

DISEÑO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DEL

MUNICIPIO DE CARMEN DE CARUPA - CUNDINAMARCA

INFORME PRELIMINAR DE LAS ALTERNATIVAS DE DISEÑO

FABIO RODRIGO HERNANDEZ POLANCO

ZENAIDA MESA ROSAS

UNIVERSIDAD MILITAR "NUEVA GRANADA"

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

BOGOTA, ABRIL DE 1991

DISEÑO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DEL

MUNICIPIO DE CARMEN DE CARUPA - CUNDINAMARCA

FABIO RODRIGO HERNANDEZ POLANCO

ZENAIDA MESA ROSAS

Informe Preliminar de las Alternativas  
de Diseño presentado como requisito  
para optar al título de Ingeniero Civil

Director : Ing. Rafael Montaña  
Metodóloga : Lic. Alicia Torres M.

UNIVERSIDAD MILITAR "NUEVA GRANADA"

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

BOGOTA, ABRIL DE 1991

## CONTENIDO

	PAG.
1.1 PARAMETROS DE DISEÑO	1
1.1.1 Compartimiento de Sedimentación	1
1.1.2 La Abertura	3
1.1.3 Cámara de Digestión	3
1.1.4 Cámara de Espumas	5
1.1.5 Extracción de Lodo	5
1.1.6 Prediseño de la Cámara de Sedimentación	6
1.1.7 Digestión de Lodo	12
2. LODOS ACTIVADOS CONVENCIONALES, MEZCLA COMPLETA CON RECIRCULACION	17
2.1 PARAMETROS DE DIMENSIONAMIENTO DE LOS REACTORES	18
3. FILTRO PERCOLADOR DE BAJA CARGA	26
3.1 DESCRIPCION DEL FILTRO PERCOLADOR DE BAJA CARGA	26
3.2 PARAMETROS DE DISEÑO	28
3.2.1 Predimensionamiento del Filtro	29
3.2.2 Medio Filtrante	34

	PAG.
3.2.3 Drenaje Inferior	34
3.2.4 Ventilación	35
3.2.5 Tanque de Sedimentación Final	35
4. SELECCION DE LA ALTERNATIVA MAS ADECUADA	36
BIBLIOGRAFIA	40

## PREDISEÑO DE LAS ALTERNATIVAS DE DISEÑO

### 1. TANQUE IMHOFF

Se diseñará un Tanque Imhoff como único sistema de tratamiento. Para que éste sistema opere adecuadamente es necesario que en pasos anteriores del agua residual se hayan efectuado los procesos de separación de sólidos flotantes gruesos por medio de la rejilla y la separación de arenas por medio de un desarenador.

Por motivos de costos este sistema no tendrá calentamiento en la cámara de digestión.

#### 1.1 PARAMETROS DE DISEÑO

##### 1.1.1 Compartimiento de Sedimentación

- Período de detención para tratamiento único de 2 a 3 horas

- Velocidad de sedimentación no debe exceder de 0.30 m/min
- La carga de superficie es de 24 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>\*día a caudal medio
- El fondo del compartimiento de sedimentación del tanque convencional sin calentamiento es de 1.4 vertical por 1 horizontal con el fin de que el material que sedimente pase a la cámara de digestión sin dificultad.
- La relación de la longitud anchura del compartimiento de sedimentación varia de 5 a 1 y de 3 a 1. La longitud del compartimiento no debe exceder de 30 m.
- La profundidad debe de ser relativamente moderada entre 1.5 y 4.5 m, a fin de que las partículas sedimenten antes de llegar la final del compartimiento.
- La profundidad total del tanque <sup>de</sup> debe ser mayor de 10.5 m
- Los dispositivos de entrada y de salida deben establecerse de modo que se pueda invertir el flujo, las aguas negras del sedimentador deben salir por un vertedero largo para evitar las fluctuaciones en el nivel de las aguas negras del tanque, la altura de la borda libre debe ser de 0.45 m a 0.6 m.

- Debe colocarse a la entrada y salida deflectores colgantes para evitar el paso de espumas ~~a su paso~~ al líquido saliente.

### 1.1.2 La Abertura

La abertura situada en el fondo de la cámara de sedimentación, no debe tener menos de 15 cms entre sus bordes, por otra parte el borde inferior debe proyectarse de 15 a 20 cms horizontalmente bajo el borde superior, para evitar el retorno de los gases al compartimiento de sedimentación.

