

Universidad de Cuenca



Carrera de Ingeniería

Escuela de Ingeniería Civil

**“LA FILTRACIÓN GRUESA, APLICADA AL  
TRATAMIENTO DE AGUAS  
SUPERFICIALES”**

Trabajo de titulación previo a la obtención del título  
de Ingeniero Civil

**Autores:**

Juan Diego Ordóñez Maldonado C.I. 0104434345

Wilson Efrén Pesantez Márquez C.I. 0105257489

**Director:**

Ing. Diego Benjamín Idrovo Murillo C.I.0101500387

Cuenca-Ecuador

2017



## **Resumen**

El presente trabajo busca proporcionar criterios básicos de diseño para la implementación de filtros gruesos FG, siendo de vital importancia en el medio rural donde no es apropiado el uso de tecnología convencional para potabilización debido a la ausencia de mano de obra especializada, así como en sistemas de tratamiento que emplean filtros lentos, sin un pretratamiento con FG. La tecnología debe ser adaptada según las características propias de cada fuente de abastecimiento considerando las condiciones locales

La ausencia de plantas de tratamiento, con sistemas de pretratamiento correctamente implementados, provoca su deterioro y posterior colapso. Considerando la problemática existente se ha investigado los FG, como mecanismo para el mejoramiento de la cobertura cualitativa, al ser unidades de bajo costo de construcción y operación que no utilizan productos químicos en su operación.

### **Palabras clave:**

Filtración en múltiples etapas (FiME)

Inspección sanitaria

Sólidos suspendidos

Filtración gruesa (FG)

Filtración lenta en arena (FLA)



## **Abstract**

The present work seeks to provide basic design criteria for the implementation of carouse filters CF, these must be adapted according to the characteristics of each source of supply, being of vital importance in the rural environment where it is not appropriate to use conventional technology for potabilization based on coagulation, flocculation, sedimentation and filtration, due to the absence of specialized labor, as well as in treatment systems that use slow filters, without a pretreatment with CF, making it impossible to function properly and in cases where have been applied, are used in a standardized way without regard to local conditions.

The absence of treatment plants, with correctly implemented pretreatment systems, causes their deterioration and subsequent collapse. Considering the existing problem, the CF have been investigated as a mechanism to improve the qualitative coverage, they are low cost units of construction and operation that do not use chemicals in their operation.

## **Keywords:**

Multi-stage filtration (FiME)

Sanitary inspection

Suspended solids

Coarse filtration (FG)

Slow sand filtration (FLA)



## Índice de contenido

1.	Antecedentes .....	16
1.1	Fuentes de agua.....	17
1.1.1	Agua superficial .....	17
1.1.2	Agua subterránea .....	17
1.2	La salud pública y los riesgos asociados con la calidad de agua para consumo humano. ....	18
1.3	Evaluación del riesgo sanitario asociado con la fuente de agua .....	19
1.4	Tratamiento de agua, para sistemas que sirven a pequeñas comunidades...	21
2.	Filtros .....	23
2.1	Historia de la Filtración .....	23
2.2	Teoría de la filtración.....	25
2.3	Mecanismos de Filtración.....	25
2.3.1	Transporte de Partículas .....	27
2.3.2	Mecanismos de Adherencia.....	30
2.3.3	Mecanismos de Purificación .....	32
2.4	Factores que influyen en la filtración .....	34
2.4.1	Material filtrante .....	34
2.4.2	Velocidad de filtración $V_f$ (m/h).....	35
2.4.3	Sólidos en suspensión.....	35
2.4.4	Temperatura .....	36
2.4.5	Dureza de la partícula.....	36
2.5	Tipos de filtros utilizados para la potabilización del agua .....	37
3.	La filtración Gruesa .....	38
3.1	Introducción .....	38
3.2	Concepto de las barreras múltiples .....	41
3.3	La filtración en gravas, o filtros gruesos. ....	42
3.4	Clasificación de los Filtros gruesos (FG).....	42
3.5	Criterios básicos para Selección de FG.....	43
3.6	Tipos de filtros.....	46
3.6.1	Filtros gruesos ascendentes (FGA) .....	46
3.6.2	La filtración en grava con flujo descendente. (FGD).....	51



Universidad de Cuenca

3.6.3	Filtración en grava de flujo horizontal FGH .....	53
4.	Hidráulica de la filtración .....	54
4.1	Flujo en medio poroso .....	55
4.2	Desarrollo de las ecuaciones principales para cálculo de la pérdida de carga en un lecho granular. ....	55
4.2.1	Ecuación de Carmen – Kozeny .....	56
4.2.2	Ecuación de Rose .....	61
4.3	Accesorios de operación y mantenimiento.....	62
4.3.1	Accesorios de operación .....	62
4.3.2	Accesorios de mantenimiento .....	63
4.4	Diseño Hidráulico de múltiples para drenaje y distribución de agua.....	63
4.4.1	Ecuaciones Fundamentales.....	64
4.4.2	Diseño de múltiples .....	68
4.5	Control de pérdidas de carga .....	70
4.5.1	Pérdida de Carga Inicial .....	71
4.6	Diseño hidráulico de unidades de entrada y salida.....	74
5.	Experiencia a nivel local .....	76
5.1	Evaluación eficiencia, sistemas aplicados para potabilizar el agua en pequeños núcleos poblados .....	78
6.	Diseño hidráulico de filtros gruesos dinámicos (FGDi).....	86
6.1	Componentes principales.....	88
6.2	Recomendaciones para la selección de FGDi.....	89
6.3	Aplicación.....	90
6.4	Diseño .....	90
7.	Conclusiones y recomendaciones .....	93



## Índice de Tablas

Tabla 1.1 Niveles de Riesgo Indonesia, Perú, (Lloyd & Helmer, 1991).....	20
Tabla 2.1 Clasificación de los filtros,(Arboleda Valencia, 2000) .....	38
Tabla 3.1 Límites de calidad del afluente para FLA, (Ordóñez, 1995) .....	40
Tabla 3.2 Clasificación basada en el diámetro y velocidad de filtración .....	42
Tabla 3.3 Clasificación basada en el sentido de flujo.....	43
Tabla 3.4 Parámetros de calidad en un sistema multibarrera, (Galvis Castaño et al., 1999).....	43
Tabla 3.5 Parámetros básicos en unidades de FGA, (Galvis Castaño et al., 1999) .....	44
Tabla 3.6 Rangos de calidad de agua en fuentes superficiales para orientar la selección de opciones de filtración en múltiples etapas FiME, (Galvis Castaño et al., 1999).....	45
Tabla 3.7 Modelo para la selección de un sistema de tratamiento de agua por filtración en múltiples etapas FiME, (Galvis Castaño et al., 1999) .....	46
Tabla 3.8 Porcentaje de eficiencias de los FGA (Galvis Castaño et al., 1995) .....	47
Tabla 3.9 Tipos de filtros gruesos ascendentes FGA y sus características. ....	47
Tabla 3.10 Componentes de un filtro grueso FG (Visscher, Paramasivan, Raman, & Heijnen, 1992).....	49
Tabla 3.11 Estratificación recomendada para los FGA (Galvis Castaño et al., 1995) ..	49
Tabla 3.12 Parámetros y criterios de diseño para FGA. (Galvis Castaño et al., 1995)	50
Tabla 3.13 Eficiencia de remoción de los filtros gruesos dinámicos FGDs, Cali, Colombia.(Galvis Castaño et al., 1995) .....	52
Tabla 3.14 Parámetros y criterios de diseño para FGD.....	52
Tabla 3.15 Eficiencia de remoción de los filtros gruesos horizontales FGH, Colombia. (Galvis Castaño et al., 1995) .....	53
Tabla 4.1 Factores de forma.....	58
Tabla 4.2 Parámetros y recomendaciones para el diseño de múltiples .....	64
Tabla 4.3 Valores de $\Phi$ y $\theta_i$ .....	65
Tabla 4.4 Pérdidas de carga y esparcimiento para distintos diámetros de orificio .....	70
Tabla 5.1 Remoción de turbiedad FGD <sub>i</sub> .....	77
Tabla 5.2 Remoción de color FGD <sub>i</sub> .....	77
Tabla 5.3 Remoción E. Coli FGD <sub>i</sub> .....	77
Tabla 5.4 Remoción de color y turbiedad FGA.....	78
Tabla 5.5 Remoción E. Coli FGA.....	78
Tabla 5.7 Requisitos físicos que debe cumplir el agua potable (INEN, 2006) .....	80
Tabla 5.8 Requisitos microbiológicos que debe cumplir el agua potable (INEN, 2006) .....	80
Tabla 5.9 Componentes de las plantas de tratamiento .....	81
Tabla 5.10 Características del agua cruda y tratada (Valores promedios) .....	81
Tabla 5.11 Porcentaje de remoción promedio de la planta .....	81
Tabla 5.12 Características planta de tratamiento de agua potable Quinshaloma .....	82
Tabla 5.13 Valores recomendados para el tratamiento del agua según sus características físicas. ....	83
Tabla 5.14 Características planta de tratamiento de agua potable Quingeoloma .....	83



Universidad de Cuenca

Tabla 5.15 Valores recomendados para el tratamiento del agua según sus características físicas.....	84
Tabla 5.16 Características planta de tratamiento de agua potable Chilcachapar.....	84
Tabla 5.17 Valores recomendados para el tratamiento del agua según sus características físicas.....	85
Tabla 5.18 Características planta de tratamiento de agua potable Farez.....	86
Tabla 5.19 Valores recomendados para el tratamiento del agua según sus características físicas.....	86
Tabla 6.1 Estratificación y diámetro de las partículas de un FGD.....	87
Tabla 6.2 Criterios preliminares de diseño (Galvis Castaño et al., 1995) y (Wegelin et al., 1998).....	89
Tabla 6.3 Especificaciones preliminares de material filtrante (Galvis Castaño et al., 1995).....	90

## Índice de Figuras

Figura 1.1 Identificación de acciones prioritarias de mejoramiento con reducción de riesgos o de niveles de contaminación microbiológica, (Lloyd & Helmer, 1991) .....	21
Figura 1.2 Representación Conceptual Socioeconómico y los Objetivos del Tratamiento, (Reid, 1982) .....	22
Figura 3.1 Múltiples barreras en el tratamiento de agua (Wegelin et al., 1998).....	41
Figura 3.2 Tratamiento de agua superficial en dos etapas (Wegelin et al., 1998).....	41
Figura 3.3 Esquema, filtro grueso ascendente en capas FGAc, (Galvis Castaño et al., 1999).....	48
Figura 3.4 Esquema, filtro grueso ascendente en serie FGAs, (Galvis Castaño et al., 1999).....	48
Figura 3.5 Esquema grafico de la tabla 3.11(Galvis Castaño et al., 1995).....	50
Figura 3.6 Esquema General de las instalaciones de un FGAc (Ordóñez, 1995) .....	51
Figura 3.7 Esquema de un filtro grueso descendente en serie FGDs (Ordóñez, 1995).....	52
Figura 3.8 Esquema de un Filtro Grueso Horizontal FGH (Ordóñez, 1995).....	54
Figura 4.1 Ubicación de los orificios en los múltiple .....	68
Figura 4.2 Estructuras de entrada y salida de un filtro horizontal,(Wegelin et al., 1998) .....	74
Figura 4.3 Vertedero triangular con un Angulo de 90° .....	75
Figura 5.1 Porcentaje de variación en el caudal de las 67 fuentes de abastecimiento de los sistemas evaluados por ETAPA 1996. ....	79
Figura 5.2 Porcentaje de variación en la calidad del agua, de las 67 fuentes de abastecimiento de los sistemas evaluados por ETAPA 1996. ....	79



### Cláusula de Propiedad Intelectual

---

Juan Diego Ordóñez Maldonado, autor/a del trabajo de titulación "LA FILTRACIÓN GRUESA, APLICADA AL TRATAMIENTO DE AGUAS SUPERFICIALES", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor/a.

Cuenca, 23 de octubre de 2017

Una firma manuscrita en tinta azul que dice "Juan Diego Ordóñez Maldonado".

Juan Diego Ordóñez Maldonado

C.I: 0104434345





### Cláusula de Propiedad Intelectual

---

Wilson Efrén Pesantez Márquez autor/a del trabajo de titulación "LA FILTRACIÓN GRUESA, APLICADA AL TRATAMIENTO DE AGUAS SUPERFICIALES", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor/a.

Cuenca, 23 de octubre de 2017

Una firma manuscrita en tinta azul que parece decir "Wilson Efrén Pesantez Márquez".

---

Wilson Efrén Pesantez Márquez

C.I: 0105257489



Universidad de Cuenca  
Cláusula de Licencia y Autorización para Publicación en el Repositorio Institucional

---

Juan Diego Ordóñez Maldonado en calidad de autor/a y titular de los derechos morales y patrimoniales del trabajo de titulación "LA FILTRACIÓN GRUESA, APLICADA AL TRATAMIENTO DE AGUAS SUPERFICIALES", de conformidad con el Art. 114 del CÓDIGO ORGÁNICO DE LA ECONOMÍA SOCIAL DE LOS CONOCIMIENTOS, CREATIVIDAD E INNOVACIÓN reconozco a favor de la Universidad de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos.

Asimismo, autorizo a la Universidad de Cuenca para que realice la publicación de este trabajo de titulación en el repositorio institucional, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Cuenca, 23 de octubre de 2017

Juan Diego Ordóñez Maldonado

C.I.: 0104434345



Universidad de Cuenca  
Cláusula de Licencia y Autorización para Publicación en el Repositorio Institucional

---

Wilson Efrén Pesantez Márquez en calidad de autor/a y titular de los derechos morales y patrimoniales del trabajo de titulación "LA FILTRACIÓN GRUESA, APLICADA AL TRATAMIENTO DE AGUAS SUPERFICIALES", de conformidad con el Art. 114 del CÓDIGO ORGÁNICO DE LA ECONOMÍA SOCIAL DE LOS CONOCIMIENTOS, CREATIVIDAD E INNOVACIÓN reconozco a favor de la Universidad de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos.

Asimismo, autorizo a la Universidad de Cuenca para que realice la publicación de este trabajo de titulación en el repositorio institucional, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Cuenca, 23 de octubre de 2017

Wilson Efrén Pesantez Márquez

C.I: 0105257489



## Dedicatoria

*Esta tesis se la dedico a mi familia por el apoyo manifestado en su realización y durante mis años de estudio.*

*De manera muy especial a mi abuelo el Ing. Galo Ordóñez, quien me ha brindado su apoyo y amor incondicional durante toda mi vida, siendo maestro, amigo y padre, ahora con su infinita sabiduría supo guiarme en el desarrollo de esta tesis.*

*A mi mamá y mi hermano, quienes me han soportado, ayudado y apoyado durante todos estos años. No siempre ha sido fácil y no debía serlo, pero eso lo ha hecho especial.*

*Nelly María, Nico, Abuelo, sé que esta dedicatoria es insuficiente para personas tan increíbles como ustedes, es lo mínimo que puedo hacer, aparte de agradecerles infinitamente, los quiero.*

*Siempre que cuente con su apoyo sé que cumpliré todas mis metas.*

Juan Diego Ordóñez Maldonado



## Agradecimiento

*Mi gratitud a mi director de tesis Ing. Diego Idrovo, a la Universidad de Cuenca a la cual debo mi formación, a su personal docente. Gracias.*

*Y de manera muy especial a mi familia y amigos que han sido participes activos de mi vida, hemos compartido innumerables momentos de alegría, con su presencia y apoyo siempre es más llevadera cualquier adversidad. Gracias.*

Juan Diego Ordóñez Maldonado



## Dedicatoria

*Dedico este trabajo principalmente a mi familia, por haberme brindado su apoyo en cada momento importante de mi formación profesional. A mi madre por ser el pilar más importante y por brindarme su cariño y apoyo incondicional. A mi padre por su infinita paciencia y consejos durante mi formación.*

Wilson Efrén Pesantez Márquez



## Agradecimiento

*Mi más sincero agradecimiento a mi familia, por su apoyo incondicional, y por haberme dado la oportunidad de tener una excelente educación en el transcurso de mi vida. A mis profesores por brindarnos sus conocimientos y pasión por la ingeniería. A nuestro director de tesis Ing. Diego Idrovo por su paciencia en la realización de este trabajo. Y de manera muy especial al Ing. Galo Ordoñez por la guía brindada.*

Wilson Efrén Pesantez Márquez



## **OBJETIVOS**

### **Objetivo General**

Sistematizar los criterios básicos de diseño de filtros gruesos o de grava para pequeñas comunidades rurales.

### **Objetivos Específicos**

- Realizar una revisión bibliográfica
- Analizar y sistematizar la información recopilada.
- Presentar límites en las características físicas, químicas y bacteriológicas de los afluentes.
- Exponer parámetros que permitan un correcto funcionamiento de la tecnología FiME (Filtración en múltiples etapas), que opere en fuentes superficiales.
- Plantear alternativas de FG (filtros gruesos), compatibles con las condiciones locales.





## 1. Antecedentes

### 1.1 Fuentes de agua

Las principales fuentes de abastecimiento de las comunidades rurales en el Ecuador son pequeñas corrientes superficiales –quebradas- y los afloramientos de aguas subterráneas.

En el caso de las corrientes superficiales, dado que el agua se escurre por sobre la superficie del suelo, su calidad y caudal es variable entre verano e invierno. En invierno son aguas turbias, con una fuerte carga de sedimentos, se altera frecuentemente, por otro lado, presentan importantes variaciones del caudal.

#### 1.1.1 Agua superficial

Es un término que define y describe al agua que se encuentra circulando o estancada en la superficie terrestre tales como arroyos, quebradas, ríos, lagos, y embalses. El agua superficial se origina por una combinación de procedencias:

- **Escorrentía superficial:** lluvia que ha caído sobre el suelo y que fluye directamente sobre la superficie hacia un cuerpo superficial mayor.
- **Precipitación directa:** lluvia que cae directamente sobre la masa de agua.
- **Manto intermedio:** exceso de humedad en el suelo que está continuamente drenando a la masa de agua.
- **Descarga de la capa freática:** donde hay un acuífero debajo de una masa de agua y la capa freática es lo suficientemente alta, el agua se descargará directamente del acuífero a la masa de agua.

El agua superficial que se origina en cuencas donde las rocas principales son impermeables, como las graníticas, contienen muy pequeñas cantidades de materiales disueltos no más de aproximadamente 30 mg/l, (Catalán Lafuente, 1990). Son aguas blandas, ligeramente ácidas, se puede colorear fácilmente en forma natural (Gray, 1996). El color un parámetro importante para nuestras condiciones, ya que el agua se capta en las zonas de páramo o en general en las cuencas altas, constituyen una de las principales características que deben ser corregidas en las plantas de tratamiento.

#### 1.1.2 Agua subterránea

El agua subterránea en general tiene concentraciones de material disuelto superiores al de las superficiales, esto se debe al contacto estrecho entre el agua



Universidad de Cuenca

cargada de CO<sub>2</sub> con las rocas y tierra en el suelo, así como el tiempo de disolución o de contacto. (Catalán Lafuente, 1990)

Se origina en cuencas donde las rocas son principalmente permeables como: creta, y caliza. Estas originan un agua limpia, dura, rica en Ca<sup>++</sup>, Mg<sup>++</sup> y ligeramente alcalinas. En estas formaciones rocosas se forman acuíferos de modo que el agua está disponible tanto en recursos superficiales como subterráneos. (Gray, 1996)

## **1.2 La salud pública y los riesgos asociados con la calidad de agua para consumo humano.**

Fallas en la protección de las fuentes o un tratamiento inadecuado del agua captada, pone a los usuarios en riesgo de sufrir enfermedades transmisibles, especialmente a los grupos más vulnerables como niños y ancianos, en general la población con deficiencias inmunológicas. Para ellos las dosis infectivas son significativamente más bajas que para el resto de la población. La contaminación con excretas humanas y animales contribuye con una gran cantidad de virus, bacterias, protozoarios y helmintos.

Existen pocos contaminantes del agua de naturaleza química que pueden constituir riesgos para la salud pública, excepto a través de accidentes significativos, y en muchos de los casos la presencia de las sustancias es causa de rechazo por su apariencia, sabor u olor. Normalmente, los problemas asociados con productos químicos se deben a su capacidad de acción después de largos periodos de exposición. En consecuencia, su control es importante, pero en los pequeños sistemas no constituyen una prioridad frente a la contaminación microbiológica (salvo casos críticos de descarga industriales, agroquímicos o tóxicos descargados por las actividades de explotación de minerales metálicos).

El cloro reacciona con la materia orgánica presente en el agua, originando subproductos químicos potencialmente peligrosos para la salud pública, generando rechazo en su utilización como método de desinfección del agua cruda incluso generó inquietudes en su aplicación para prevenir la transmisión hídrica del "Cólera" (CEPIS, 1993). Los riesgos para la salud de los subproductos son muy bajos en comparación con los riesgos asociados con una inadecuada desinfección y esta etapa de tratamiento de ninguna manera debe comprometerse por el temor a los subproductos. *"Es más, en la búsqueda o promoción de otros desinfectantes, se debe tener también en cuenta sus posibles subproductos, si son tan económicos y sencillos de dosificar, aplicar, detectar, y controlar como el cloro"*. (Ordóñez, 1992)

Una selección técnica de las fuentes de abastecimiento, y su adecuado tratamiento, reduce los riesgos potenciales de contaminación, así como la dosis



Universidad de Cuenca

necesaria de cloro disminuyendo la formación de subproductos. En Estados Unidos la tasa de brotes de enfermedades de origen hídrico en comunidades que se abastecen de agua superficial sin filtración ha sido ocho veces mayor que en aquellas que disponen de Filtración. (Craun, 1994) Siendo la filtración una barrera importante para mejorar la calidad del agua tratada.

### 1.3 Evaluación del riesgo sanitario asociado con la fuente de agua

El correcto funcionamiento de un sistema de abastecimiento de agua es esencial para la salud pública y depende en gran medida de la fuente de agua, sobre todo si el sistema se encuentra emplazado en zonas de bajos recursos técnico-económicos, en los cuales no siempre existe personal permanente, capacitado en las áreas de operación, control y mantenimiento.

Mientras más contaminada sea la fuente, existe mayor riesgo potencial de que se contraigan enfermedades de origen hídrico, lo que demanda un control constante y riguroso del efluente y se incrementa el costo del tratamiento. Debido a esto es imperativo realizar una evaluación de los posibles riesgos sanitarios asociados con una fuente y en base a esto tomar las medidas necesarias para garantizar la calidad del servicio y la salud pública.

Si el abastecimiento del agua está sometido a riesgos potenciales significativos, de naturaleza tal que no puedan ser controlados con base a los parámetros básicos (minería, agricultura intensiva), las autoridades sanitarias están obligadas a realizar una vigilancia, y el nivel local debe ser cercanamente capacitado y asesorado para realizar un seguimiento sistemático. (Galvis Castaño et al., 1999). La naturaleza de la contaminación de una fuente de agua varía según las características de la fuente misma, del desarrollo en la cuenca de actividades domésticas, agrícolas o industriales, y del manejo que se dé tanto de los productos como de los residuos de tales actividades. En general, la inspección sanitaria (I.S) de nivel local o regional, según el tamaño de la cuenca, es una herramienta esencial para aproximarse a la evaluación de los tipos y grados del riesgo sanitario asociados con una fuente de agua. Hay factores incidentes como tipo de suelo, vegetación predominante, la topografía, el control y grado de deforestación, así como de la cultura del agua por parte de habitantes y de la autoridad local; de factores legales, y de suma importancia el control y vigilancia.(Galvis Castaño et al., 1999).

*“La inspección sanitaria consiste en una observación metódica, realizada en lo posible por personas con experiencia en el sector agua, trabajando en equipo con miembros de la comunidad local encargada de la prestación del servicio, y de la comunidad. La I.S se orienta a identificar todas las situaciones o factores potenciales de riesgo, tanto en la cuenca como en las componentes del sistema de abastecimiento (toma, conducción, almacenamiento, distribución e*



Universidad de Cuenca

*instalaciones externas). La Inspección (I.S) debe identificar evidencias o hechos que puedan comprometer la seguridad del sistema y la salud de los usuarios". (Galvis Castaño, Visscher, Fernandes, Beron, & Cinara A.A, 1995).*

*"Una vez identificados los tipos de riesgo que presente la fuente/s de abastecimiento, es necesario establecer sus niveles, los cuales están directamente asociados con la concentración o densidad de los agentes contaminantes y de su interdependencia" (Galvis Castaño et al., 1999).*

El establecimiento del nivel de riesgo en una I.S, así como de la interpretación de los análisis de agua requiere del interés y de la mística de quien realiza la acción. En general en una I.S el riesgo se identifica con la ayuda de una metodología o protocolo que identifica y sobre todo categoriza los riesgos identificados para cada cuenca abastecedora.(Galvis Castaño et al., 1999).

*"La inspección sanitaria (I.S) y los análisis de calidad del agua son actividades complementarias e idealmente deberían realizarse juntas. Mientras que la I.S identifica los riesgos potenciales, los análisis indican si en el momento y en el punto de muestreo, había contaminación y su nivel de intensidad (La calidad está totalmente relacionada con el tiempo y el espacio. La I.S es indispensable para una 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 se recomienda realizar con mayor frecuencia"(Galvis Castaño et al., 1995)*

Los análisis bacteriológicos del agua pueden ser clasificados por nivel de riesgo, lo cual es sumamente importante para establecer el nivel y el tipo de tratamiento requerido por una fuente específica de abastecimiento.

