por lo menos una hora, por debajo de 20 UNT, ponga a funcionar los filtros gruesos con el caudal normal.
11. Mal olor de la arena almacenada.	Cierre la entrada de agua a los filtros gruesos ascendentes hasta alcanzar la cuarta parte del caudal de operación. Continúe hasta que la turbiedad efluente sea inferior a 50 UNT.
12. No hay regla de aforo o está fuera del sitio donde fue ubicada inicialmente.	Vacíe parte del agua del filtro hasta un nivel por debajo de la arena y lléncelo de nuevo por la cámara de salida con agua limpia del otro filtro lento.
13. Regla de aforo con números borrados.	Lave adecuadamente la arena y realice la prueba de la botella para asegurarse que quedó bien lavada.
14. Agrietamientos o fisuras en los muros.	Instálela con la asesoría de un técnico.
15. Fugas en las válvulas por:	Avisé a la Entidad Administradora para que se haga y se instale nuevamente la regla, con la asesoría de un técnico.
Daño en el empaque.	Realice la reparación lo antes posible. Si no puede hacerla, avise al ente administrador y solicite apoyo técnico.
Daño en el soporte.	En cualquiera de estos casos repare lo antes posible el daño y cambie la válvula si es necesario.
Rotura por:	Las válvulas se deben lubricar y pintar periódicamente para evitar daños en el soporte, problemas en el cierre y oxidación.
- Oxidación.	
- Exceso de pintura.	

ANEXO 3

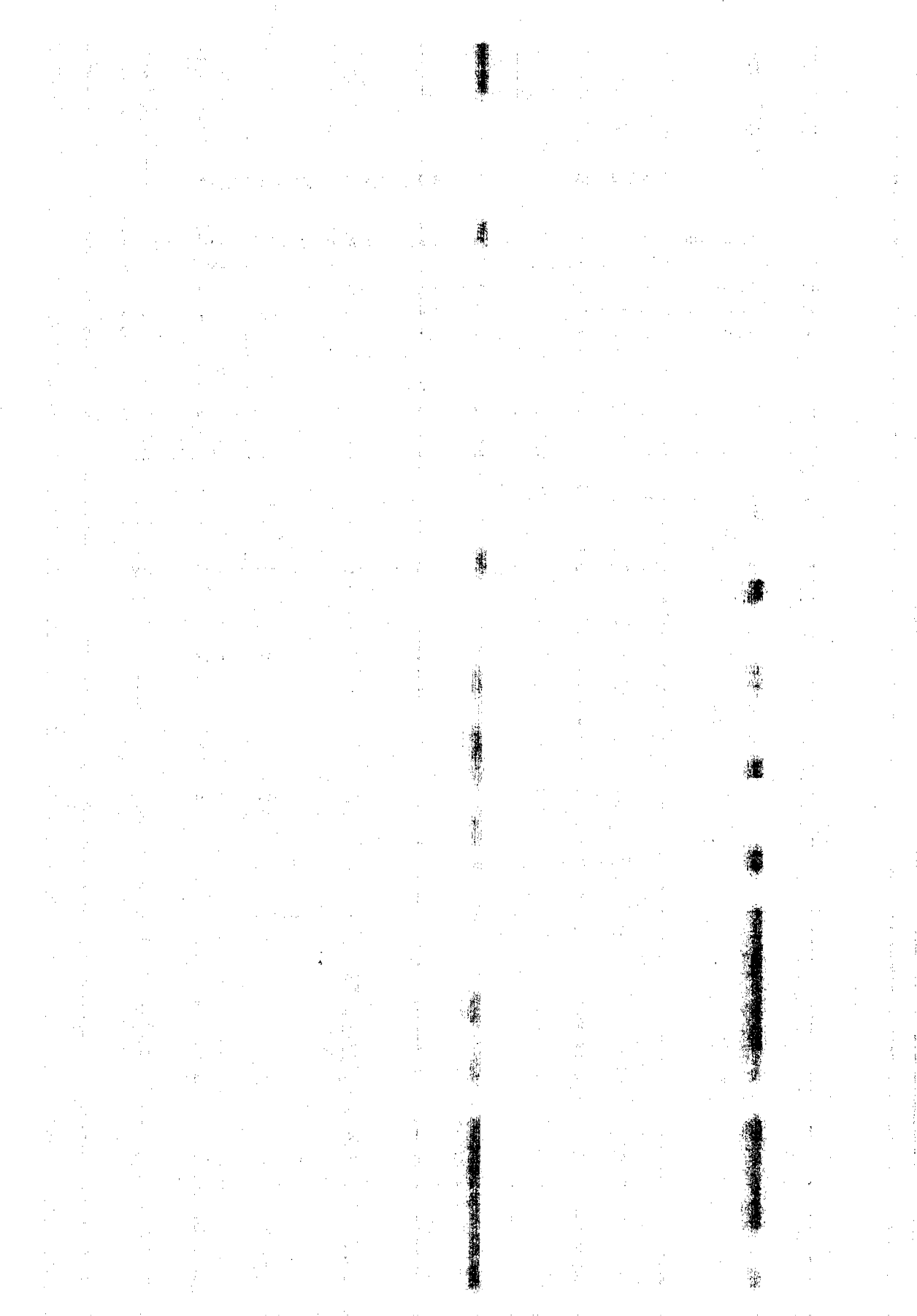
REQUERIMIENTO DE VÁLVULAS EN PLANTAS FiME

Tomando como base los criterios de diseño de cada componente FiME presentados en los capítulos 8, 9 y 10 tanto para las actividades de filtración como para lavado de las unidades, y tratando de facilitar en toda circunstancia la adecuada ejecución de las actividades de operación y mantenimiento, se presenta en la tabla A3-1, las necesidades de válvulas (tipo bola, compuerta y mariposa) para diferentes alternativas de tratamiento, indicando en cada caso, número y tipo de válvulas requeridas y diámetros respectivos.

Tabla A3-1. Requerimiento de válvulas en plantas FiME, para caudales entre 2 l/s y 25 l/s.

Caudal l/s	Alternativas FiME			
	FGDi + FLA	FGDi + FGAC + FLA	FGDi + FGAS2 + FLA	FGDi + FGAS3 + FLA
2	4B(1.5") +2M(4")	4B(1")+3B(2")+6B(1.5") +4M(4")	4B(1")+3B(2")+6B(1.5") +6M(4")	4B(1")+3B(2")+6B(1.5")
4	8B(1.5")+1C(3") +2M(3")	8B(1.5")+2B(2")+1C(3") +2M(3")+2M(4")	8B(1.5")+2B(2")+1C(3") +2M(3")+4M(4")	8B(1.5")+2B(2")+1C(3") +2M(3")+6M(4")
6	8B(2")+1C(4") +2M(4")	8B(2")+1C(4")+2C(3") +2M(4")+2M(6")	8B(2")+1C(4")+2C(3") +2M(4")+4M(6")	8B(2")+1C(4")+2C(3") +2M(4")+6M(6")
8	8B(2")+1C(4") +2M(4")	8B(2")+1C(4")+2C(3") +2M(4")+2M(6")	8B(2")+1C(4")+2C(3") +2M(4")+4M(6")	8B(2")+1C(4")+2C(3") +2M(4")+6M(6")
10	8B(2.5")+1C(6") 2M(6")	8B(2.5")+1C(6") +2C(4")+4M(6")	8B(2.5")+1C(6") +2C(4")+6M(6")	8B(2.5")+1C(6") +2C(4")+8M(6")
12	8C(3")+1C(6") +2M(6")	12C(3")+1C(6") +6M(6")	12C(3")+1C(6") +10M(6")	12C(3")+1C(6") +14M(6")
15	8C(3")+1C(6") +2M(6")	12C(3")+1C(6") +6M(6")	12C(3")+1C(6") +10M(6")	12C(3")+1C(6") +14M(6")
18	12C(3")+1C(8") +2M(6")	16C(3")+1C(8") +2M(6")+4M(8")	16C(3")+1C(8") +2M(6")+8M(8")	16C(3")+1C(8") +2M(6")+12M(8")
20	12C(3")+1C(8") +4M(6")	16C(3")+1C(8") +4M(6")+4M(8")	16C(3")+1C(8") +4M(6")+8M(8")	16C(3")+1C(8") +4M(6")+12M(8")
22	12C(3")+1C(8") +4M(6")	12C(3")+1C(8") +4C(4")+4M(6")+4M(8")	12C(3")+1C(8") 4C(4")+4M(6")+8M(8")	12C(3")+1C(8") 4C(4")+4M(6")+12M(8")
25	16C(3")+1C(8") +4M(6")	16C(3")+1C(8") +4C(4")+4M(6")+4M(8")	16C(3")+1C(8") 4C(4")+4M(6")+8M(8")	16C(3")+1C(8") 4C(4")+4M(6")+12M(8")

Notas: 1. B= Válvula de bola; C = Válvula de compuerta; M = Válvula de mariposa. Ejemplo 4B (1") significa 4 válvulas de bola de Ø 1".



