

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

**FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

Trabajo de Grado
Previo a la obtención del título de
INGENIERO CIVIL

Tema:
**Evaluación del comportamiento hidráulico en
el Pretratamiento realizado en la estación
Cazalagarto perteneciente al sistema de agua
potable de la zona sur de Manabí**

Realizado por:
LUIS GERARDO GILER SOLÓRZANO

Director:
ING. PABLO PEREDES RAMOS

Guayaquil – Ecuador

2010

TRABAJO DE GRADO

Tema:

Evaluación del comportamiento hidráulico en el Pretratamiento realizado en la estación Cazalagarto perteneciente al sistema de agua potable de la zona sur de Manabí

Presentado a la facultad de ingeniería, Carrera de Ingeniería Civil de la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil.

Por:

LUIS GERARDO GILER SOLÓRZANO

Para dar cumplimiento con uno de los requisitos para optar

Por el título de:

INGENIERO CIVIL

Tribunal de sustentación

**Ing. Pablo Paredes Ramos. M.Sc.
Director de Trabajo de Grado.**

**Ing. Miguel Cabrera Santos. M.Sc.
PROFESOR INVITADO**

**Dr. Ing. Walter Mera Ortiz.
DECANO DE LA FACULTAD**

**Ing. Lilia Valarezo de Pareja. M.Sc.
DIRECTORA DE LA ESCUELA**



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

DEDICATORIA

Este logro está dedicado a mis padres: Ing. Rodrigo Giler Arteaga y Sra. Ibeth Solórzano Muñoz, por ser pilares fundamentales en todos los pasos de mi vida; a mis hermanos: Cristian y Sofía, por apoyarme en los momentos difíciles que he tenido; a mis amigos, por ser las manos con los contar cuando necesito un abrazo y a mi enamorada por estar a mi lado en las ocasiones más esenciales.

Luis Gerardo Giler Solórzano



AGRADECIMIENTO

En primer lugar le agradezco a DIOS por hacer posible este logro tan importante en mi vida; a mis padres: Ing. Rodrigo Giler y Sra. Ibeth Solórzano por darme la oportunidad de superarme y darme la confianza en cada decisión tomada por mi parte y a mis amigos y enamorada, por aconsejarme siempre.

Por otra parte agradezco a la Universidad Católica Santiago de Guayaquil por recibirme en sus instalaciones y formarme como todo un profesional; a mis profesores y compañeros por ser partícipes de todos estos años de aprendizaje; a la Junta de Recursos Hidráulicos y todo su personal en las distintas áreas, por facilitarme la información para la realización de este trabajo de grado y a la empresa CORPCONSUL, por otorgarme información necesaria para la realización de este trabajo.

Luis Gerardo Giler Solórzano



INDICE

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1. ANTECEDENTES:.....	6
1.2. OBJETIVOS:	17
1.2.1. Objetivo Principal:.....	17
1.2.2. Objetivos Específicos:	17
1.3. ALCANCE:.....	18
1.4. METODOLOGIA:	18

CAPÍTULO II

GENERALIDADES

2.1. Definición de componentes del Pretratamiento	20
2.1.1. Sedimentador de gravedad.....	20
2.1.2. Filtros dinámicos gruesos.	21

CAPÍTULO III

PARÁMETROS Y CARACTERÍSTICAS DE LOS COMPONENTES DE PRETRATAMIENTO

3.1. Sedimentador de gravedad.....	234
3.2. Filtros dinámicos gruesos.	238

CAPÍTULO IV

DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA EXISTENTE.

4.1. Sedimentador de gravedad.....	32
4.2. Filtros dinámicos gruesos	325



CAPÍTULO V

ANÁLISIS DE RESULTADOS

5.1. Sedimentador.....	38
5.1.1. Análisis de las condiciones existentes.....	38
5.1.2. Análisis de las condiciones de diseño óptimo.....	39
5.2. Filtros dinámicos gruesos.	41
5.2.1. Análisis de las condiciones existentes.....	41
5.2.2. Análisis de las condiciones de diseño óptimo.....	42
5.3. Análisis de la capacidad de almacenamiento de sólidos en los espacios vacíos del Filtro Dinámico Grueso.	43
5.3.1. Sólidos sedimentables.....	43
5.3.2. Sólidos suspendidos.....	44
5.4. Análisis alternativos de la capacidad de almacenamiento de sólidos en los espacios vacíos del Filtro Dinámico Grueso.....	45

CAPÍTULO VI

RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE LABORATORIO

6.1. Pruebas realizadas por el laboratorio de la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil (U.C.S.G.).....	48
6.2. Pruebas realizadas por el laboratorio de la planta San Manuel perteneciente a la Junta de Recursos Hidráulicos (JRH).	49

CAPÍTULO VII

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1. Conclusiones.....	51
7.2. Recomendaciones.....	52



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN



1.1. ANTECEDENTES:

El agua potable en la zona sur de Manabí ha sido un problema que ha afectado el desarrollo de esta parte de la provincia durante mucho tiempo.

Al principio, el agua potable en esta zona estaba encargada a la CRM (Centro de Rehabilitación de Manabí), la cual debido a la gran crisis económica que ha afectado al Ecuador y al centralismo por parte de las provincias más grandes, sin contar el alto índice de corrupción de los políticos y encargados de las instituciones públicas, no realizó una labor importante en esta zona.

Las redes construidas tanto en Jipijapa como en Paján, eran únicamente en las zonas centrales de la ciudad, y fueron realizadas por el ex IEOS (Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias). Así como también el sistema que enviaba agua de un cantón a otro.

Este consistía en una captación directa del río Paján, la cual era conducida a lo largo de 40kms aproximadamente hasta Jipijapa por medio de tuberías de asbesto-cemento.

Este sistema presentaba muchos problemas debido a 2 motivos:

1. El río arrastraba consigo muchos sedimentos.
2. Su caudal dependía de las lluvias

Lo cual hacía que tanto Jipijapa como Paján tuvieran una escasez de agua potable durante la mayor parte del año.

Estas redes debido al crecimiento poblacional de la ciudad, se extendieron, pero sin ninguna organización.



**UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

Las zonas perimetrales de estos dos cantones fueron manejadas mediante tanqueros que recogían el agua desde los sitios Andil y Choconcha, para luego distribuir el agua a los hogares y cobrar a las personas beneficiadas por el servicio prestado.

**“Mediante Registro N° 115, del 27 de abril de 1967, y con Decreto Legislativo N° 024, de 12 de abril de 1967, LA ASAMBLEA NACIONAL CONSTITUYENTE
CONSIDERANDO:**

Que el mayor emporio cafetero del país está constituido por los cantones de Jipijapa y Paján y por lo tanto son estas zonas, las que han sufrido el mayor impacto de las condiciones internacionales del mercado del café. Que debido a esta situación, han comenzado a disgregarse los grupos poblacionales que constituyen tales zonas de producción, trayendo más problemas a la ciudad y ocasionando un rudo golpe a la economía del país. Que es indispensable evitar que este fenómeno socio-económico continúe, arbitrando medidas que signifiquen un positivo apoyo para los hombres que viven y trabajan en los cantones de Jipijapa y Paján.