En la Tabla 1.1 , se observa un ejemplo, con valores obtenidos de las inspecciones sanitarias (I.S), en dos países vulnerables, de acuerdo con las investigaciones realizadas por Lloyd y Helmer, 1991. La clasificación es similar, pero es dependiente de la concentración de unidades formadoras de colonias (UFC) existentes en cada área de captación, especialmente considerando el valor superior.

*Tabla 1.1 Niveles de Riesgo Indonesia, Perú, (Lloyd & Helmer, 1991)*

Nivel	Muestras de una zona de Indonesia		Muestras de una zona del Perú	
	UFC/100 ml	Nivel de Riesgo	UFC/100ml	Nivel de riesgo
<b>A</b>	0	Ninguno	0	Ninguno
<b>B</b>	1-10	Bajo	1-10	Bajo
<b>C</b>	11-100	Intermedio a alto	11-50	Intermedio
<b>D</b>	<b>101-1000</b>	<b>Alto</b>	<b>&gt;50</b>	<b>Alto</b>
<b>E</b>	<b>&gt;1000</b>	<b>Muy Alto</b>		



Universidad de Cuenca

Si después de un tiempo se realizan medidas correctivas en el área en consideración o se acuden a mejores tecnologías, la clasificación puede ser ajustada, considerando que la intención debe orientarse a intervenir prioritariamente en los sistemas clasificados en la categoría de riesgo más alta. La figura 1.1, muestra la prioridad que se le debe dar a las acciones de mejoramiento, según el nivel de riesgo.

En la Tabla 1.1, los sistemas identificados a través de la Inspección Sanitaria como de riesgo alto y que afrontan una alta contaminación microbiológica, necesitan mejoramiento inmediato, como: a) Modificar las prácticas de eliminación de excretas, b) Cambiar la fuente, c) Adoptar métodos y variantes de tratamiento, en base a las reales posibilidades técnicas y económicas de la comunidad.

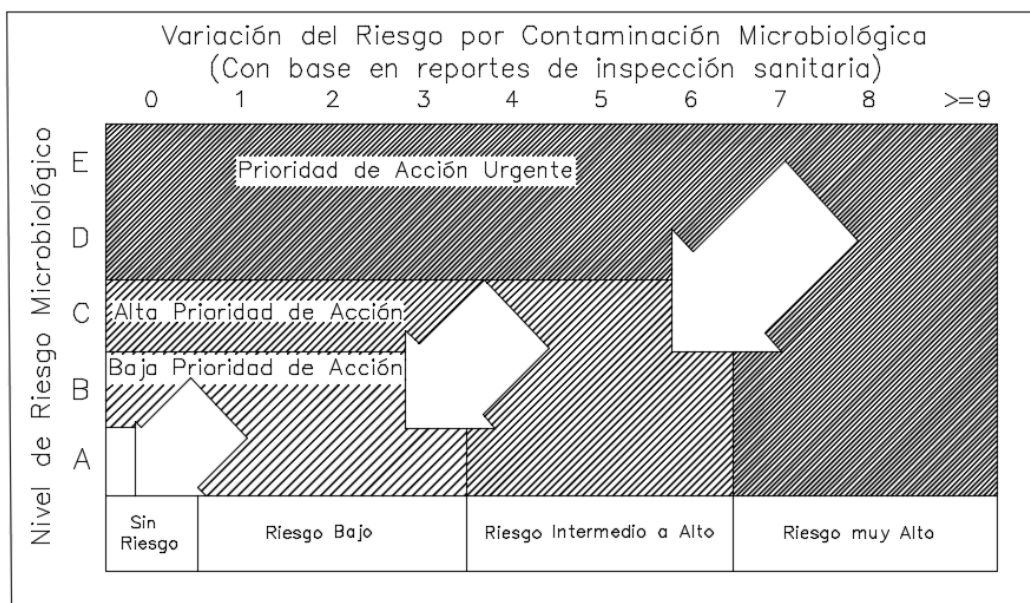


Figura 1.1 Identificación de acciones prioritarias de mejoramiento con reducción de riesgos o de niveles de contaminación microbiológica, (Lloyd & Helmer, 1991)

La experiencia internacional sustenta la necesidad de la introducción de tecnologías de potabilización, en aquellas localidades que deben abastecerse de fuentes de agua con niveles de contaminación altos, que signifique un riesgo para la salud.

#### 1.4 Tratamiento de agua, para sistemas que sirven a pequeñas comunidades

El tratamiento o potabilización es un conjunto de operaciones y procesos para mejorar la calidad: física, química y microbiológica del agua de la fuente de abastecimiento, para volverla potable cumpliendo las normas de calidad (INEN, 2006).



Universidad de Cuenca

El objetivo de un sistema de tratamiento es la producción de agua con características apropiadas para los usos domésticos. Para satisfacer a este uso, el agua debe cumplir con tres requisitos básicos, el agua distribuida debe ser:

- **Estética o agradable a los sentidos**, aspecto que se confunde muchas veces con calidad.
- **Funcional**: calidad adecuada para el uso eficiente en: bebida, cocina e higiene.
- **Sanitariamente segura**: ausencia de sustancias: tóxicas, peligrosas para la salud, y microorganismo que puedan transmitir enfermedades “hídricas”.

Los usuarios de los sistemas de abastecimiento aceptan el agua y se orientan por sus sentidos. Aspectos como la turbiedad, color, sabor y olor pueden inhibir el consumo, o rechazar el agua buscando fuentes sustitutivas, las cuales pueden presentar una inadecuada calidad bacteriológica. Consecuentemente, estos aspectos deben ser considerados en la estimación y manejo de los riesgos asociados con la calidad del agua.

En el austro ecuatoriano las pequeñas comunidades tienen un nivel socio económico bajo y un nivel organizativo también precario, que se sostiene únicamente en función de la necesidad de disponer del líquido vital y no de su calidad. Debido a esto los objetivos del tratamiento son básicos como se puede observar en la Figura 1.2, esto contempla la remoción de bacterias, virus y protozoos, así como sólidos suspendidos, sabor y olor. Siendo estas las medidas mínimas de potabilización que se deben tener cualquier sistema.

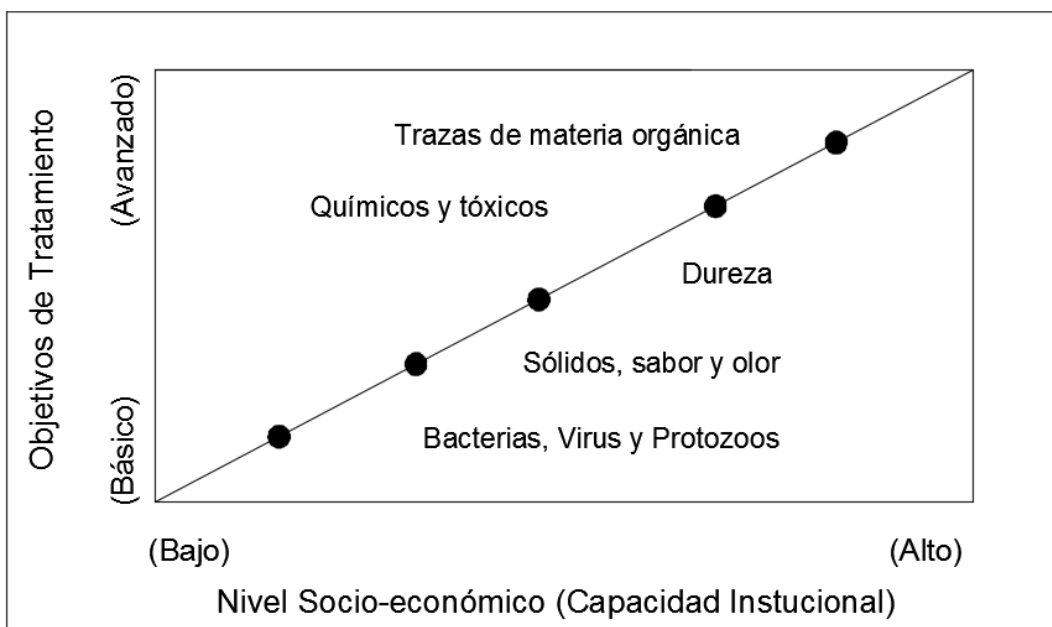


Figura 1.2 Representación Conceptual Socioeconómico y los Objetivos del Tratamiento, (Reid, 1982)



Universidad de Cuenca

*“A medida que la esperanza de vida al nacer, la capacidad institucional y los recursos económicos han aumentado en muchos países, el tratamiento del 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 físico químico+, junto con la protección de los valiosos sistemas de almacenamiento y distribución del agua” (Galvis Castaño et al., 1999)*

La filtración lenta en arena (FLA) es la tecnología de tratamiento más antigua usada en los sistemas de abastecimiento. Sin embargo, la experiencia con FLA no ha sido exitosa en países de América Latina, (Sánchez, Sánchez, Galvis, & Latorre, 2007) motivo por el cual surge la necesidad de implementar sistemas de pretratamiento como son los filtros gruesos FG, para mejorar la calidad del agua antes del proceso con la FLA.

## **2. Filtros**

### **2.1 Historia de la filtración**

En la edad media, en el castillo de Hohentrins localizado en los Alpes Suizos, dependían del agua de lluvia que se recogía en el patio y se almacenaban en una cisterna, se instaló un relleno de grava alrededor de la entrada de la cisterna para evitar la contaminación del agua causada por el hombre y los animales, siendo uno de los primeros filtros gruesos utilizados para tratar agua superficial.(Probst, 1937).

La filtración lenta en arena (FLA) fue introducida por primera vez para servir dentro de la ciudad a una pequeña industria en Paisley, Escocia, 1804. En 1828 el ingeniero James Simpson, de la Chelsea Water Company, introdujo en Chelsea, Londres, la primera planta de filtros lentos de arena. (Arboleda Valencia, 2000).

En Somerville, Estados Unidos en 1855 se desarrolló la filtración rápida o mecánica, por la necesidad de procesar grandes caudales de agua para su dotación y la diversidad de la calidad del agua efluente, sin embargo, este proceso requiere la adición de coagulantes para su correcto funcionamiento además presenta menor eficiencia en la remoción de organismos patógenos al compararla con la filtración lenta, por lo cual es necesario complementar el tratamiento del agua mediante la adición de desinfectantes como el cloro u ozono, para reducir el potencial de contaminación y el riesgo de contaminación en los efluentes, con lo que a partir de los filtros como único proceso de tratamiento se crearon las primeras plantas de potabilización.(Arboleda Valencia, 2000).



Universidad de Cuenca

En los años 1880s, con el surgimiento de la bacteriología en base a la Teoría de los gérmenes de Pasteur y Koch, se enfatizó el uso de la filtración en medios porosos y la sedimentación simple como medios de saneamiento básico, al desarrollarse en los medios filtrantes de arena una biomasa que contiene bacterias, larvas, algas y protozoarios que contribuyen a la remoción de microorganismos mediante la oxidación de la materia orgánica, mitigando la presencia de enfermedades contagiosas.

En 1899 en Puech-Chabal, Francia se construyeron filtros gruesos para tratar parte de agua que abastecía la ciudad de Paris. Consistía de una serie de filtros gruesos con flujo descendente y cascadas para oxigenar el agua. Se trataba el agua de una fuente superficial turbia. Este esquema se difundió en Europa. En 1935 existían 125 plantas en Francia, alrededor de 20 en Italia y algunas en otros países europeos como España. (Moses Nelson Baker, 1948),(M. N. Baker & Taras, 1981).

A comienzos de la década de 1960 en Brasil, las comunidades no estaban adecuadamente entrenadas para la operación de las unidades de FLA, por lo cual existió un alto promedio de fallas observadas en su aprovechamiento. (Hespanhol, 1969)

“En Colombia, la tecnología de FLA se introdujo sin adaptarse a las condiciones locales y sin capacitar el recurso humano que posibilitara su admisión, operación y, mantenimiento adecuados”. (Wegelin et al., 1998)

En 1970 se empezaron a diseminar los filtros de capa profunda, que son en los cuales la filtración se da en las partículas que se encuentran en el interior de lecho granular, y se distribuyen en gran parte de su masa, en lugar de quedar suspendidos en la capa superficial. (Arboleda Valencia, 2000)

A comienzos de los 80s, el, International Water and Sanitation Centre (IRC) y el, Instituto Nacional de Salud de Colombia (INS), construyeron dos proyectos de demostración que, junto a la experiencia del IRC en otros cinco países, precisaron las limitaciones del FLA y la importancia de la filtración gruesa para superarla. (Wegelin et al., 1998)

A mediados de los 80s se creó el CINARA con el apoyo del gobierno colombiano, Universidades y organismos internacionales como IRC, SANDEC/ EAWAG, CEHE (Universidad de Surrey), EESC (Universidad de Sao Paulo), y el “CEPIS” (Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente), con lo cual se dio inicio a estudios a escala piloto y tamaño real que han contribuido a establecer las potencialidades y limitaciones de diferentes opciones de filtración gruesa. (Wegelin et al., 1998)

“El desarrollo de la filtración gruesa ha contribuido a una operación más eficiente y confiable de la filtración lenta en arena y a ampliar sus posibilidades de aplicación en condiciones locales más exigentes que aquellas en que se originó en Europa.” (Wegelin et al., 1998)





## 2.2 Teoría de la filtración

Filtración es el proceso por medio del cual se separan las partículas en suspensión de un medio acuoso mediante un material filtrante, medio poroso o lecho filtrante.

La filtración puede llevarse a cabo mediante medios porosos con flujo ascendente o descendente trabajando a presión o por gravedad, pudiendo ser filtros lentos o filtros rápidos según su velocidad de filtración.

La velocidad a la que pasa el agua a través del lecho granular se la denomina rata, carga superficial o velocidad de filtración, y es el cociente entre el caudal y el área filtrante como se observa en la Ecuación 2.1.

$$V_f = \frac{Q}{A} \quad \text{Ecuación 2.1}$$

En donde:

$V_f$ = Velocidad de filtración, Se mide en  $m^3/m^2$ -día, por similitud con la tasa de sedimentación.

$Q$ = Caudal que entra al filtro ( $m^3/día$ )

$A$ =Área superficial ( $m^2$ )

## 2.3 Mecanismos de Filtración

La información respecto a los mecanismos de filtración, se la ha tomado del libro "Teoría y práctica de la purificación del agua" (Arboleda Valencia, 2000).

La remoción de partículas mucho más pequeñas que los poros del medio filtrante, descartó la idea primitiva de que la filtración se realizaba por el simple efecto físico de cernido, o tamizado. (Arboleda Valencia, 2000)

El agua que entra a un filtro contiene una variedad muy grande de partículas en suspensión. Su tamaño varía desde sólidos en suspensión relativamente grandes de 1 mm de diámetro hasta los coloidales, bacterias y virus con tamaños inferiores a  $1 \times 10^{-3}$  mm ( $1 \mu m$ ). (Arboleda Valencia, 2000)

Al igual que lo que sucede con el agua superficial que penetra al interior del suelo, el paso de agua que es una suspensión penetra dentro de un conjunto de materiales existentes que presentan una gran área superficial, lo que junto al flujo sinuoso a través de los estratos, producen una serie de fenómenos que van



Universidad de Cuenca

desde los físicos hasta los biológicos que dan como resultado una retención de los sólidos, y el filtro al igual que el acuífero mejora en gran medida las características físicas y microbiológico.

Las distintas partículas quedan adheridas al lecho filtrante en mayor o menor medida, en la superficie de sus granos, formando una película alrededor de ellos, cuya resistencia al esfuerzo cortante producido por el arrastre del flujo es función de la magnitud de las fuerzas que los mantiene adheridas a las partículas de cada elemento del medio granular.

Si las fuerzas de adherencia son débiles las partículas suspendidas serán arrastradas por el flujo, hasta llegar al efluente. Si son fuertes las partículas quedaran adheridas temporalmente en el medio granular.

Los mecanismos que transportan las partículas en suspensión dentro del lecho filtrante y lo adhieren con mayor o menor eficiencia, son distintos según sea el tamaño de las partículas, su densidad y las características electroquímicas que posea. (Arboleda Valencia, 2000).

Las partículas de gran tamaño, que sean superiores al de los poros del medio granular quedan retenidas por simple tamizado; en cambio las partículas con magnitudes varias veces menores que el de los poros (bacterias hasta 100 veces menor), son removidos por una serie de fenómenos, que pueden actuar separados o simultáneamente, y que tendrán mayor o menor relevancia dependiendo de las partículas en suspensión, así como del lecho filtrante.

El proceso de filtración puede considerarse que ocurre en etapas distintas pero complementarias (O'Melia & Stumm, 1967). A las que se les conoce como "Mecanismos de Filtración".

- La de transporte de las partículas dentro de los poros
- La de adherencia a los granos del medio
- De purificación

El transporte de las partículas es debido a fenómenos físicos e hidráulicos. Los mecanismos que pueden realizar el transporte son:

- Tamizado
- Sedimentación
- Intercepción
- Difusión
- Impacto Inercial
- Acción hidrodinámica

Los que pueden producir la adherencia son:

- Fuerzas de Van der Waals
- Fuerzas electroquímicas
- Puente químico



Universidad de Cuenca

Los mecanismos de purificación son:

- Oxidación Bioquímica
- Actividad Bacteriológica

No todos los mecanismos tienen que actuar al mismo tiempo, en algunos casos la contribución de uno o varios de ellos en la retención de material suspendido es despreciable (Arboleda Valencia, 2000).

### **2.3.1 Transporte de Partículas**

Este tema ha sido adaptado del libro “Teoría y práctica de la purificación del agua” (Arboleda Valencia, 2000).

Son mecanismos de remoción hidráulica, mediante los cuales ocurre la colisión entre las partículas y los granos, son principalmente de intercepción, sedimentación y difusión. Si una partícula es llevada por las líneas de flujo, puede colisionar con un grano adherirse a él y de este modo ser removida.

#### **2.3.1.1 Tamizado**

Partículas de mayor tamaño que el de los poros del medio filtrante quedan atrapados en los intersticios entre del material granular (porosidad), cuyo tamaño suele variar entre 0.1 y 0.2 mm, para granos de 0.5 mm, y entre 0.3 y 0.6 mm, para los de 1.2 mm, dado que el flóculo más grande puede tener de 0.5 a 2.0 mm de diámetro, quedará atrapado con facilidad. (Arboleda Valencia, 2000)

Este fenómeno se produce generalmente en las capas superficiales del medio filtrante y con partículas relativamente fuertes que sean capaces de resistir los esfuerzos cortantes producidos por el flujo, cuya velocidad aumenta en las constricciones.

El mecanismo de tamizado actúa de forma independiente de las características de las partículas suspendidas.

Este mecanismo es de mínima importancia en los filtros gruesos, debido a que el menor tamaño de la grava aproximadamente 1.6 mm, es grande, lo que da como resultado según (Leendert Huisman & Wood, 1974), un tamaño de poro o intersticio de 250  $\mu\text{m}$ . Este tamaño de poro es substancialmente mayor que muchas de las partículas que vienen en el agua, tales como sólidos suspendidos (1.0 - 10 E6  $\mu\text{m}$ ), bacterias (1-0.1  $\mu\text{m}$ ), virus (0.01- 0.1  $\mu\text{m}$ ) y partículas coloidales (0.001-1.0  $\mu\text{m}$ ), sin embargo, al final de la filtración cuando el tamaño del poro ha decrecido, la retención del sólido suspendido puede ocurrir (Wolters, H. 1988), con



Universidad de Cuenca

excepción de los Filtros Gruesos Dinámicos (FGDi), en cuyo caso se parte de la capa filtrante de menor diámetro.

### **2.3.1.2 Sedimentación**

La remoción de material más pequeño que los intersticios, podía deberse a la sedimentación de ellas en la superficie de los granos de grava. (Hazen, 1904)

Para obtener una remoción más o menos completa, la velocidad de sedimentación de las partículas debe ser mayor que la velocidad del flujo, el tamaño de las partículas suspendidas debe ser relativamente grande, su densidad alta y además la carga hidráulica debe ser baja.

La superficie que presenta un medio filtrante es en realidad muy grande, pero no toda esta área es apta para recibir sedimentos, ya que una parte de ella no es útil por estar los grano en contacto con otros y otra parte por estar en zonas donde la velocidad del flujo es muy alta. La superficie aprovechable para la sedimentación se ha estimado que puede ser solamente un 5.56% de la total del medio. (Arboleda Valencia, 2000).

Sin embargo, este mecanismo no explica, por qué el filtro remueve partículas de tamaño coloidal como bacterias o virus cuya velocidad de sedimentación es del orden de milímetros por día ( $V_s = \text{mm/d}$ ).

(Wegelin, 1986) y (Siripatrachai, 1987), reportan que la sedimentación es el principal mecanismo de remoción en los filtros gruesos horizontales (FGH); sin embargo, debido a la similitud de los procesos involucrados en otros filtros gruesos, se puede suponer que la sedimentación tiene un rol significativo en la eficiencia de remoción en otros sistemas de filtración gruesa (todos los tipos empleados).

### **2.3.1.3 Intercepción**

Cuando la velocidad de filtración es baja y las partículas suspendidas tienen densidades aproximadamente iguales a las del agua, estas viajan con las líneas de flujo, lo cual hace que, al atravesar los intersticios del medio filtrante, éstas se ven forzadas a ponerse en contacto entre sí y con el medio filtrante, quedando interceptadas por éste. Inicialmente las partículas empiezan a pegarse a la cara superior de los granos hasta llegar a cubrirlos por completo, formando una película que crece con el tiempo, disminuyendo el tamaño de los intersticios e incrementándose el esfuerzo cortante, lo cual hace aparecer segmentos que cuelgan de los granos hasta que eventualmente se rompen para ser retenidos por granos más profundos que se encuentran menos recubiertos. Este proceso de



Universidad de Cuenca

arrastre de la película se hace cada vez mayor, con lo que la colmatación del medio filtrante progresa en profundidad. (Camp, 1964).

Pequeñas diferencias en el pH final a menudo afectan la capacidad de adhesión y la resistencia de la película de las partículas al esfuerzo cortante. (Stein, 1940).

Según (O'Melia & Stumm, 1967) y tal como indicó (K. Ives, 1961), la eficiencia del filtro debida a la intercepción, es directamente proporcional al diámetro de la partícula.

Por lo tanto, este mecanismo en los filtros grueso (FG), donde las partículas empleadas son relativamente grandes, no presenta mayor impacto en la remoción de partículas.

#### **2.3.1.4 Impacto inercial**

Cuando la velocidad del flujo es baja, las partículas viajan con las líneas de flujo. Si la velocidad es alta y las partículas suspendidas son relativamente grandes, la inercia que poseen hace que estas puedan seguir trayectorias diferentes a las líneas de flujo si adquieren suficiente cantidad de momento para eso.

La viscosidad del fluido hace difícil que la materia suspendida pueda adquirir suficiente cantidad de movimiento, como para que el impacto inercial sea de relevancia. (Arboleda Valencia, 2000).

La eficiencia de remoción por estas fuerzas se incrementa en segunda instancia por el tamaño de la partícula y en primera instancia por la densidad de la partícula suspendida y la velocidad de filtración.

Debido a que, en la FG, las velocidades de filtración son bajas, los diámetros de la grava son relativamente grandes, y por la viscosidad del fluido, las fuerzas de inercia no son importantes dentro de los mecanismos actuantes.

#### **2.3.1.5 Difusión**

El movimiento browniano es el movimiento aleatorio que se observa en las partículas que se hallan en un medio fluido, como resultado de choques contra las moléculas de dicho fluido (Feynman, Pakvasa, & Tuan, 1970). La energía cinética de las moléculas de agua es transferida a las pequeñas partículas durante las continuas colisiones. Cuando se produce un gradiente de concentración, este movimiento Browniano transporta las partículas hacia la superficie de los granos, lo cual se hace fácilmente cuando las partículas son de menor tamaño. Generalmente partículas mayores a 2  $\mu\text{m}$  no se ven afectas por este movimiento. (L. Huisman, 1982).



Universidad de Cuenca

La eficiencia del filtro debido a la difusión es directamente proporcional a la temperatura, e inversamente proporcional al diámetro de la partícula  $d_p$  y del grano  $D_c$ . (K. J. Ives & Sholji, 1965), muestran la importancia de este mecanismo; sin embargo, la influencia de la difusión en la acción del lecho filtrante en profundidad es pequeña.

### 2.3.1.6 Acción hidrodinámica

Partículas de tamaño relativamente grande en el medio viscoso del fluido en movimiento laminar podrán tener en sus extremos velocidades distintas, debido al gradiente de velocidades. Esta diferencia hará girar a la partícula produciendo una diferencia de presión perpendicular al escurrimiento, haciendo que la partícula sea conducida a una región de velocidad más baja. Se debe tener presente que las partículas son asimétricas, con diferentes formas y tamaños lo cual sus movimientos son erráticos.

### 2.3.1.7 Importancia de los mecanismos de transporte

La difusión solo es efectiva con partículas de tamaño muy pequeño ( $<1\mu$ ), mientras que la intercepción, sedimentación y el tamizado son más efectivas a medida que el tamaño de las partículas aumenta. (Yao, Habibian, & O'Melia, 1971)

*Teóricamente existe un tamaño de partículas para el cual la eficiencia de remoción es mínima; este diámetro podría fijarse en alrededor de  $1\mu$  para las condiciones típicas de filtros convencionales (filtros que se diseñan en base a criterios y parámetros conservadores). (Arboleda Valencia, 2000).*

*“Al actuar diferentes mecanismos de remoción dentro del filtro, tanto las partículas grandes como las pequeñas tienen buena probabilidad de ser retenidas, y por tanto la ruptura del floc que sale del sedimentador y entra al filtro, no perjudica para nada el proceso de filtración y más bien puede beneficiarlo al estimular la penetración de la materia suspendida dentro del lecho.” (Arboleda Valencia, 2000).*

### 2.3.2 Mecanismos de Adherencia

Este tema ha sido adaptado del libro “Teoría y práctica de la purificación del agua” (Arboleda Valencia, 2000).