ANEXO 4

ACCESORIOS DE SISTEMAS DE FILTRACION EN MULTIPLES ETAPAS

Los accesorios más comúnmente usados en el diseño de filtros gruesos pueden clasificarse en dos grupos de acuerdo al uso.

1. CONTROL DE LA OPERACION

Dentro de este grupo se incluyen las compuertas para regulación de caudal, los vertederos de aforo y las reglas de aforo. Estos dispositivos son descritos en los ítems siguientes:

1.1. Compuertas de regulación de caudal

Las primeras experiencias de Cinara consideraron como elemento de regulación, las compuertas construídas en lámina de hierro protegidas con anticorrosivo y reguladas con un tornillo sinfín (figura A4-1,a). Entre los limitantes presentados por estos sistemas, se incluían la necesidad periódica de protección contra las corrosión y principalmente, su baja sensibilidad como elemento regulador para caudales pequeños (<10 l/s). Ante tal situación, se desarrolló otro tipo de compuerta conocida como, compuerta en Te (figura A4-1,b), construída aprovechando acrílico y accesorios comerciales como PVC sanitaria, mucho más sensible a la variación de nivel de agua y caudal, pero con problemas en la combinación de los materiales empleados y con altos costos de construcción, dada su elaboración artesanal.

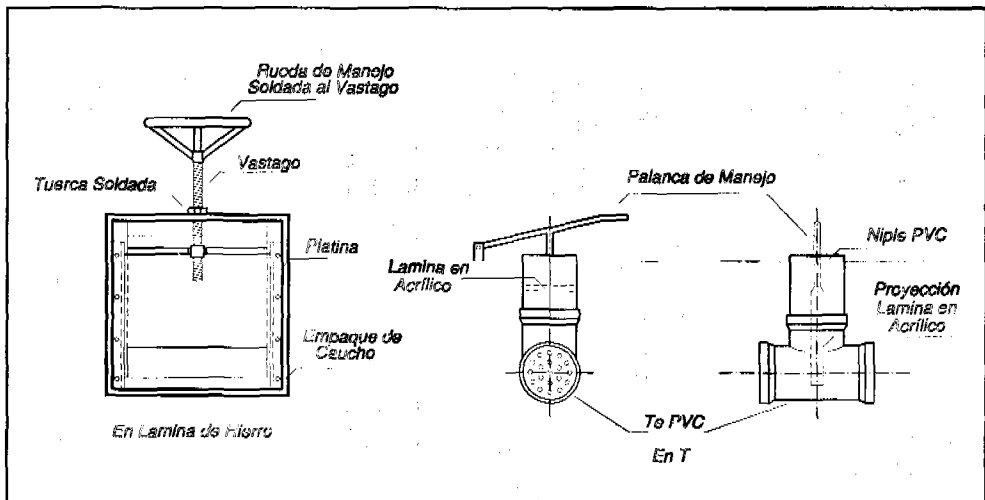


Figura A4-1. Compuertas de regulación construídas con diferentes materiales: (a) en lámina de hierro, (b) combinando accesorios PVC sanitaria y acrílico.

Para obviar esto y los problemas de corrosión y durabilidad en los materiales y considerando su facilidad de maniobra y de consecución en los mercados locales, se recomienda emplear

válvulas de compuerta o de bola, que se adaptan sin mayor inconveniente a los diferentes tipos de tuberías y accesorios existentes comercialmente.

1.2 Vertederos

Regularmente los vertederos se emplean para medir el caudal de agua que fluye libremente y está expuesto a la presión atmosférica. Los vertederos más comunes son los de pared delgada, con abertura rectangular o triangular sobre la cual fluye el agua. La pared del vertedor, usualmente, se construye en material metálico (acero o bronce) o sintético (acrílico), cuyos bordes en la escotadura se especifican relativamente afilados, con el fin de disminuir la pérdida de carga y facilitar la libre depresión de la lámina de agua. En la figura A4-2 se muestran dos tipos de vertederos de pared delgada. De éstos, el vertedero triangular (a) es el más usado para caudales pequeños (<30 l/s).

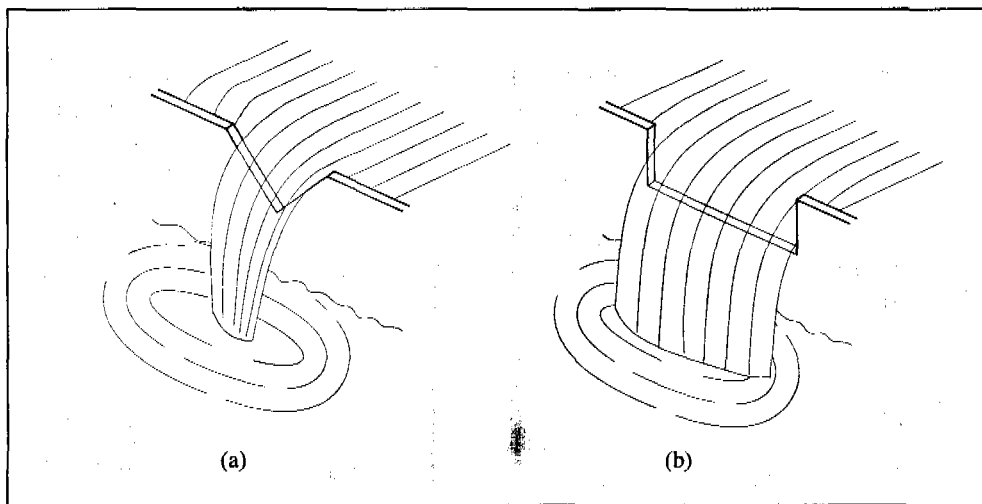


Figura A4-2. Vertederos de pared delgada: (a) de abertura triangular (b) de abertura rectangular.

Hay dos condiciones básicas para el correcto diseño de vertederos. En primer lugar, el vertedero debe instalarse en el canal de acceso, en forma tal que la velocidad de aproximación sea cercana a cero; en segundo lugar, la altura de agua H , que se correlaciona con el caudal a medir, no corresponde a la lámina de agua que cruza exactamente sobre la sección del vertedero sino a la diferencia de alturas entre la cresta o vértice del vertedero y el nivel de la superficie del agua, medida a cierta distancia, entre 6 y 10 H aguas arriba de dicho punto (figura A4-3).

1.3 Reglas de aforo

Los primeros desarrollos de Cínara para medir caudales, utilizaron el sistema de flotadores metálicos instalados en la cámara de aquietamiento, donde la altura de agua sobre el vertedero se trasladaba utilizando un dispositivo mecánico, hasta una tabla previamente calibrada, según las características del vertedero empleado. A partir de la lectura en la tabla, se obtuvieron los valores de caudal y velocidad de filtración. La dificultad de lectura, de calibración del vertedero y la interpretación del resultado, limitaron el uso de este tipo de accesorios.