### 1.1.3 Cámara de Digestión

La cámara de digestión debe diseñarse de modo que pueda almacenar el lodo de 6 a 12 meses correspondiendo al período más largo para instalaciones pequeñas.

La recomendación más frecuente para el diseño de la capacidad es con base en el número de habitantes, siendo la capacidad más común de 85 a 100 litros por habitante en donde el límite inferior es el que corresponde a climas cálidos.

La capacidad efectiva del tanque se considera a partir de 15 cms por debajo del borde inferior de la abertura de la cámara de sedimentación.

La cámara de digestión suele consistir en una, dos o tres tolvas, con paredes inclinadas a razón de 2 horizontales por 1 vertical, o preferencialmente más inclinada sin necesidad de una profundidad exagerada, la finalidad de la inclinación es concentrar el lodo.

Para la extracción del lodo se coloca el tubo de 15 a 20 cms de diámetro, en posición inclinada con su extremo inferior abierto a unos 30 cms por encima del piso de la tolva, es conveniente establecer un tubo recto desde el fondo de la tolva hasta la atmósfera libre para facilitar la limpieza del tanque o el aflojamiento del lodo y para evitar la acumulación de gases. El lodo se extrae a través de una rama horizontal de tubería localizada de tal modo que se disponga de una carga hidrostática de 1.8 m, en el tubo horizontal se dispone una válvula que controle la descarga de lodos.

La pendiente hidráulica para asegurar el escurrimiento de lodo no debe ser menor de 12 a 16%.



#### 1.1.4 Cámara de Espumas

El volúmen de la cámara de espumas debe ser aproximadamente la mitad del volúmen de la cámara de digestión.

El área de la superficie de la cámara de espumas expuesta a la atmósfera, debe ser de 25 a 30 % de la proyección horizontal de la parte superior de la cámara de digestión, las ventilaciones serán del orden de 45 cms de ancho y una por lo menos tendrá 60 cms. El borde libre debe por lo menos tener 60 cms.

Todas las partes del tanque deben ser de fácil acceso, para que se puedan destruir o eliminar la espuma u objetos flotantes.

#### 1.1.5 Extracción del Lodo

El lodo se extrae por gravedad, bajo una carga hidrostática de 1.8 m. El tubo de extracción no debe tener menos de 20 cms de diámetro en evacuación por gravedad. El lodo se descarga a un canal, situado a un lado del tanque, el cual debe en lo posible ser recto evitando los cambios de dirección que puedan dificultar la

fluidez del lodo.

Con los datos obtenidos en la tabla de proyección de la población y parámetros de diseño se realizó el siguiente prediseño:

Población al final del periodo de diseño, 1584 hab:

Caudal Máximo Horario de Diseño	14.53 l/seg
Caudal mínimo de Desecho	1.63 l/seg
Caudal Medio de Desecho	3.26 l/seg
Sólidos Totales	79.14 hab/día
Carga Orgánica	34.57 kg/día

#### 1.1.6 Prediseño de la Cámara de Sedimentación

Para el periodo de detención de adopta de 2 a 3 horas porque el tratamiento va a ser único. Si el período es demasiado largo se puede tener septicidad en el compartimiento de sedimentación produciendo alteraciones.

- Velocidad de sedimentación es de  $0.3 \text{ m/min} = 0.005 \text{ m/s}$
- La carga superficial es de  $24 \text{ m}^3/\text{m}^2\cdot\text{día}$

- Tomando el caudal medio de desecho:

$$Q = 3.26 \text{ l/s} = 281.664 \text{ m}^3/\text{día}$$

- Para determinar el área con base en la carga superficial:

$$\text{Carga Superficial} = Q/A$$

Donde:

Q = Caudal Medio de Desecho

A = Area Superficial

$$A = \frac{Q}{\text{Carga Superficial}} = \frac{281.664 \text{ m}^3/\text{día}}{24 \text{ m}^3/\text{m}^2\cdot\text{día}}$$

$$A = 11.736 \text{ m}^2$$

De la relación longitud - ancho especificación anteriormente dada 5:1

$$\text{Longitud} = 5 \text{ anchos}$$

$$\text{Area} = \text{Longitud} * \text{Ancho}$$

$$A = L * a$$

Remplazando:

$$A = 5a * a = 5a^2$$

$$11.736 = 5a^2$$

$$a = (11.736/5)^{1/2}$$

$$a = 1.53 \text{ m} \approx 1.6 \text{ m}$$

$$L = 5a$$

$$L = 5 * 1.6 = 8 \text{ m}$$

Calculando la carga superficial para esta área:

$$\text{Carga Superficial} = \frac{281.664 \text{ m}^3/\text{día}}{8\text{m} * 1.6 \text{ m}} = 22.0 \text{ m}^3/\text{m}^2 * \text{día}$$

Resultado que se encuentra dentro de los parámetros de diseño de la carga superficial.