Una vez que el grano del filtro esté recubierto de partículas depositadas (algas, material orgánico, etc.). La formación de grandes cadenas de material orgánico puede mejorar la captura de pequeñas partículas suspendidas presentes en el



Universidad de Cuenca

paso del agua. El contacto entre la partícula y el grano del lecho para producir adsorción no solo depende de fenómenos físicos, sino también de una serie de factores químicos y electroquímicos, la variación de estos factores inducirá en modificaciones en el comportamiento del filtro.

Lo más importante de estos factores son las fuerzas de Van Der Waals, los efectos electrostáticos y el puente químico.

### **2.3.2.1 Fuerzas de Van der Waals**

Las fuerzas de Van der Waals son altamente responsables de la adhesión de las partículas a los granos del filtro. Dentro de una pequeñísima distancia desde la superficie de los granos, las fuerzas de adhesión son operativas, existiendo un volumen alrededor de cada grano que se llama espacio de adhesión en el cual las partículas que entran allí pueden ser removidas del flujo. (Mackrle & Mackrle, 1961).

La constante de Van der Waals incrementa con la densidad de las partículas, de manera que los flóculos más densos se adhieren con más fuerza al lecho filtrante. Las fuerzas de Van der Waals son independientes del pH y de las características de la fase acuosa, pero resultados experimentales demuestran que, si varían, lo cual sugiere que existe más mecanismos de adherencia.

### **2.3.2.2 Fuerzas Electroquímicas**

Es la combinación de las fuerzas Electrostáticas (o de Coulomb) y de las fuerzas de Van der Waals, las cuales determinan la adsorción de partículas dentro de ciertas circunstancias.

Según Kaufman (1969), se puede considerar 3 casos, cuando el responsable de la adhesión son las fuerzas electrostáticas.

1. Los granos del lecho filtrante son negativos y las partículas son positivos. En este caso existe atracción y adhesión de partículas si se aproximan lo suficiente.
2. Los granos del lecho son negativos, y las partículas son neutras. En este caso la barrera de energía desaparece y todo contacto puede producir atracción y adhesión.
3. Los granos del lecho y las partículas son negativas. En este caso existe repulsión, pero las fuerzas hidrodinámicas pueden romper la barrera de energía y acercarlas lo suficiente para que actúen las fuerzas de Van der Waals, la probabilidad es menor que las anteriores.



### 2.3.2.3 Puente Químico

La desestabilización de los coloides es efectuada por los productos de la hidrólisis, que a determinados pH se polimerizan. Las cadenas poliméricas adheridas a las partículas dejan sus segmentos extendidos en el agua, los que pueden ser absorbidos por otras partículas. Este fenómeno es independiente de las fuerzas de Van der Waals y de las cargas electrostáticas.

Las partículas con sus segmentos poliméricos adheridos, al atravesar los intersticios del lecho filtrante, se enlazan con los segmentos sueltos adheridos al lecho filtrante y quedan de esta forma retenidos.

### 2.3.3 Mecanismos de Purificación

Este tema ha sido adaptado del libro “Teoría y práctica de la purificación del agua” (Arboleda Valencia, 2000)

La filtración biológica, es en la que los organismos que crecen en el lecho son los agentes purificadores. Se producen una serie de reacciones orgánicas que complementan el tratamiento, eliminando bacterias patógenas y protozoarios de importancia sanitaria.

Se debe a la formación de una capa biológica, ya que el agua cruda trae una carga biológica que es introducida entre las partículas del lecho filtrante. Dicha capa se halla compuesta de plancton en general, además de algas, protozoos, y otros.

#### 2.3.3.1 Oxidación Bioquímica

El agua cruda trae comúnmente partículas orgánicas de distinto origen, las cuales sirven de alimento a la vida acuática, que transforman esa materia al usarla como energía para su metabolismo. Se producen así una serie de reacciones de óxido-reducción en el interior del lecho, que descomponen esta materia, convirtiéndola en menos peligrosa; después de los cuales, por tamizado, sedimentación o adsorción, pueden ser removidas del agua. (Arboleda Valencia, 2000).

Las reacciones químicas y bioquímicas solamente tienen lugar en la superficie de los granos del filtro donde los agentes catalíticos (químicos o biológicos) están presentes, además son necesarias grandes cantidades de bacterias. La adsorción previa de estos agentes al grano del filtro es un prerequisite para que estos mecanismos de remoción y periodos de descomposición se realicen, así pues, la actividad bioquímica juega un papel muy importante en la reducción del color real y aparente, y en la reducción del hierro en los filtros gruesos (Wolters H, 1988).





### 2.3.3.2 Actividad Bacteriológica

Los fenómenos de absorción sobre la superficie de los granos revestidos de la capa biológica inducen la remoción o inactivación de bacterias incluidas las patógenas, las cuales no encuentran un medio favorable en ella por condiciones de temperatura y comida limitada. Además, en la superficie del lecho filtrante, proliferan muchos tipos de organismo predatorios que se alimentan de bacterias, y el proceso anteriormente mencionado reduce las reservas de comida en el lecho.

En estas condiciones, los E-Coli, las Salmonellas, Shiguellas y demás organismo patógenos resultan eliminados en el proceso de filtración, conjuntamente con la turbiedad, el hierro y en algunos casos el color.(Arboleda Valencia, 2000).

Lo enunciado sobre mecanismos de "Purificación", son factores de enorme interés en la acción de los FG, actuantes sobre componentes en solución y coloidales, clásicamente dichos procesos interactuantes con otros, solamente era atribuidos a los filtros lentos de arena (FLA). Al existir evidencia probada y comprobada en la eficiencia de los FG en la remoción de los componentes indicados, crece su interés para aplicación conjuntamente con los FLA en el tratamiento de agua, en la que clásicamente se ha creído que solo son aplicables los procesos de coagulación.

### 2.3.3.3 Aspectos relacionados con los FG

Los filtros Lentos (FLA) han sido preferidos en la potabilización del agua para pequeñas comunidades. Para el desarrollo del proceso biológicos existe una dependencia del tiempo, se especifica en toda la literatura y en los resultados de las investigaciones que el FLA es un filtro de larga carrera 30 a 60 días, para permitir la formación de la película biológica "Schmutzdecke", que permite la eliminación de patógenos, dentro de los cuales se encuentran los parásitos. Si al FLA entra agua turbia (>10-50 UT) el filtro se colmata y es necesario interrumpir la operación para lavarle, lo cual se realiza "raspando la superficie" (5 cm) y acumulando el material en depósito fuera del filtro para proceder al lavado. El proceso puede realizarse sucesivamente hasta que el lecho tenga una altura mínima de 40 cm (el lecho tiene inicialmente entre 1,0 a 1,20m de altura).

En periodo de lluvias la fuente superficial, puede tener cambios súbitos de calidad física (creciente), y puede ser variable en extensión y frecuencia. Si el filtro debe lavarse, pierde totalmente sus mejores atributos, a parte que la operación frecuente de lavado, por ser un proceso largo y tedioso, determina, como hemos visto en muchos casos que se abandone el FLA en forma definitiva. Por su tamaño, tanto la estructura del FLA, como el lecho de arena, son de



Universidad de Cuenca

magnitud y de alto costo. El problema puede ser minimizado con el empleo de un filtro grueso dinámico (FGDi), como se indica:

Construyendo un sistema de pretratamiento, con un FGDi como primera barrera, funcionando como elemento de control, siendo altamente recomendado que le preceda un filtro grueso ascendente en serie (FGAs), El uso de la unidad permite que la operación del FLA sea más continua, se recupere la inversión y mejore la salud pública. Dado que muchos sistemas no desinfectan el agua, los filtros gruesos FG trabajando como multibarrera dan una seguridad adicional contra las enfermedades “Diarreicas”.

Los FGAs pueden diseñarse, luego construirse y operarse, en ciertos casos para trabajar como una única unidad de potabilización, empleando la aplicación de todas las recomendaciones, y atendiendo a los límites y restricciones debidas especialmente a la calidad del agua de la fuente de abastecimiento.

## 2.4 Factores que influyen en la filtración

El Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria (CEPIS, 1993), enumera los siguientes factores que influyen en los procesos de filtración

- Material Filtrante
- Velocidad de filtración
- Sólidos en suspensión
  - a) Características físicas (volumen, densidad, tamaño)
  - b) Características químicas (pH, potencial zeta)
- Temperatura
- Dureza de la partícula

### 2.4.1 Material filtrante

El material que se selecciona debe tener una gran área superficial para mejorar el proceso de sedimentación presente en los filtros gruesos, y a su vez mejorar la porosidad que permite la acumulación de solidos suspendidos.

“... a menor porosidad mejor efluente se obtiene”, pero la pérdida de carga aumenta más rápidamente, debido a una menor capacidad de almacenaje de partículas en los poros.” (Arboleda, 1973)

La eficiencia es inversamente proporcional al diámetro de la partícula.

Se puede utilizar los siguientes materiales como medio filtrante:

- **Arena silícea**; para filtros rápidos, se especifica, menos de 2.0 mm de diámetro, con un peso específico no menor de 2.6. Sin barro ni materia



Universidad de Cuenca

orgánica. Se prefiere arenas de río, redondeadas que es más fácil de lavar y minimiza las pérdidas de carga.

- **Antracita;** debe tener una dureza de 3.0 o mayor, su peso específico debe ser de mínimo 1.55, el tamaño debe estar entre 0.6 y 1.4 mm.
- **Piedra triturada.**
- **Grava;** material más comúnmente utilizado en filtros gruesos, su tamaño varía entre 4 y 25 mm siendo lo más uniforme posible para garantizar una buena porosidad.
- **Piezas de ladrillo.**
- **Fragmentos de material plástico**
- **Fibra de coco,** empleada con éxito en la operación, pero difícil de lavar, pudiendo manifestarse sabor en el efluente

## 2.4.2 Velocidad de filtración $V_f$ (m/h)

Se calcula mediante la relación entre el caudal a tratar  $Q$  ( $m^3/h$ ) y el área total de filtración  $A$  ( $m^2$ ).

$$V_f = \frac{Q}{A} \quad \text{Ecuación 2.2}$$

La velocidad de filtración es inversamente proporcional a la eficiencia

Generalmente se especifica en  $m/h$ , se expresa también en  $m^3/m^2$  –día.

Por ejemplo, un filtró rápido convencional opera con una velocidad media:  $V_F = 120 m^3/m^2$ -día, tiene dimensional de velocidad:  $m/d$  ( $LT^{-1}$ ), significa que  $1m^2$  de filtro puede tratar  $120 m^3$ /día.

En los filtros lentos se emplean velocidades mucho menores:  $2 -14 m^3/m^2$ -día, equivalente a,  $0.08- 0,6 m^3/m^2$ -h.

En comparación los FG se diseñan para velocidades también bajas, por ejemplo, para un FGAs se recomiendan velocidades de  $0,3-0,75 m/h$ .

Los valores recomendados dependen del tipo de filtro, de la calidad del agua cruda, generalmente son valores validados por la experiencia.

## 2.4.3 Sólidos en suspensión

Es uno de los parámetros más importantes a considerarse para obtener la calidad de efluente deseada.

### a) Características Físicas

Este factor se relaciona con la rapidez con la que aumenta la pérdida de carga, si el tamaño de las partículas es grande el filtro se obtura con rapidez. Las



Universidad de Cuenca

fuerzas atractivas Van der Waals se incrementan con la densidad de las partículas pudiendo influir en la adhesividad de las partículas y en consecuencia en la profundidad de penetración dentro del lecho y su resistencia al desprendimiento. (Arboleda, 1973).

El tamaño del material filtrante influye en la remoción del material suspendido

La probabilidad de remoción de todas las partículas en el filtro es aproximadamente la misma y no importa el tamaño.

### **b) Características químicas**

Existe una correlación entre el pH, potencial zeta y eficiencia del filtro

Potencial zeta es la diferencia de carga eléctrica entre dos superficies coloidales.

A pH =7 la remoción es mucho más rápida que otros valores tanto mayores como menores.

La pequeña capa superficial que se forma en el filtro lento denominada "Schmutzdecke", constituida por material orgánico, tiene una carga positiva por lo cual crea fuerzas atractivas entre esta y las partículas en suspensión, por lo cual se genera una mayor remoción de las impurezas en los primeros 2.5 cm y mejora con el tiempo al aumentar la capa biológica (Arboleda Valencia, 2000).

"Debe tenerse en cuenta que, al aumentar el pH, las fuerzas entre los granos y las partículas de la suspensión si bien siguen siendo atractivas en las capas superiores se hacen más repulsivas en las inferiores, y podría deberse a ello el incremento en la turbiedad del efluente." (Arboleda, 1973)

### **2.4.4 Temperatura**

Este factor tiene influencia en los mecanismos y propiedades físicos-químicas (viscosidad, densidad), la pérdida de carga es menor a temperaturas más bajas debido a una remoción más lenta de los flóculos, a temperaturas menores, cercanas a 3° C, las partículas se depositan menos en la superficie que a 20° C. (Arboleda, 1973)

### **2.4.5 Dureza de la partícula**

El filtro solo puede producir agua con determinada calidad durante un periodo fijo, a partir del cual el flóculo empieza a aparecer en el efluente. Este momento se llama punto de ruptura. (Mintz, 1966), propuso como índice de la carrera de filtración la Relación 2.1 que representa el margen de seguridad de operación de un filtro:



$$\frac{t_1}{t_2} \quad \text{Relación 2.1}$$

En donde:

$t_1$  = periodo de protección efectiva del filtro

$t_2$  = periodo en el cual la pérdida de carga alcanza su máximo operacional

Cuando el floculo es blando la máxima turbiedad efluente permisible se produce antes que se alcance la máxima perdida de carga,  $t_1 < t_2$ .

Si el floculo es fuerte la máxima turbiedad afluyente permisible se produce después que se alcance la máxima perdida de carga,  $t_1 > t_2$ .

Cuando el floculo es adecuado la máxima turbiedad efluente permisible y la máxima perdida de carga se producen al mismo tiempo,  $t_1 = t_2$ .

Para que no exista turbiedad en el efluente antes que se obture el filtro,  $t_1$  debe ser lo más grande posible respecto a  $t_2$ .

## 2.5 Tipos de filtros utilizados para la potabilización del agua

Se consideran dos clasificaciones que no son mutuamente excluyentes, la dirección del flujo y la velocidad de filtración.

### Sentido del flujo

#### ➤ Filtros con flujo descendente

Trabajan a gravedad reteniendo las partículas de mayor tamaño en la parte superior y permitiendo que el agua atraviese el lecho filtrante pudiendo generar cavidades que se llenan y unen entre si formados conductos de un tamaño mayor al de los poros circundantes, en los cuales se deposita el material en suspensión, pudiendo incrementar su tamaño hasta atravesar todo el lecho filtrante.

#### ➤ Filtros con flujo ascendente

Se introduce agua por medio de los drenes dejando que esta atraviese el lecho y se la recolecta en la parte superior; tienen una excelente remoción bacteriana y facilitan los procesos de limpieza.

#### ➤ Filtros mixtos (ascendente y descendente)

Se conforman de filtros en series que combinan las dos tecnologías para obtener mejores resultados.



## Velocidad de filtración

### ➤ Filtros lentos

La filtración lenta es a ratas menores de 14 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>-día, estos tienen ventajas sobre los filtros rápidos ya que proporcionan una mayor reducción bacteriana, y no necesitan complementos de coagulación-filtración.

Presentan limitaciones, sobre la turbiedad y el color del agua cruda, además de ocupar un área de 20 a 40 veces mayor que los rápidos.

### ➤ Filtros rápidos

Toda filtración que se dé a ratas mayores a 14 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>-día, con valores de hasta 360 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>-día

Tabla 2.1 Clasificación de los filtros, (Arboleda Valencia, 2000)

Según velocidad de filtración	Según el medio filtrante usado	Según sentido del flujo	Según la carga sobre el lecho
<b>Rápidos</b> 120-360 m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> -día	1. Arena (h=60-75 cm)	Ascendente	Por presión
	2. Antracita (h= 60-75 cm)	Descendente	Por gravedad
	3. Mixtos Antracita (35-50 cm) Arena (20-35 cm)	Flujo Mixto	
<b>Lentos</b> 7-14 m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> -día	4. Mixtos: Arena, Antracita, Granate Arena (h=60-100 cm)	Descendente Ascendente Horizontal	Por gravedad Por presión

## 3. La filtración Gruesa

### 3.1 Introducción

Se ha mencionado que los Filtros Lentos (FLA), con lecho filtrante de arena, se los ha empleado a veces indiscriminadamente en los pequeños sistemas de abastecimiento, que sirven principalmente a los sectores rurales. El proceso con



Universidad de Cuenca

que operan las unidades es principalmente de carácter biológico, para un adecuado funcionamiento y eficiencia requieren de una continuidad en su operación, mantenido un periodo de tiempo elevado (Largas carreras de filtración: 30 -60 días), necesario para que el complejo ecosistema promueva se desarrolle y cumpla con la más importante función de las unidades. La continuidad de los procesos solo lo podemos lograr con adecuadas carreras. De acuerdo con los investigadores Huisman y Wood, las carreras de filtración tienen dependencia, con: la calidad del agua cruda, las condiciones climáticas, la velocidad de filtración, y las características del lecho filtrante.

La velocidad o carga de filtración puede ser seleccionada dentro de un rango experimental; las características del lecho filtrante dependen de los materiales disponibles en la zona, siempre que se encuentren dentro de los rangos especificados. Es, por tanto, la calidad del agua cruda la que pueda ser acondicionada a que cumpla con los límites de calidad admisibles para un FLA.

En nuestro medio, los sistemas de abastecimiento que sirven a pequeñas comunidades rurales tienen como fuente el agua superficial captada en ríos o quebradas: los pequeños cursos de agua presentan variaciones altas en extensión y frecuencia, de acuerdo con las condiciones climáticas, siendo importante las fluctuaciones de sólidos suspendidos que presente el agua, al momento de ser filtrada.

La concentración de sólidos suspendidos que es capaz de admitir un FLA, constituye un elemento de debate. Wegelin, (1998) recomienda como máximo 3 mg/l; Visschser (CINARA, 1995), sostiene que un FLA puede tolerar hasta 30 UNT mantenida por algunos días; mientras que Pardón (CEPIS, 1993) sostiene que con cargas de turbiedad de 20 UNT, el lecho filtrante de arena incrementa rápidamente (pocas horas) sus resistencia al flujo.

Todos los autores citados y muchos otros, coinciden que en sistemas con fuentes superficiales se deben usar sistemas de pretratamiento para asegurar una operación continua, con carreras prolongadas, determinantes de la eficiencia de las unidades FLA. Es importante también que la concentración de oxígeno disuelto (OD) se mantenga sobre los 4 mg/l, por lo cual puede requerirse un sistema de aireación, o elementos que promuevan turbulencia (vertedero, caída) en el afluente.

Tecnologías de pretratamiento del agua previo a su ingreso a un FLA, orientadas a corregir unidades de FLA existente o en el diseño de nuevas unidades, principalmente con los siguientes fines:

- Incrementar la aplicabilidad de los FLA en fuentes superficiales, con el empleo de las siguientes técnicas:
- Mantas cobertoras sobre la superficie del lecho filtrante, pre-ozonización, adsorción e intercambio iónico.



Universidad de Cuenca

- Sedimentación simple; filtración en grava de tipo superficial (Filtro Grueso Dinámico FGD<sub>i</sub>), filtración en grava a profundidad.

“La selección de una tecnología para el tratamiento del agua es general un proceso muy complejo” (Wegelin et al., 1998), y está destinado a un seguro fracaso si las características del agua cruda no están bien establecida por un muestreo y caracterización representativas, si los objetivos del tratamiento no están bien definidos, y si las opciones de tratamiento no se encuentran bien especificadas. La posibilidad del fracaso puede minimizarse, con algunos requerimientos lógicos:

- *Evaluación de los usos del suelo, y de las características de la cuenca hidrográfica.*
- *Clima y posibilidad de variaciones de la calidad del agua y su posible extensión y frecuencia.*
- *Definición del sistema de potabilización y de sus componentes*
- *La remoción o inactivación de microorganismos patógenos debe ser prioritario en cualquier concepto de potabilización. (Wegelin et al., 1998).*

La eficiencia de la cloración y la filtración lenta (FLA) están fuertemente asociadas por el nivel de turbiedad del agua que va a ser tratada (Wegelin et al., 1998). Los sólidos que causan la turbiedad bloquean los lechos de arena y son altamente interferentes con la cloración. Un empleo eficiente de los FLA y del cloro tienen una alta limitación, el agua debe tener baja turbiedad, lo que resalta la importancia de los pretratamientos con énfasis de los filtros de grava.

Así, se tiene prácticamente un consenso en los criterios sugeridos por varios investigadores, luego de mucha experimentación en fijar los límites en la calidad del agua que puede ser sometida a filtración lenta:

Tabla 3.1 Límites de calidad del afluente para FLA, (Ordóñez, 1995)

Criterio	Spencer et al	Cleasby	Di. Bernardo
<b>Turbiedad UNT</b>	5-10	5	10
<b>Algas (unidades/l), Clorofila a</b>	200000	5mg/m <sup>3</sup>	250000
<b>Color Real U.C</b>	15-25		
<b>Oxígeno Disuelto mg/l</b>	>6		
<b>Fósforo PO<sub>4</sub>, mg/l</b>	30		
<b>Amoniaco mg/l</b>	3		
<b>Hierro Total mg/l</b>	1	0.3	2.0
<b>Manganeso mg/l</b>		0.05	0.2
<b>Coliformes Fecales NMP/100</b>			200



### 3.2 Concepto de las barreras múltiples

Si el agua de la fuente superficial sufre cambios de calidad, puede contener partículas de diferentes tamaños. Si se tiene un esquema lógico la primera etapa que es generalmente la más fácil es la separación de sólidos grandes, las partículas finas son removidas en una etapa posterior, y el tratamiento finaliza con la remoción de sólidos pequeños y de los microorganismos, algunos de estos pueden permanecer con el flujo atravesando las barreras de tratamiento, por lo que se debe contar con más de una etapa cuyo conjunto permita obtener un efluente de bajo riesgo para la salud pública (Galvis Castaño et al., 1995).

En general la potabilización del agua que es alimentada por fuentes superficiales requiere por lo menos de dos etapas.

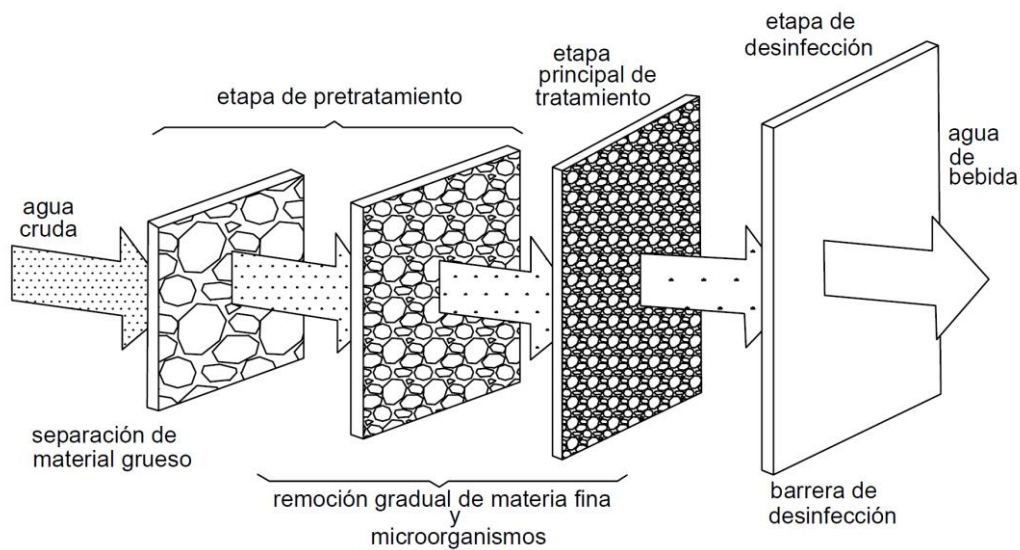


Figura 3.1 Múltiples barreras en el tratamiento de agua (Wegelin et al., 1998)

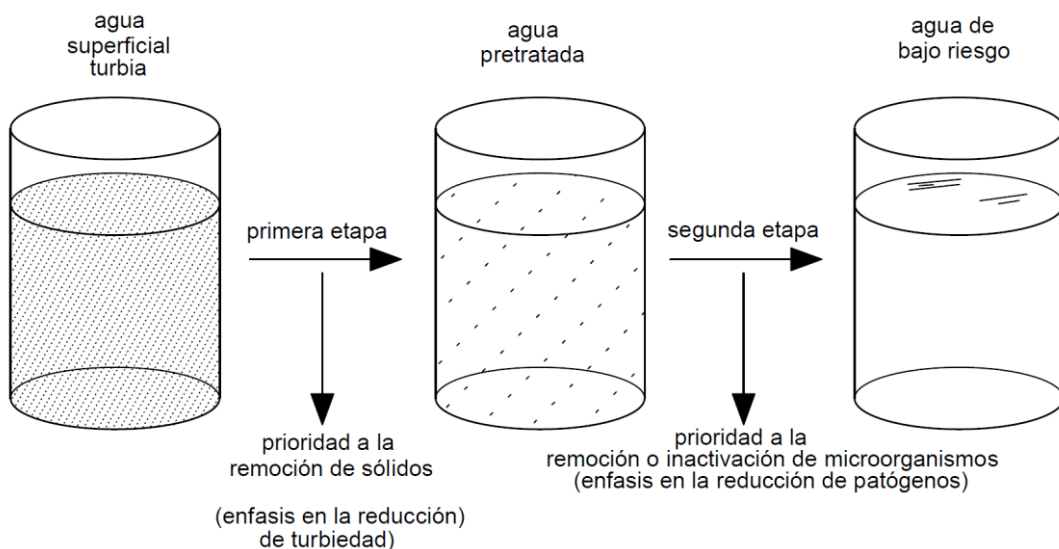


Figura 3.2 Tratamiento de agua superficial en dos etapas (Wegelin et al., 1998)



Universidad de Cuenca

La primera etapa llamada pretratamiento, se concentra en la remoción de sólidos, mediante: cribas, desarenadores, sedimentación, filtros de graba, filtros de arena gruesa.