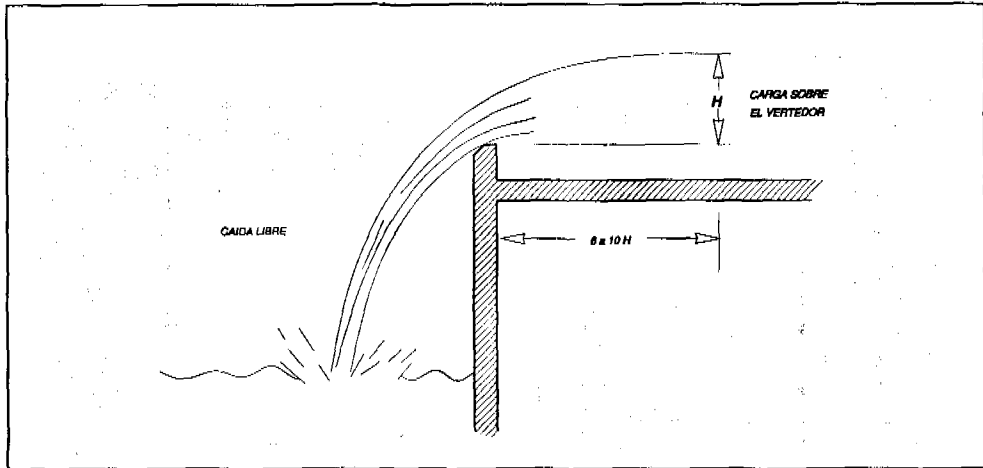


Figura A4-3. Carga de agua sobre el vertedero.

Para facilitar el trabajo del operador y superar las limitaciones encontradas, se implementó otro dispositivo fundamentado en la utilización de reglas con señales de colores (verde, amarillo y rojo) que permiten de manera visual, registrar variaciones de caudal y por consiguiente, de velocidad de filtración de las unidades (figura A4-4). Cuando el nivel de agua en la zona de medición alcanza el color verde, se indica la condición de diseño de la planta; el color amarillo pintado por encima del verde, indica la zona de sobrecarga admisible (generalmente hasta el 50% del caudal de diseño), el amarillo por debajo, representa la zona en la cual se aconseja operar el filtro en los momentos de picos afluentes de turbiedad; la zona roja tanto superior como inferior al color amarillo, indica al operador, velocidades extremas tanto altas como bajas. Las reglillas se construyen fácilmente en aluminio, madera o acrílico.

1.4 Tubería móvil para rebose y drenaje del sobrenadante en las unidades FLA

Este elemento denominado cuello de ganso, dada la movilidad de la tubería, permite que se use como rebose o que se sumerja para drenar el sobrenadante en corto tiempo, tal como se indicó en el Capítulo 10. Una descripción detallada de los accesorios requeridos por este dispositivo se presenta en la Figura A4-5.

1.5 Tubería para drenaje

Existen experiencias positivas en la utilización de tubería de drenaje PVC corrugada, como sistema de drenaje en filtros lentos, dada la facilidad de instalación, transporte, economía, comportamiento mecánico e hidráulico. Este aspecto importante, derivado de esta experiencia, consiste en permitir disminuir el espesor de la capa de grava por encima de los tubos corrugados de PVC, a solo 100 mm, tal como se presentó en el capítulo 10, cuando se especificó el medio de soporte.

2. MANTENIMIENTO

2.1 Válvulas de drenaje de apertura rápida

Son dispositivos de descarga instalados en el sistema de drenaje de las unidades de filtración gruesa para facilitar su mantenimiento, pues mediante aperturas y cierres rápidos, se generan condiciones hidráulicas que producen un impacto sobre el lecho filtrante, promo-

viendo la desestabilización y arrastre de material acumulado en él y que no alcanza a ser removido a través de una simple descarga de fondo (Wolters, 1988).

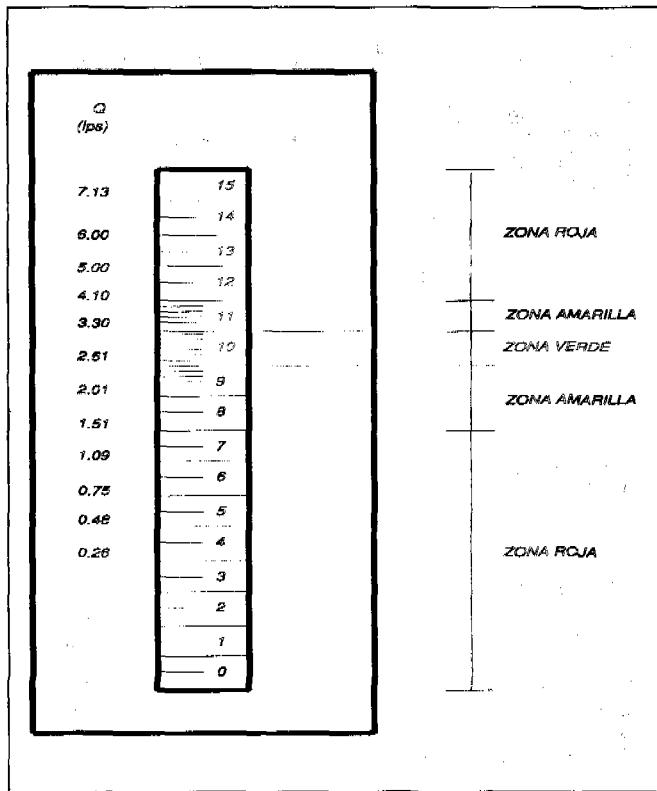


Figura A4-4. Regla de aforo.

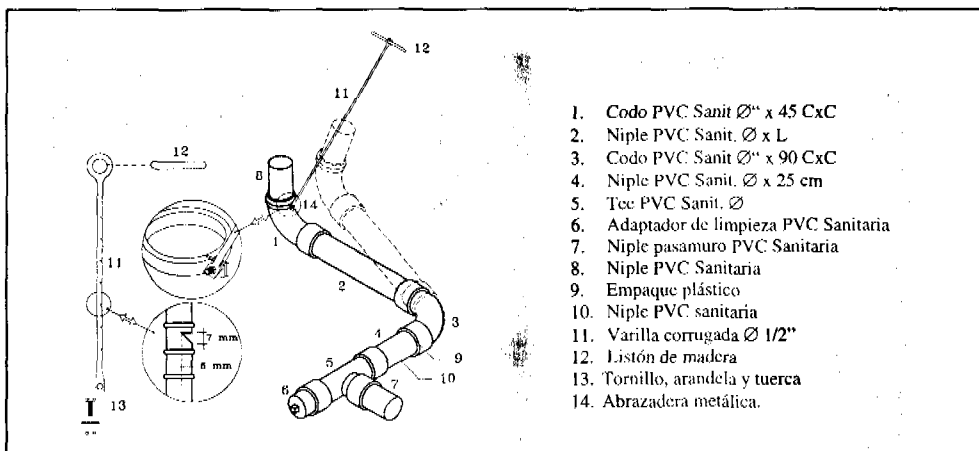


Figura A4-5. Esquema constructivo del cuello de ganso.

En la figura A4-6 se presentan dos esquemas de este tipo de válvulas, que corresponden a desarrollos iniciales para la limpieza de los filtros gruesos en la década de los 80s. La primera derivada de una experiencia Peruana (a) y la segunda (b) desarrollada en Colombia usando como modelo las tapas de las vasijas de transporte de leche. En ambas experiencias el operador entra en contacto con el efluente del lavado implicando riesgos para la salud, lo cual hace no recomendable el empleo de este tipo de dispositivos.

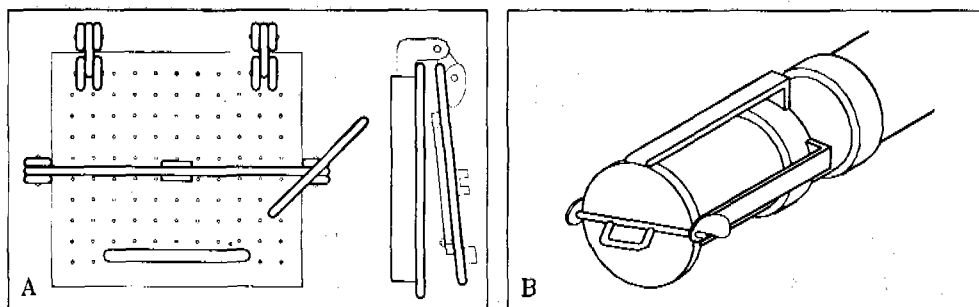


Figura A4-6. Válvulas de drenaje. (a) Experiencia peruana, (Pardon, 1989). (b) Experiencia colombiana, (Cinara, 1989).