Para la determinación de la altura útil según los parámetros se encuentra entre 1.5 y 4.5 m, adoptando 2 m

como profundidad útil.

Para la verificación de si las partículas alcanzan a sedimentar antes de llegar al final del tanque en el período de retención se tiene:

$h_o$  = Altura útil

$V_s$  = Velocidad de Sedimentación = 0.005 m/seg

$T$  = Tiempo de Sedimentación

$$V_s = Q/A = \frac{281.664 \text{ m}^3/\text{día}}{12.8 \text{ m}^2} = 22 \text{ m/día}$$

$$V_s = \frac{22 \text{ m/día}}{86400} = 0.000254 \text{ m/seg}$$

$$t = \frac{h_o}{V_s} = \frac{2\text{m}}{0.000254 \text{ m/seg}} = 7874 \text{ seg}$$

Con lo cual se asegura que las partículas sedimentan antes que se cumpla el período de retención que es de 2 a 3 horas y la velocidad de sedimentación también está dentro de los parámetros establecidos.

La velocidad horizontal debe ser menor o igual a 0.3 m/seg para asegurar la sedimentación, esto se logra por medio de una pantalla deflectora con orificios.

- Capacidad de compartimiento de digestión o con los parámetros expuestos anteriormente se tiene:

- Capacidad del compartimiento de 85 a 100 litros por habitante.

- Para el final del período de diseño la población proyectada es de 1584 hab. Tomando el parámetro de 100 l/hab por ser una planta pequeña se tiene:

$$C = 1584 \text{ hab} * 100 \text{ l/hab} = 158400 \text{ litros de capacidad}$$

$$C = 158.4 \text{ m}^3$$

Tomando una altura total del tanque de 10 metros se tiene:

$$H_o = h_s + h_e + h_d \quad \text{Donde:}$$

$H_o$  = Altura del tanque

$h_s$  = Altura de sedimentación

$h_e$  = Altura de espacio libre entre el borde inferior del tanque de sedimentación y el tanque de digestión, aproximadamente igual a 0.20 m.

$h_d$  = Altura del tanque de digestión

$$h_d = H_o - h_o - h_e$$

$$h_d = 10 - 2 - 0.2 = 7.8 \text{ m}$$

Donde:

$$V = A * h_d$$

En donde el área superficial del tanque es:

$$A = V/h_d = 158.4 / 7.8 = 19.84 \text{ m}^2$$

Tomando la longitud igual a la de la cámara de sedimentación se tiene:

$$A = L * a$$

Donde:

L = Longitud del tanque

a = Ancho del tanque

A = Area Superficial

a =  $A/L = 2.48 \text{ m} = 2.50 \text{ m}$

L = 8 m

#### 1.1.7 Digestión de Lodo

Para la digestión de lodos deben cumplirse ciertos requisitos tales como:

- pH debe estar entre 6.5 y 8.0, para este caso según análisis de laboratorio el resultado de pH = 6.8

- Para que exista una digestión del 90 %, el período de digestión debe ser de 60 días aproximadamente, que son los que corresponden a una digestión con temperatura de 12 °C obtenidos en los análisis de muestras.

- Según la teoría el comportamiento de digestión de un Tanque Imhoff elimina del 40 a 60 % de los sólidos



suspendidos, la digestión anaerobia destruye el 67 % de los sólidos volátiles, alrededor de  $\frac{1}{4}$  se convierten en sólidos fijos y remueve del 25 al 40 % la DBO.

Con un funcionamiento adecuado y siguiendo las normas estrictas de control especificadas, el tanque puede operar al 40 % de remoción de la DBO.

Según el resultado de los análisis de laboratorio la DBO afluente es 121.66 mg/l, la DBO del efluente sería  $121.66 * 0.4 = 48.66$  mg/l, quedando 72.93 mg/l.