La segunda etapa se la considera como el tratamiento principal: remueve sólidos remanentes y microorganismos, son en general filtros lentos.

La etapa final llamada también la barrera de seguridad es la desinfección, siendo la más utilizada la cloración con la aplicación normada y sistemática es la aplicación de cloro como: cloro gas, o los hipocloritos.

Es de importancia que incluso para pequeños abastecimientos el agua superficial debe ser tratada antes de su uso, ya que es altamente expuesta a degradación, la que puede ser: natural como la erosión o producida por condiciones antrópicas. El tipo y el grado de tratamiento dependen fundamentalmente de la calidad de agua de la fuente, para cumplir con las normas de calidad, fundamentalmente para uso doméstico.

### 3.3 La filtración en gravas, o filtros gruesos.

Los denominados filtros gruesos, operan por el paso del agua a través de un lecho filtrante generalmente grava (canto rodado) de diferente tamaño, el cual decrece en la dirección del flujo. Este sistema se puede considerar como un tratamiento natural, fueron utilizados mucho antes de que se adoptaran métodos de potabilización con la ayuda de productos químicos, como coagulación y la desinfección.

### 3.4 Clasificación de los filtros gruesos (FG).

Existen varios criterios de clasificación: (a) basado en dos parámetros: Diámetro y tipo del material filtrante, y velocidad o rata de filtración (b) basados en el sentido del flujo:

- a) Clasificación de los filtros por velocidad de filtración

*Tabla 3.2 Clasificación basada en el diámetro y velocidad de filtración*

Denominación de Filtro	Tamaño del material filtrante $d_g$ mm	Material del lecho filtrante	Velocidad de filtración $V_F$ m/h
De Roca	>50	Roca Ígnea	1-5
<b>Grueso FG</b>	<b>20-4</b>	<b>Grava</b>	<b>0,3- 1,5</b>



- b) Por el sentido del flujo, y por flujo en serie.

Tabla 3.3 Clasificación basada en el sentido de flujo

Filtro	Denominación	Operación en serie. (varias unidades)
<b>Descendente</b>	FGD(FGD <sub>c</sub> )	FGDs
<b>Ascendente</b>	FGAc	FGAs
<b>Horizontal</b>	FGH	FGHs
<b>Dinámico</b>	FGD <sub>i</sub>	FGD <sub>i</sub>

### 3.5 Criterios básicos para selección de FG.

Existen dos criterios que deben ser considerados para el diseño de los FG, en los cuales se encuentran implicadas las condiciones locales, como fuente de abastecimiento y costo (Galvis Castaño et al., 1999):

- a) **Riesgo sanitario y eficiencia en la remoción:** Las investigaciones coordinadas por el instituto CINARA y el IRC, apoyada por el gobierno de Holanda y algunas instituciones en Colombia, haciendo uso del agua del río Cauca que se caracteriza por tener altos niveles de contaminación microbiológica y variaciones en su calidad fisicoquímica, realizaron experimentos en unidades de FG que preceden a FLA operando a una velocidad de 0.15 m/h (CINARA 1991-1995). Se presentan los resultados experimentales, los valores máximos y promedio en el afluente (agua superficial), y los máximos y promedios en el efluente del FLA. A estos valores se les calculó su confiabilidad estadística fue del 90% en todos los parámetros seleccionados, con excepción de coli fecal, para este indicador la confiabilidad fue del 72%.

Si la filtración lenta es antecedida por filtración gruesa, los límites superiores de calidad del agua son los siguientes:

Tabla 3.4 Parámetros de calidad en un sistema multibarrera, (Galvis Castaño et al., 1999)

Parámetro	Afluente al FG		Efluente del FLA	
	Máx.	Promedio <de	Máx.	Promedio <de
<b>Turbiedad UNT</b>	25	10	5	2
<b>Color Real UC</b>	40	20	15	7
<b>Coli Fecal UFC/100 (1)</b>	400	200	1	0,5
<b>Coli. Fecal UFC/100 (2)</b>	1000	350	25	3
<b>Hierro Total mg/l</b>	1.0	0.5	0.3	0.2
<b>Manganeso</b>	0,2	0,1	0,1	0,05

- (1) Con desinfección no confiable, (2) Con desinfección confiable.



En la evaluación los filtros gruesos dinámicos FGD<sub>i</sub> fueron operados con velocidades entre 1-3 m/h, mientras que los FG fueron evaluados con velocidades de 0,3, 0,45 y 0,60 m/h.

Entre diversos estudios sobre el comportamiento de los filtros gruesos se tiene el “Proyecto integrado de investigación y demostración de métodos de pretratamiento para sistemas de abastecimiento de agua” desarrollado por CINARA IRC, International Water and Sanitation Center en su Fase I (CINARA IRC – 1989 a 1993) y por Galvis y colaboradores en 1993. El proyecto fue desarrollado en Puerto Mallarino, EMCALI, Cali – Colombia y en ocho localidades a escala real abastecidas por fuentes superficiales con diversos valores de turbiedad, sólidos suspendidos y coliformes fecales, (Ente Nacional de Obras Hídricas de Saneamiento (ENOHSA), 2011).

Los resultados dieron remociones superiores a 60% e inferiores a 85% para turbiedades entre 150 y 500 unidades nefelométricas de turbiedad (UNT), mientras que la eficiencia se reduce a valores entre 50 al 80% en períodos de turbiedad entre 30 y 50 UNT.

En 1996, A. M. Ingallinella demostró que la eficiencia de los filtros gruesos es limitada, según experiencias en el sistema de abastecimiento Laka, Bolivia en donde el agua cruda tenía altas turbiedades en algunos períodos. En esos casos aún en bajas velocidades de filtración gruesa, al no lograrse una buena eficiencia de pretratamiento con un filtro grueso, se adicionó sulfato de aluminio con dosis de 40 mg/l y cal para el ajuste del pH previo la filtración lenta.

- b) **Costo de implementación:** Los filtros en capas usan en promedio  $\frac{1}{4}$  de los materiales necesarios para su construcción que el resto de filtros, sin embargo, su eficiencia en remoción de sustancias indeseadas del agua cruda es menor a las alternativas en serie. El costo de las alternativas ascendente y descendente es similar, pero las alternativas ascendentes son más fáciles de limpiar, además de presentar un mayor porcentaje de remoción. La tabla 3.5 compara las cantidades de materiales de filtros gruesos ascendentes en capas (FGAc) y filtros gruesos ascendentes en serie (FGAs).

Tabla 3.5 Parámetros básicos en unidades de FGA, (Galvis Castaño et al., 1999)

Parámetro	Sistema	
	FGAc	FGAs
Velocidad de filtración (m/h)	0.3	0.6
Numero de etapas	1.0	3.0
Área de filtración total (m <sup>2</sup> )	3.4	5.0
Perímetro (m)	7.4	18.4
Volumen de grava (m <sup>3</sup> )	5.0	7.5
Sistema de drenaje	1.0	3.0



El costo inicial de FGAc es menor que el de FGAs ya que el volumen de material utilizado para su construcción es menor.

Las Tablas 3.6 y 3.7 obtenidas de (Galvis Castaño et al., 1999), dan valores recomendados para la selección y operación de la filtración en múltiples etapas FiME, siendo necesario realizar investigaciones en plantas piloto para valores superiores, como la realizada en la tesis de (Dias T., Espinosa O., & Fdes. de Cordova L, 1995).

*Tabla 3.6 Rangos de calidad de agua en fuentes superficiales para orientar la selección de opciones de filtración en múltiples etapas FiME, (Galvis Castaño et al., 1999)*

<b>Rango</b>	<b>Nivel Promedio</b>
<b>Bajo</b>	Turbiedad < 10 UNT
	Coliformes Fecales < 500 UFC/100 ml
	Color Real < 20 UPC
<b>Intermedio</b>	Turbiedad 10-20 UNT
	Coliformes Fecales 500-1000 UFC/100 ml
	Color Real 20-30 UPC
<b>Alto</b>	Turbiedad 20-70 UNT
	Coliformes Fecales 10000-20000 UFC /100 ml
	Color Real 30-40 UPC

- El rango bajo está asociado con cuencas poco intervenidas, sin trazas de erosión y sin terrenos de uso agrícola que drenen directamente en la fuente
- Rango intermedio, según la inspección sanitaria parece estar relacionado con cuencas donde existe zonas de defecación a campo abierto; donde se genera arrastre de excretas directamente a la fuente durante el periodo de lluvia. No se considera el vertimiento de aguas residuales a la fuente, la presencia de zonas con pastoreo intenso, ni sitios de recreación masiva; tienen buenas posibilidades de tratamiento.
- Rango alto, corresponde a cuencas con alta intervención humana y descargas directas de agua residual doméstica. Los valores superiores a este nivel requieren una investigación más profunda, particularmente en tamaño y distribución de partículas, que pueden tener gran impacto sobre la eficiencia de la filtración en múltiples etapas FiME.



Tabla 3.7 Modelo para la selección de un sistema de tratamiento de agua por filtración en múltiples etapas FIME, (Galvis Castaño et al., 1999)

Coliformes Fecales (UFC/100 ml)	Turbiedad (UNT)	<10	10-20	20-50	50-70
	Color Real (UC)	<20	20-30	30-40	30-40
< 500		Sin FGA	FGAC <sub>0.6</sub>	FGAC <sub>0.45</sub>	FGAS <sub>0.3</sub>
500-10000		FGAC <sub>0.6</sub>	FGAC <sub>0.6</sub>	FGAC <sub>0.45</sub>	FGAS <sub>0.3</sub>
10000-20000		FGAC <sub>0.45</sub>	FGAC <sub>0.45</sub>	FGAC <sub>0.45</sub>	FGAS <sub>0.3</sub>

\*Todas las opciones de pretratamiento inclusive aquellas sin FGA, incluye dentro sus componentes de tratamiento, FGD<sub>i</sub> con velocidad de filtración de 2.0 m/h y FLA con velocidades 0.15 m/h. (El subíndice del pretratamiento indica la velocidad de filtración recomendada en m/h).

### 3.6 Tipos de filtros

#### 3.6.1 Filtros gruesos ascendentes (FGA)

Los siguientes parámetros se los toma considerando que los criterios desarrollados en base a la experimentación del CINARA-IRC en 1993 y sus conclusiones son actualmente totalmente válidas y pueden ser asumidas para los actuales diseños, especialmente si la Filtración en grava se emplea como pretratamiento de los FLA, tanto en los nuevos diseños como para mejoramiento de los FLA.

- Eficiencia frente a los principales parámetros.

Filtros Gruesos Ascendente en capas (FGAc), los lechos de grava son Instalados en un solo tanque (unidad), con múltiples capas de tamaño decreciente en el sentido del flujo.

Filtros Gruesos Ascendentes en serie (FGAs), los lechos de grava son Instalados en varios tanques, con tamaño decreciente en el sentido del flujo. Presentan una mayor eficiencia en la remoción.

La tabla 3.8 presenta una comparación de eficiencias, parámetros de cuantificación de mayor importancia en especial como sistemas de pretratamiento para los FLA.



Tabla 3.8 Porcentaje de eficiencias de los FGA (Galvis Castaño et al., 1995)

Parámetro	Eficiencia %	
	FGAs	FGAc
Sólidos en suspensión (mg/l)	92-97	49-94
Turbiedad UNT	69-83	46-71
Color Real (UC)	29-68	10-46
Coli Fecal (UFC/100)	97.7- 99.7	73.3-98.4
Hierro y Manganeso	>65	>65
DQO (mg/l)	>50	>50
Drenaje	3	1

Se puede observar que, en forma ya validada, la aplicación del concepto de “Multibarrera”, permite el empleo muy benéfico del FLA en un mayor número de fuentes superficiales, donde hasta hace poco tiempo era poco probable su éxito. La utilización de los FLA sin el criterio de calidad de la fuente superficial constituyó un dispendio económico, la pérdida de los mejores atributos de los Filtros Biológicos o FLA, al discontinuar las unidades por el lavado continuo de los lechos, con un gran impacto en la salud de los consumidores emplazados en el área de influencia de varios cientos de asentamientos rurales. El tratamiento del agua para pequeños sistemas que disponen de fuentes superficiales fue una gran frustración para la comunidad y el retorno al pasado, sin barrera de seguridad. (Galvis Castaño et al., 1999)

Tabla 3.9 Tipos de filtros gruesos ascendentes FGA y sus características.

Tipo de Filtro	Ventajas, características principales
<p><b>Filtro Grueso Ascendente en capa (FGAc):</b>  <b>Las múltiples capas de grava son instaladas en un solo tanque, con tamaño decreciente en el sentido del flujo.</b>  <b>Figura 3.3</b></p>	<p>En general la Filtración Gruesa ascendente consiste en el flujo del agua en sentido ascendente.</p> <p>La mayor ventaja de los ascendentes es el hecho de presentar mayor acumulación de sólidos en el fondo del tanque, donde se emplaza en sistema de drenaje, que evacua también el agua de lavado en sentido descendente, y permite mejorar el lavado mediante la operación de válvulas de cierre rápido.</p>
<p><b>Filtro Grueso Ascendente en serie (FGAs):</b>  <b>Cuando los lechos de grava son instalados en dos o tres tanques, de tamaño decreciente en el sentido del flujo.</b>  <b>Figura 3.4</b></p>	<p>En las dos variantes el sentido del flujo disminuye las interferencias, mejorándose el comportamiento hidráulico, y un tiempo de retención semejante al calculado, sin zonas muertas.</p>

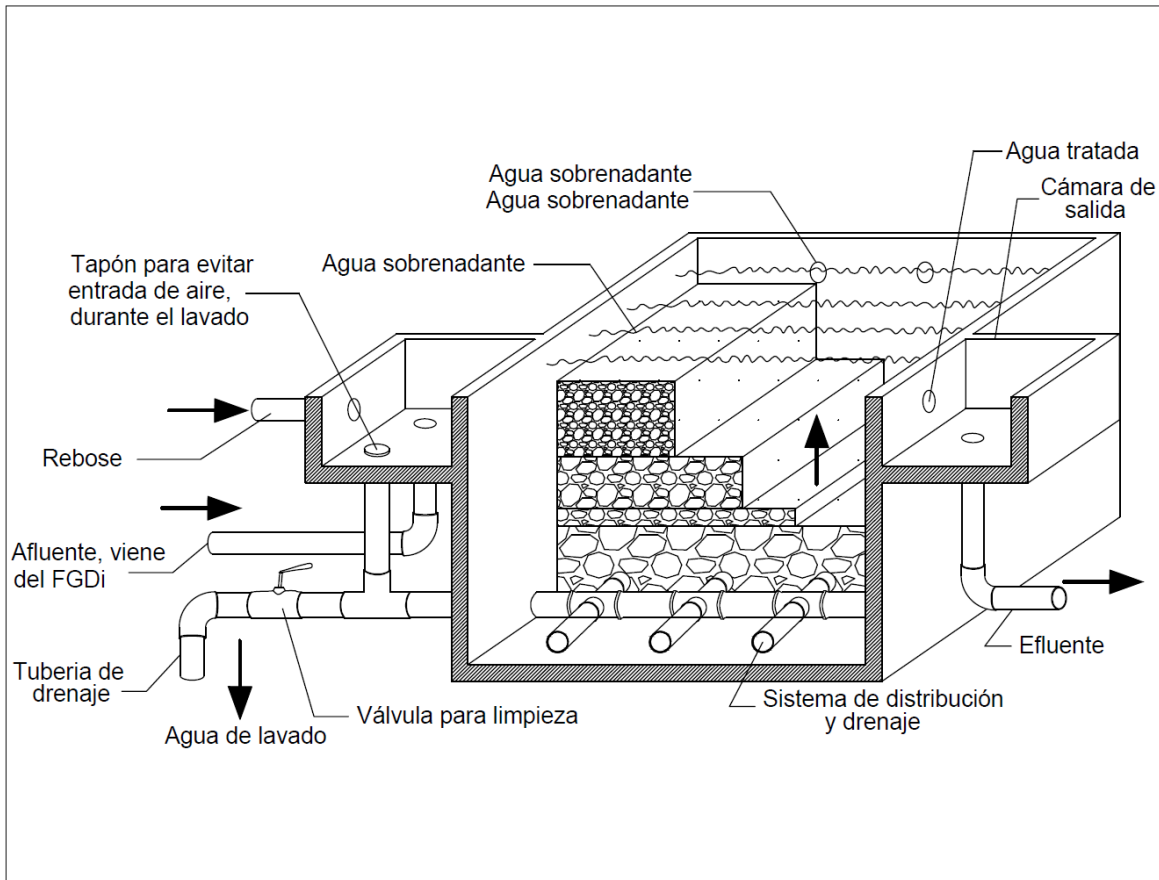


Figura 3.3 Esquema, filtro grueso ascendente en capas FGAc, (Galvis Castaño et al., 1999)

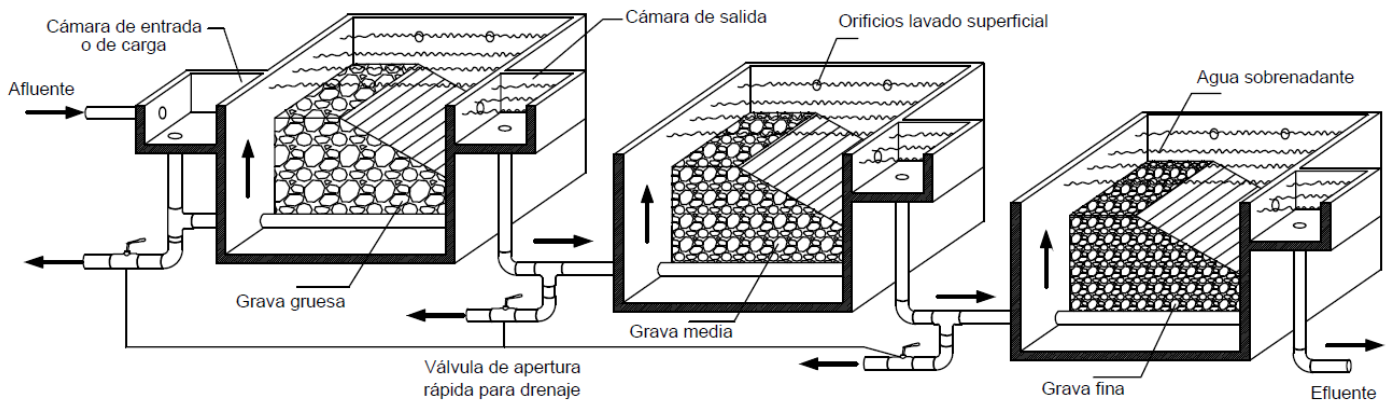


Figura 3.4 Esquema, filtro grueso ascendente en serie FGAs, (Galvis Castaño et al., 1999)





Tabla 3.10 Componentes de un filtro grueso FG (Visscher, Paramasivan, Raman, & Heijnen, 1992)

Componentes				
Cámara del filtro	Lecho Filtrante	Entrada	Salida	Regulación control:
<p><b>Es un tanque impermeable. En los FGA, la altura es de 1,0 a 1,70 m.</b></p> <p><b>Las paredes pueden ser verticales o inclinadas.</b></p>	<p>Consiste en cinco capas de grava, de granulometría menor en el sentido del flujo.</p> <p>El lecho filtrante está contenido en un solo tanque FGAC, o en dos o tres tanques FGAS.</p>	<p>Estabiliza el flujo.</p> <p>Permite la medición de la altura, y la eliminación o rebose de excesos.</p> <p>Permite el control de la operación de los filtros, y anunciar el final del ciclo de filtración</p>	<p>Permite la recolección del agua filtrada, sirve también como cámara de entrada al tanque siguiente.</p>	<p><b>Sistema de drenaje:</b> Distribuye uniformemente el agua en toda el área del lecho filtrante.</p> <p>Soporta el lecho y distribuye el flujo para permitir un lavado uniforme.</p>
<p><b>Materiales: Mampostería, Ferrocemento, Hormigón.</b></p>				<p><b>Operación y aforo:</b> Válvulas de regulación de cierre rápido, vertederos, reglas de aforo, de rebose.</p>

Tabla 3.11 Estratificación recomendada para los FGA (Galvis Castaño et al., 1995)

Tamaño de grava (mm)	FGAc	FGAs			Observaciones
	Altura de capa (m)	Altura de capa (m)			
		1	2	3	
19-25	0.20-0.30	0.20-0.30	0.15		Soporte-Fondo
13-19	0.20-0.30	0.90-1.25	0.15	0.15	
6-13	0.20-0.30		0.80-1.25	0.15	
3-6	0.20-0.30			0.40-0.60	
1.6-3	0.25-0.35			0.40-0.65	Capa superior
<b>Altura total</b>	<b>1.00-1.55</b>	<b>1.10-1.55</b>	<b>1.10-1.55</b>	<b>1.10-1.55</b>	

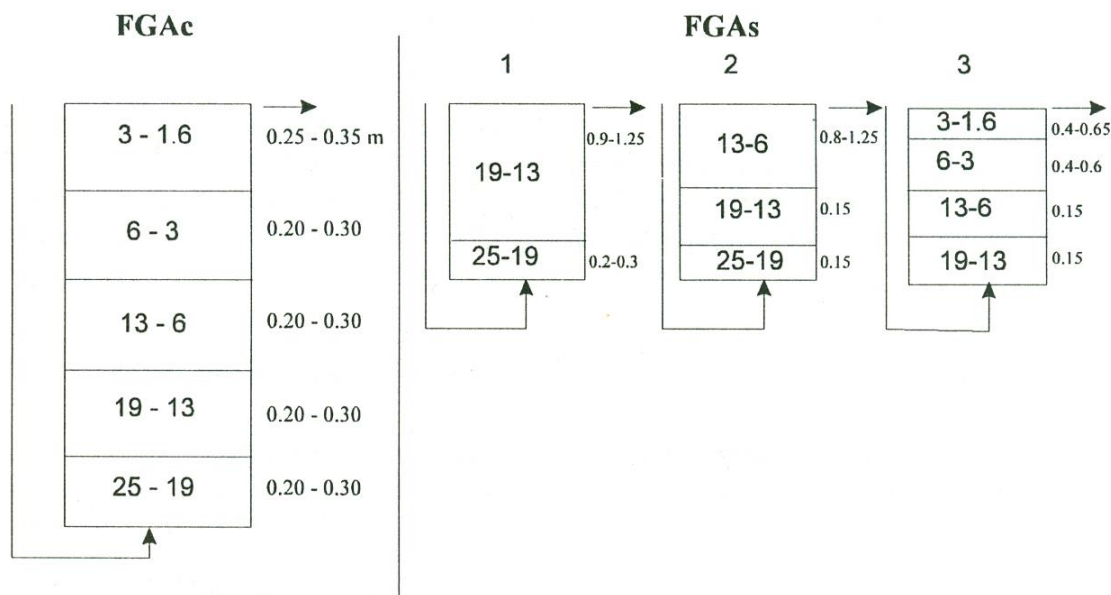


Figura 3.5 Esquema grafico de la Tabla 3.11(Galvis Castaño et al., 1995)

Para el proyecto y diseño de FG, es necesario establecer y seleccionar parámetros y criterios de diseño, los mismos que recojan la opinión de las instituciones y técnicos que laboran en los proyectos “Descentralizados”, que sirven a pequeñas comunidades en los cuales las fuentes de abastecimiento son limitadas. Es necesario el control y vigilancia de los antiguos y nuevos proyectos con el fin de lograr una seguridad en la adopción de tipos de plantas frente a la responsable caracterización de las fuentes de abastecimiento.