La válvula comercial tipo wafer, con disco de mariposa y mando de palanca, es ilustrada en las figuras A4-7 y A4-8. El cuerpo de este accesorio es fabricado en hierro fundido, acero inoxidable y bronce, entre otros. Como características principales se destacan: fácil maniobrabilidad, estanqueidad total, reducida pérdida de carga y facilidad en el montaje y desmontaje.

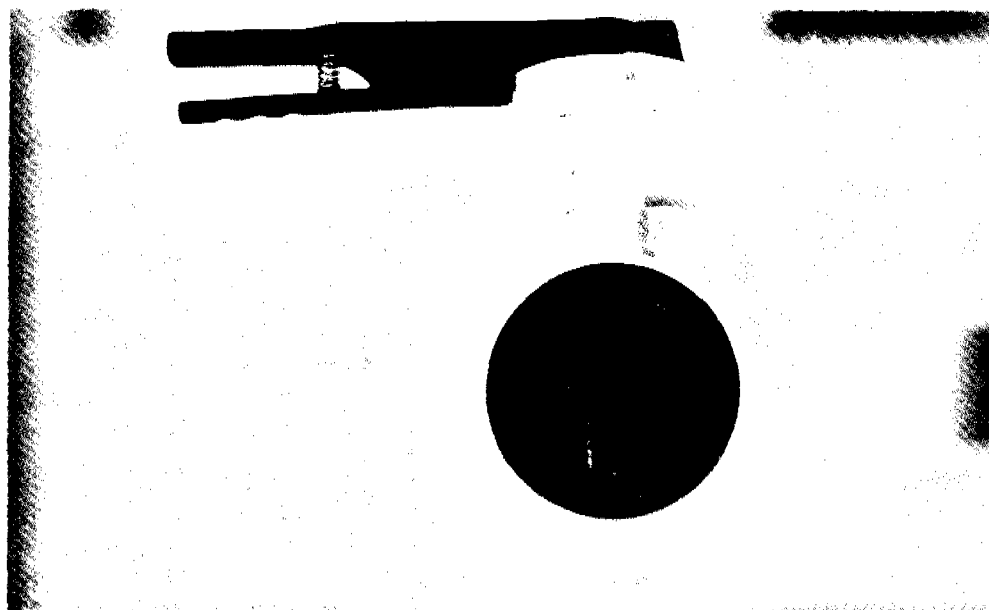


Figura A4-7. Válvula de apertura rápida tipo comercial, cerrada.

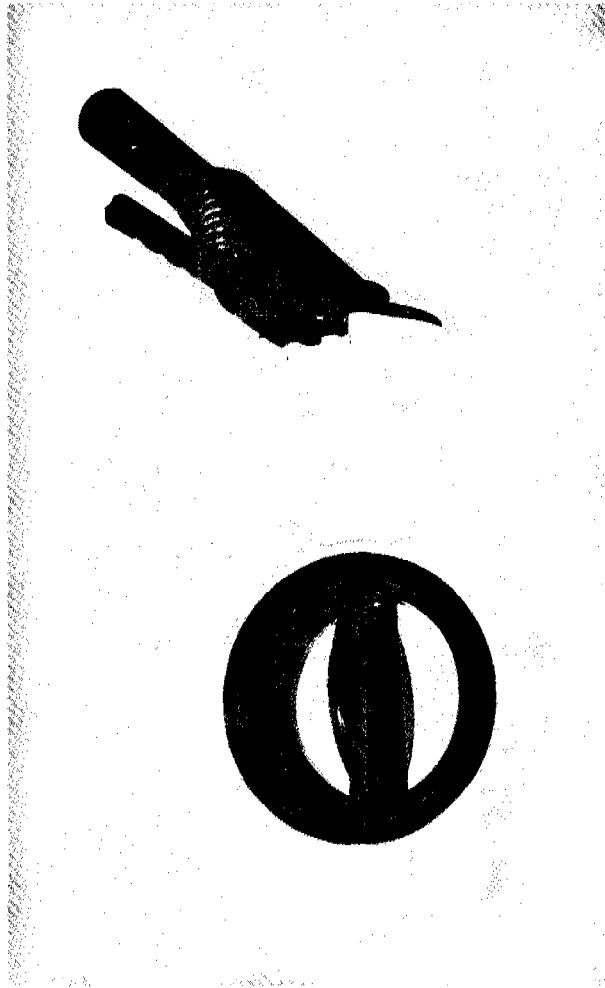


Figura A4-8. Válvula de apertura rápida tipo comercial, abierta.

Adicionalmente y dado el tipo de unión (bridas) que posee la válvula, ésta se puede acoplar fácilmente en la tubería de drenaje de las unidades de filtración gruesa, antes del punto de descarga, disminuyendo el riesgo por contacto entre el operador y el agua de lavado. Estas ventajas hacen que la válvula tipo wafer presente las mejores características técnicas y de operatividad.

2.2 Mallas de plástico

Actualmente se promueve la colocación de mallas de plástico, con el objeto de separar las diferentes capas de grava cuando son colocadas dentro del filtro grueso o del filtro dinámico. Dos fines son buscados: primero, permitir al operador controlar la profundidad de penetración de la planta durante el lavado superficial de los filtros y segundo, mantener la estractificación de las gravas por tamaños cuando se extraen de la unidad.

ANEXO 5

DISEÑO DE MÚLTIPLES

1. CRITERIOS DE DISEÑO

Los múltiples consisten en un conducto principal, con laterales normalmente espaciados a intervalos regulares, por medio de los cuales se pretende alcanzar una adecuada distribución de flujo y garantizar así, al menos desde el punto de vista hidráulico, el mejor comportamiento de la estructura o reactor, al cual el múltiple está asociado.

Los múltiples son estructuras hidráulicas muy importantes y de frecuente uso en plantas de potabilización, plantas de tratamiento de aguas residuales, piscinas de enfriamiento, bocatomas, reactores industriales, etc.

Pueden ser diseñados dos tipos de múltiples: unos que distribuyen el flujo (múltiples difusores) y otros que lo recolectan (múltiples recolectores). Algunos múltiples cumplen esa doble función como es el caso de los sistemas de drenaje en los filtros rápidos en plantas de potabilización o en las unidades de filtración gruesa de flujo vertical.

Debido a la carencia de un método adecuado de cálculo, se ha descuidado el diseño de estas estructuras, por lo cual es frecuente observar que su pobre comportamiento es causa importante de bajas eficiencias en distintas unidades de tratamiento. En la revista "Proceedings of the American Society of Civil Engineers" Hudson et al. (1979) presentaron un estudio muy interesante de los ingenieros H. Uhler y R. Bailey, quienes con base en la evidencia experimental de otros investigadores (Mcnown, Hartigan, Lansford, Miller, Thoma y Vennard), obtienen ecuaciones que permiten calcular los coeficientes de pérdida de carga en los laterales, tanto de múltiples difusores como recolectores y dan un procedimiento de cálculo para múltiples difusores, cuando sólo se tienen en cuenta las pérdidas por entrada o salida de los laterales, despreciando la fricción.

En un filtro grueso de flujo vertical ascendente, la utilización de los múltiples se hace en los dos sentidos: difusor durante el proceso de filtración y recolector durante el proceso de lavado. Durante el proceso de filtración, los caudales son pequeños y por este motivo el proceso no es el más desfavorable, con mayor razón si se tiene en cuenta el efecto distribuidor de las gravas como material filtrante. Durante el lavado, la condición del múltiple cambia y es más desfavorable debido a las altas velocidades implicadas; en este caso el múltiple se convierte en recolector ya que el lavado se hace en forma descendente.