Art. 1.- CREASE LA JUNTA DE RECURSOS HIDRÁULICOS, FOMENTO Y DESARROLLO DE LOS CANTONES DE JIPIJAPA Y PAJÁN, con personería jurídica de derecho privado, finalidad social y pública, patrimonio y fondos propios con domicilio en la ciudad de Jipijapa.

Art. 2.- La entidad mencionada en el artículo anterior tendrá como fines primordiales:



**UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

- 1) Proveer de agua potable a las cabeceras cantonales de Jipijapa y Paján, así como, a sus parroquias rurales;
- 2) Proveer de agua a toda la zona de los cantones mencionados en el numeral anterior para fines agrícolas e industriales;
- 3) Impulsar el desarrollo económico y social de la región para lo cual coordinará sus planes con otros Organismos tales como Concejos Municipales, Consejos Provinciales y Centro de Rehabilitación de Manabí;
- 4) Impulsar la diversificación de los productos que se cultivan en la zona;
- 5) Cumplir con todos los fines que señala este Decreto.”

En ese entonces, la razón social de la institución era: fomento y desarrollo de los cantones de San José de Jipijapa y Paján.

Tanta era su aportación a la agricultura que incluso tenía una granja en Canta Gallo, donde se cultivaban y estudiaban las siembras del sector para mejorar así su producción y calidad y dar asesoría a los campesinos.

La existencia de la JRH, duró muy poco, fue así que se estableció un **“DECRETO DE SUPRESIÓN de Registro Oficial N° 56 del 9 de septiembre de 1970. Decreto Supremo N° 375 de 2 de septiembre de 1970 JOSÉ MARÍA VELASCO IBARRA. PRESIDENTE DE LA REPÚBLICA. CONSIDERANDO**

El sistema de agua potable de la zona sur de Manabí está encargado a la Junta de Recursos Hidráulicos de Manabí (JRH), desde su captación hasta su distribución a lo largo de los 2 cantones principales que conforman esta zona, que son: Jipijapa, Paján.”



**UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

En este periodo, en el año de 1974, se realizó una extensión de las redes de agua potable del cantón Jipijapa por parte de la CRM.

Años más tarde, se devolvió la competencia de la zona sur de Manabí a la JRH mediante un **“DECRETO DE RESTITUCIÓN Registro Oficial N° 48 de octubre 19 de 1979. Decreto Legislativo de 20 de septiembre de 1979 LA CÁMARA NACIONAL DE REPRESENTANTES CONSIDERANDO:**

Que mediante Decreto Legislativo N° 024 de 12 de abril de 1967, publicado en el Registro Oficial N° 115, de 27 de los mismos mes y año, se creó la Junta de Recursos Hidráulicos, Fomento y Desarrollo de los cantones Jipijapa y Paján, con el objeto fundamental de impulsar el adelanto de la Zona Sur de Manabí y, en especial, de proveerle de agua potable, alcantarillado, pavimentación y regadío.

DECRETA: Art. 1.- Restablézcase la Junta de Recursos Hidráulicos, Fomento y Desarrollo de los cantones de Jipijapa y Paján como Organismo Autónomo de Derecho Privado, con finalidad social y pública, patrimonio y fondos propios y domicilio en la ciudad de Jipijapa.

Art. 2.- Los fines de la Junta de Recursos Hidráulicos, Fomento y Desarrollo de los Cantones Jipijapa y Paján son:

- a) Proveer de agua potable a las parroquias urbanas y rurales de Jipijapa y Paján
- b) Construir los alcantarillados sanitario y pluvial de los nombrados cantones
- c) Efectuar la pavimentación correspondiente
- d) Proveer de agua para el regadío de la Zona
- e) Fomentar la producción en el área mencionada



**UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

f) Promover, en general, el desarrollo económico y social de los cantones de Jipijapa y Paján en coordinación con los organismos afines.

Para la ejecución de estas obras se dará prioridad al agua potable, alcantarillado sanitario y pluvial y pavimentación.”

Debido a la falta de estudios previos, la carencia de un plan de crecimiento de la ciudad, la falta de mantenimiento de las redes de agua potable existentes, y sumado al fenómeno del Niño del año de 1983, el sistema de agua potable que se venía manejando hasta ese entonces colapsó.

Años más tarde, en 1984, se contrataron los estudios para la realización de una presa en Paján, presa la cual iba a solucionar los problemas de captación de agua del río Paján e iba a dotar de agua potable constantemente a los cantones de Paján y Jipijapa.

Los estudios realizados recomendaron la construcción de 2 presas en el río:

1. La Presa de Misbaque: La cual era una presa aguas arriba de la presa de Paján, cuya función principal era la de retener los sedimentos que arrastraba consigo el río Paján debido a su alta velocidad.
2. La Presa de Paján: La cual era una presa derivadora donde se iba a embalsar el agua para luego ser captada y distribuida tanto a la ciudad de Paján como a la de Jipijapa. Esta presa estaba diseñada para tener una capacidad de 6'000.000 m³.



**UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

En el año de 1988, debido a la gran presión que ejercía el pueblo hacia los políticos de ese entonces, se comenzó la construcción de la presa Paján y fue culminada en el año de 1992.

Debido a los gastos que representaba la presa de Misbaque y porque el poder político ya había cambiado de manos, la construcción de la presa de Misbaque fue obviada posteriormente así como un sinnúmero de obras en el Ecuador.

Producto de estas incoherencias, y la forma tan desinteresada como se han manejado las obras en Manabí, en el año de 1998, con la llegada del fenómeno del Niño, la presa de Paján se azolvó, pasando a almacenar apenas un 5% aproximadamente del volumen para la cual fue diseñada.

Visto el gran fracaso de la presa y al crecimiento de la población, la JRH comenzó a pensar nuevas alternativas para dotar de agua potable a estas dos poblaciones.

Es de esta necesidad, donde nace el presente trabajo, en el cual vamos a referirnos al sistema Caza Lagarto-Jipijapa, sistema que realiza su captación en el cantón de Santa Ana, y toma el agua desde el río Portoviejo mediante la estación Cazalagarto para luego ser enviada a través de 30 km aproximadamente mediante estaciones de bombeo (las Balsas, las Anonas y Guesbol), hasta la planta de tratamiento en San Manuel con una capacidad de 10.000 m³ diarios, ubicada a aproximadamente 4 km de la ciudad de Jipijapa, donde se le introducen los químicos necesarios para luego ser enviada por gravedad a la ciudad de Jipijapa.



Figura 1

Con este sistema, se tenía planeado dotar de agua potable a la ciudad de Jipijapa hasta el año 2014, tiempo dentro del cual se tiene planeado una ampliación hasta 14.000 m³ diarios, dejando así la presa de Paján para uso exclusivo del agua potable para Paján.

Situación que se volvió realidad a mediados del 2008 donde se puso en funcionamiento definitivo el sistema Caza Lagarto- Jipijapa.