Tabla 3.12 Parámetros y criterios de diseño para FGA. (Galvis Castaño et al., 1995)

Criterio de Diseño para FGA	Valores recomendados, que deben ser ajustados a las condiciones locales
Periodo de diseño	10-15 años
Periodo de operación horas/día	24 horas
Velocidad rata, o tasa	0.3-0.75 m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> -h
Número de unidades en serie	2 a 3
Lecho Filtrante: Alto	0,85-1,25 m
Tamaño de grava	1.6-19 mm
Lecho de soporte: Altura	0,20 a 0,30 m
Tamaño de grava	13-25 mm
Altura de agua sobre el lecho	0.20 m
Carga estática de agua	2-2.50 m

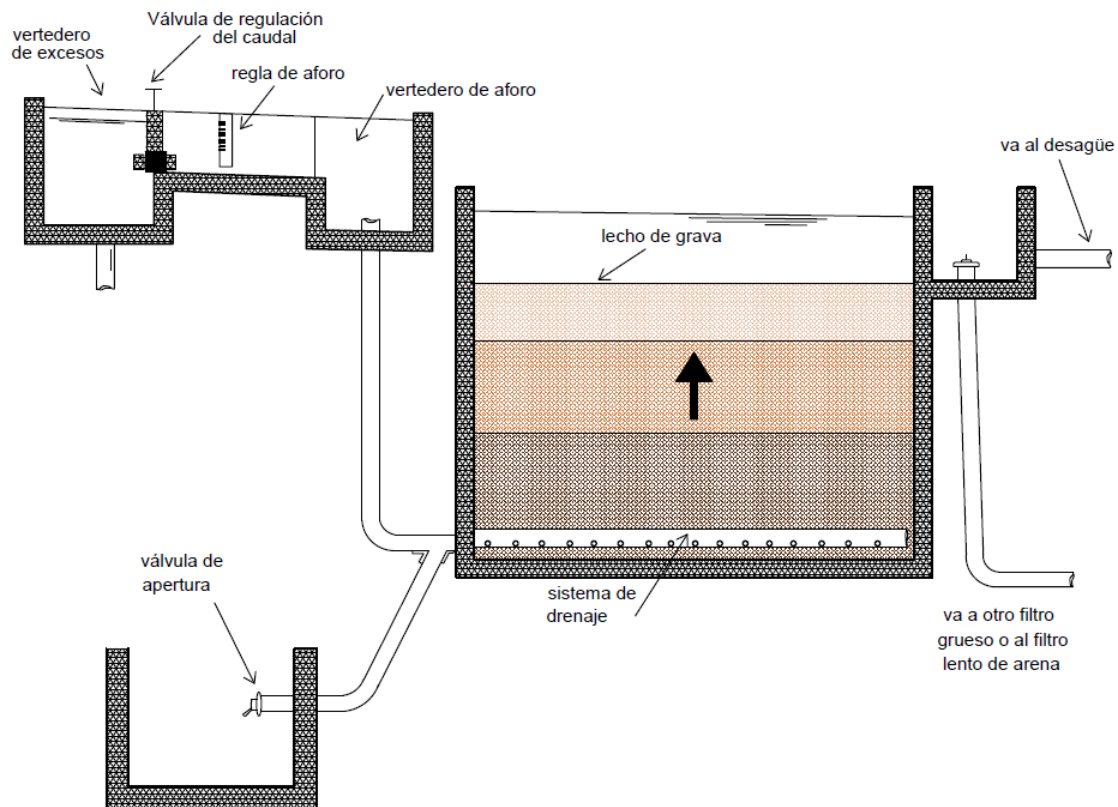


Figura 3.6 Esquema General de las instalaciones de un FGAc (Ordóñez, 1995)

### 3.6.2 La filtración en grava con flujo descendente. (FGD)

En un FGD el agua pasa a una velocidad lenta a través de un medio filtrante con alta capacidad de acumulación de sólidos.

Por razones fundamentalmente de eficiencia, seguridad, operativa se han preferido los FGA, principalmente en serie. Se puede mencionar que con el empleo de (FGDs), y (FGAs) se ha determinado eficiencias similares entre los dos tipos de Filtros.

Se menciona en las investigaciones del CINARA del año 1993 (no han cambiado los criterios hasta la actualidad):

Los FGD se han probado en su mayoría solamente a escala piloto. En Sud América solamente en el Perú fue construida una planta en el medio rural.

En el centro de Investigaciones de Puerto Mallarino (Cali, Colombia), se probaron los FGD operando con velocidades entre 0,30 a 0,75 m/h, las eficiencias medias fueron

Tabla 3.13 Eficiencia de remoción de los filtros gruesos dinámicos FGDs, Cali, Colombia. (Galvis Castaño et al., 1995)

Parámetro	Eficiencia de Remoción %
Sólidos Suspendidos (mg/l)	98
Turbiedad UNT	85
Color Real UC	54-62
Coli Fecal UFC/100 ml	99,6- 99,9

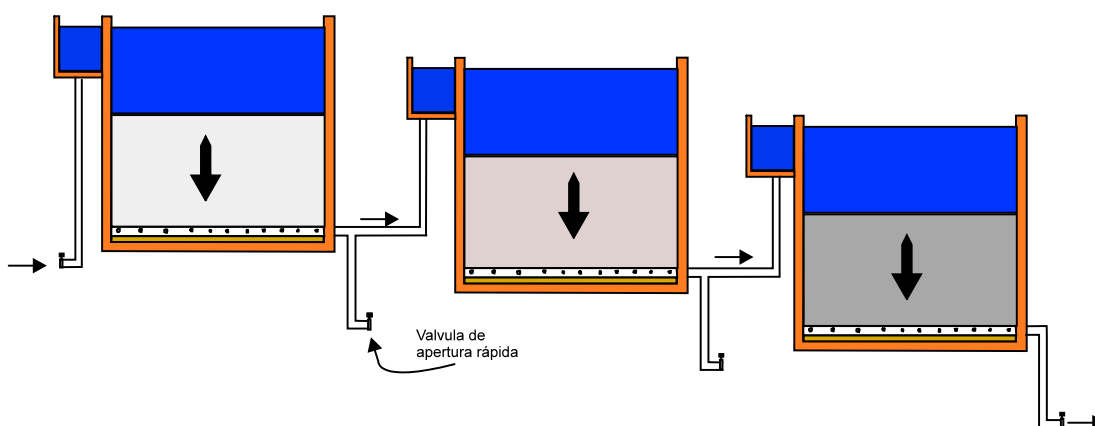


Figura 3.7 Esquema de un filtro grueso descendente en serie FGDs (Ordóñez, 1995)

El Ing. José Pérez como investigador del CEPIS (OPS/OMS) (Pérez Carrión, Pardón Ojeda, Lavado, & Vargas García, 1985), 1986 conjuntamente con el Ing. Mauricio Pardón, en 1987 (Lloyd, Pardón, & Bartram, 1987), y Quiroga, (CINARA, 1988), recomendaron luego de la evaluación en pilotos, los siguientes criterios de diseño.

Tabla 3.14 Parámetros y criterios de diseño para FGD.

Criterio	Autores, año	
	J. Pérez, 1985, Quiroga, 1988	M. Pardón, (1987)
Tiempo de operación	24 h/d	
Velocidad de Filtración	0,3-1,2 m/h	0,3 m/h
Número de tanques	Mínimo 2 U	1 U
Altura del lecho filtrante	0,5-08	1,2
Tamaño de grava:		
Primer tanque	50-25 mm	40-25 mm
Segundo tanque	25-12 mm	25-12 mm
Tercer tanque	12-6 mm	12-6 mm
Altura del sistema de drenaje, incluyendo lecho de grava	0,15-0,30 m	



Universidad de Cuenca

Dentro de la experimentación en filtros a escala técnica se mantuvieron trabajando en forma continua durante 2 años con velocidades entre 0,3 a 0,6 m/h, con agua de fuente superficial con un promedio de sólidos suspendidos entre 61 a 187 mg/l. Lavados hidráulicos mensuales y más adelante semanales fueron suficientes para recuperar la pérdida de carga inicial. Solo a los dos años de operación continua fue necesario remover y lavar toda la grava. Pardon (CEPIS, 1993)

Para mantener las capas de grava con su granulometría es recomendado que al momento de “armar” el filtro, las capas de grava se deben separar con mallas plásticas, y luego lavar por separado cada una de las capas. Estas rutinas son fácilmente aprendidas por los operadores, siendo necesario que se lleve un registro, mediante formularios preparados para el efecto. Esta simple práctica puede servir como parámetros para mejorar los existentes o el diseño de nuevas unidades. (Galvis Castaño et al., 1999)

### 3.6.3 Filtración en grava de flujo horizontal FGH

*En un FGH el agua fluye en la dirección horizontal a través de un medio filtrante con granulometría decreciente en la dirección del flujo. El lecho filtrante está contenido en varios tanques o secciones (3 a 4), separados por paredes con perforaciones, que decrecen tanto en longitud como en el tamaño de la grava.* (Galvis Castaño et al., 1995)

Según Wegelín (1986), desde hace más de 30 años los FGH han sido utilizados con lechos de arena gruesa para recargar artificialmente acuíferos, en Alemania, Suiza y Australia. En años posteriores la tecnología fue investigada en forma intensiva con el auspicio del International Reference Center For Water Disposal(IRCWD), Se desarrollaron proyectos de demostración en: Perú, Colombia, Gana, Tanzania y China entre otros.

Las investigaciones realizadas por el CINARA- IRC, en 1993 con escalas piloto y a escala real, mostro que los FGH, presentaba eficiencias de mucho interés, con las remociones medias que se indican en la tabla 3.15:

*Tabla 3.15 Eficiencia de remoción de los filtros gruesos horizontales FGH, Colombia. (Galvis Castaño et al., 1995)*

<b>Parámetro de referencia</b>	<b>% de remoción (medio)</b>
<b>Sólidos Suspendidos (mg/l)</b>	90
<b>Turbiedad UNT</b>	69-88
<b>E. coli fecal</b>	> 95

Los componentes, integración y accesorios principales de indican en la Figura 3.8.



Universidad de Cuenca

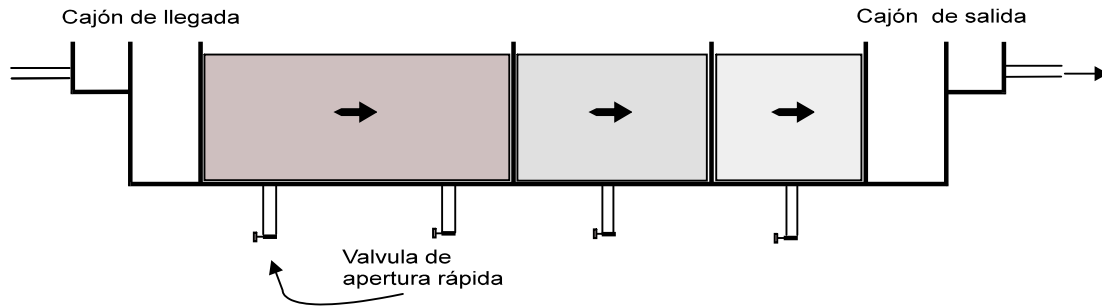


Figura 3.8 Esquema de un Filtro Grueso Horizontal FGH (Ordóñez, 1995)

#### 4. Hidráulica de la filtración

Este tema ha sido adaptado del libro “Teoría y práctica de la purificación del agua” (Arboleda Valencia, 2000)

La hidráulica de los lechos granulares puede ser desarrollada a partir de los conceptos y de la teoría básica del flujo en medios porosos.

Es posible también establecer una analogía con el flujo de fluidos a través de tuberías de pequeña sección, cuando se opera la filtración. Cuando se opera la expansión del lecho para su “retrolavado”, se puede establecer una analogía con la sedimentación de partículas.

El estudio, la práctica de la filtración, y de su proceso han indicado que la pérdida de carga a través de un medio filtrante granular puede ser expresado por la siguiente relación funcional:

$$H_F = F(e, L, d, V, \mu, \varphi, g)$$

En donde:

$H_F$  = pérdida de carga en la profundidad “L” del lecho

$e$  = porosidad del medio filtrante

$L$  = espesor del medio filtrante.

$d$  = diámetro característico de las partículas del medio filtrante

$V$  = velocidad de flujo a través del medio filtrante

$\mu$  = viscosidad dinámica

$\varphi$  = densidad másica del fluido

$g$  = aceleración de la gravedad



Universidad de Cuenca

La pérdida de carga es una relación muy importante en el diseño de una planta de tratamiento. Esto se debe a que es una práctica común establecer un flujo a gravedad desde los filtros hasta la próxima unidad de la planta de tratamiento, la que es generalmente un depósito de agua limpia. La elevación del depósito de agua limpia es controlada por la pérdida de carga a través del filtro y su conexión con el sistema de distribución.

En los filtros limpios la pérdida de carga total en el lecho varía entre 1,5 a 2,5 pies (0,46 a 0,76 m). La pérdida de carga final es alrededor de 9 pies (2,74 m.). (Wegelin et al., 1998)

#### **4.1 Flujo en medio poroso**

Este parámetro está determinado por la velocidad de filtración, siendo necesario para el adecuado funcionamiento del filtro controlar el flujo, controlando el caudal y las pérdidas mediante los siguientes principios:

- Se debe limitar el caudal máximo a tratar, restringiendo el flujo de entrada mediante un vertedero de excesos ubicado a la entrada de la unidad de tratamiento.
- Se debe distribuir uniformemente el caudal entrante en cada una de las unidades de filtración, mediante el uso de vertederos sencillos como por ejemplo los triangulares.
- Se debe mantener los niveles de agua controlados en las unidades de filtración, esto se controla mediante las estructuras de descarga o salida, se pueden usar vertederos triangulares.

La pérdida de carga de los filtros gruesos es pequeña y presenta poca variación durante la vida útil de la unidad, con valores que van desde unos pocos centímetros a 0.3 m. Esto se puede evidenciar por el incremento en el nivel del agua en el compartimiento de entrada.

*“La distribución de flujo a través del medio filtrante es llevada a cabo por sistemas de falso fondo, tubos perforados en los filtros gruesos de flujo vertical o por medio de una cámara y una pared con orificios en los filtros de flujo horizontal” (Wegelin et al., 1998).*

#### **4.2 Desarrollo de las ecuaciones principales para cálculo de la pérdida de carga en un lecho granular.**

Inicialmente fueron propuestas dos ecuaciones para computar la pérdida de carga resultante del paso del agua a través de un medio filtrante: la ecuación



Universidad de Cuenca

de "Rose" y la de "Carman- Kozeny". Los resultados obtenidos con la aplicación de cualquiera de las dos ecuaciones son similares.

#### 4.2.1 Ecuación de Carman – Kozeny.

Las ecuaciones que se presentan a continuación fueron tomadas del libro "Water Supply and Pollution Control" (Viessman, Hammer, Perez, & Chadik, 2009).

Se parte para el desarrollo de la ecuación universal de Darcy Weisbach:

$$H_L = F \frac{L V^2}{D 2g} \quad \text{Ecuación 4.1}$$

En Donde:

$H_L$  = pérdida de carga por fricción

F = factor de fricción adimensional

L = profundidad del lecho

D = diámetro de la tubería

V = velocidad media de flujo en el tubo

g = aceleración de la gravedad

El paso de flujo a través de un lecho granular se produce por circulación en un canal de sección transversal totalmente irregular. Es más propio, reemplazar el diámetro en la Ecuación 4.1 por el radio hidráulico (R).

En la sección circular:  $R = D/4$ ;  $D = 4R$ ; con lo que (Ecuación 4.1) queda en la forma:

$$H_L = F \frac{L V^2}{4R 2g} \quad \text{Ecuación 4.2}$$

Si se considera un volumen unitario del medio filtrante, se puede ver que el volumen del canal o volumen disponible para el flujo es esencialmente igual a la porosidad, para el lecho total el volumen del canal es obtenido por multiplicación de la porosidad por el volumen ocupado por el lecho.





Universidad de Cuenca

Si llamamos:

$N$  = número de partículas

$\forall_P$  = volumen de partículas

**El volumen sólido ( $\forall_s$ ) =  $N\forall_P$**

$$\text{Porosidad} = \frac{\text{Volumne de vacios}}{\text{Volumen total del lecho}} = e$$

De la ecuación anterior:

$$\text{Volumen de vacíos } (\forall_v) = e * \text{Volumen total del lecho } (\forall_T) \quad (\text{I})$$

$$\forall_s = \forall_T - \forall_v$$

$$N\forall_P = \forall_T - e \forall_T \quad ; \quad N\forall_P = \forall_T(1 - e) \quad ; \quad \forall_T = N\forall_P / (1 - e) \quad (\text{II})$$

**De (I), se tiene:**  $\forall_v$  = volumen de canales ( $\forall_c$ )

$$\forall_c = e \forall_T = \frac{e}{1-e} N \forall_P \quad \text{Ecuación 4.3}$$

Si la superficie mojada ( $S_M$ ), y el área Superficial de una partícula ( $A_P$ ), se obtiene la siguiente relación:

$$S_M = N A_P \quad \text{Ecuación 4.4}$$

De las ecuaciones (4.3) y (4.4) se obtiene que el radio hidráulico puede ser expresado como:

$$R = \frac{e}{1-e} \forall_P / A_P \quad \text{Ecuación 4.5}$$

Para partículas esféricas de diámetro “d”, se tiene:

$$\forall_P = \pi d^3 / 6 \quad ; \quad A_P = \pi d^2$$

$$\forall_P / A_P = d/6 \quad \text{Ecuación 4.6}$$



El material granular utilizado en la práctica, normalmente no es esférico por lo cual en (4.6) es necesario introducir un coeficiente adimensional de forma de la partícula ( $\phi$ ), con lo que (4.6) queda en la forma:

$$V_P / A_P = \phi d / 6 \quad \text{Ecuación 4.7}$$

Donde  $\phi = 1$  para partículas esféricas

Carmen ha reportado los siguientes factores de forma:

Tabla 4.1 Factores de forma

$\phi$	Forma
<b>0,73</b>	Carbón pulverizado
<b>0,95</b>	Arena de Ottawa
<b>0,82</b>	Arena redondeada
<b>0,73</b>	Arena angular.

Los valores anteriores pueden ser utilizados como una guía; pero para resultados seguros, el valor se debe establecer por pruebas en el material que se va a utilizar. La determinación de la velocidad de sedimentación proporciona uno de los medios para evaluar el factor de forma de una partícula.

La velocidad de flujo descendente arriba del lecho filtrante está dada por  $Q/A$ . Donde  $A$  es el área superficial del filtro. El área transversal se reduce debido al espacio ocupado por el medio filtrante, consecuentemente la velocidad de flujo en los intersticios del lecho excede a la velocidad de fase o de aproximación.

La velocidad de aproximación está dada por;

$$V_S = e V \quad \text{Ecuación 4.8}$$

En donde:

$V_S$  = velocidad de fase o de aproximación

$V$  = velocidad media a través del lecho

$e$  = porosidad del lecho



Sustituyendo:  $V$  por  $V_s/e$ , y  $R$  por  $\frac{\phi e d}{6(1-e)}$  en la ecuación (4.1), se tiene:

$$H_L = F \left( \frac{L}{\phi d} \right) \left( \frac{1-e}{e^3} \right) \left( \frac{V_s^2}{g} \right) \quad \text{Ecuación 4.9}$$

La ecuación (4.9) es conocida como la relación de Carman-Kozeny, el factor de fricción adimensional  $F$ , se puede determinar con la fórmula:

$$F = 150 \frac{1-e}{R_E} + 1,75 \quad \text{Ecuación 4.10}$$

$R_E$  = número de Reynolds

$$R_E = \phi \frac{\varphi V_s d}{\mu} = \phi \frac{V_s d}{\nu} \quad \text{Ecuación 4.11}$$

La ecuación (4.9) es aplicable a la determinación de la pérdida de carga en un lecho filtrante con partículas del mismo tamaño (tamaño uniforme).

La ecuación puede ser utilizada para lechos de partículas mixtas o para lechos estratificados introduciendo modificaciones:

Resolviendo la ecuación (4.7) para "d" y sustituyéndole en (4.9),  $\forall_P$  y  $A_P$ , por el área y volumen en todo el lecho, (4.9) queda en la forma:

$$H_L = F \frac{L}{6} \frac{1-e}{e^3} \frac{V_s^2}{g} \frac{A}{V} \quad \text{Ecuación 4.12}$$

Para partículas que teniendo forma uniforme están distribuidas homogéneamente, la relación promedio de área a volumen para el lecho, basada en la ecuación (4.7), es la siguiente:

$$(A / \forall)_{\text{medio}} = \frac{6}{\phi} \int_{x=0}^{x=1} \frac{dx}{d} \quad \text{Ecuación 4.13}$$



Universidad de Cuenca

Donde  $dx$  es la proporción de partículas de tamaño específico “ $d$ ”, el valor de  $(A/\nabla)_{\text{medio}}$  puede ser determinado en base al análisis granulométrico, utilizando la expresión:

$$(A/\nabla)_{\text{medio}} = \frac{6}{\phi} \sum \frac{x}{d} \quad \text{Ecuación 4.14}$$

Donde “ $x$ ” representa el peso de la fracción de partículas retenidas entre tamices de tamaños adyacentes, y, “ $d$ ” es el tamaño geométrico medio de las aberturas de las mallas adyacentes.

Sustituyendo el valor de  $(A/\nabla)_{\text{medio}}$  determinado de esta forma en la expresión (4.12), nos permitirá el cálculo de las pérdidas de carga en un lecho no estratificado (del tipo “Packed”), como el empleado en los filtros lentos.

Para lechos estratificados es necesario realizar una consideración adicional. En el caso de lechos homogéneos no estratificados se puede usar un valor medio de  $F$  para representar todo el lecho. En los estratificados cada capa tendrá un valor diferente de  $F$ , entonces el tamaño representativo de las partículas para cada capa es también diferente.

Si la porosidad del lecho estratificado es uniforme y las partículas son de forma uniforme la ecuación (4.9) se puede escribir en la forma:

$$\frac{dH_L}{dL} = K F \frac{1}{d} \quad \text{Ecuación 4.15}$$

Para un estrato particular bajo alguna condición de operación se aplica (4.15). Para obtener la pérdida de carga total en la profundidad del filtro  $L$ , se debe integrar la ecuación (4.15):

$$H_L = \int_0^{H_L} dH_L = K \int_0^L \frac{F}{d} dL \quad \text{Ecuación 4.16}$$

Se debe observar que  $dL = Ldx$ , donde  $dx$  representa la proporción de partículas de tamaño  $d$ . Con esas consideraciones (4.16) toma la forma:

$$H_L = KL \int_{x=0}^{x=1} F \frac{dx}{d} \quad \text{Ecuación 4.17}$$



Universidad de Cuenca

Si las partículas entre mallas adyacentes se consideran uniformes (4.18) queda en la forma:

$$H_L = LK \sum \frac{F x}{d} \quad \text{Ecuación 4.18}$$

$$K = \frac{1}{\phi} \frac{1-e}{e^3} \frac{V_s^2}{g} \quad \text{Ecuación 4.19}$$

La ecuación (4.18), puede ser usada para calcular la pérdida de carga en un lecho estratificado, por lo que es aplicable totalmente a las condiciones de un filtro rápido de arena.

#### 4.2.2 Ecuación de Rose

Las ecuaciones que se presentan a continuación fueron tomadas del libro "Water Supply and Pollution Control" (Viessman et al., 2009)

En base a los resultados de amplias experiencias, Rose desarrolló una ecuación para determinar la pérdida de carga a través de un lecho filtrante. Es aplicable a lechos compuestos por partículas esféricas o cercanas a esa forma. La ecuación ha sido ampliamente utilizada para los cálculos hidráulicos de filtros rápidos, y tiene la forma:

$$H_L = \frac{1,067}{\phi} \frac{C_D}{g} L \frac{V_s^2}{e^4} \frac{1}{d} \quad \text{Ecuación 4.20}$$

En donde:

$H_L$  = pérdida de carga por fricción

$L$  = profundidad del lecho

$d$  = diámetro de la tubería

$V_s$  = velocidad de fase o de aproximación

$g$  = aceleración de la gravedad

$e$  = porosidad del lecho

$\phi$  = coeficiente de forma

$C_D$  = coeficiente de arrastre



$$C_D = \frac{2Fd}{\rho V^2 A} \quad \text{Ecuación 4.21}$$

En donde:

Cd= coeficiente de arrastre

Fd= fuerza de arrastre, o fuerza en la dirección de la velocidad del flujo

$\rho$ = densidad del flujo

V= rapidez del objeto referida al flujo

A = área de referencia

El área de referencia es el volumen del cuerpo elevado a la potencia de 2/3

### **4.3 Accesorios de operación y mantenimiento**

#### **4.3.1 Accesorios de operación**

##### **➤ Compuertas de regulación de caudal**

Se pueden utilizar de lámina de hierro recubiertas con un material anticorrosivo y regulado con un tornillo sin fin, pero es necesario recubrirla regularmente con un anticorrosivo y no presentan un buen funcionamiento con caudales menores a 10 l/s.

Par evitar estos inconvenientes es recomendable utilizar válvulas de compuerta o de bola comerciales.

##### **➤ Vertederos**

Se emplean para medir el caudal de agua y como elementos de control de excesos en épocas lluviosas, se usan más comúnmente los de pared delgada con apertura triangular o rectangular, la pared del vertedero se construye con material metálico resistente a la corrosión con bordes afilados para evitar pérdidas de carga.

Deben colocarse en el canal de acceso tratando que la velocidad de aproximación sea lo más baja posible; la carga de agua (H) sobre el vertedero debe medirse a una distancia, entre 6 y 10 H aguas arriba de la cresta o vértice.

##### **➤ Reglas de aforo**

Consiste de un elemento con marcas longitudinales numeradas que permite medir caudales, se las debe ubicar a la distancia 10 H, donde se medirá la



Universidad de Cuenca

diferencia de altura entre la cresta del vertedero y la superficie de agua, se utilizan de varios materiales como aluminio, madera o acrílico.

Para facilitar el trabajo del operador CINARA, (1999), recomienda utilizar reglas con marcas de colores (verde, amarillo y rojo), la franja de color verde marca la condición de diseño de la planta, el amarillo sobre el verde marca la zona de sobre carga admisible, un 50% del caudal de diseño, el amarillo por debajo, representa la zona en la cual se aconseja operar el filtro cuando existen picos de turbiedad en el afluente, las zonas rojas en los extremos superior e inferior representan velocidades extremas, tanto altas como bajas, en las cuales se debe suspender el funcionamiento de la unidad.

#### **4.3.2 Accesorios de mantenimiento**

##### **➤ Válvulas de drenaje de apertura rápida**

Son dispositivos de descarga instalados en el sistema de drenaje para facilitar su manteniendo ya que, mediante cierre y apertura rápidos se generan condiciones hidráulicas, como golpe de ariete atenuado, que producen un impacto sobre el lecho filtrante, promoviendo 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).