- Los sólidos suspendidos del <sup>a</sup>fluente = 119 mg/l
- Los sólidos suspendidos del <sup>e</sup>fluente = 97.6 mg/l

Para establecer el volumen por medio de los parámetros de digestión según Fair Geyer Okun página 63, Tomo II :

- <sup>e</sup>Peso de lodo sedimentable seco 54 gr/hab/día
- Peso específico 1.20
- Si se acepta el 5%, en peso de contenido de lodos secos en lodos húmedos.

- Si se acepta el peso específico de 1.008 entonces:

$$V = \frac{54}{1.008 * 1000 * 0.05} = 1.071 \text{ l/hab/día}$$

El volumen de lodo primario digerido es aproximadamente el 67% de la materia orgánica destruida en la digestión y el 33% es el residuo.

Según Tabla 20-2 Fair Geyer Okun:

#### Calidad de Sólidos en Aguas Domésticas

ESTADO	MINERALES FIJOS gr/hab/día	ORGANICOS VOLATILES gr/hab/día	TOTALES gr/hab/día
Suspendidos	25	65	90
Sedimentables	15	39	54
No Sedimentables	10	26	36

Si 39 gr/hab/día, después de la digestión será el residuo 33% :

$$\text{Residuo} = 0.33 * 39 = 13 \text{ gr/hab/día}$$

El material volátil digerido es 25%, se convierte en sólidos fijos.

$$\text{Sólidos Fijos} = 0.25 * 26 = 7.0 \text{ gr/hab/día}$$

Los sólidos fijos ( Sf ) al final son:

$$Sf = 15 + 7 = 22 \text{ gr/hab/día}$$

Sólidos Secos Totales (Sedimentables) (SSTS) al final de la digestión:

$$SSTS = 13 + 22 = 35 \text{ gr/hab/día}$$

El volúmen es:

$$V = \frac{35}{1.052 * 0.13 * 1000} = 0.256 \text{ l/hab/día}$$

Para establecer el volúmen total, se toma el número de habitantes para el final del período de diseño.

$$\text{Número de habitantes} = 1584$$

Luego el volúmen total sería :

$$V = 1584 \text{ hab} * 0.256 \text{ l/hab/día} = 405.5 \text{ l/día}$$

El volúmen para 12 <sup>meses</sup> días sería :

$$V = 405.5 \text{ l/día} * 365 \text{ días} = 148000 \text{ litros}$$

$$V = 148 \text{ m}^3$$

Comparando el volumen de los lodos digeridos, con el volumen de los parámetros de diseño que es de 158.4 m<sup>3</sup>, con lo cual se puede tomar los resultados obtenidos mediante la digestión del lodo.

## 2. LODOS ACTIVADOS CONVENCIONALES, MEZCLA COMPLETA CON RECIRCULACION

El valor de la recirculación va de 25 a 50%. Tomando 50% con respecto al caudal  $Q$  afluente.

Si se desea un 85% de eficiencia, la DBO del efluente es igual a 18.249 mg/l y considerando las siguientes condiciones:

- La aireación va de 4 a 8 horas, se toma una aireación de 8 horas según recomendaciones de la asociación de 10 estados de los Estados Unidos.
- La carga orgánica de 0.48 - 0.64 kgs DBO/día\*m<sup>3</sup>, tomando 0.60 Kg DBO/día \* m<sup>3</sup>, según recomendación de 10 estados de los Estados Unidos.
- El tiempo de residencia celular va de 5 a 15 días, tomando 10 días como tiempo de residencia celular para

obtener un efluente estable y de alta calidad, así como un lodo de excelentes características de sedimentabilidad.

- Utilizando la carga orgánica para el predimensionamiento del tanque de aireación se tiene:

Carga orgánica = 34.57 kg/día DBO

Tomando como Factor = 0.60 kg DBO/día\*m<sup>3</sup>

El volumen del Reactor sería:

$$V = \frac{34.57 \text{ kg DBO/día} * 1 \text{ m}^3}{0.6 \text{ kg DBO/día} * \text{m}^3} = 57.61 \text{ m}^3$$

Por condiciones económicas y de facilidad de operación la aireación se hará de tipo mecánica por lo cual el período de aireación es de 8 horas.

## 2.1 PARAMETROS DE DIMENSIONAMIENTO DE LOS REACTORES

Según Babbit - Bauman pag. 630 :

- La relación longitud - ancho es de 5 : 1, con una profundidad de 4.5 m a 6.0 m.