Esta estación realiza actualmente una captación de 150 l/s desde el río Portoviejo; también existe un sistema de pretratamiento, formado por dos unidades de sedimentación y cuatro unidades de filtración; dos estaciones de bombeo en el sitio de captación, una de agua cruda y otra de agua pretratada.



**UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

Esta planta de pretratamiento de agua sirve principalmente para el asentamiento y la remoción de los sólidos de mayor tamaño, color y turbiedad que trae consigo el río Portoviejo.

El filtro está conformado por 4 capas de grava que impiden el paso de los coloides transportados por el agua.

El sistema de los filtros dinámicos actualmente tiene un gran problema debido a que su sistema de retro lavado es muy deficiente ocasionando así que el retro lavado se tenga que hacer diariamente, afectando directamente la calidad de agua que se envía hacia la planta de tratamiento de San Manuel, y encareciendo también de manera innecesaria su tratamiento de potabilización.

La línea de conducción entre Cazalagarto y la estación de bombeo Las Balsas es de aproximadamente 9 Km de longitud en PVC de 355 mm de diámetro; y, la planta de tratamiento de agua potable está compuesta por tres módulos Degrémont Cristal M, ubicada en el sitio denominado San Manuel.



Foto 1. Captación Cazalagarto



Foto 2. Estación de bombeo de agua cruda

En la estación de bombeo de agua cruda se encuentran instalados tres equipos de bombeo marca Bell & Gosset 6x8x10A de 150 HP, que al funcionar dos en paralelo impulsan 150 l/s hasta la estación de bombeo de Las Balsas. Los equipos



**UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

de las dos estaciones de Cazalagarto son nuevos e iniciaron su operación a fines de 2008.



Foto 3 y 4. Unidades de pretratamiento



Foto 5. Estación de bombeo de agua pretratada.

La conducción se completa con las instalaciones del antiguo sistema de Lodana, que comprende tres estaciones de bombeo, Las Balsas, Las Anonas y Guesbol con sus respectivas líneas de impulsión.



Foto 6. Estación de bombeo Las Balsa



Foto 7. Estación de bombeo Las Anonas

Esta antigua conducción, que va desde la estación de bombeo Las Balsas hasta la planta de tratamiento de San Manuel, tiene una longitud de 23,64 Km y fue



**UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

construida por el CRM en los años 80 y entregada a la JRH en febrero de 1998; este tramo presenta actualmente una serie de deficiencias como la presencia de conexiones clandestinas en diferentes partes de la misma, lo cual repercute en la disminución del caudal que llega a la planta de tratamiento; se ha determinado que un 55% del caudal captado se pierde en la conducción, ya sea por las conexiones clandestinas o por insuficiencia de los sistemas de bombeo.



Foto 8. Estación de bombeo Guesbol



Foto 9. Planta de Tratamiento San Manuel

Originalmente en las tres estaciones operaban equipos de bombeo marca Worthington modelo 4 UNB-12 de 150 HP, dos funcionaban en paralelo y una en reserva, estos equipos, por su edad, se encontraban en mal estado, ante la emergencia la JRH las reemplazó por tres bombas de igual capacidad, marca Hidromac modelo WKL 125/4 de 250 HP, equipos que fueron instalados uno en cada estación y se encuentran en operación.

La planta de tratamiento de San Manuel está compuesta por: un turbocirculador de 360 m³/h, tres módulos compactos Cristal M 150 con capacidad para tratar un total de 450 m³/h, un deshidratador de lodos y dos tanques de reserva de 800 m³ cada uno. Cada módulo compacto está compuesto por: un floculador mecánico de



**UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

eje vertical tipo turbina, un sedimentador laminar y un filtro rápido de arena y antracita.

Mientras tanto, al cantón nuevo Puerto López, nombrado cantón e ingresado a formar parte de la JRH el 31 de agosto de 1994, y sus zonas aledañas (Puerto Rico, Salango, Las tunas, etc.), se lo dota de agua potable mediante una galería filtrante desde el río Ayampe. Este recorrido es de alrededor de 20km y tiene 2 estaciones de bombeo: Ayampe y Salango. Se obtienen alrededor de 2500 m³ diarios de agua sin tratar actualmente, aunque por ser una galería filtrante, tiene un tratamiento natural básico.

El último sistema manejado por la JRH es el de Canta Gallo-Puerto Cayo que abastece de agua potable a la ciudad de Puerto Cayo. Su captación es a través de 2 pozos someros que dan aproximadamente 1200 m³ diarios. Existe una estación de bombeo y un tanque reservorio para la ciudad.

1.2. OBJETIVOS:

1.2.1. Objetivo Principal:

- ~ Realizar una evaluación del comportamiento hidráulico en la planta de pretratamiento de Cazalagarto perteneciente a la zona sur de Manabí.

1.2.2. Objetivos Específicos:

- ~ Analizar el cumplimiento de los parámetros de diseño comparado con las condiciones actuales en que opera la planta de pretratamiento.
- ~ Realizar un análisis actual de la operación del tanque sedimentador.
- ~ Realizar un análisis actual de la operación de los filtros dinámicos.



**UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

- ~ Ejecutar un muestreo de las características físicas y químicas principales del tipo de agua que ingresa a la estación.

1.3. ALCANCE:

Realizar una verificación de los parámetros de diseño comparado con las condiciones de operación actuales tanto del sedimentador como de los filtros dinámicos, y en base a esto encontrar las causas del deterioro de la calidad del agua a la salida del sistema de pretratamiento.

1.4. METODOLOGIA:

1. Investigación en campo de todo el sistema de agua potable estableciendo principal énfasis en la estación de pretratamiento de Cazalagarto.
2. Recopilación de material bibliográfico en el internet acerca del tema a tratar.
3. Realización de análisis de calidad de agua en los siguientes lugares:
 - ~ Entrada a la estación de pretratamiento.
 - ~ Salida del tanque sedimentador (entrada de los filtros dinámicos).
 - ~ Salida de los filtros dinámicos.
4. Definición de los parámetros de diseño de todas las unidades que componen el sistema de pretratamiento.
5. Definición de las condiciones actuales de operación de todas las unidades que componen el sistema de pretratamiento.
6. Evaluación y análisis del sistema actual de pretratamiento en base a la información obtenida.
7. Elaboración del informe.



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

CAPÍTULO II

GENERALIDADES



2.1. Definición de componentes del Pretratamiento

2.1.1. Sedimentador de gravedad.

La sedimentación es un proceso físico que permite reducir el contenido de sólidos suspendidos presentes en el agua.

El ritmo con que se deposita una partícula en el agua, depende de la viscosidad y la densidad del agua, así como del tamaño, forma y gravedad específica de la partícula.

En una temperatura alta, el agua es menos viscosa y una partícula dada se depositará más rápidamente que con temperaturas más bajas. Las partículas inorgánicas en suspensión encontradas en el agua tienen una gravedad específica que varía de 2.65 para partículas de arenas separadas, hasta cerca de 1.03 para partículas floculadas de lodo. La gravedad específica de la materia orgánica en suspensión varía desde 1.00 hasta aproximadamente 1.4. Los flóculos químicos tienen una amplitud similar de valores de la gravedad específica, dependiendo de la cantidad de agua encerrada en el flóculo.