Se recomienda el uso de una válvula comercial tipo wafer, con disco de mariposa y mando de palanca, debido a su fácil maniobrabilidad, estanqueidad, bajas pérdidas de carga y facilidad en el montaje y desmontaje. (Galvis Castaño et al., 1999)

##### **➤ Mallas de plástico**

Se deben colocar mallas de plástico para separar las capas de material granular de diferentes diámetros presentes en el filtro, permitiendo mantener la estratificación por tamaños cuando es necesario extraer el material cuando sea necesario realizar el lavado de la unidad.

#### **4.4 Diseño Hidráulico de múltiples para drenaje y distribución de agua**

Los múltiples son estructuras hidráulicas muy importantes, por medio de las cuales se realiza la distribución del flujo garantizando el mejor comportamiento hidráulico de la estructura. Consiste de un conducto principal, con laterales espaciados en intervalos regulares.

Tienen dos funciones principales la de distribuir el flujo durante el proceso de filtración “difusores”, y la de recolección del flujo en el proceso de drenaje



Universidad de Cuenca

“recolectores”. Existen múltiples que cumplen con esta doble función como de los sistemas de drenaje en los filtros rápidos o en las unidades de filtración gruesa de flujo vertical. (Galvis Castaño et al., 1999).

En los filtros gruesos con flujo vertical ascendente se hace en dos sentidos: difusor y recolector. Durante el lavado las condiciones del múltiple son desfavorables debido a las altas velocidades implícitas en este proceso, convirtiendo al múltiple en un recolector ya que el lavado se lo realiza en forma descendente.

“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%” (Galvis Castaño et al., 1999), este porcentaje es debido a las pérdidas de carga por cambio de dirección y diámetro.

En la Tabla 4.2 se presentan las recomendaciones dadas por (Fair, Geyer, & Okun, 1999), para el diseño de múltiples.

Tabla 4.2 Parámetros y recomendaciones para el diseño de múltiples

<b>Ítem</b>	<b>Recolector</b>	<b>Difusor</b>
$R_o = \Sigma \text{área orificio} / \text{área de lecho}$	0.0015-0.005	0.0015-0.005
$R_l = \Sigma \text{área orificio} / \text{área tubería lateral}$	0.3-0.5	0.4-1.0
$R_p = \Sigma \text{área lateral} / \text{área tubería principal}$	0.3-0.5	0.4-1.0
<b>Diámetro orificios (mm)</b>	6-19	6-19
<b>Espaciamiento entre orificios (m)</b>	0.1-0.3	0.1-0.3
<b>Espaciamiento entre laterales (m)</b>	0.5-1.0	0.5-1.0

#### 4.4.1 Ecuaciones Fundamentales

Se presenta una recopilación de ecuaciones para el cálculo de múltiples, descritas en (Fair et al., 1999) y (Galvis Castaño et al., 1999).

Las ecuaciones para el cálculo de múltiples que se presentan a continuación fueron obtenidas por (Hudson, Uhler, & Bailey, 1979).

##### ➤ Múltiples Difusores

Se hacen las siguientes consideraciones dadas por resultados experimentales por (Hudson et al., 1979). 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 ese conducto
- Se utiliza diferentes relaciones de área lateral a principal





Universidad de Cuenca

La pérdida de energía entre el conducto principal y un lateral se puede expresar como:

$$H_i = h'f_i + 1.0 \frac{V_i^2}{2g} \quad \text{Ecuación 4.22}$$

$$h'f_i = \frac{\alpha V_i^2}{2g} \quad \text{Ecuación 4.23}$$

En donde:

$H_i$ = Pérdida de carga total.

$h'f$ =Pérdida de carga por entrada al conducto lateral

$\alpha$ = Coeficiente de velocidad.

$V_i$ = Velocidad en el conducto principal, inmediatamente antes de la derivación.

$g$ = Aceleración de la gravedad.

Graficando,  $\alpha$  respecto a  $\frac{V_i^2}{v_i^2}$  se obtiene una recta representada por la ecuación

$$\alpha = \phi \frac{V_i^2}{v_i^2} + \theta_i \quad \text{Ecuación 4.24}$$

En donde:

$\alpha$ = Coeficiente de velocidad.

$\phi$  = Factor adimensional

$\theta_i$ = Factor adimensional

$v_i$ = Velocidad en el lateral

$V_i$ = Velocidad en el conducto principal, inmediatamente antes de la derivación.

Los valores de  $\phi$  y  $\theta_i$  se encuentran en la siguiente Tabla 4.3

Tabla 4.3 Valores de  $\phi$  y  $\theta_i$

Lateral	$\theta_i$	$\phi$
Largo >3 veces el diámetro	0.4	0.9
Corto < 3 veces el diámetro	0.7	1.67

La descarga en los laterales es el resultado del efecto del coeficiente  $\beta$  y la variación de presión en el conducto principal, los cuales se compensan en el múltiple difusor.



## Coefficiente $\beta$

$$\beta = \phi \frac{V_i^2}{v_i^2} + \theta_i + 1.0 \quad \text{Ecuación 4.25}$$

El coeficiente  $\beta$  disminuye al acercarse a los laterales finales, dado que la velocidad es mínima se puede considerar que en el lateral final  $n$ ,  $\frac{V_i^2}{v_i^2} = 0$ , derivando más caudal.

Siendo "n" el número de laterales.

### Presión en el conducto principal

La fricción es mayor al acercarse a los laterales finales por lo cual la descarga disminuye el final del múltiple.

Para determinar la relación de áreas ( $R=a/A$ ), entre el conducto principal ( $A$ ) y el lateral ( $a$ ), se considera que el caudal del lateral inicial es 20% más que el caudal del lateral final.

Admitiendo que

$$\frac{q_1+q_n}{2} = \frac{Q}{n} \quad \text{Ecuación 4.26}$$

En donde:

$q_i$ = Caudal en el lateral

$Q$ = Caudal total

$n$ = número de laterales

$q_n = 1.2q_i$

Se puede determinar una relación de áreas para laterales cortos:

$$R = \frac{0.61}{n} \quad \text{Ecuación 4.27}$$

Para laterales largos:

$$R = \frac{0.75}{n} \quad \text{Ecuación 4.28}$$

Experimentalmente se determinó que se puede admitir un valor máximo de:

$$R = \frac{1.00}{n} \quad \text{Ecuación 4.29}$$

Expresado en función de la velocidad

$$V_p \leq V_L \quad \text{Ecuación 4.30}$$



Universidad de Cuenca  
En donde:

$V_L$ = velocidad en el lateral

$V_p$ = velocidad en la tubería principal

### ➤ Múltiples recolectores

Es aquel 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 o 0.5 veces la carga de velocidad en el lateral, valor no incluido en la pérdida  $h_f$ . (Galvis Castaño et al., 1999)

Graficando,  $\alpha$  respecto a  $\frac{V_i^{0.5}}{v_i^{0.5}}$  se obtiene una recta representada por la ecuación 4.31

$$\alpha = 1 - \left(0.7 * \frac{V_i^{0.5}}{v_i^{0.5}}\right) \quad \text{Ecuación 4.31}$$

Mediante lo cual se obtiene la ecuación para el coeficiente  $\beta$

$$\beta = 1.5 - 0.7 \frac{V_i^{0.5}}{v_i^{0.5}} \quad \text{Ecuación 4.32}$$

Se considera que la relación  $\frac{V_i^{0.5}}{v_i^{0.5}} = 0$  en el lateral más alejado de la salida, al inicio del flujo.

Realizando las mismas asunciones y procesos que en los múltiples de difusores se obtiene la siguiente relación entre áreas.

$$R = \frac{0.47}{n} \quad \text{Ecuación 4.33}$$

Sin considerar los valores experimentales se puede admitir un valor máximo de.

$$R = \frac{0.5}{n} \quad \text{Ecuación 4.34}$$

Expresado en función de la velocidad

$$V_p \leq 0.5V_L \quad \text{Ecuación 4.35}$$



#### 4.4.2 Diseño de múltiples

Para determinar el número de orificios necesarios en un lateral, su diámetro y el diámetro de la tubería principal, es necesario realizar ciertas consideraciones, estas y el proceso de cálculo se detalla a continuación.

La altura de los tubos sobre el fondo debe ser de 3.5 cm y la relación de longitud de los laterales a su diámetro no debe exceder de 60. (Arboleda Valencia, 2000)

Los orificios se deben ubicar a 45 grados respecto la horizontal que cruza el eje de la tubería como se observa en la Figura 4.1. (Galvis Castaño et al., 1999)

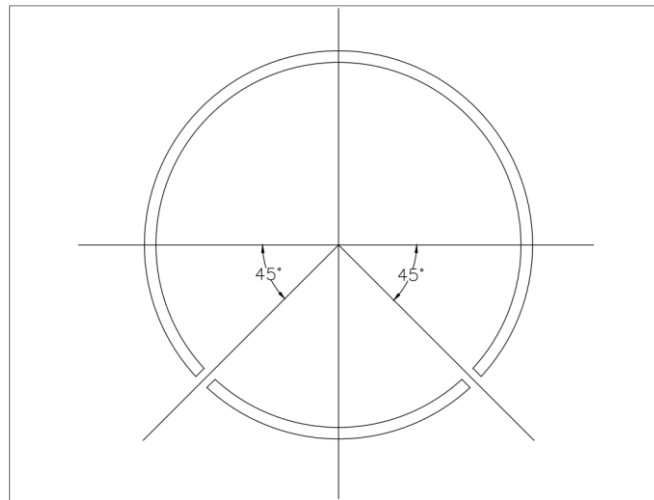


Figura 4.1 Ubicación de los orificios en los múltiple

#### Consideraciones

- Longitud tubería principal, ligeramente menor al largo del filtro
- Número de laterales totales (en las unidades en paralelo), que permita un espaciamiento uniforme, “siendo aproximadamente de 20 a 30 cm de centro a centro”. (Arboleda Valencia, 2000)

#### Formulas:

- **Caudal de lavado (Q)**

$$Q = V * A_L \quad \text{Ecuación 4.36}$$

En donde:

V= velocidad de lavado

A<sub>L</sub>= Área del filtro



Universidad de Cuenca

➤ **Caudal del lateral ( $q_L$ )**

$$q_L = \frac{Q}{N} \quad \text{Ecuación 4.37}$$

En donde:

Q= Caudal de lavado

N= Número total de laterales

➤ **Relación ( $R_o$ )**

$$R_o = \frac{\sum \text{área orificios}}{\text{área de lecho}} = \frac{nA_o}{A_L} \quad \text{Ecuación 4.38}$$

$$A_o = \frac{\pi d_o^2}{4} \quad \text{Ecuación 4.39}$$

En donde:

n= Número de orificios

$A_o$ = Área orificio

$A_L$ = Área del filtro

$d_o$ = Diámetro del orificio

Despejando las ecuaciones se determina el número de orificios, debe elevarse a su inmediato superior más 1.

➤ **Diámetro lateral ( $d_L$ )**

$$d_L = 2n^{1/2} d_o \quad \text{Ecuación 4.40}$$

Se opta por el inmediato superior comercial

➤ **Diámetro de la tubería principal ( $d_p$ )**

**Para múltiples de recolección**

$$d_p = \sqrt{2 \frac{N}{N'}} d_L \quad \text{Ecuación 4.41}$$

En donde:

N= Número total de laterales

N'= Número de unidades en paralelo



$$d_p = \sqrt{\frac{N}{N}} d_L \quad \text{Ecuación 4.42}$$

La Tabla 4.4 presenta la pérdida de carga para diferentes diámetros de orificios y espaciamiento de laterales con una velocidad de lavado de 90 cm/min según (Acebedo Netto)

Tabla 4.4 Pérdidas de carga y espacimientto para distintos diámetros de orificio

Diámetro Orificios		Distancia entre orificios (cm)	Espaciamiento entre laterales (eje a eje)								
mm	Pulg		20 cm			25 cm			30 cm		
			N° de orificio (m <sup>2</sup> )	Gasto por orificio (l/s)	Perdida de carga (m)	N° de orificio (m <sup>2</sup> )	Gasto por orificio (l/s)	Perdida de carga (m)	N° de orificios (m <sup>2</sup> )	Gasto por orificio (l/s)	Perdida de carga (m)
6.3	¼	7.5	66	0.23	2.6	53	0.28	3.8	44	0.34	6.0
9.5	3/8	15.0	33	0.46	2.1	26	0.58	3.4	20	0.75	6.0
12.7	½	20.0	25	0.60	1.3	20	0.75	1.8	16	.94	2.8
15.8	5/8	25.0							13	1.15	1.6

#### 4.5 Control de pérdidas de carga

La pérdida de carga (caída de presión) se produce al pasar el flujo Q, a través del lecho filtrante granular en profundidad, la fricción que sufre el fluido al atravesar los poros produce una pérdida de carga.

Al inicio de la operación, los granos presentes en el filtro están limpios y la pérdida de carga se deberá solamente al tamaño, forma y porosidad del lecho filtrante. Como usualmente el agua cruda contiene sólidos, estos irán recubriendo los granos del lecho incrementando su diámetro y disminuyendo su porosidad inicial, con lo cual la perdida de carga irá incrementándose por la disminución del área de paso del flujo.

Por lo cual se consideran dos clases de pérdidas de carga:

- Pérdida de carga inicial ( $h_o$ ).
- Pérdida por colmatación ( $h(t)$ ), que será en función del tiempo.

Resultando de esta manera

$$hf = h_o + h(t) \quad \text{Ecuación 4.43}$$



### 4.5.1 Pérdida de Carga Inicial

La pérdida de carga inicial se utiliza para el diseño de las diferentes unidades en lo referente a niveles de entrada y salida, y como referencia en la operación para evitar que se produzcan presiones negativas en los lechos filtrantes (turificación). También se la emplea para determinar cuándo debe lavarse el filtro.

Las primeras expresiones para calcular la pérdida por carga inicial fueron establecidas por (Hazen, 1904); posteriormente para el caso de un medio filtrante, se consideró que los poros actuaban como pequeños conductos a presión, (Arboleda Valencia, 2000).

De lo cual se llegó a la expresión desarrollada por Kozeny, que solo es utilizable para esferas con flujo laminar, que son condiciones propias cuando el número de Reynolds es menor de 6, (Letterman & American Water Works Association, 2002).

$$h_o = 150 \frac{V_s}{g} L \frac{(1-e)^2}{e^3} v \left(\frac{1}{D}\right)^2 \quad \text{Ecuación 4.44}$$

Donde:

$v$  = Viscosidad Cinemática

$g$  = Gravedad

$D$  = Diámetro del grano esférico

$e$  = porosidad

$v$  = Velocidad de aproximación del flujo

$L$  = Profundidad del lecho

El número de Reynolds es determinado así:

$$N_R = \frac{DV_s}{v} \quad \text{Ecuación 4.45}$$

Sin embargo, en la práctica los granos del lecho no son esféricos, su tamaño no es uniforme, ni el flujo es laminar sino transicional, por lo tanto, la ecuación de Kozeny debe ajustarse por:

#### ➤ Diámetro de los granos

Dado que los granos en un lecho no son esféricos. Algunos autores usan para ello el diámetro de la criba menor que permite el paso del material. Otros usan el diámetro promedio entre el diámetro de dos cribas consecutivas (la que retiene y la que deja pasar). Otra manera es utilizar el diámetro equivalente que se define



Universidad de Cuenca

como el diámetro de la esfera que tiene el mismo volumen de la partícula considerada.

### ➤ Esfericidad

La esfericidad se define como el resultado de la división del área superficial de la esfera de igual volumen a la del grano, por el área superficial de la partícula considerada. Este valor será igual a 1 para partículas esféricas y menor a 1 para irregulares.

(Cleasby & Fan, 1981), sugieren para calcular la esfericidad ( $\Psi$ ), usar la siguiente expresión

$$\Psi = \frac{1}{deq} \sqrt{150 \frac{L}{ho} \frac{v}{g} \frac{(1-e)^2}{e^3}} \quad \text{Ecuación 4.46}$$

Las incógnitas de esta ecuación son:  $ho$ ,  $po$ , y  $deq$ . La pérdida de carga ( $ho$ ), se puede determinar introduciendo el material con la ecuación de Kozeny.

### ➤ Porosidad ( $e$ )

La porosidad del lecho filtrante debe determinarse de manera que sea indicativa de la que existe realmente en los filtros.

La porosidad no es constante si no que cambia con la velocidad de lavado y la sedimentación. Según Hulbert y Feben el procedimiento para obtener la porosidad es:

- Colocar 150 gr de material filtrante en un tubo de Jackson de 0.75m de largo, 2.8 cm de diámetro y llenarlo hasta la mitad con agua. La muestra previamente debe estar limpia para evitar el ingreso de polvo y tierra en la muestra.
- Extraer el aire contenido en la muestra agitándola.
- Si el agua está turbia, decantar repetidamente hasta que se clarifique.
- Llenar el tubo completamente con agua y colocarle un tapón de goma de modo que no queden burbujas de aire dentro.
- Rotar rápidamente el tubo 180 grados.
- Cuando la arena se sedimente en el fondo del tubo, rotarlo de nuevo rápidamente 180 grados y colocarlo en un soporte a fin de que permanezca verticalmente y sin perturbaciones.
- Marcar en el tubo el borde superior del material.
- Remover el agua del tubo.
- Añadir agua hasta la marca que se hizo en el tubo y medir este volumen en un cilindro graduado.

La porosidad se determinará con la expresión:

$$e = \frac{\text{Volumen de vacíos}}{\text{Volumen de la muestra}} \times 100 \quad \text{Ecuación 4.47}$$





El volumen de vacíos puede hallarse por la diferencia entre el volumen medido en el cilindro graduado (Volumen total) menos el volumen de la muestra (peso de la muestra, 150 gr por su peso específico)

➤ **Dímetro equivalente (*deq*)**

Se obtiene midiendo primero la densidad del medio, luego extrayendo una muestra representativa del material desecado, y de ella separando 100g, los cuales se pesan en conjunto. Este dato se divide por 100 y se halla para ese peso el diámetro equivalente. Cuando no se dispone del *deq* se puede tomar el diámetro promedio de las dos cribas consecutivas, este valor será aproximado.

Con estas incógnitas se calcula el valor de la esfericidad ( $\Psi$ ).

➤ **Régimen del flujo**

Como se indicó, la ecuación de Kozeny sólo es válida para un  $N_R < 6$ . Para grandes medios filtrantes, donde se utilizan las velocidades más elevadas en algunas aplicaciones, por lo que las velocidades se aproximan a la fluidización (como en las consideraciones del retrolavado), el flujo puede estar en el régimen de flujo transicional, donde la ecuación de Kozeny ya no es adecuada. Ergum (1952), propone una expresión que es adecuada su uso ya que trabaja para todo el rango del régimen laminar, de transición y de flujo inercial a través de lechos compactos ( $N_R, 1 - 2000$ ). (Letterman & American Water Works Association, 2002)

$$h_o = 150 \frac{V_s}{g} L \frac{(1-e)^2}{e^3} v \left( \frac{1}{\Psi_{deq}} \right)^2 + 1.75 \frac{(1-e)}{e} \frac{1}{\Psi_{deq}} \frac{V_s^2}{g} \quad \text{Ecuación 4.48}$$

El primer término es la expresión de Kozeny (Ecuación 4.44) y representa la pérdida de energía viscosa y el segundo (Ecuación 4.48) la pérdida de energía turbulenta.

Para un correcto cálculo de las pérdidas hay que conocer con precisión los valores de  $e$ ,  $deq$  y la  $\Psi$  ya que al ser funciones cuadráticas valores imprecisos varían notablemente el valor de la pérdida.

En pequeñas unidades de filtración, donde las velocidades pueden ser controladas, y el régimen es laminar, con número de Reynolds menor a 6, se aplica para su cálculo la expresión de Kozeny Ecuación 4.44.

En unidades de filtración de gran tamaño, en las que el flujo no es laminar, y velocidades son altas  $N_R > 6$ , se debe utilizar la Ecuación 4.48

## 4.6 Diseño hidráulico de unidades de entrada y salida

**La estructura de entrada** tiene como objetivos: la estabilización, la medición y la eliminación de excesos en el flujo afluente a las unidades de filtración gruesa. En general consisten de un canal pequeño y una cámara poco profunda se recomienda un ancho de 0.8 m; ambas estructuras separadas por un vertedero triangular, al cual se adiciona una regla calibrada para medir el caudal.

La estructura también permite realizar el control sobre la operación de los filtros, dado que el incremento en el nivel del agua en esta cámara indica incremento en la resistencia hidráulica.

**La estructura de salida:** Permite la recolección del agua filtrada y en casos donde se utilizan Filtros Gruesos en series, sirve también como cámara de entrada a la siguiente unidad de filtración. Wegelin recomienda un ancho de esta cámara de 0.6m

Las estructuras de entrada y salida deben permitir la distribución uniforme del agua afluente y la recolección del agua filtrada. Los accesorios de regulación y control pueden instalarse en esas estructuras.

En la Figura 4.2 se observa las estructuras de entrada y salida de un filtro grueso horizontal (Wegelin et al., 1998) en la cual se pueden ver las los orificios en la cámara y pared así como las porciones de pared completas, que se dejan para evitar que penetre material flotante al filtro.

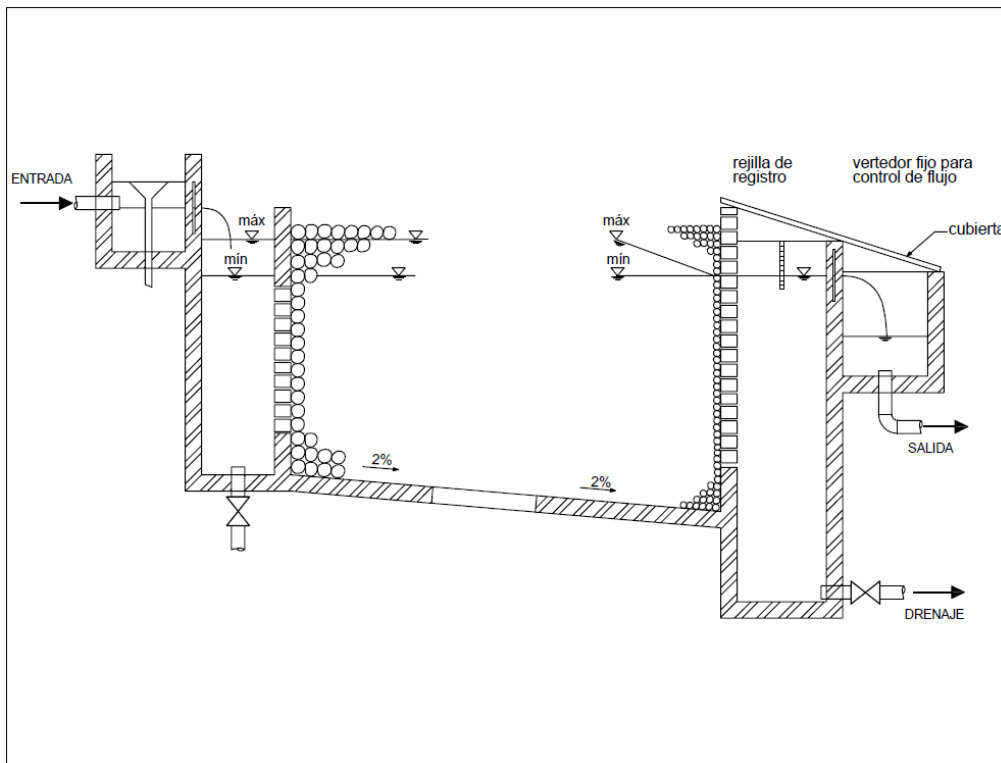


Figura 4.2 Estructuras de entrada y salida de un filtro horizontal, (Wegelin et al., 1998)

## Vertederos Triangulares

Este tipo de vertedero se emplea con frecuencia para medir caudales pequeños (inferiores aproximadamente a 6 l/s). En la Figura 4.3 se muestra un esquema de la geometría de este tipo de vertedero. El ángulo  $\theta$  puede tomar cualquier valor, aunque es muy frecuente el vertedero con  $\theta = 90^\circ$ .

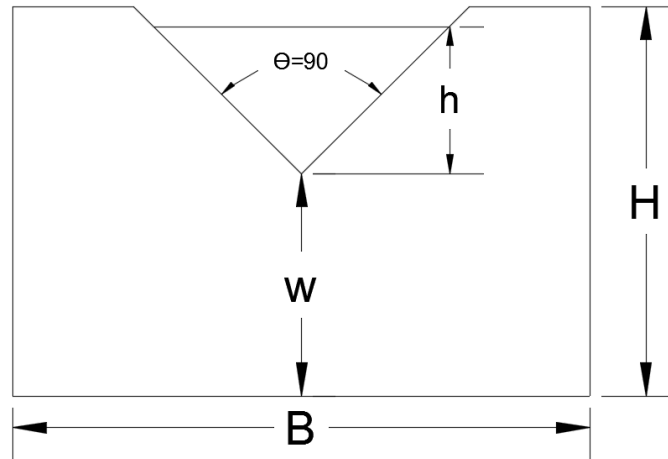


Figura 4.3 Vertedero triangular con un Angulo de  $90^\circ$

### Vertederos triangulares de pared delgada

Puede determinarse la expresión que relaciona el caudal y la profundidad de flujo sobre la cresta de un vertedero triangular de pared delgada. Este tipo de vertederos se emplean también para la medición de caudales, obteniéndose una mejor precisión debido a que presentan mayor carga para un mismo caudal. Sin embargo, por esta misma razón, se limita a la medición de caudales pequeños. La expresión de Barr (1909), se aplica para el cálculo del caudal en vertederos triangulares.

$$Qt = \frac{8}{15} Cd \sqrt{2g} \tan\left(\frac{\theta}{2}\right) h^{\frac{5}{2}} \quad \text{Ecuación 4.49}$$

En donde:

$\theta$  es el ángulo de abertura para un vertedero simétrico.