Adoptando una profundidad de 4.5 m, las dimensiones son:

$$V = L * a * h$$

Donde:

V = Volúmen del reactor

L = Longitud

a = Ancho

h = Profundidad

$$V = L * a * 4.5 \quad \text{Donde} \quad L = 5a$$

Reemplazando:

$$V = 5a^2 * 4.5$$

$$57.61 \text{ m}^3 = 22.5 a^2$$

$$a = [ 57.61 / 22.5 ]^{1/2}$$

$$a = 1.60 \text{ m}$$

Luego  $L = 5a = 8.0 \text{ m}$

Para el proceso de lodos activados es necesario hacer un tratamiento primario consistente en un tanque de sedimentación primaria cuyas características y dimensiones son:

- El valor de la carga de sólidos suspendidos sedimentables orgánicos que va de  $1.72$  a  $34.4 \text{ kg / m}^2 \cdot \text{día}$
- La profundidad varia de  $2$  a  $4.5 \text{ m}$
- La relación longitud - ancho varia :  $L/a = (3 - 5)$
- La relación longitud profundidad útil varia:

$$L / h \text{ útil} = ( 25 - 30 )$$

Asumiendo una carga de sólidos de  $3 \text{ kg/ m}^2 \cdot \text{día}$ , se puede establecer el área superficial de los resultados de los parámetros de dimensionamiento:

Sólidos Suspendidos Orgánicos Sedimentables =  $10.98 \text{ kg}\backslash\text{día}$

$$A = \frac{10.98 \text{ kg}\backslash\text{día}}{3} = 3.66 \text{ m}^2$$



$$\text{Si } L = 3a$$

$$A = L * a$$

$$A = 3a * a$$

Donde :

a = Ancho

L = Longitud

A = Area

Reemplazando:

$$a = ( 3.66/3 )^{1/2} = 1.10 \text{ m}$$

$$L = 3a = 3 * 1.10 = 3.30 \text{ m}$$

Tomando una profundidad útil de 2.0 m

El volúmen útil será:

$$V = 3.3 \text{ m} * 2.0 \text{ m} * 1.1 \text{ m} = 7.26 \text{ m}^3$$

El volúmen de lodos será:

- Peso de lodo sedimentable seco es de 54 gr/hab/día

- Peso específico 1.2

Si se acepta el 5% en peso el contenido de los lodos secos en lodos húmedos y un peso específico de 1.008, el volúmen de lodo grueso será:

$$V = \frac{54}{1.008 * 1000 * 0.05} = 1.071 \text{ l/hab/día}$$

El volúmen de lodo será:

$$V = 1.584 * 1.071 = 1696.4 \text{ litros} = 1.696 \text{ m}^3$$

El volúmen total (  $V_t$  ) del decantador primario es:

$$V_t = 1.69 + 7.26 = 8.95 \text{ m}^3$$

Para lograr la eficiencia deseada en el tratamiento de Lodos Convencionales de Mezcla Completa con Recirculación es necesario hacer un decantador secundario, teniendo en cuenta los siguientes parámetros:

- Carga hidráulica de sedimentación superficial va de 30 a 40  $\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{día}$
- Velocidad horizontal de 0.8  $\text{cms}/\text{seg}$
- Un período de detención de 1.0 a 1.5 horas
- Profundidad útil  $h_o = 4$  a 4.5 m
- Relación longitud - ancho =  $L/b = (3 - 5)$
- Relación longitud - profundidad util =  $L/h_o = (25 - 30)$
- Carga de sólidos de 59 a 88.5  $\text{kg}/\text{m}^2 \cdot \text{día}$

Asumiendo una carga de sólidos de 59  $\text{kg}/\text{m}^2 \cdot \text{día}$  el área será:

Del cuadro de parámetros de diseño se tiene una carga orgánica de 34.57  $\text{kg}/\text{día}$

$$A = \frac{34.57 \text{ kg/día}}{59 \text{ kg/m}^2 \cdot \text{día}} = 0.58 \text{ m}^2$$

- Haciendo una verificación, si corresponde la carga superficial de sedimentación, asumiendo 30  $\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{día}$

- El caudal medio de desecho = 281.66 m<sup>3</sup>/día

- El área  $A = 281.66 / 30 = 9.30 \text{ m}^2$

Con lo cual se cumpliría con la carga de sólidos que necesita solo un área de 0.58 m<sup>2</sup>.