La purificación del agua por sedimentación trata de proporcionar unas condiciones tales, de manera que el material en suspensión en el agua pueda depositarse.

La sedimentación es un proceso muy importante. Las partículas que se encuentran en el agua pueden ser perjudiciales en los sistemas o procesos de tratamiento ya que elevadas turbiedades inhiben los procesos biológicos y se



depositan en el medio filtrante causando elevadas pérdidas de carga y deterioro de la calidad del agua efluente de los filtros.

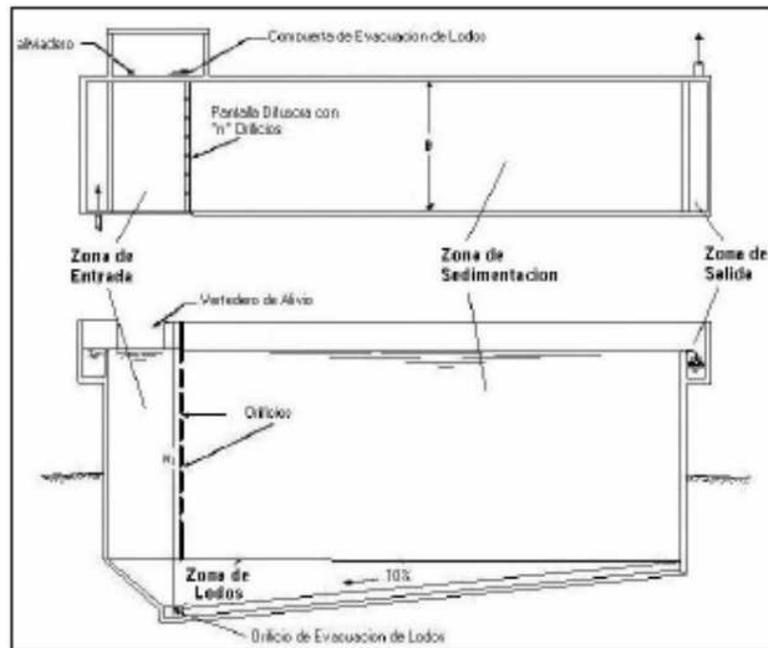


Figura 2. Sedimentador visto en corte y en planta

2.1.2. Filtros dinámicos gruesos.

Los filtros dinámicos son una variante del filtro lento convencional. Al igual que éstos, se los considera como una de las tecnologías más simples, aún teniendo en cuenta la complejidad del proceso físico y biológico que se desarrolla dentro del medio filtrante. Es una opción que se puede aplicar generalmente en áreas rurales.

Los filtros dinámicos son tanques que contienen una capa delgada de grava fina (6 a 13 mm) en la superficie, sobre un lecho de grava más grueso (13 – 25 mm) y un sistema de drenaje en el fondo.



**UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

Esta unidad es utilizada para reducir los extremos de los picos de turbiedad y proteger de esta manera la planta de tratamiento ante altas cargas de sólidos transportadas por la fuente durante unas pocas horas.

Cuando la fuente transporta valores elevados de sólidos fácilmente sedimentables, estos se depositan en la superficie del lecho de grava, colmatándolo rápidamente y restringiendo parcial o totalmente el paso de agua. Esta respuesta protege las unidades de tratamiento siguientes.

El sistema se materializa derivando desde un curso de agua cercano (canal de riego, acequia, arroyo, etc.), un caudal determinado que escurre longitudinalmente sobre la superficie del lecho de arena o grava, simulando un canal de sección rectangular.

Aproximadamente un diez por ciento de ese caudal que ingresa a la unidad, percola en el lecho de arena para producir agua filtrada.

La energía cinética del caudal que escurre sobre la superficie filtrante, debe ser suficiente para arrastrar impurezas depositadas sobre ella pero no debe provocar erosiones en el lecho granular de arena.

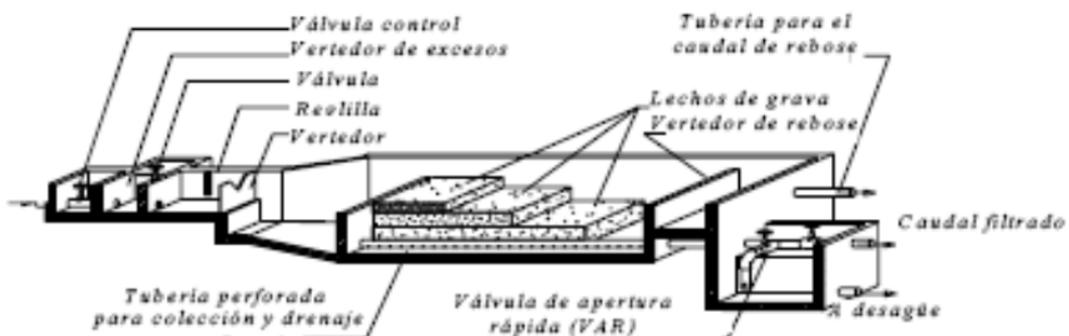


Figura 3. Esquema de un filtro dinámico grueso.



CAPÍTULO III

PARAMETROS Y CARACTERISTICAS DE LOS COMPONENTES DE PRETRATAMIENTO



Parámetros de diseño.

3.1. Sedimentador de gravedad.

El periodo de retención es el tiempo promedio necesitado por el agua para escurrir a través del tanque. Generalmente el tiempo de retención óptimo es de 4 horas como muestra la figura siguiente:

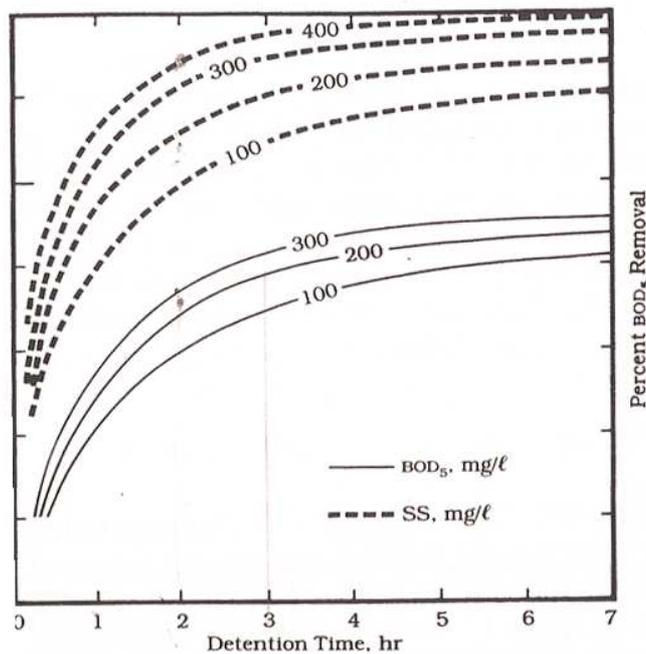


Figura 4. Porcentaje de remoción de BOD₅ y SS para diferentes tiempos de retención en un sedimentador de gravedad.