La distribución uniforme de caudales es esencial para el buen funcionamiento del múltiple. Una distribución aceptable de caudales entre el orificio más cercano a la salida del múltiple y el más alejado de ella es de un 20%.

A continuación se presentan algunas recomendaciones dadas por Fair et al. (1981), sobre criterios de diseño de múltiples usados para la recolección de agua filtrada, y que también sirven para la distribución del agua de lavado, en filtros rápidos, resumidas en la tabla A5-1.

- Relación del área del orificio y el área del lecho lavado: entre $(1.5 \text{ y } 5.0) \times 10^{-3}$ a 1.0.
- Relación del área del tubo lateral a la suma de las áreas de los orificios: (2.0 a 4.0) a 1.0.

- Relación entre el área de la tubería principal a la suma de las áreas de las tuberías laterales: entre (1.5 a 3.0) a 1.
- Diámetro de los orificios: entre 1/4" y 3/4" (de 6.35 mm a 19.05 mm).
- Espaciamiento entre los orificios: de 3 a 12". (de 7.6 a 30.5 cm).
- Espaciamiento entre laterales: aproximadamente igual al de los orificios.

Tabla A5-1. Resumen de criterios de diseño. Tomado de Fair et al. (1981).

Item	Recolector	Difusor
$R_o = S$ área orificios/área de lecho	0.0015 - 0.005	0.0015 - 0.005
$R_l = S$ área orificio/área lateral	0.3 - 0.5	0.4 - 1.0
$R_p = S$ área lateral/área principal	0.3 - 0.5	0.4 - 1.0
Diámetro orificios (mm)	6 - 19	6 - 19
Espaciamiento entre orificios (m)	0.1 - 0.3	0.1 - 0.3
Espaciamiento entre laterales (m)	0.5 - 1.0	0.5 - 1.0

2. DERIVACION DE LAS ECUACIONES FUNDAMENTALES

En este estudio se usan las ecuaciones obtenidas por Hudson et al (1979) y se presenta un procedimiento generalizado para el cálculo de múltiples, tal como se indica en los párrafos siguientes:

2.1 Múltiples difusores

Para derivar el procedimiento de calculo de múltiples se tiene en cuenta la figura A5-1 y la nomenclatura que se indica a continuación:

- Q = Caudal total al inicio del múltiple.
- V_i = Velocidad en el tramo i del conducto principal del múltiple, inmediatamente antes de un lateral i .
- Q_i = Caudal del tramo i cuya velocidad es V_i
- v_i = Velocidad en el lateral i .
- q_i = Caudal en el lateral i , cuya velocidad es v_i
- A_i = Area del conducto principal en el tramo i
- a_i = Area del conducto lateral i .
- $h'f$ = Pérdida de carga entre un punto en el conducto principal, inmediatamente anterior a la derivación y otro en el conducto lateral de derivación, inmediatamente después. Es la pérdida de carga por entrada al conducto lateral.
- H_i = Pérdida de carga total en un lateral i que incluye la de entrada y salida.
- g = Aceleración de la gravedad
- a = Coeficiente de velocidad para expresar las pérdidas por entrada en función de la carga de velocidad en el lateral, según Ecuación (2).
- β = Coeficiente usado cuando se incluye la pérdida de carga por salida.

Para los resultados experimentales usados por Hudson et al. (1979), se hacen las siguientes aclaraciones:

- El área en el conducto principal permanece constante antes y después de una derivación.
- La derivación se hace a 90° con respecto al eje del conducto principal.
- El conducto lateral de la derivación es circular y se empata a ras con el conducto principal, es decir, sin prolongaciones dentro de este conducto.
- Se utilizan diferentes relaciones de área lateral a principal.

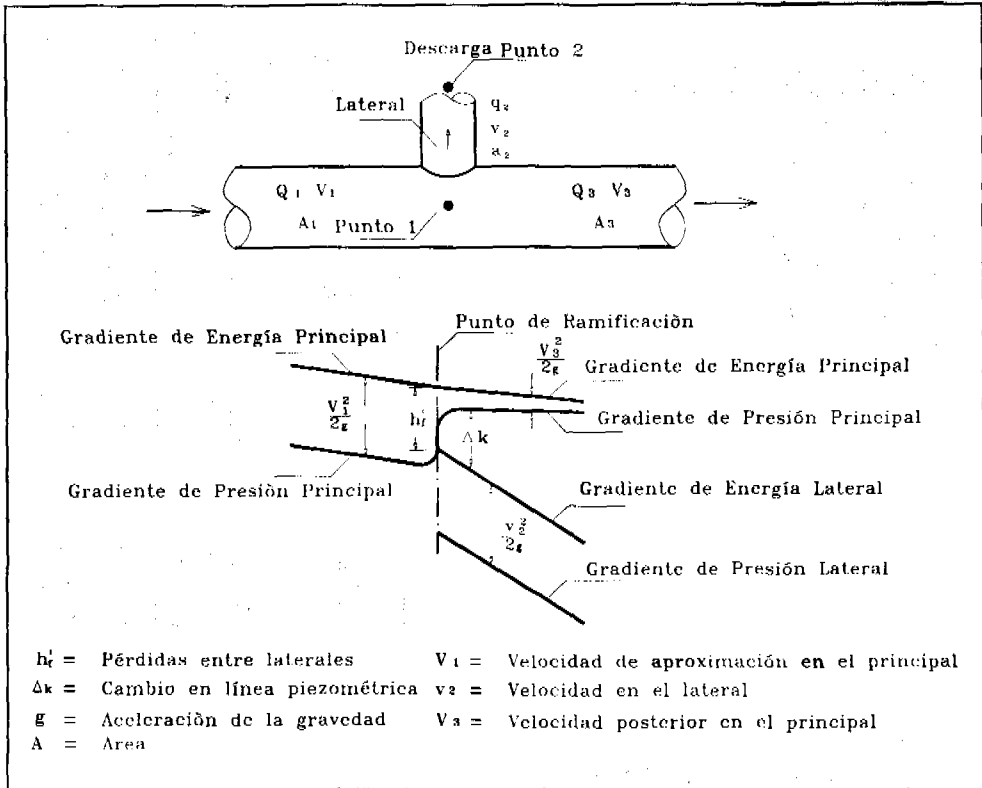


Figura A5-1. Condiciones en un múltiple difusor.

De acuerdo a lo anterior y a lo indicado en el figura A5-1, la pérdida de energía entre el punto 1 y el punto 2 puede ser expresado como:

$$H_i = h'f_i + 1.0 \frac{(V_i)^2}{2g} \quad (1)$$

$$h'f_i = \frac{\alpha(V_i)^2}{2g} \quad (2)$$

Haciendo uso de resultados experimentales de diferentes múltiples, Hudson et al. (1979), dibujaron los valores de α vs $(V_i/v_i)^2$ según se indica en la figura A5-2, indicando así que el valor de α cae dentro de una línea recta según la ecuación (3):