Para establecer la longitud  $(L) = 3a$

Donde:

L = Longitud

a = Ancho

$A = L * a$

$A = 3a * a$

Reemplazando:

$a = (A/3)^{\frac{1}{2}} = (9.38 / 3) = 1.76 \text{ m}$

Donde:

$$L = 3a = 3 * 1.76 = 5.28 \text{ m}$$

Asumiendo una profundidad útil  $h_o = 4.0 \text{ m}$

$$V = L * a * h_o$$

$$V = 5.28 * 1.76 * 4.0 = 37 \text{ m}^3$$

Los otros sistemas necesarios para el funcionamiento del Sistema de Lodos Activados sería:

- Agitadores mecánicos para transferencia de oxígeno
- Bomba para la recirculación de lodos
- Sistema de infraestructura para la acometida eléctrica

### 3. FILTRO PERCOLADOR DE BAJA CARGA

#### 3.1 DESCRIPCIÓN DEL FILTRO PERCOLADOR DE BAJA CARGA

Un filtro percolador de baja carga es un lecho de un material permeable, grueso, aspero y duro; sobre el cual se esparcen las aguas negras, o se distribuyen de otro modo a través del aire, después de lo cual las aguas negras van goteando a través del filtro en contacto con el aire. Una parte esencial del proceso, en esta clase de filtros, es la acción del oxígeno del aire. El tratamiento de las aguas negras en un filtro de escurrimiento comprende tres fases:

- Un tratamiento preliminar o primario
  
- Filtración
  
- Sedimentación final

La parte primordial del tratamiento es el filtro, sin embargo las otras 2 partes son esenciales en el tratamiento.

La acción del filtro se debe a la oxidación por los micro organismos adheridos al material del filtro. La materia sólida de las aguas negras, depositada sobre la superficie, es atacada y oxidada por las bacterias aeróbicas y pasa al líquido saliente en un estado altamente nitrificado y floculado. El efecto nitrificante en la filtración de las aguas negras, queda probado por la reducción en el contenido de materia orgánica, amoniaco libre y oxígeno consumido y por el aumento de los nitritos y nitratos.

Las ventajas de un filtro percolador se pueden anunciar como, su efecto nitrificante relativamente alto; su capacidad para producir un líquido de buena calidad, con una gran variedad de calidad de líquidos entrantes; un costo de funcionamiento relativamente bajo; su capacidad para funcionar a temperaturas extremas y una eficiencia satisfactoria en la reducción de la DBO y en los sólidos en suspensión de las aguas negras.

Dentro de las desventajas para muchas plantas de

tratamiento estan:

- La carga que se pierde a través del filtro. Esta pérdida de carga puede variar entre 1.5 y 3.3 m, aparte de la profundidad del filtro que puede ser de 1.8 a 3.0 m.
- Otro inconveniente es la producción de malos olores, el desarrollo de moscas y un costo de producción relativamente alto.

Usualmente es necesario recurrir a sedimentación primaria y secundaria.

### 3.2 PARAMETROS DE DISEÑO

Los Filtros Percoladores estan clasificados por su carga hidráulica u orgánica en filtros de alta o baja carga así:

FACTOR	FILRO DE BAJA CARGA	FILTRO DE ALTA CARGA
Carga Hidráulica en miles a m <sup>3</sup> /día	1.12 a 4.5	11.2 a 45.0
Carga Orgánica en DB05/m <sup>3</sup> *día	1.0 a 3.3	3.3 a 16.5
Profundidad en metros	1.5 a 3.0	0.9 a 2.4



### 3.2.1 Predimensionamiento del Filtro

- Según fórmula de Velz. Relaciona la eficiencia del tratamiento con la profundidad del filtro:

$$\frac{LD}{L} = 10 - 3.3 KD$$

Donde:

L = DBO L aplicada que es eliminable, menos del 90 % de la DBO aplicada.

LD = Fracción de DBO L que permanece a la profundidad D

K = Tasa de eliminación 0.175 para filtros de baja tasa como este caso

D = Profundidad en metros

- Según la Ecuación del NRC (National Research Council) para el rendimiento del filtro percolador:

$$E = \frac{1}{1 + 0.4430 * (W/V * F)^{\frac{1}{2}}}$$

Donde:

E = Eficiencia de eliminación de DBO para el proceso

W = Carga de DBO al filtro en kg/día

V = Volúmen del medio filtrante en m<sup>3</sup>

F = Factor de recirculación , para este caso es de 1.0, porque no existe recirculación.