Conforme el agua entra al tanque con una velocidad uniforme V , se considera que el sedimento se distribuye uniformemente. El recorrido de una partícula aislada está dado por la suma vectorial de su velocidad de depósito y por V .

Es importante recalcar en cada sedimentador sus componentes principales. Estos son:

- **Zona de entrada:** Estructura hidráulica de transición, que permite una distribución uniforme del flujo dentro del sedimentador.



**UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

- **Zona de sedimentación:** Consta de un canal rectangular con volumen, longitud y condiciones de flujo adecuados para que sedimenten las partículas. La dirección del flujo es horizontal y la velocidad es la misma en todos los puntos, flujo pistón.
- **Zona de salida:** Constituida por un vertedero, canaletas o tubos con perforaciones que tienen la finalidad de recolectar el efluente sin perturbar la sedimentación de las partículas depositadas.
- **Zona de recolección de lodos:** Constituida por una tolva con capacidad para depositar los lodos sedimentados, y una tubería y válvula para su evacuación periódica.

Los criterios de diseño más importantes a la hora de la construcción de un sedimentador son:

- El periodo de diseño, teniendo en cuenta criterios económicos y técnicos es de 8 a 16 años.
- El número de unidades mínimas en paralelo es de dos (2) para efectos de mantenimiento.
- El periodo de operación es de 24 horas por día.
- El tiempo de retención será entre 2 - 6 horas.
- La carga superficial será entre los valores de 2 - 10 m/día.
- La profundidad del sedimentador será entre 1,5 – 2,5 m.
- La relación de las dimensiones de largo y ancho (L/B) será entre los valores de 3 a 6.



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

- La relación de las dimensiones de largo y profundidad (L/H) será entre los valores de 5 - 20.
- El fondo de la unidad debe tener una pendiente entre 5 a 10% para facilitar el deslizamiento del sedimento.
- La velocidad en los orificios no debe ser mayor a 0,15 m/s para no crear perturbaciones dentro de la zona de sedimentación.
- Se debe aboquillar los orificios en un ángulo de 15° en el sentido del flujo.
- La descarga de lodos se debe ubicar en el primer tercio de la unidad, pues el 80% del volumen de los lodos se deposita en esa zona.
- Se debe efectuar experimentalmente la determinación del volumen máximo que se va a producir.
- El caudal por metro lineal de recolección en la zona de salida debe ser igual o inferior a 3 l/s.
- Se debe guardar la relación de las velocidades de flujo y las dimensiones de largo y altura.

$$\frac{L}{H} = \frac{V_H}{V_S}$$

- La sección de la compuerta de la evacuación de lodos (A2) debe mantener la relación:

$$A_2 = \frac{A_1 \cdot \sqrt{H}}{4850 \cdot t}$$

Donde t es el tiempo de vaciado.

- La ubicación de la pantalla difusora debe ser entre 0,7 a 1,00 m de distancia de la pared de entrada.



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

El dimensionamiento del sedimentador se lo realiza mediante los criterios fundamentales de la hidráulica, estos son:

- Determinar el área superficial de la unidad (A_s), que es el área superficial de la zona de sedimentación, de acuerdo a la relación:

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

Siendo: V_s : Velocidad de sedimentación (m/seg)

Q : Caudal de diseño (m³/seg)

- Determinar las dimensiones de largo L (m), ancho B (m) y altura h (m) de manera tal que se cumplan las relaciones o criterios mencionados anteriormente. Considerando el espaciamiento entre la entrada y la cortina o pared de distribución de flujo.
- Determinar la velocidad horizontal V_H (m/seg) de la unidad mediante la ecuación. El cual debe cumplir con las relaciones mencionadas anteriormente.

$$V_H = \frac{100 * Q}{B * H}$$

- Determinar el tiempo de retención T_o (horas), mediante la relación:

$$T_o = \frac{A_s * H}{3600 * Q}$$



3.2. Filtros dinámicos gruesos.

Los criterios de diseño más importantes a la hora de la construcción de los filtros dinámicos gruesos son:

- El periodo de diseño, teniendo en cuenta criterios económicos y técnicos es de 8 a 12 años.
- El número de unidades mínimas en paralelo es de dos (2) para efectos de mantenimiento.
- El periodo de operación es de 24 horas por día.
- La velocidad de filtración es de 2 a 3 m/h
- Su área de filtración por unidad es de $<10 \text{ m}^2$
- Su velocidad superficial de flujo durante el lavado superficial es de 0.15 a 0.30 m/s
- La relación entre el caudal de ingreso y el filtrado puede variar entre 5 y 15.
- La relación entre la longitud y el ancho de la caja filtrante se estima entre 3 y 6.
- La velocidad media del escurrimiento superficial, calculada con la fórmula de Manning, con $n = 0,03$, puede estar comprendida entre 0,05 y 0,20 m/s.
- La inclinación de la superficie del lecho de arena, puede variar entre 0,1‰ y 2,5‰.
- El tirante líquido mínimo del sobrenadante debe ser de 10 mm.
- La longitud del lecho filtrante debe ser igual a 0.6 m.



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

- La granulometría de las capas de grava y sus espesores recomendados son los siguientes:

POSICION DE LA UNIDAD	ESPESOR DE LA CAPA (m)	TAMANO DE GRAVA (mm)
SUPERIOR	0.20	3.0 – 6.0
INTERMEDIO	0.20	6.0 – 13.0
INFERIOR	0.20	13.0 – 25.0

Tabla 1. Tamaños promedios de gravas por capas para F.D.G

- La altura del vertedero de salida debe de estar de 0.03 a 0.05 m medidos a partir del lecho superficial de grava fina.

Debido a que es una técnica relativamente nueva para el tratamiento de agua potable, existen pocos textos que nos hablan acerca de estos filtros, y tenemos por lo tanto más reglas empíricas que nos ayudan al dimensionamiento de los mismos. Entre las reglas más importantes mencionamos:

- Desde el punto de vista económico para muchas poblaciones no mayores a 5.000 habitantes.
- Contar con una fuente de agua cruda que tenga una capacidad no inferior a 10 veces el caudal de diseño a filtrar.
- Cumplir con requisitos de calidad del agua cruda, similares o eventualmente superiores a los filtros lentos:



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

- Turbiedad no superior a 50 UNT durante la mayor parte del año, con picos no mayores a 150 UNT en cortos períodos.
- Color no superior a 30 UCV y eventualmente a 50 UCV en cortos períodos.
- Coliformes fecales normalmente no superior a 500 NMP/100 ml.

De acuerdo a lo mencionado, en razón de que el caudal captado debe ser 10 veces mayor que el caudal de producción, cuando la fuente se encuentre alejada y/o a una cota sensiblemente inferior, el proyecto de la impulsión hacia la planta y la derivación del excedente, puede adquirir cierta envergadura, lo que obliga a poner énfasis en el análisis de la factibilidad económica del sistema.