$$\alpha = \phi \frac{(V_i)^2}{(v_i)^2} + \theta_i \quad (3)$$

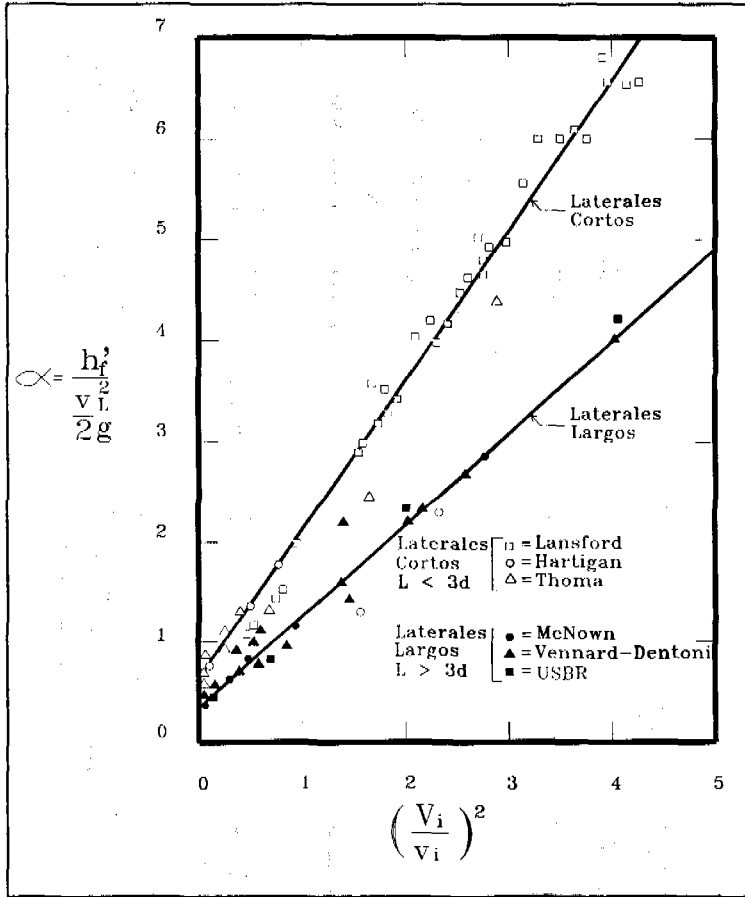


Figura A5-2. Coeficiente de pérdida por entrada a laterales saliendo de un múltiple difusor.

Los valores de F y q_i son diferentes según se trate de laterales cortos o largos. Un lateral corto se define como aquél cuya longitud es menor que tres veces su diámetro. Los valores de F y q_i aparecen en la tabla A5-2.

Tabla A5-2. Valores de F y q para laterales cortos y largos. Tomado de Hudson, (1981).

Lateral	q_i	F
Largo	0.4	0.90
Corto	0.7	1.67

Los coeficientes para el lateral largo son menores que para el corto, probablemente porque el primero permite una recuperación parcial de la carga de velocidad, al expandirse el chorro después de su contracción.

$$\beta = \phi \left(\frac{V_l}{v_i} \right)^2 + \theta_i + 1.0 \quad (4)$$

Teniendo en cuenta las pérdidas por salida y haciendo $R = a/A$ o para laterales cortos, se tiene según Hudson et al., (1979):

$$\beta = \phi \left(\frac{V_l}{v_i} \right)^2 + \theta_i + 1.0 \quad (5)$$

En los párrafos siguientes se analiza el efecto del coeficiente β y la presión a lo largo del conducto principal: Castilla y Galvis (1985).

- Coeficiente β

La situación ideal para un orificio que descarga a un lateral, es que aguas arriba de la derivación el fluido esté perfectamente quieto.

En un múltiple difusor, el último lateral se acerca a esta condición. Al inicio del múltiple el conducto principal lleva todo el caudal y por lo tanto, la velocidad a lo largo del conducto es máxima en esta zona si su sección es constante. Al final, habiéndose derivado la casi totalidad del caudal, la velocidad es mínima. Mientras menor sea la velocidad en el conducto principal, menor será la fuerza necesaria para producir el cambio de velocidad hacia el lateral, por lo cual, se facilita la entrada del agua en este último conducto. Por esta razón, el coeficiente β va disminuyendo hacia aguas abajo y los laterales finales, tienden a derivar más caudal. Se comprende pues, la importancia de este coeficiente en la distribución del flujo a lo largo del múltiple.

- Presión a lo largo del conducto principal

Si las pérdidas por fricción y cambios de velocidad fueran menores que la carga de recuperación a lo largo del conducto principal, la presión aumentaría hacia aguas abajo en este conducto. En estas condiciones, la descarga en los laterales finales sería mayor que en los iniciales por este concepto. Generalmente las pérdidas por fricción son mayores que la carga de recuperación y por este solo aspecto, las descargas tienden a disminuir hacia el final de múltiple. Las pérdidas de carga a lo largo del conducto principal tienen un efecto compensador en relación con el efecto del coeficiente β , en un múltiple difusor.

En resumen, la descarga en los laterales es el resultado del efecto combinado de las cargas de recuperación, del coeficiente β y de las pérdidas por fricción y cambios de velocidad a lo largo del conducto principal. La importancia de cada uno de estos factores depende de las condiciones de cada caso particular.

Ocurre con frecuencia que las pérdidas en el conducto principal se pueden despreciar, sobre todo en un nuevo diseño. En estos casos es posible determinar aproximada pero directamente, la relación de áreas entre el lateral y el principal para producir una distribución de caudal uniforme, dentro de una variación dada. Para el caso de un 20% y para múltiples difusores, se calcula en la forma siguiente:

Para el último lateral se puede admitir que $\beta = 1.70$ por ser la relación $V/v = 0$ (Laterales cortos).

La pérdida de carga en el último lateral n es por lo tanto:

$$H_n = \beta_n \frac{(q_n)^2}{2g} = 1.7 \frac{(q_n)^2}{2g} \quad (6)$$

En las condiciones que se están analizando, las pérdidas de carga son iguales en todos los laterales y por lo tanto:

$$H_n = \beta_l \frac{(1.20 * a)^2}{2g} = 1.7 \frac{(q_n)^2}{2g} \quad (7)$$

$$\beta_l = 1.7 * (1.20)^2 = 2.448 \quad (8)$$

Admitiendo que:

$$\frac{q_l + q_n}{2} = \frac{Q}{n} \quad (9)$$

Donde n es el número de laterales. Teniendo en cuenta que se está obligando a que q_n sea igual a $1.2 q_l$, se tiene:

$$q_l = \frac{0.909 Q}{n} \quad (10)$$

Reemplazando la Ecuación (10) en la (5) y (8) se consigue:

$$\beta_l = 1.67 \left(R \frac{Q_n}{0.909 Q} \right)^2 + 1.7 = 2.448 \quad (11)$$

$$\text{de donde: } R = \frac{0.61}{n} \quad (12)$$

Como en el caso de múltiples difusores, las pérdidas de carga en la tubería principal tienen un notorio efecto compensador; para este caso es razonable, de acuerdo con la experiencia adquirida, admitir $R = 1.0/n$.

2.2 Múltiples recolectores

El múltiple recolector, como su nombre lo indica, es aquél en el cual el caudal final en el conducto principal es mayor que el caudal inicial. La pérdida por entrada es igual a 0.4 ó 0.5 veces la carga de velocidad en el lateral, valor no incluido en la pérdida h_f de la ecuación (7). La pérdida h_f se produce entre un punto en el lateral, inmediatamente después de su entrada y otro punto en el conducto principal, después del lateral, debido al cambio de velocidad

entre dichos puntos y al cambio de dirección. En la Figura A5-3 se muestra un esquema de la situación. En la Figura A5-4 tomada del libro Water Clarification Processes de H.E. Hudson (1981), se muestra la gráfica de α vs V/v .