De la tabla de parámetros de diseño se tiene:

Q = 281.66 m<sup>3</sup>/día

DBO = 34.57 kg/día

Suponiendo que se quiere reducir al 90% de la DBO:

Lo (Afluente) = DBO = 121.66 mg/l

LD (No eliminada) = DBO D = 0.1 \* 121.66 = 12.66 mg/l

L (Eliminada) = DBO L = 121.66 \* 0.9 = 109.49 mg/l

Cálculo de profundidad:

$$\frac{LD}{L} = 10 - 3.3 KD$$

Reemplazando:

$$\frac{12.66}{109.49} = 10 - 3.3 KD$$

$$0.11 = 10 - 3.3 * 0.175 * D = 10 - 0.5775 * D$$

$$D = 1.66 \text{ m}$$

La eficiencia global del filtro es 0.90

Reemplazando en la fórmula del NRC:

$$E = \frac{1}{1 + 0.443 * (W/V * F)^{1/2}}$$

$$0.9 = \frac{1}{1 + 0.443 * (34.57/V * F)}$$

Donde:

$$F = 1 \text{ no hay recirculación}$$

$W = 34.57$  kg/día carga de DBO al filtro

$V =$  Volúmen en  $m^3$

$$0.9 = \frac{1}{1 + 0.443 * (34.57/V*1)^{1/2}}$$

$$V = 550.6 \text{ m}^3$$

El área será:

$$V = A * h$$

Donde:

$A =$  Area

$h =$  Altura

Remplazando:

$$A = V/h = 550.6 \text{ m}^3 / 1.66 \text{ m} = 331 \text{ m}^2$$

Para un filtro circular será:

$$A = \pi * r^2$$

Donde:

$r$  = radio del círculo

Remplazando:

$$r = (A / \pi)^{\frac{1}{2}} = (331 \text{ m}^2 / \pi)^{\frac{1}{2}} = 10.27 \text{ m}$$

El diámetro será :

$$D = 2 * r = 2 * 10.27 \text{ m} = 20.54 \text{ m}$$

Para la dispersión del líquido afluyente es necesario hacer un sistema de distribución que consiste en un sistema rotativo o fijo, el sistema rotativo puede ser impulsado por un motor eléctrico o por reacción dinámica de la descarga. La velocidad de giro varia con el caudal, no siendo superior a una vuelta por 10 minutos. Para el sistema de distribución fija se hace por medio de una red de tubería localizada encima del filtro por medio de boquillas regularizadas. Que para este caso sería el recomendado por tener menor infraestructura de funcionamiento.

Para la alimentación del sistema de distribución es

necesario hacer unos tanques de operación intermitente que regulan el caudal de suministro.

### 3.2.2 Medio Filtrante

El medio filtrante ideal, es aquel que posea una elevada área superficial por unidad de volumen, que sea económica, duradera y que no se obstruya fácilmente. El material más aconsejable, suela ser la grava o roca triturada, clasificada por tamaños uniformes, generalmente 2.5 a 7.5 cms. La roca volcánica es sumamente adecuada para este fin, también se utiliza otros materiales como la escoria, cenizas o antracita.

### 3.2.3 Drenaje Inferior

El sistema de recogida recibe el agua residual filtrada y los sólidos descargados del medio filtrante. Los lleva a un conducto que se prolonga hasta el tanque de sedimentación secundaria. El sistema se compone de solera del filtro del canal de recogida y de los drenes inferiores. Los drenes inferiores están contruídos por bloques de arcilla vitrificada, especialmente diseñadas con las partes superiores, ranuradas que admiten agua residual y soportan el medio filtrante.

Los drenes se colocan directamente sobre la solera del filtro que tiene una pendiente del 2% hacia el canal colector.

#### 3.2.4 Ventilación

Es importante que el medio filtrante, esté adecuadamente dispuesto para permitir el exceso de aire por entre los intersticios del material para mantener la población bacteriana en medio aeróbico y así lograr la eficiencia esperada.

#### 3.2.5 Tanque de Sedimentación Final

La función de los tanques de sedimentación, situados a continuación de los filtros percoladores es producir un efluente clorificado.