El dimensionamiento de los filtros dinámicos se da mediante las siguientes ecuaciones:

a) Número de filtros (N): Normalmente se consideran como mínimo 2 unidades para casos de mantenimiento o falla de uno de los filtros.

b) Área total del filtro (At): El área total del filtro se puede obtener del caudal de agua en m³/h y de la tasa de filtración.

$$\text{Área total del filtro (At)} = \frac{\text{Caudal total del filtro}}{\text{Tasa de filtración}}$$

Donde: Área total del filtro = m²

Caudal total = m³/h

Tasa filtración = m/h



**UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

c) Área del filtro de cada unidad (A_f):

$$\text{Área del filtro de cada unidad } (A_f) = \frac{\text{Área total del filtro } (A_t)}{\text{Número de unidades } (N)}$$

d) Caudal del filtro (Q_f):

$$\text{Caudal del filtro } (Q_f) = \frac{\text{Caudal total del filtro } (Q_t)}{\text{Número de unidades } (N)}$$

e) Caudal de diseño (Q_d):

$$\text{Caudal del diseño} = \frac{\text{Caudal total } (Q_t)}{\text{Número de unidades } (N)}$$

f) Caja de filtro:

- Relación largo/ancho: $M = L/b$, ambos en (m)

Donde,
$$b = (A_f / N)^{1/2}$$

$$L_f = L \times 1.2 \text{ longitud de la caja de filtro}$$

El valor de la caja de recuperación de arena (que debe ser 1/5 (20%) de la longitud del filtro) se debe sumar al valor de L.

- Pared de la caja de filtro será: $H_f = H_{ls} + H_{lf} + H_{bl}$

Donde, H_f : altura de la pared de caja (m)

H_{ls} : altura del lecho de soporte (0.3m)

H_{lf} : altura de lecho de arena (0.5-0.7m)

H_{bl} : altura borde libre (0.2m)



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

CAPÍTULO IV

DESCRIPCION DEL SISTEMA EXISTENTE



Descripción del Sistema de Pretratamiento existente

4.1. Sedimentador de gravedad.

Tomando en cuenta que la turbidez es una expresión de la propiedad o efecto óptico causado por la dispersión o interferencia de los rayos lumínicos que pasan a través de una muestra de agua, debido especialmente a la gran variedad de materia en suspensión, como son arcillas, limo, materia orgánica, etc., y con la finalidad de mejorar las tasas de filtración, los diseñadores previeron el uso de sedimentadores de alta eficiencia, para lo cual implementaron dos unidades de sedimentadores de alta tasa, logrando, así, que las aguas turbias del afluente se conviertan en aguas clarificadas del efluente.

Una vez que se capta el agua cruda del río Portoviejo, se procede a realizar un tratamiento físico a través de un sedimentador dividido en dos sedimentadores de flujo horizontal, cada uno con una longitud útil de 21,50 m, un ancho de 5,40 m y una profundidad de 2,90, por lo que se cuenta con un área de sedimentación de 232 m² y un volumen de 673,38 m³. Para el caudal actual de 104 l/s se tendría una carga superficial de 38,70 m³/m²/d y un tiempo de retención de 108 minutos = 1,80 horas < 4 horas (tiempo de retención óptimo), con lo cual se garantiza la remoción de partículas relativamente grandes, del orden de 0,15 a 0,2 mm de diámetro, de manera que los tanques van a funcionar como desarenadores y su contribución a reducir la turbiedad va a ser muy pequeña.



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

Estos sedimentadores son hechos de hormigón armado. Se compone de los siguientes elementos:

Zona de entrada con pantalla perforada

Zona de salida, con vertedero de control

Zona de sedimentación

Zona de lodos

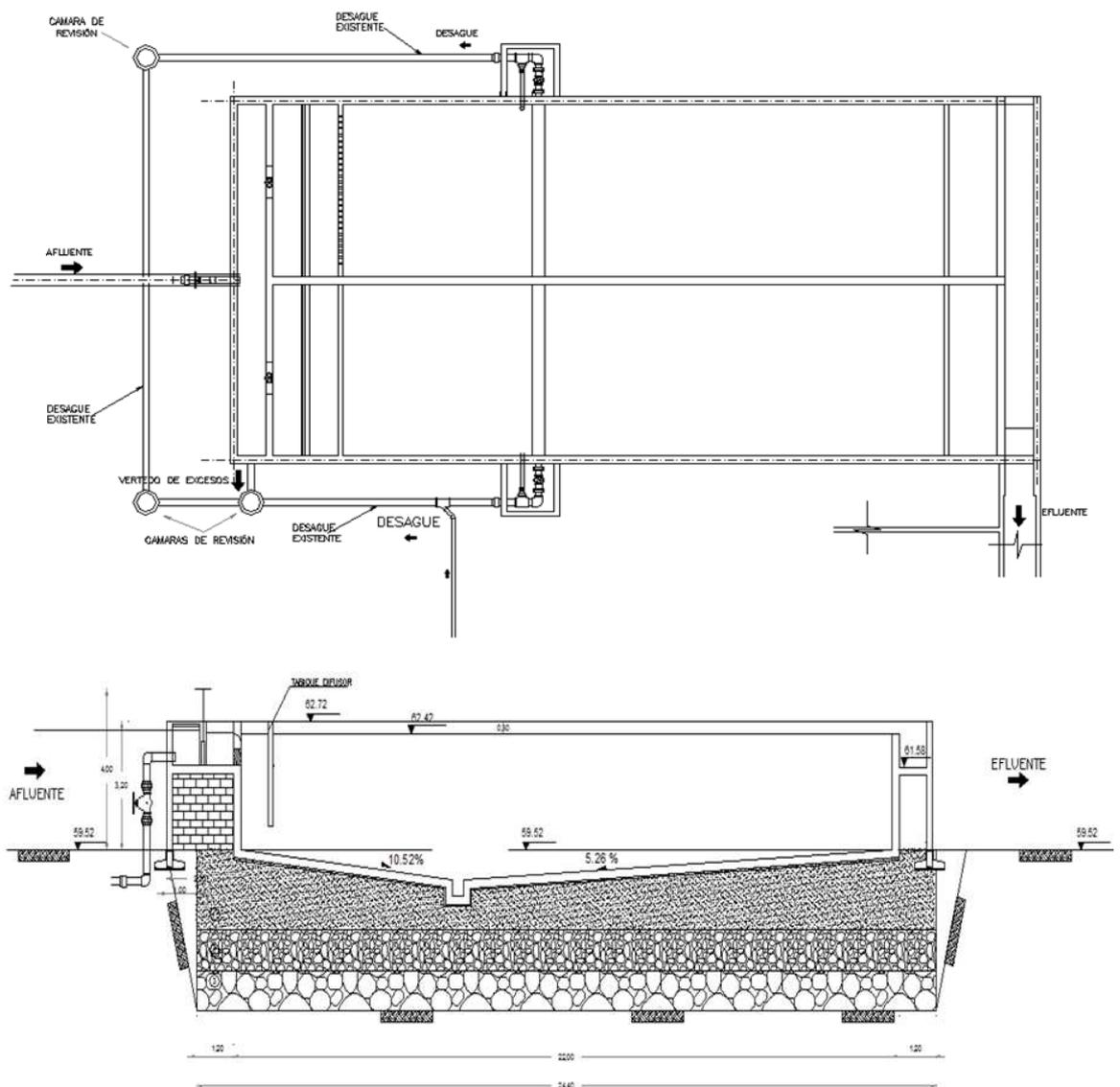


Figura 5. Sedimentador existente (Planta y Corte)