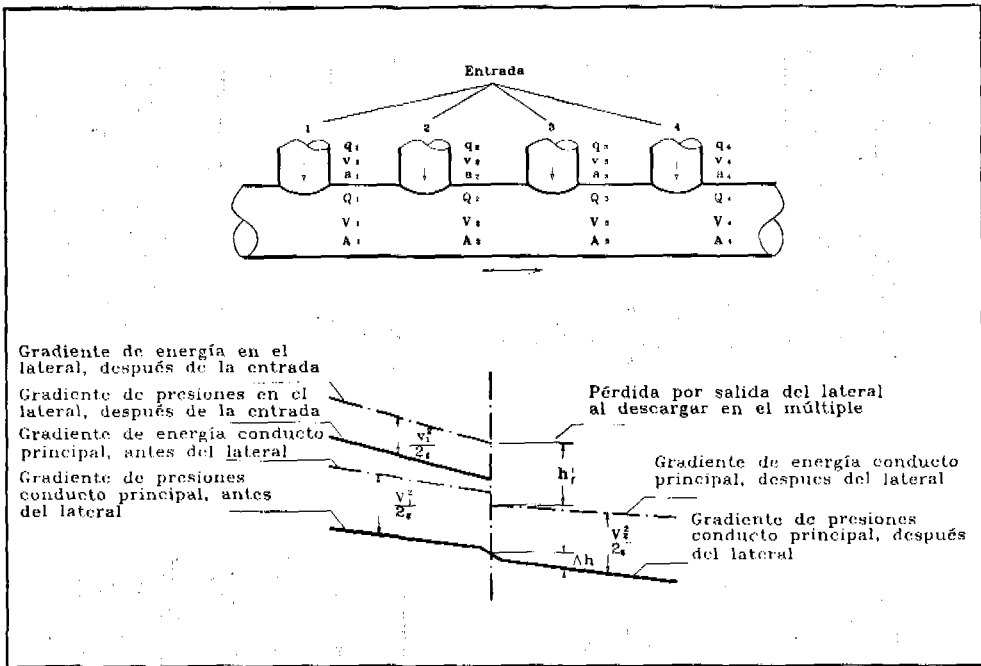


Figura A5-3. Condiciones de un multiple recolector.

Alfa (α) sigue siendo la relación entre la pérdida de carga h'_f y la carga de velocidad en el lateral:

$$\alpha = \frac{h'_f}{\frac{V_i^2}{2g}} = 1 - [0.7 \left(\frac{V_i}{v_i}\right)^{0.5}] \quad (13)$$

2.3 Relación de áreas para distribución uniforme y fricción despreciable

Para este caso utilizamos la Ecuación (13) :

$$\beta_i = 1.5 - 0.7 \left(\frac{V_i}{v_i}\right)^{0.5} \quad (14)$$

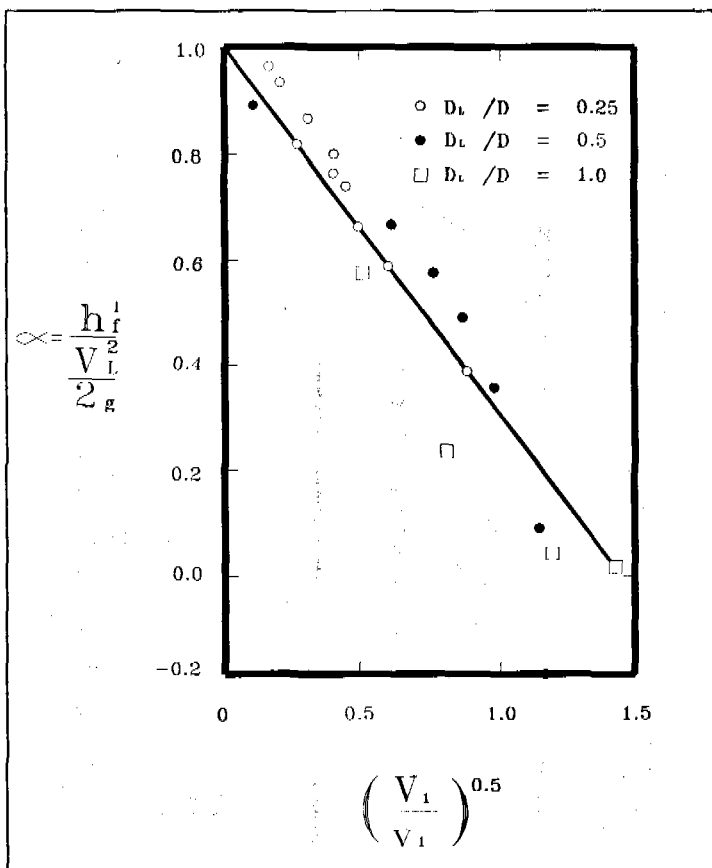


Figura A5-4. Coeficiente de pérdidas por salida de laterales descargando en múltiples recolectores.

Para el lateral más alejado de la salida, o sea, al inicio del flujo, el coeficiente Beta (β) es igual a: $\beta_1 = 1.5$

$$H_l = \frac{(q_l)^2}{(a)^2} * 1.5 \quad (15)$$

$$H_n = \frac{(q_n)^2}{(a)^2} * \beta_1 \quad (16)$$

Obligando a $q_l = 1.2 q_n$ y combinando las ecuaciones (15) y (16) se obtiene ($H_l = H_n$) cuando se desprecia la fricción:

$$1.5 q_n^2 = \beta_1 q_l^2 = \beta_1 (1.2 q_n)^2 \quad (17)$$

$$\beta_1 = \frac{1.5}{(1.2)^2} = 1.042 \quad (18)$$

Se admite que:

$$\frac{q_1 + q_n}{2} = \frac{Q}{n} = \frac{1.2 q_n + q_n}{2} = \frac{2.2 q_n}{2}$$

$$q_n = 0.909 \frac{Q}{n} \quad \text{y} \quad (19)$$

$$q_1 = 1.2 q_n \quad (20)$$

$$q_1 = 1.2 * 0.909 \frac{Q}{n} = 1.091 \frac{Q}{n} \quad (21)$$

$$\beta_1 = 1.042 = 1.5 - 0.7 \left(\frac{R Q_1 n}{1.091 Q_1} \right)^{0.5} \quad (22)$$

Reemplazando la ecuación (21) en la 14, para β_1 se tiene:

$$R = \frac{(1.5 - 1.042)^2 (1.091)}{(0.7)^2 n} \quad (23)$$

$$R = \frac{0.47}{n} \quad (24)$$

Como se puede observar en las ecuaciones (12) y (24), el múltiple recolector requiere un diseño más cuidadoso que el difusor. Durante la filtración los caudales son más bien pequeños y por este motivo este proceso no es el más desfavorable, con mayor razón si se tiene en cuenta el efecto distribuidor de la grava como material filtrante. En cambio el lavado del filtro si resulta ser una condición muy desfavorable por las altas velocidades implicadas y además, los múltiples son recolectores ya que el lavado se hace con flujo descendente. La velocidad del lavado recomendable es de 20 m/h (5.46 mm/s) mientras la velocidad de filtración es solamente 0.7 m/h (0.194 mm/s).

Teniendo en cuenta la experiencia adquirida en el diseño de este tipo de unidades y considerando sólo la hidráulica de los múltiples, se admiten en los difusores, valores de R mayor de 0.61 por el efecto compensador existente en este tipo de elementos. Si además se tiene en cuenta el efecto compensador del medio filtrante, no conociéndose investigación alguna al respecto, se sugiere usar los siguientes valores para el diseño:

a) Para múltiples difusores:

$$nR \leq 1.0 = K$$

b) Para múltiples recolectores:

$$nR \leq 0.5 = K$$

Si V_L es la velocidad en el lateral y V_p la velocidad en la tubería principal, las ecuaciones anteriores se pueden expresar en función de la velocidad, teniendo en cuenta que R es la relación de áreas entre el lateral y el principal, por consiguiente:

$$\frac{n a}{A} = K \quad (25)$$

Multiplicando y dividiendo por Q:

$$\frac{n a Q}{A Q} = K \quad (26)$$

o sea :

$$\frac{V_p}{V_L} = K$$

De manera que, en forma aproximada, puede decirse que:

a) Para múltiples difusores:

$$V_p \leq V_L$$

b) Para múltiples recolectores:

$$V_p \leq 0.5 V_L$$

3. EJEMPLO DE DISEÑO DE MÚLTIPLES

Se diseñará el sistema de drenaje para un filtro grueso de flujo ascendente cuyas dimensiones son:

Ancho = 2.1m

Largo = 2.7 m

Velocidad de lavado: 20 m/h

El caudal total de lavado será: (Q)

$$Q = V * A = \frac{20 * 2.1 * 2.7}{3.6} = 31.5 \text{ l/s}$$

Considerando un principal de 2.6 m de largo e instalando 4 laterales, el espaciamiento entre ellos será de 0.65 m y el caudal por lateral (q_L) será:

$$q_L = \frac{Q}{4} = \frac{31.5}{4} = 7.9 \text{ l/s}$$

Asumiendo una relación $R_o = 0.0015$

$$R_o = \frac{\Sigma \text{Area orificios}}{\text{Area de lecho}} = \frac{n A_o}{A_L}$$

$$A_L = 2.1 * 2.7 = 5.67 \text{ m}^2$$

$$A_o = \frac{\pi d_o^2}{4} = 0.785 d_o^2$$

Para orificios de 95×10^{-2} m de diámetro (3/8"), $d_o^2 = 90.25 * 10^{-5} \text{ m}^2$

$$A_o = 7.085 * 10^{-5} \text{ m}^2$$

$$0.00015 = \frac{n * 7.085 * 10^{-5}}{5.67}$$

Por lo tanto el número de orificios por lateral será 30.5, adoptandose 32
El diámetro del lateral puede ser calculado así:

$$1/4 \pi d_L^2 = 1/4 \pi 2n * d_o^2$$

El diámetro del lateral sería entonces:

$$d_L = (2n)^{1/2} d_o$$

$$d_L = (2.32)^{1/2} 0.95 = 7.4 \text{ cm}$$

$$d_L = 2.9", \text{ se adoptan } 3"$$

El diámetro de la tubería principal del recolector puede calcularse así:

$$R = 0.5/n$$

lo cual da

$$d_p = \sqrt{2n} d_L$$

Con dos laterales descargando en cada sección del principal el diámetro del principal será igual a:

$$d_p = \sqrt{2 * 2} * 3''$$

$$d_p = 2 * 3'' = 6''$$

En las figuras A5-5 y A5-6 se ilustran esquemas del múltiple diseñado. Cualquier solución razonable, con parámetros diferentes, que produzca una buena velocidad de lavado, es aceptable.

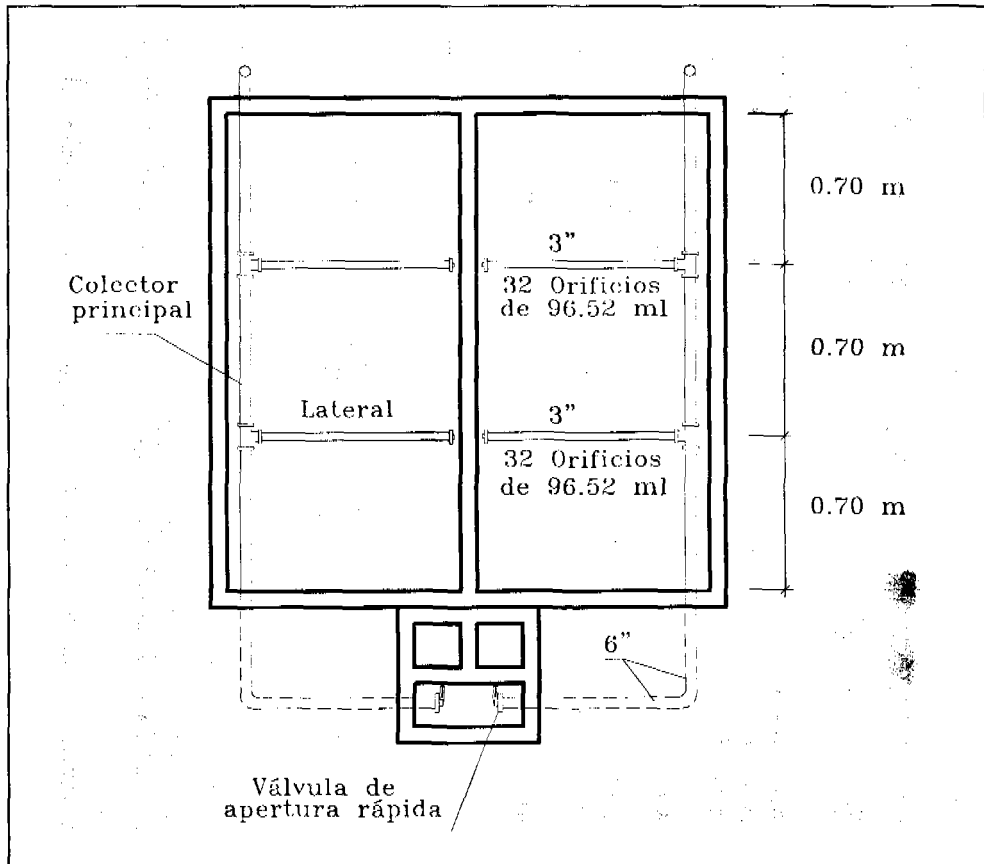


Figura A5-5. Distribución esquemática del múltiple difusor en un filtro grueso.

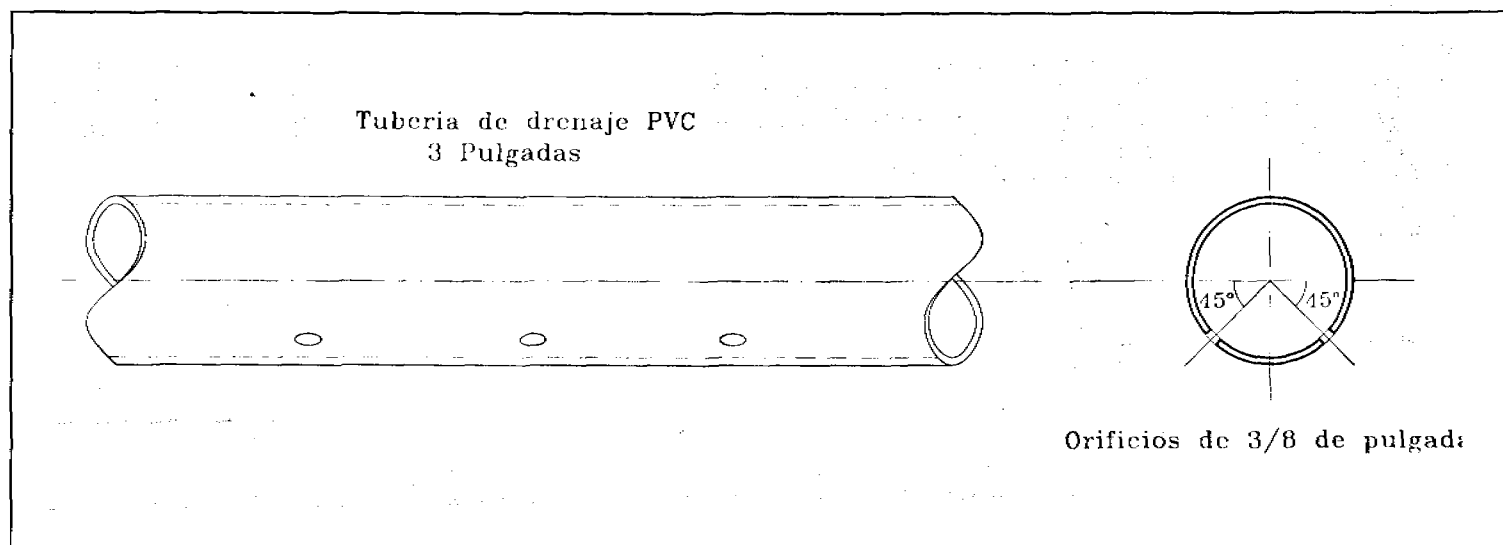


Figura A5-6. Ubicación de los orificios en el múltiple recolector del filtro grueso

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- HUDSON, H.E.; UMLER, R, AND BALLEY. (1979). Dividing flow manifold With square adgeg lateral. Journal. EED., Asce: 745.
- HUDSON, H.E. JR.(1981). Water clarification Processes Practical Design and Evaluation. Van Nostrand Reinhold Company. New York, USA.
- FAIR, G.; GEYER, J. AND OKUN, D.(1981). Ingeniería Sanitaria y de Aguas Residuales. Editorial Limusa, S.A. Versión española. México, D.F..
- CASTILLA, A, y GALVIS, G., (1985). Diseño de Múltiples. Curso de Abasto de Agua para Poblaciones. Universidad del Valle. Facultad de Ingeniería. Cali.