$h$ , es la carga hidráulica sobre el vertedero.

Para determinar el coeficiente de gasto se utilizó la ecuación de Hegly (1921)

$$Cd = \left(0.5812 + \frac{0.00375}{h}\right) \left(1 + \left(\frac{h^2}{B(h+w)}\right)^2\right) \quad \text{Ecuación 4.50}$$



Universidad de Cuenca

Expresión válida para,  $0.1 < h. < 0.5 m$  y profundidades  $w$  pequeñas; es de las fórmulas más precisas para vertederos con ángulo  $\theta = 90^\circ$ .

## 5. Experiencia a nivel local

Se presentan los resultados de una planta piloto realizada para el desarrollo de la monografía “Tecnología no convencional para potabilización del agua Filtración gruesa –filtración lenta en arena” (Dias T. et al., 1995), se continuó con el estudio de los sistemas implementados con la monografía “Investigación en campo de sistemas no convencionales para la potabilización del agua” (Carrasco C. & Idrovo G., 1996), estas fueron realizadas previo a la obtención de título de ingeniero civil en la Universidad de Cuenca.

La planta piloto realizada por (Diaz T. et al., 1995), se la emplazó en el río Yanuncay, con un caudal de diseño de 1 l/s y una velocidad de filtración de 0.5 m/h, el afluente presento las siguientes características promedio:

Turbiedad:	50 UT con picos superiores 3000 UT
Color real:	140 UC
Coliformes totales:	2.0 e+6 coli/ 100 ml
Coliformes fecales:	4.1 e+5 coli/ 100ml
Sólidos suspendidos:	86.5 mg/l con rangos entre (3-2000)

Se utilizó la tecnología de filtración en múltiples etapas FiME, estudiando dos variantes que constaban de filtración lenta, precedida de una línea de pretratamiento, la primera con un filtro grueso ascendente en capas FGAc y la segunda con un filtro grueso ascendente en serie FGAs, en los dos casos la primera barrera costaba de un filtro grueso dinámico FGD<sub>i</sub>.

Se evaluó el comportamiento de la unidad de FGD<sub>i</sub>, con aforos cada hora, del afluente y efluente durante 17 horas cada día por dos días no consecutivos. Obteniendo los siguientes resultados:

1. Con turbiedades inferiores a 20 UT, la eficiencia es baja con una remoción inferior al 20 % de este parámetro
2. Con los picos de turbiedad la eficiencia del filtro se incrementa rápidamente, con un promedio de 38 % de remoción de dicho parámetro, se encontraron eficiencias superiores al 75% con una turbiedad superior a 20 UT.



Universidad de Cuenca

El valor pico de turbiedad se presentó en 62 UT, en la entrada y salida de 15 UT, con porcentaje del 57.69% de remoción.

En los análisis realizados por (Carrasco C. & Idrovo G., 1996), sobre la misma planta piloto se obtuvieron los siguientes resultados:

**FGDi**, se realizaron 220 ensayos para el análisis de color y turbiedad, para el análisis estadístico de los datos se realizó la media aritmética +- 2 desviaciones standard, con lo que se obtuvieron los siguientes resultados promedio:

➤ Turbiedad

Tabla 5.1 Remoción de turbiedad FGDi

Turbiedad	Eficiencia
Menor a 20 UT	41%
Mayor a 20 UT	61%

El valor pico de turbiedad con un caudal captado de 2.36 l/s y un caudal filtrado de 1 l/s; se presentó en 260 UT, en la entrada y salida de 110 UT, con porcentaje del 57.69% de remoción.

➤ Color Aparente

Tabla 5.2 Remoción de color FGDi

Color Aparente	Eficiencia
Menor a 100 UC	36%
100-500 UC	55%
Mayor a 500 UC	78%

➤ Coliformes fecales

Tabla 5.3 Remoción E. Coli FGDi

	Coli. fecales NMP/100 ml		
	Máximo	Mínimo	Medio
<b>Afluente</b>	1.7 e+6	1.4 e+4	5.05 e+5
<b>Efluente</b>	8.0 e+3	110	53500

Presentando una eficiencia entre 46% y 99% con un valor medio del 85% en la remoción de coliformes totales y fecales.

**FGA**, se realizaron 90 ensayos, que operaban con una velocidad de filtración de 0.3 m/h. El tiempo de flujo para esta velocidad es de 4 h 23 min para filtros ascendentes en serie y 1 h 40 min para el filtro ascendente en capas, con lo que se obtuvo los siguientes resultados.



Universidad de Cuenca

➤ Color y turbiedad

Tabla 5.4 Remoción de color y turbiedad FGA

<b>FGAs</b>	<b>Remoción</b>
<b>Turbiedad</b>	65%
<b>Color aparente</b>	75%
<b>FGAc</b>	<b>Remoción</b>
<b>Turbiedad</b>	53%
<b>Color aparente</b>	70%

El valor pico de turbiedad en los filtros ascendentes con un caudal de 1.23 l/s y rata de 0.3m/h se presentó en 120 UT, en el afluente con FGAc, el efluente fue de 9 UT, con porcentaje del 92.5% de remoción y con FGAs el efluente fue de 3.4 UT, con porcentaje del 97.17% de remoción.

➤ Coliformes

Tabla 5.5 Remoción E. Coli FGA

<b>Coliformes</b>	<b>Entrada FGAs</b>	<b>Salida FGAs</b>	<b>Remoción</b>
<b>Totales NMP/100</b>	700000	700	99.9%
<b>Fecales NMP /100</b>	700000	200	99.97%
<b>Totales NMP /100</b>	300000	220	99.92%
<b>Fecales NMP /100</b>	300000	170	99.94%
<b>Coliformes</b>	<b>Entrada FGAc</b>	<b>Salida FGAc</b>	<b>Remoción</b>
<b>Totales NMP /100</b>	700000	80000	88.57%
<b>Fecales NMP /100</b>	700000	40000	94.29%
<b>Totales NMP /100</b>	300000	8000	97.33%
<b>Fecales NMP /100</b>	300000	8000	97.33%

### 5.1 Evaluación eficiencia, sistemas aplicados para potabilizar el agua en pequeños núcleos poblados

Las fuentes de agua de la región presentan variaciones bruscas que influyen en los procesos de tratamiento siendo parámetros que tomar en cuenta para escoger el tipo de tratamiento más apropiado

En las figuras 5.1 y 5.2 se puede observar la variación de la calidad física y caudal, de 67 sistemas evaluados por ETAPA en 1996

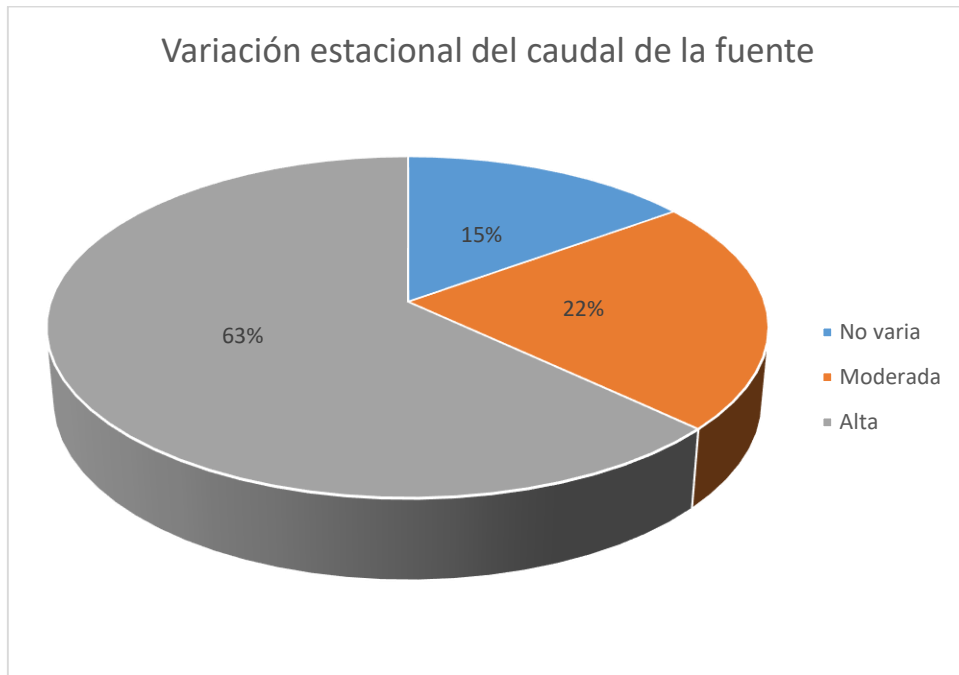


Figura 5.1 Porcentaje de variación en el caudal de las 67 fuentes de abastecimiento de los sistemas evaluados por ETAPA 1996.

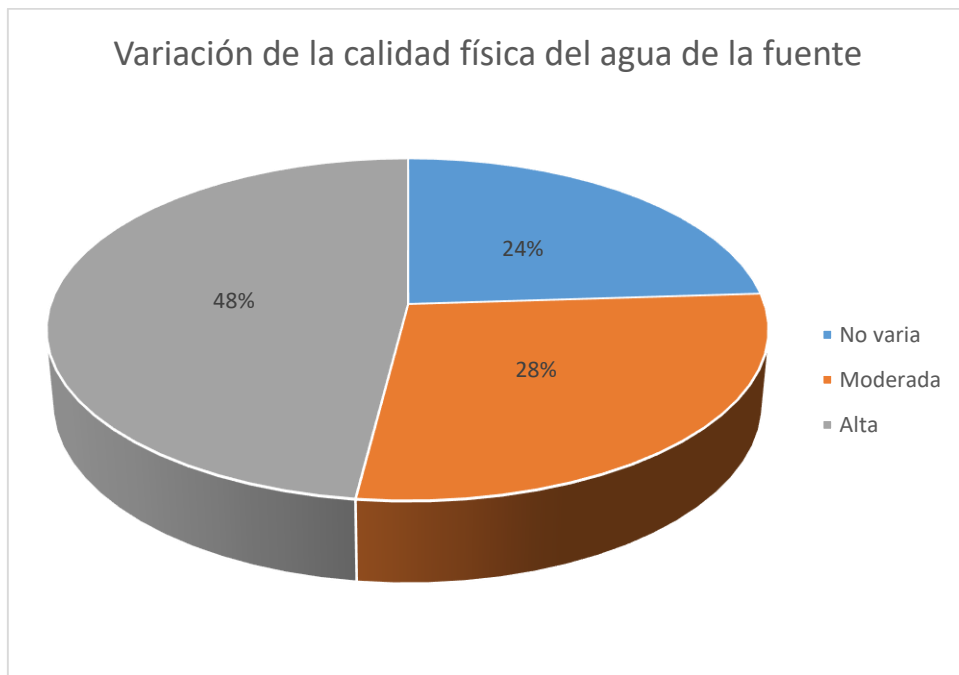


Figura 5.2 Porcentaje de variación en la calidad del agua, de las 67 fuentes de abastecimiento de los sistemas evaluados por ETAPA 1996.

Se puede observar que existe un porcentaje muy bajo de fuentes de abastecimiento que no presenten una variación estacional de la calidad y/o caudal del efluente lo que hace indispensable la implementación de un filtro grueso dinámico (FGDi), como primera barrera para controlar dicha variación.



### 5.1.1 Evaluaciones

Los resultados de las evaluaciones se contrastan con los requisitos establecidos en la normativa.

#### Normativa técnica ecuatoriana

La norma técnica ecuatoriana NTE INEN 1 108:2006 de “AGUA POTABLE. REQUISITOS.” Establece los siguientes requisitos que debe cumplir el agua potable:

#### Características físicas

Tabla 5.6 Requisitos físicos que debe cumplir el agua potable (INEN, 2006)

PARAMETRO	UNIDAD	Límite máximo Permissible
<b>Color</b>	Unidades de color verdadero (UTC)	15
<b>Turbiedad</b>	NTU	5
<b>Olor</b>	--	no objetable
<b>Sabor</b>	--	no objetable
<b>pH</b>	--	6,5 - 8,5
<b>Sólidos totales disueltos</b>	mg/l	1 000

#### Requisitos Microbiológicos

Tabla 5.7 Requisitos microbiológicos que debe cumplir el agua potable (INEN, 2006)

	Máximo
<b>Coliformes totales (1) NMP/100 ml</b>	< 2 *
<b>Coliformes fecales NMP/100 ml</b>	< 2 *
<b>Criptosporidium, número de quistes/100 litros</b>	ausencia
<b>Giardia Lambia, número de quistes/100 litros</b>	ausencia
<b>* &lt; 2 significa que en el ensayo del NMP utilizando una serie de 5 tubos por dilución, ninguno es positivo</b>	

Se obtuvo información del tratamiento que realizan cuatro plantas rurales, las cuales trabajan con filtros lentos de arena FLA, solamente una opera con FGDi seguidos de FG, la de Quingoloma, el resto se encuentran precedidas de filtración gruesa FG, pero no de FGDi, la de Farez, tiene un filtro grueso ascendente sin estratificación denominado “prefiltro” seguido de FG.

En las plantas que no tienen las tres barreras de tratamiento sugeridas (Galvis Castaño et al., 1999): FGDi, FG y FLA, puede verse afectado su funcionamiento, calidad del efluente, continuidad de la operación; incrementando la frecuencia de lavado.





## Componentes de las Plantas

Tabla 5.8 Componentes de las plantas de tratamiento

Planta	Caudal (l/s)	Filtro Dinámico	Prefiltro	Filtro Grueso	Filtro Lento
QUINSHALOMA	0.35	No	No	2	2
QUINGEOLOMA	0.3	2	No	2	2
CHILCACHAPAR	0.75	No	No	1	2
FAREZ	1	No	1	2	2

La geometría de las unidades de filtración gruesa y lenta son de planta circular.

### Características del agua

Tabla 5.9 Características del agua cruda y tratada (Valores promedios)

Planta	Características del Afluente			Características del Efluente		
	pH	Color (UC)	Turbiedad (UNT)	pH	Color (UC)	Turbiedad(UNT)
QUINSHALOMA	7.42	72	52	7.7	16	3.3
QUINGEOLOMA	7.42	52	32.3	6.92	15	2.92
CHILCACHAPAR	-	21	5	-	10	1.5
FAREZ	6.15	62	2.56	6.17	9	1.25

Según (Galvis Castaño et al., 1999), para que las plantas presenten un correcto funcionamiento se recomienda que el afluente del FG tenga una turbiedad máxima de 25 UNT y color real de 40 UC. En las plantas de Quinshaloma, Quingeoloma no se cumple con estos valores. Los operadores disminuyen el caudal a tratar, en todas se suspende su funcionamiento cuando llueve y la turbiedad se incrementa.

### Eficiencia de remoción

Tabla 5.10 Porcentaje de remoción promedio de la planta

Planta	Eficiencia remoción turbiedad	Eficiencia remoción color
QUINSHALOMA	93.7%	77.8%
QUINGEOLOMA	91.0%	71.2%
CHILCACHAPAR	70.0%	52.4%
FAREZ	51.2%	85.5%

El éxito de la tecnología FiME, depende principalmente del correcto diseño y sobre todo de la operación y mantenimiento continuo, ya que es susceptible de colmatarse con picos de turbiedad, sobre todo en épocas de lluvias.



Universidad de Cuenca

Se puede adicionar sulfato de aluminio con dosis de 40 mg/l y cal para el ajuste del pH previo la filtración lenta, para que el porcentaje de remoción sea mayor. (A. M. Ingallinella, 1995)

## Descripción de los sistemas inspeccionados

### ➤ Quinshaloma

#### Caudal:

Mínimo: 0.2 l/s

Máximo: 0.5 l/s

Se lo mide una vez por día.

#### Operación:

Como práctica operacional los materiales flotantes se los retira a diario, la limpieza del lecho filtrante se realiza una vez al mes, y se cambia el material del lecho cada 4 a 5 años.

#### Tratamiento:

En la entrada existe una estructura de aeración en desuso, seguida de un vertedero triangular que divide el caudal en dos, derivándolo a dos unidades de FGAc circulares, seguidas de un FLA circular.

Tabla 5.11 Características planta de tratamiento de agua potable Quinshaloma

	Planta	Diámetro (m)	Área (m <sup>2</sup> )	V min (m/h)	V max (m/h)	Velocidad recomendada (m/h)
<b>FGDi</b>	-	-	-	-	-	2
<b>FGAc</b>	Circular	1.22	1.17	0.31	0.77	0.6
<b>FLA</b>	Circular	2.12	3.53	0.10	0.25	0.15

#### Fuente

El agua proviene de una fuente superficial, en cuya cuenca de aporte se observa deforestación debido a la ampliación de frontera agrícola para explotación ganadera.

#### Observaciones y recomendaciones



Tabla 5.12 Valores recomendados para el tratamiento del agua según sus características físicas.

Recomendado		
	Numero	Velocidad (m/h)
<b>FGDi</b>	2	2
<b>FGAs</b>	2	0.3
<b>FLA</b>	2	0.15

La conformación de las unidades no corresponde a las recomendaciones del agua a tratarse, además de que las velocidades de filtración son más altas de lo que se recomienda para los filtros utilizados., no obstante, presenta una adecuada remoción de color y turbiedad, la turbiedad se encuentra dentro del rango establecido por la normativa (INEN, 2006), el color que es ligeramente superior al establecido con 16 UC de un máximo de 15 UC.

Se recomienda la implementación de Filtros Gruesos Dinámicos FGDi, para tener una mayor eficiencia en la remoción de color y turbiedad además con esto se disminuyera la frecuencia de lavado e interrupción de su operación.

➤ **Quingeoloma**

**Caudal:**

Mínimo: 0.5 l/s

Máximo: 1 l/s

Se lo mide tres veces por día.

**Operación:**

Como practica operacional los materiales flotantes se los retira a diario, la limpieza del lecho filtrante se realiza una vez al mes, y se cambia el material del lecho cada 4 a 5 años.

**Tratamiento:**

El agua ingresa por un vertedero triangular seguido de dos unidades de FGDi posteriormente por de FGD<sub>c</sub> circulares, seguidos de FLA circulares cada una.

Tabla 5.13 Características planta de tratamiento de agua potable Quingeoloma

	Planta	L (m)	B (m)	Diámetro (m)	Área (m <sup>2</sup> )	V min (m/h)	Vmax (m/h)	Velocidad recomendada (m/h)
<b>FGDi</b>	Rectangular	1.7	0.6	-	1.02	0.88	1.76	2
<b>FGDc</b>	Circular	-	-	3.55	9.9	0.09	0.18	0.3
<b>FLA</b>	Circular	-	-	3.5	9.62	0.09	0.19	0.15



Universidad de Cuenca

## Fuente

El agua proviene de una fuente superficial, en cuya cuenca de aporte se observa deforestación debido a la ampliación de frontera agrícola para explotación ganadera.

## Observaciones:

Tabla 5.14 Valores recomendados para el tratamiento del agua según sus características físicas

Recomendado		
	Numero	Velocidad (m/h)
<b>FGDi</b>	2	2
<b>FGAs</b>	2	0.3
<b>FLA</b>	2	0.15

La velocidad con la que trabajan las unidades de FGDi y FGDC son inferiores a la recomendada, presenta una adecuada remoción de color y turbiedad, quedando estos valores dentro del rango establecido por la normativa (INEN, 2006).

### ➤ Chilcachapar

#### Caudal:

Mínimo: 0.5 l/s

Máximo: 1 l/s

Se lo mide una vez por día.

#### Operación:

Como practica operacional los materiales flotantes se los retira cada semana al igual que la limpieza del lecho filtrante y se cambia el material del lecho cada 4 a 5 años.

#### Tratamiento:

En la entrada existe una estructura de aeración en desuso, que da paso a un FGAc circular, seguido de un FLA circular.

Tabla 5.15 Características planta de tratamiento de agua potable Chilcachapar

	Planta	Diámetro (m)	Área (m <sup>2</sup> )	V min (m/h)	V max (m/h)	Velocidad recomendada (m/h)
<b>FGDi</b>	-	-	-	-	-	2
<b>FGAc</b>	Circular	2.43	4.64	0.39	0.78	0.6
<b>FLA</b>	Circular	3	7.07	0.13	0.25	0.15



## Fuente

El agua proviene de una fuente superficial, en cuya cuenca de aporte se observa deforestación debido a la ampliación de frontera agrícola para explotación ganadera.

## Observaciones y recomendaciones:

No se recolectan datos de pH.

*Tabla 5.16 Valores recomendados para el tratamiento del agua según sus características físicas*

	Recomendado	
	Numero	Velocidad (m/h)
<b>FGDi</b>	2	2
<b>FGAc</b>	2	0.6
<b>FLA</b>	2	0.15

No se dispone de estructuras de entrada, ni FGDi, además cuenta solo con una unidad de FGAc imposibilitando el funcionamiento continuo, cuando se realice la limpieza de las unidades. Las velocidades de filtración son mayores a las recomendadas; sin embargo, la turbiedad y el color del efluente cumple con los requisitos de la norma.

Se recomienda la construcción de una estructura de entrada para facilitar la medición del caudal, y la implementación de otra unidad de filtración gruesa para evitar problemas de suministro, cuando se realice limpieza y mantenimiento en las unidades.

### ➤ Farez

## Caudal:

Mínimo: 0.5 l/s

Medio: 1.0 l/s

Máximo tratado: 1.25 l/s

Se lo mide tres veces por día.

## Operación:

Como practica operacional los materiales flotantes se los retira a diario, la limpieza del lecho filtrante se realiza cada tres días, y se cambia el material del lecho cada 4 a 5 años.

## Tratamiento:



Universidad de Cuenca

El agua ingresa a través de un vertedero triangular en el que se realiza la medición del caudal, del cual pasa a una unidad que se la diseño originalmente como un floculador, pero actualmente trabaja como un filtro grueso ascendente, el cual deriva el flujo a dos FGAc circulares seguidos de unidades de FLA.

Tabla 5.17 Características planta de tratamiento de agua potable Farez

	Planta	Diámetro (m)	Área (m <sup>2</sup> )	V min (m/h)	V max (m/h)	Velocidad recomendada (m/h)
<b>FGDi</b>	-	-	-	-	-	2
<b>FGA</b>	Circular	1	0.79	2.28	5.70	0.3-0.75
<b>FGAc</b>	Circular	3.55	9.9	0.09	0.23	0.6
<b>FLA</b>	Circular	3.5	9.62	0.09	0.23	0.15

### Fuente

El agua proviene de una fuente superficial, en cuya cuenca de aporte se observa deforestación debido a la ampliación de frontera agrícola para explotación ganadera.

### Observaciones:

El caudal de diseño es de 3 l/s.

Tiene equipos de medición del cloro residual y la turbiedad

Tabla 5.18 Valores recomendados para el tratamiento del agua según sus características físicas

Recomendado		
	Numero	Velocidad (m/h)
<b>FGDi</b>	2	2
<b>FGAs</b>	2	0.3
<b>FLA</b>	2	0.15

No se encuentra implementado un FGDi, las velocidades empleadas difieren de las que se recomienda para los filtros utilizados, no obstante, presenta una adecuada remoción de color y turbiedad, quedando estos valores dentro del rango establecido por la normativa (INEN, 2006).

## 6. Diseño hidráulico de filtros gruesos dinámicos (FGDi)

Se utilizan como la primera etapa para el tratamiento del agua, acondicionándola para el correcto funcionamiento de las otras unidades, su papel fundamental es



Universidad de Cuenca

la remoción de los sólidos suspendidos con eficiencia entre 70 y 80% en afluentes con sólidos en el rango de 10 a 200 mg/l. (Wegelin et al., 1998).

Se deben implementar por lo menos dos unidades operando en paralelo, con actividades de mantenimiento escalonadas, que permitan el funcionamiento continuo del sistema, que debería funcionar las 24 horas. Según estudios empíricos realizados por CINARA se recomienda una velocidad de filtración  $\leq 3.0 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$ , con áreas de filtración por unidad menores a  $10 \text{ m}^2$ ; la velocidad superficial de lavado se debe mantener entre 0.15-0.3 m/seg.

La profundidad del lecho de grava es de 0.6 m distribuido en tres capas estratificadas uniformemente con espesores de 0.2 m de menor a mayor:

Tabla 6.1 Estratificación y diámetro de las partículas de un FGD<sub>i</sub>

<b>Tamaño (mm)</b>	<b>Ubicación</b>
<b>6-13</b>	Superficie
<b>13-19</b>	Intermedio
<b>19-25</b>	Fondo

Se puede prescindir de la estratificación combinando la capa superficial e intermedia en una sola capa de 0.6 m con un lecho de soporte de 19-25 mm.

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 Montero, Galvis Castaño, & Visscher, 1996)

El caudal de diseño  $Q_i$ , afluente de la unidad, fluye con flujo descendente, siendo recolectado por el sistema de drenaje y conducido hasta la siguiente etapa de tratamiento. En la parte superior se debe construir un vertedero de rebose cuya cresta debe estar entre 0.03-0.05 m, medidos a partir del lecho superficial de grava fina, esto mejora el comportamiento hidráulico del filtro. (Guzmán Rodríguez, 1997)

La pérdida de carga inicial es menor a 0.01 m, la unidad opera a una tasa constante y progresivamente se incrementa el nivel de agua en la superficie alcanzando la cresta del vertedero de rebose. A partir de este punto el caudal  $Q_i$  se distribuye en dos, el caudal filtrado  $Q_f$  y el caudal de rebose  $Q_e$ . Este proceso se puede acelerar si el contenido de sólidos suspendidos es alto colmatando el filtro.