4.2. Filtros dinámicos gruesos.

Cuando la fuente de abastecimiento de agua es de las características del río Portoviejo, y dadas las condiciones topográficas por las que atraviesa las tuberías de conducción, se recomienda implementar un proceso de filtración previa a la acción de bombeo, con la finalidad de preservar el funcionamiento mecánico del equipo respectivo, es así como se decidió por la utilización de filtros dinámicos gruesos, que aunque muy poco usados en nuestro medio, son comunes en otros países del continente americano.

Luego del proceso de sedimentación se encuentra la unidad de filtración, la misma que sirve para retener parte de arcilla y material vegetal antes de llegar al cárcamo de succión. Esta unidad está conformada por gravas de cuatro diferentes tamaños.

El objetivo primordial de este proceso es el de retener cualquier partícula que pudo haberse escapado del proceso de sedimentación, contribuyendo, además, a que se produzca un primer tratamiento biológico a través de una lámina denominada “Schmutzdecke”, misma que se forma entre los estratos de grava y el de gravilla, es decir entre la segunda y tercera capa del lecho filtrante.

Los 4 filtros construidos, que tienen una longitud útil de 11,50 m y un ancho de 6,80 m, lo que da un área filtrante de 312,80 m², de manera que se tiene una tasa superficial de 29 m/d que puede considerarse apropiada, sin embargo, la velocidad de lavado superficial requerida implica disponer un caudal adicional de unos 300 l/s, lo que es inadmisibles en un sistema por bombeo.



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

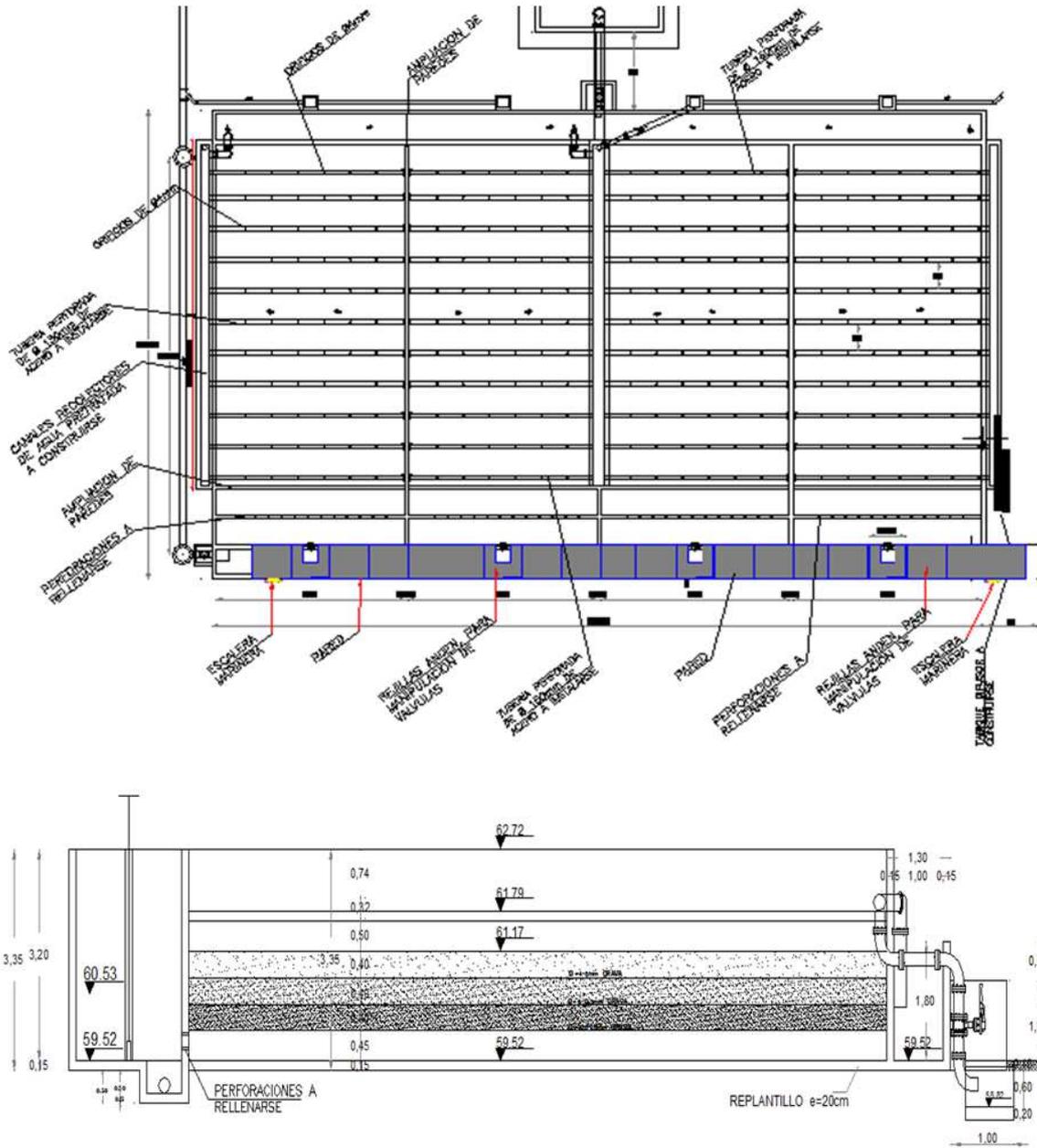


Figura 6. Filtros Gruesos Dinámicos existentes (Planta y Corte)



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

CAPÍTULO V

ANÁLISIS DE RESULTADOS



ANÁLISIS DE RESULTADOS.