#### 4. SELECCION DE LA ALTERNATIVA MAS ADECUADA

De acuerdo a las consideraciones expuestas anteriormente se concluye lo siguiente:

##### Busqueda de Economía para las Tres Alternativas

- Se establece que el Filtro Percolador y el tratamiento de Lodos Activados resultarían más costosos debido a que se requieren más unidades de tratamiento y más equipo para su funcionamiento, como es el caso de los aireadores mecánicos, los reactores, difusores y además de la adecuación del sistema eléctrico para el funcionamiento de los componentes electromecánicos como las bombas, compresores y rotores. Para el diseño del Filtro Percolador es necesario gran cantidad de material filtrante como grava seleccionada y gradada entre ciertos diámetros lo cual encarece desproporcionalmente los costos, por otra parte el mantenimiento para el normal funcionamiento de estas dos alternativas es más exigente y



requiere de personal especializado que identifique los parámetros de funcionamiento.

La ventaja que presenta estos tipos de tratamientos se refiere a la calidad del afluente que es relativamente la deseada para cualquier tipo de agua residual y que no requiere de un área muy extensa para su construcción.

- Con respecto al tratamiento por medio del Tanque Imhoff, sería el más recomendable en este caso, debido a que todo el tratamiento se realiza en una unidad, la cual requiere un área de construcción pequeña y no posee elementos electromecánicos para su normal funcionamiento. Desde el punto de vista operacional es un sistema sencillo de manejar por medio de un operario no calificado.

Por otra parte la calidad del efluente del Tanque Imhoff presenta alguna deficiencia, con respecto a la remoción de la DBO, más no a la remoción de sólidos suspendidos sedimentables. Esta deficiencia se supera cuando las aguas tratadas se entregan al cuerpo receptor, que es una quebrada de flujo rápido y un alto contenido de oxígeno disuelto, que puede remover la DBO en un corto trayecto.

En lo que se refiere al impacto ambiental, el terreno

disponible se encuentra a las afueras de la población, en una depresión que es muy poco afectada por las corrientes de viento que circulan hacia el pueblo, por otro lado la temperatura del municipio contribuye a evitar malos olores.

En cuanto a la construcción es el sistema más sencillo de ejecutar debido a que es solo una unidad en concreto reforzado, y la topografía del terreno se presta para la excavación y un funcionamiento netamente por gravedad.

#### Elección de Alternativa de Diseño

En resumen el Tanque Imhoff es el sistema de tratamiento más adecuado para esta población por ser el sistema más económico y sencillo en cuanto se refiere a su construcción, operación y mantenimiento, además carente de sistemas electromecánicos que encarecen el normal funcionamiento.

Por otro lado la producción de lodos, en este sistema es el más económico de tratar por tener el menor volumen y estar en la fase final de la disposición y tratamiento del mismo.

El área disponible para la Planta de Tratamiento se encuentra ubicada en un terreno a media ladera que dificulta la ejecución de alguna de las otras dos (2) alternativas. Para el caso de realizar el Tanque Imhoff, los trabajos de excavación y adecuación del terreno serían de menor cuantía por ser solo una estructura.

### La Etapa de Construcción

Considerando el poco caudal que se tratará, y que el aumento desde el año cero (0) al año treinta (30) de diseño es bajo, ya que se trata de una población pequeña, no se considera necesaria la construcción por etapas. Se diseñará la Planta para el caudal del año treinta (30), en una sola etapa de construcción.

## BIBLIOGRAFIA

- COLOMBIA. CORPORACION AUTONOMA REGIONAL DE LAS CUENCAS DE LOS RIOS BOGOTA, UBATE Y SUAREZ. Atlas 25 Años. Bogotá, CAR, 1985. 115p.
- ESCUELA SUPERIOR DE ADMINISTRACION PUBLICA. Estadística de Municipios en Colombia. Bogotá, ESAPMUN, 1990. 5p.
- FAIR, Geyer Okun. Purificación de Aguas y Tratamiento y Remoción de Aguas Residuales. México, Editorial Limusa, 1979. 764p.
- INSFOPAL. Guías para Presentación, Diagnóstico y Diseño de Sistemas de Acueducto. Bogotá, INSFOPAL, 1978. 273p.
- SILVA GARAVITO, Luis Felipe. Diseño de Acueductos y Alcantarillados. Bogotá, 1987. 260p.
- BABBITT E., Robert, BAUMANN E., Harold. Alcantarillado y Tratamiento de Aguas Negras. México, Editorial Continental, 1977. 881p.