## 6.1 Componentes principales

### ➤ Estructuras de entrada y salida

Las estructuras de entrada están compuestas por elementos de control de caudal.

La estructura de salida debe permitir el drenaje del caudal  $Q_e$  de rebose, y el caudal de lavado.

En el capítulo 4.6 se detallan estas estructuras y se recomiendan valores de diseño.

### ➤ Cámara de filtración

En esta zona se ubica el lecho filtrante, para determinar su altura se considera los 0.6 m del lecho filtrante, el sistema de recolección y drenaje, los 0.05 m de la estructura de rebose y una altura de seguridad alcanzado un valor aproximado de 0.75m.

### ➤ Lecho filtrante

El lecho filtrante tiene una altura entre 0.4 a 0.6 m dividida en tres capas; una capa de grava fina en la superficie con diámetro entre 1.5 a 5.0 mm y 0.2 m de espesor, sobre un lecho de grava más grueso (capa media) con un diámetro de 3.0 a 15.0 mm, un espesor entre 0.1 a 0.2 m y un sistema de drenaje en el fondo (capa gruesa) de 5 a 25.0 mm de diámetro, con un espesor entre 0.2 a 0.1 m, como se indica en la Tabla 6.3. Siendo la granulometría media y gruesa consideradas como un lecho de soporte, pero también contribuyen en la remoción del material suspendido.

### ➤ Sistemas de recolección-drenaje

El sistema de recolección recolecta de la manera más uniforme posible el agua filtrada y de lavado, y drena la unidad cuando se realice el mantenimiento, se lo hace mediante el uso de múltiples, los mismos que se han descrito en el capítulo 4.4.

Para realizar la limpieza hidráulica se instalan válvulas de apertura rápida colocadas en la tubería de drenaje, con un diámetro igual al del colector principal, mientras mayor sea la longitud a la que se coloque la válvula mayor será la sobrepresión producida, mediante su cierre y apertura rápida se produce golpe de ariete en la tubería, provocando la agitación del agua en el filtro, y desprendimiento del material retenido en lecho granular. 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<sub>i</sub>. (Galvis Castaño et al., 1999)





## 6.2 Recomendaciones para la selección de FGD<sub>i</sub>

El lecho filtrante es el elemento más importante. Su disposición requiere de especial atención ya que de ello depende la eficiencia de la estructura. La disposición de menor a mayor difiere de la que regularmente se usa en otras tecnologías de filtración gruesa en donde el tamaño de la grava disminuye con el sentido del flujo; De esta manera la acumulación de sólidos se presenta principalmente en la superficie, facilitando la limpieza de la unidad debido a que solo se necesita rastrillar la superficie para permitir la re-suspensión de los sólidos retenidos en la capa fina que son arrastrados fácilmente por el flujo superficial hacia el desagüe, el caudal requerido para que se produzca un lavado superficial continuo puede llegar al 100% del requerido. Durante el funcionamiento de los FGD<sub>i</sub> el caudal captado se lo divide en dos unidades, cuando se realiza el lavado de la unidad el caudal es igual al caudal captado.

Es recomendado que el caudal de diseño sea mínimo 1.4 veces más que el requerido para el sistema de abastecimiento, de esta manera fluye un caudal remante para que produzca un arrastre de las partículas finas que se pueden acumular en la parte superior lecho. (Ordóñez, 1995)

Es importante mantener una estratificación bien graduada que difiere según la función que se le dé al filtro. La mezcla de las capas causaría una retención mayor de sólidos en todo el lecho, produciendo la colmatación total de la unidad, haciendo que el un simple rastrillado sea insuficiente y obligando a vaciar por completo la unidad para poder lavarla.

En las Tablas 6.2 y 6.3 tomadas de (Ordoñez, 1995), se tiene las características y especificaciones de diseño preliminares de un FGD<sub>i</sub>:

Tabla 6.2 Criterios preliminares de diseño (Galvis Castaño et al., 1995) y (Wegelin et al., 1998)

PARAMETRO	PAPEL PRINCIPAL	
	Primera barrera para mejorar la calidad de agua	Amortiguar o eliminar picos de sólidos
<b>Velocidad de filtración (m/h)</b>	0.5-3	3-5
<b>Rango de tamaño de la grava en la capa superior (mm)</b>	3-5	<3
<b>Velocidad superficial de operación (m/s)</b>	0.05-0.15	<0.05
<b>Velocidad superficial de lavado (m/s)</b>	0.2-0.4	0.1-0.3
<b>Profundidad del lecho (m)</b>	0.6	0.4



*“La velocidad superficial de lavado puede variar entre 0.15 y 0.3 m/s, dependiendo del tipo de material predominante en el agua cruda; se asume una velocidad cercana a 0.15 m/s cuando predominan limos y material orgánico y superior a los 0.2 m/s para arenas y arcillas”.* (UNATSABAR, 2005)

Tabla 6.3 Especificaciones preliminares de material filtrante (Galvis Castaño et al., 1995)

Posición en el lecho	Primera barrera para mejorar la calidad		Amortiguar o eliminar picos de sólidos	
	Espesor de capa (m)	Diámetro (mm)	Espesor de capa (m)	Diámetro (mm)
<b>Superior</b>	0.2	3.0-5.0	0.2	1.5-3.0
<b>Intermedio</b>	0.2	5.0-15.0	0.1	3.0-5.0
<b>Inferior</b>	0.2	15.0-25.0	0.1	5.0-15.0

### 6.3 Aplicación

Se utilizan para proteger el sistema de abastecimiento de los picos de caudal y turbiedad del agua afluyente, debido a la gran variación estacional que presentan las fuentes de abastecimiento superficiales, su aplicación es idónea para los pequeños núcleos poblados en los cuales funcionará como una primera barrera en la potabilización, fácil de mantener y operar, que permita el correcto funcionamiento de las siguientes unidades.

Se los puede utilizar como elemento amortiguador, al obturarse rápidamente cuando exista picos extremos de turbiedad de corta duración.

Su rápida colmatación en la presencia de picos y fácil desobstrucción lo hacen ideal para condiciones en las que exista operadores inexpertos o negligentes, siendo estos muy habituales en plantas que no presenten una intervención continua por parte de un organismo de control.

Se necesitará un estudio de las características propias de cada fuente de abastecimiento, para decidir qué tipo de unidad sería la óptima, como primera barrera, o para amortiguar los picos, siendo indispensable la aplicación de estos, con un diseño apropiado que permita un correcto funcionamiento de la unidad.

### 6.4 Diseño

Las dimensiones del FGD<sub>i</sub>, en particular las correspondientes al área superficial de la unidad  $A_s$  (m<sup>2</sup>), siendo esta menor a 10 m<sup>2</sup>, está condicionada por el caudal de diseño y la velocidad de filtración  $V_f$  (m/h), se consideran dos módulos operando en paralelo, tratando cada uno la mitad del caudal de diseño.



$$A_s = \frac{Q_d}{V_f} = b * l \quad \text{Ecuación 6.1}$$

En donde:

$Q_d$ = mitad del caudal de diseño

$V_f$ =velocidad de filtración

$b$  = ancho de la unidad

$l$ = largo

El diseño debe garantizar el funcionamiento adecuado en todas las circunstancias tanto de operación como de mantenimiento, por lo cual el área superficial se debe condicionar por el caudal disponible para el lavado superficial.

Durante este lavado, la velocidad superficial debe garantizar el arrastre de sólidos re-suspendidos de la capa superficial del lecho filtrante (ver tabla 6.3), sin embargo, si el ancho no ha sido seleccionado adecuadamente (muy ancho), la velocidad superficial no podría ser garantizada, dificultando la operación de lavado, o si se excede la recomendada (ver tabla 6.3), existirá el peligro de arrastre y pérdida del material filtrante.

Cuando la unidad es lavada, el caudal de salida es igual al caudal de lavado.

Una relación práctica encontrada entre: el ancho de la estructura, el caudal y la velocidad superficial de lavado es la siguiente (Ordóñez, 1995).

$$b = \frac{M^2 Q_L}{V_s^3} \quad \text{Ecuación 6.2}$$

En donde:

$b$ = Ancho del vertedero (m)

$Q_L$ = Caudal de lavado (m<sup>3</sup>/s)

$M$ = Coeficiente de descarga del vertedero frontal (m<sup>(1/2)</sup> /s)

$V_s$ = Velocidad de lavado (m/s)

$Q_c$ = caudal captado (m<sup>3</sup>/s)

$Q_a$ = caudal afluente (m<sup>3</sup>/s)

### Deducción de la Ecuación 6.2

$$Q_a = Q_c = Q_L = M b h^{3/2} \quad \text{Ecuación 6.3}$$



$$Q_a = bhV_s \quad \text{Ecuación 6.4}$$

De (6.3) se tiene

$$h^{3/2} = \frac{Q_a}{Mb} ; h = \frac{Q_a^{2/3}}{M^{2/3}b^{2/3}} \quad \text{Ecuación 6.5}$$

De (6.4) se tiene:

$$h = \frac{Q_a}{V_s b} \quad \text{Ecuación 6.6}$$

Igualando (6.6) y (6.5)

$$\frac{Q_a}{V_s b} = \frac{Q_a^{2/3}}{M^{2/3}b^{2/3}} \quad \text{Ecuación 6.7}$$

Despejando b en (6.7)

$$b = \frac{Q_a}{V_s} * \frac{Q_a^{2/3}}{M^{2/3}b^{2/3}} \quad \text{Ecuación 6.8}$$

$$b^{1/3} = \frac{Q_a^{1/3} M^{2/3}}{V_s} \quad \text{Ecuación 6.9}$$

De (6.9):

$$b = \frac{M^2 Q_a}{V_s^3} = \frac{M^2 Q_L}{V_s^3} \quad \text{Ecuación 6.10}$$

### **Coeficiente M de descarga del vertedero:**

El CINARA asume el valor de Francis  $M=1.84$  con lo cual la Ecuación 6.10 queda de la forma:

$$b = \frac{1.84^2 Q_L}{V_s^3} = 3.4 \frac{Q_L}{V_s^3} \quad \text{Ecuación 6.11}$$

Luis Di Bernardo (Métodos y técnicas para el tratamiento del agua) recomienda un valor de  $M= 1.54$ , con lo cual la Ecuación 6.10 queda de la forma:

$$b = 2.4 \frac{Q_L}{V_s^3} \quad \text{Ecuación 6.12}$$

Para el diseño de las unidades de operación como múltiples y estructuras de control del flujo en la entrada y salida como son los vertederos triangulares, se debe seguir el proceso de los subcapítulos 4.3 y 4.5 respectivamente, para su correcto funcionamiento es fundamental considerar las pérdidas de carga expuestas en el subcapítulo 4.4.



Universidad de Cuenca

Se da como referencia los criterios de Luis Di Bernardo (Métodos y Técnicas de tratamiento del agua Vol. II)

El sistema de drenaje es generalmente constituido por tubos provistos de orificios perforados, de modo que cumplen los siguientes requisitos:

- Diámetro de los colectores secundarios: 50 a 150 mm
- Espaciamiento entre colectores secundarios: <2.0 m
- Velocidad de escurrimiento de los colectores secundarios (Caudal total):  $\leq 0.5$  m/s
- Velocidad de escurrimiento en los orificios  $\leq 0.5$  m/s
- Área total de los orificios:  $\leq$  al 30% del área de la sección transversal del colector principal

Los accesorios de operación y mantenimiento se detallan en el subcapítulo 4.2, siendo indispensables para el funcionamiento adecuado de los FGD<sub>i</sub>.

## 7. Conclusiones y recomendaciones

En base a la revisión bibliográfica realizada, y las inspecciones realizadas en campo, se dan las siguientes recomendaciones, las mismas se encuentran de manera recurrente en la literatura tecnificada especializada.

Los diversos estudios realizados por CINARA, y en plantas pilotos como la implementada en la ciudad de Cuenca, por (Dias T. et al., 1995), han demostrado que la tecnología FiME puede ser usada en el tratamiento del agua superficial, y que el éxito o fracaso, no responde solo a los factores técnicos, debiendo considerarse también la capacitación, el respaldo institucional, las normativas o leyes, que son factores que sustentan la aplicabilidad de la tecnología.

En base a los resultados de los estudios revisados, se puede afirmar en nuestro medio no se implementa correctamente la tecnología FiME, con lo que se tienen problemas en la continuidad del servicio en pequeñas comunidades rurales del Azuay. Una alternativa para su recuperación sería la implementación de filtros gruesos dinámicos FGD<sub>i</sub> que ayudará sustancialmente a mejorar el funcionamiento o recuperación de las unidades existentes, siempre que su diseño se lo realice considerando todos los parámetros técnicos expuestos y se capacite a los pobladores de la importancia del mantenimiento de las unidades y más aún del cuidado, de ser posible la recuperación de las cuencas abastecedoras.

Se recomienda el uso de los FGD<sub>i</sub> como amortiguador ya que, interrumpe su funcionamiento al presentarse variaciones bruscas en la concentración de sólidos suspendidos, evitando de esta manera el deterioro de las demás unidades de tratamiento, minimizando los problemas causados por negligencia y/o deficiencias operativas.



Universidad de Cuenca

Los datos analizados en el subcapítulo 5.1.1, muestran que es una tecnología eficaz en el tratamiento de agua superficial, a pesar de que no se aplique todos los criterios técnicos, que se presentan en este documento, sobre todo la inspección sanitaria y caracterización del afluente, por lo cual los diseños no son apropiados.

Al comparar los valores obtenidos de las cuatro plantas visitadas, con los porcentajes de remoción obtenidos en las tesis de grado de (Díaz, Espinoza, Fdez. de Córdova, 1995) y (Carrasco, Idrovo, 1996), se obtuvieron los siguientes resultados.

Los valores promedios del afluente en las plantas visitadas son: turbiedad de 23 UNT y un color de 52 UC.

En base a estos valores se puede apreciar que los sistemas estudiados en condiciones normales se encuentran en rango intermedio según la clasificación de CINARA, presentando buenas posibilidades de tratamiento con tecnología FiME y FGAc a una rata de 0.45 m/h. Para épocas de lluvia donde se presentan los picos de turbiedad y coliformes, es posible que se exceda el rango alto, en especial la turbiedad para lo cual se recomienda FGAs<sub>3</sub> con una rata de 0.3 m/h precedido de un FGD<sub>i</sub> con una rata de 0.5 m/h según los estudios en la planta piloto.

#### ➤ **FGDi**

En los análisis realizados por (Días, Espinoza, Fdez. de Córdova, 1995) se obtuvo una remoción del 75% para turbiedades mayores a 20 UNT. Tomando el valor medio de 23 UNT se obtiene 5.75 UNT siendo cercano al límite de la normativa.

En los análisis realizados por (Carrasco, Idrovo, 1996), la remoción de turbiedad fue de un 61%, con el valor medio de 23 UNT se obtiene 8.51 UNT. Con un color medio de 52 UC se obtendría una remoción de color de 36%, dando como resultado 33.3 UC.

#### ➤ **FGAs y FGAc**

Los FGAs son una mejor alternativa para el tratamiento posterior a las unidades de FGD<sub>i</sub> ya que presentan una remoción media de turbiedad del 65% y 75% de color aparente, frente a un 53% de turbiedad y 70% de color aparente de los FGAc, basados en un valor procedente del FGD<sub>i</sub> de 8.51 UNT y 33.3 UC se obtendría un valor aproximado de 2.98 UNT y 8.31 UC, menos que lo exigido por la norma. Mientras que con FGAc se obtuvieran valores de 3.99 UNT y 9.99 UC, la turbiedad es superior la requerida por la norma.

Estos valores son los que se esperara obtener con un diseño apropiado, que contemple las condición locales para el diseño de las unidades, por lo cual no



Universidad de Cuenca

representan los valores promedio obtenidos en las cuatro plantas analizadas, ya que las plantas de tratamiento no presentan una disposición adecuada de las unidades, ni su velocidad de operación es apropiada, la remoción media las plantas que se analizaron es menor, sin embargo al existir una barrera más que son los FLA, se alcanzan los valores estipulados en la normativa.

Si se aplican los criterios básicos de diseño, aunque no se cumplan a cabalidad con las recomendaciones técnicas, y mientras exista un control y operación continuo, el efluente puede mantener las características deseadas, sin embargo, se presentan discontinuidades en el servicio ya que es necesario suspender su funcionamiento o limitar el caudal, para cumplir con la normativa.

Se han brindado las herramientas necesarias para el diseño de unidades con énfasis en los FGDi, dejando abierto para nuestros compañeros que se interesen en la materia realicen un estudio más profundo de las otras unidades expuestas.



## **Bibliografía**

- Arboleda, J. (1973). Teoría, diseño y control de los procesos de clarificación del agua. *Lima, CEPIS/OPS, Serie Técnica, 13.*
- Arboleda Valencia, J. (2000). *Teoría y práctica de la purificación del agua.* Santa Fé de Bogotá, Colombia: Mac-Graw Hill.
- Baker, M. N. (1948). Quest for pure water.
- Baker, M. N., & Taras, M. J. (1981). The quest for pure water: The history of the twentieth century. *American Water Works Association.*
- Camp, T. R. (1964). Theory of water filtration. *Journal of the Sanitary Engineering Division, 90(4), 1-30.*
- Carrasco C., V., & Idrovo G., F. (1996). *Investigación En Campo De Sistemas No Convencionales Para La Potabilización Del Agua* (Monografía previa a la obtención del título de Ingeniero Civil). Universidad de Cuenca, Cuenca, Ecuador.
- Catalán Lafuente, J. (1990). *Química del agua.* Madrid: El autor.
- CEPIS. (1993). Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente.
- Cleasby, J. L., & Fan, K.-S. (1981). Predicting fluidization and expansion of filter media. En *Journal of the Environmental Engineering Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, (Vol. 107).*
- Craun, G. F. (1994). Balancing chemical and microbial risks of drinking water disinfection. En *Simposio Regional sobre Calidad del Agua: Ponderación de los Riesgos Microbiológicos Contra los Riesgos de los Subproductos de la Desinfección Química* (p. 1). OPS.





Universidad de Cuenca

Dias T., S. J., Espinosa O., L., & Fdes. de Cordova L, I. (1995). *TECNOLOGÍA*

*NO CONVENCIONAL PARA POTABILIZACIÓN DEL AGUA*

*FILTRACIÓN GRUESA-FILTRACIÓN EN ARENA Diseño, construcción,*

*evaluación preliminar de una unidad piloto* (Monografía previa a la

obtención del título de Ingeniero Civil). Universidad de Cuenca, Cuenca,

Ecuador.

Ente Nacional de Obras Hidricas de Saneamiento (ENOHSA). (2011).

CAPÍTULO VII-4. FILTRACION LENTA.

Fair, G. M., Geyer, J. C., & Okun, D. A. (1999). *Ingeniería sanitaria y de aguas*

*residuales: Purificación de aguas y tratamiento y remoción de aguas*

*residuales* (Vol. 2). Limusa.

Feynman, R. P., Pakvasa, S., & Tuan, S. F. (1970). Some comments on

baryonic states. *Physical Review D*, 2(7), 1267.

Galvis Castaño, G., Latorre Montero, J., Visscher, J. T., & Cinara A.A. (1999).

*Filtracion en multiples etapas, FiME: tecnologia innovativa para el*

*tratamiento de agua*. Santiago de Cali: CINARA.

Galvis Castaño, G., Visscher, J. T., Fernandes, J., Beron, F., & Cinara A.A.

(1995). *ALTERNATIVAS DE PRETRATAMIENTO PARA SISTEMAS DE*

*ABASTECIMIENTO DE AGUA : Seleccion, Diseño, Operacion y*

*Mantenimiento*. Santiago de Cali: CINARA.

Gray, N. F. (1996). *Calidad del agua potable: problemas y soluciones*.

Zaragoza: Editorial Acribia.

Guzmán Rodríguez, M. S. (1997). Evaluación de la filtración gruesa dinámica

operando a tasa constante ya tasa declinante de filtración. En



Universidad de Cuenca

*Evaluación de la filtración gruesa dinámica operando a tasa constante y a tasa declinante de filtración.* Cinara.

Hazen, A. (1904). On sedimentation. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 53(2), 45-71.

Hespanhol, I. (1969). Investigaçãõ sobre o comportamento e aplicabilidade de filtros lentos no Brasil. En *Investigaçao sobre o comportamento e aplicabilidade de filtros lentos no Brasil*. Universidade de Sao Paulo.

Hudson, Hej., Uhler, R. B., & Bailey, R. W. (1979). Dividing-flow manifolds with square-edged laterals. En *Journal of the Environmental Engineering Division, American Society of Civil Engineers* (Vol. 105).

Huisman, L. (1982). Sedimentation and flotation, mechanical filtration. En *Sedimentation and flotation, mechanical filtration*. Delft University of Technology.

Huisman, L., & Wood, W. E. (1974). *Slow sand filtration* (Vol. 16). World Health Organization Geneva.

INEN, I. N. (2006). 1108: Agua Potable. *Requicitos, NTE INEN 1108 § (2006)*. Recuperado a partir de <https://www.dspace.espol.edu.ec/bitstream/123456789/10608/8/Norma%20Inen%20Agua1108-2.pdf>.

Ives, K. (1961). New concepts in filtration. *Water and Water Engineering*, 65, 307.

Ives, K. J., & Sholji, I. (1965). Research on variables affecting filtration. *Journal of the Sanitary Engineering Division*, 91(4), 1-18.



Universidad de Cuenca

Latorre Montero, J., Galvis Castaño, G., & Visscher, J. T. (1996). Performance evaluation of dynamic roughing filtration. En *Performance evaluation of dynamic roughing filtration*. Cinara.

Letterman, R. D., & American Water Works Association. (2002). *Calidad y tratamiento del agua: manual de suministros de agua comunitaria*. Madrid: McGraw-Hill.

Lloyd, B., & Helmer, R. (1991). Vigilancia y control de la calidad del agua para consumo humano en la zona rural. *Published for the WHO and UNEP by Logman Scientific and Technical*.

Lloyd, B., Pardón, M., & Bartram, J. (1987). The Development & Implementation of a Water Surveillance and Improvement Programme for Peru. American Society of Civil Engineers. Presentado en International Conference on Resource Mobilisation for Drinking Water Supply & Sanitation in Developing Nations. Puerto Rico.

Mackrle, V., & Mackrle, S. (1961). Adhesion in filters. *Journal of the Sanitary Engineering Division*, 87(5), 17-32.

Mintz, D. M. (1966). Modern theory of filtration. En *Proc. of 7th Congress International Water Supply Ass., Special subject* (Vol. 10).

O'Melia, C. R., & Stumm, W. (1967). Theory of water filtration. *Journal (American Water Works Association)*, 59(11), 1393-1412.

Ordóñez, G. (1992). *COOPERACION ANDINA EN TECNOLOGIA APROPIADA DE DESINFECCION Y ANALIS DE AGUA PARA CONSUMO HUMANO*. Cuenca, Ecuador.



Universidad de Cuenca

Ordóñez, G. (1995). FILTRACIÓN GREUESA O FILTRACIÓN EN GRAVAS

UNA ALTERNATIA DE PRETRATAMIENTO.

Organización Mundial de la Salud. (1993). *la Organización Mundial de la Salud*.

División de Información de la Organización Mundial de la Salud.

Pérez Carrión, J., Pardón Ojeda, M., Lavado, I., & Vargas García, C. (1985).

Informe preliminar de la investigación sobre prefiltros de grava. En  
*Informe preliminar de la investigación sobre prefiltros de grava*. CEPIS.

Probst, E. (1937). Von Besonderheiten in der Wasserversorgung auf Burgen.

*Nachrichten Burgenverein, 6*.

Reid, G. W. (1982). Appropriate methods of treating water and wastewater in  
developing countries.

Sánchez, L., Sánchez, A., Galvis, G., & Latorre, J. (2007). Filtración en  
múltiples etapas. *Documento de Revisión Técnica, 15*.

Siripatrachai, T. (1987). Physical and mathematical analysis of the performance  
of horizontal roughing filtration. En *Physical and mathematical analysis of  
the performance of horizontal roughing filtration*. International Institute for  
Hydraulic and Environmental Engineering.

Stein, P. C. (1940). *A study of the theory of rapid filtration of water through  
sand*. Massachusetts Institute of Technology, Department of Civil and  
Sanitary Engineering.

UNATSABAR, C. (2005). Guía para diseño de sistemas de tratamiento de  
filtración en múltiples etapas. En *Guía para diseño de sistemas de  
tratamiento de filtración en múltiples etapas*. OPS.



Universidad de Cuenca

Viessman, W., Hammer, M. J., Perez, E. M., & Chadik, P. A. (2009). *Water supply and pollution control*. Pearson Prentice Hall New Jersey.

Visscher, J. T., Paramasivan, R., Raman, A., & Heijnen, H. A. (1992). *Filtración lenta en arena tratamiento de agua para comunidades: planeación, diseño, construcción, operación y mantenimiento*. Cali: Cinara.

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 del Ecuador. IRC.

Wegelin, M. (1986). Horizontal-flow roughing filtration (HRF) a design, construction and operation manual. En *IRCWD report* (Vol. 6). IRCWD.

Wegelin, M., Castaño, G. G., Mercedes, M., Montero, J. L., Eidgenössische Anstalt für Wasserversorgung, A. und G., & Water and Sanitation in Developing Countries. (1998). *La filtración gruesa en el tratamiento de agua de fuentes superficiales*. Duebendorf.

Yao, K.-M., Habibian, M. T., & O'Melia, C. R. (1971). Water and waste water filtration. Concepts and applications. *Environmental science & technology*, 5(11), 1105-1112.