5.1. Sedimentador.

5.1.1. Análisis de las condiciones existentes.

De acuerdo con las dimensiones existentes actualmente en el campo y poniendo en práctica las recomendaciones vistas con anterioridad tenemos lo siguiente:

$$\begin{aligned}Q &= 104 \text{ lt/sg} \\L &= 21,5 \text{ m} \\B &= 5,4 \text{ m} \\h &= 2,9 \text{ m}\end{aligned}$$

Número de unidades = 2 unidades

- Área Superficial (A_s) = $L * B$

$$A_s = 21,5\text{m} * 5,4\text{m} = \mathbf{116,1 \text{ m}^2}$$

- Área Superficial total (A_{st}) = $A_s * \#$ de unidades

$$A_{st} = 116,1\text{m}^2 * 2 = \mathbf{232,2 \text{ m}^2}$$

- Relación largo/ancho = $21,5\text{m} / 5,4\text{m} = \mathbf{3,98}$ **ok!! entre 3 - 6**
- Relación largo / profundidad = $21,5\text{m} / 2,9\text{m} = \mathbf{7,41}$ **ok!! entre 5 - 20**
- Velocidad de sedimentación (V_s) = $\frac{Q}{A_{st}}$

$$V_s = \frac{0,104\text{m}^3/\text{sg}}{232,2\text{m}^2} = 4,4789 * 10^{-4} \text{ m/sg}$$

$$V_s = \mathbf{38,70 \text{ m/d}}$$



- Velocidad horizontal (V_H) = $\frac{100 * Q}{B * h}$

$$V_H = \frac{100 * 0,104 m^3 / sg}{10,8 m * 2,9 m} = 0,33 m / sg$$

$$V_H = \mathbf{0,33 m / sg}$$

- Tiempo de retención (T_0) = $\frac{A_s * h}{3600 * Q}$

$$T_0 = \frac{232,2 m^2 * 2,9 m}{3600 * 0,104 lt / sg} = 1,80 horas$$

$$T_0 = \mathbf{108 minutos = 1,80 horas}$$

5.1.2. Análisis de las condiciones de diseño óptimo.

De acuerdo a la figura 4, donde se nos proporcionan las curvas de remoción de sólidos suspendidos, tomamos el tiempo de retención óptimo que es de 4 horas, para realizar el dimensionamiento del sedimentador de acuerdo a las recomendaciones y criterios de diseño expuestos.

$$T_0 = 4 \text{ horas}$$

$h = 2,5 \text{ m} \longrightarrow$ el máximo recomendado en los criterios de diseño.

- Tiempo de retención (T_0) = $\frac{A_s * h}{3600 * Q}$ de donde

$$A_s = \frac{T_0 * 3600 * Q}{h}$$

$$A_s = \frac{4 \text{ horas} * 3600 * 0,104 m^3 / sg}{2,5 m} = \mathbf{599,04 m^2 \text{ Total} \gg 232,2 m^2}$$

El área necesaria para el sedimentador es mucho mayor a la actual.



**UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

- Velocidad horizontal (V_H) = $\frac{100 * Q}{B * h}$

$$V_H = \frac{4,16}{B}$$

- Velocidad de sedimentación (V_s) = $\frac{Q}{Ast}$

$$V_s = \frac{0,104 m^3 / sg}{599,04 m^2} = 1,736 * 10^{-4} m / sg$$

$$V_s = \mathbf{15 \text{ m/d}}$$

- Relación largo/ancho = 3 – 6 recomendado
- Relación largo / profundidad = 5 – 20 recomendado

Lo que de acuerdo a los 2,5 m escogidos de profundidad da que la longitud del sedimentador tiene que estar entre 12,5 m y 50m.

De acuerdo a las dimensiones del terreno destinado para la construcción de la obra se escogen las dimensiones del sedimentador.

En este caso se escoge la relación longitud / ancho = 3 debido a que se tiene un terreno de medidas similares en su longitud y en su ancho.

La relación longitud / ancho = 6 la escogeríamos en el caso de tener un terreno que tenga las dimensiones de un lado mucho mayor que el otro.

Tomando en cuenta las recomendaciones descritas anteriormente, tenemos que las dimensiones óptimas de cada sedimentador deben ser:

$$\begin{aligned} L &= 42,5 \text{ m} \\ B &= 14,1 \text{ m} \end{aligned}$$



Comprobando relaciones tenemos:

- Relación largo/ancho = $42,5\text{m} / 14,1\text{m} = 3,01$ **ok!! entre 3 - 6**
- Relación largo / profundidad = $42,5\text{m} / 2,5\text{m} = 17$ **ok!! entre 5 - 20**

Y reemplazando en la formula de velocidad horizontal tenemos:

$$V_H = \frac{4,16}{14,1} = 0,295 \text{ m/sg}$$

$$V_H = \mathbf{0,295 \text{ m/sg}}$$

5.2. Filtros dinámicos gruesos.

5.2.1. Análisis de las condiciones existentes.

De acuerdo con las dimensiones existentes actualmente en el campo y poniendo en práctica las recomendaciones vistas con anterioridad tenemos lo siguiente:

$$\begin{aligned} Q &= 104 \text{ lt/sg} \\ L &= 11,5 \text{ m} \\ B &= 6,8 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Número de unidades (N)} = 4 \text{ unidades}$$

- Area de cada filtro (A_f) = $L * B$

$$A_f = 11,5\text{m} / 6,8\text{m} = \mathbf{78,2 \text{ m}^2}$$

- Area total de filtro (A_t) = $A_f * N$

$$A_t = 78,2\text{m}^2 * 4 = \mathbf{312,8 \text{ m}^2}$$

- Tasa de filtración (T_f) = $\frac{Qt}{A_t}$

$$T_f = \frac{0,104\text{m}^3/\text{sg}}{312,8\text{m}^2} = 3,325 * 10^{-4} \text{ m/sg}$$



$$T_f = 1,20 \text{ m/h}$$

- Caudal de cada filtro = $\frac{Q_t}{N}$

$$\text{Caudal de cada filtro} = \frac{0,104 \text{ m}^3/\text{sg}}{4} = 0,026 \text{ m}^3/\text{sg}$$

- Relación largo/ancho = $11,5\text{m} / 6,8\text{m} = 1,69$ menor que el recomendado!!

5.2.2. Análisis de las condiciones de diseño óptimo.

De acuerdo a los estudios realizados por la CINARA (Centro Inter-regional de Abastecimiento y Remoción de Agua) y la IRC (International Water and Sanitation Center) en su escrito "Proyecto Integrado de Investigación y Demostración de Métodos de Pretratamiento para Sistemas de Abastecimiento de Aguas" se escoge una tasa de filtración igual a 1 m/h para conseguir adecuadas eficiencias de remoción de turbiedad, sólidos suspendidos y coliformes fecales, con este dato realizamos el dimensionamiento de los filtros dinámicos gruesos en base a las recomendaciones y criterios de diseño expuestos.

- Área total del filtro = $\frac{Q_t}{T_f}$

$$A_t = \frac{374,4 \text{ m}^3/\text{h}}{1 \text{ m/h}} = 374,4 \text{ m}^2$$

- Área de cada filtro (A_f) = $\frac{A_t}{N}$

$$A_f = \frac{374,4 \text{ m}^2}{4 \text{ unidades}} = 93,6 \text{ m}^2 > 78,2 \text{ m}^2$$

- Caudal de cada filtro = $\frac{Q_t}{N}$



$$Q_f = \frac{374,4 m^3/h}{4 \text{ unidades}} = 93,6 m^3/h$$

De acuerdo con las recomendaciones de diseño de las relaciones largo/ancho y a lo expuesto anteriormente acerca de las dimensiones del terreno tenemos:

- Relación largo/ancho: 3 – 6

Donde las dimensiones óptimas de cada filtro dinámico deben ser:

$$L = 16,8 \text{ m}$$

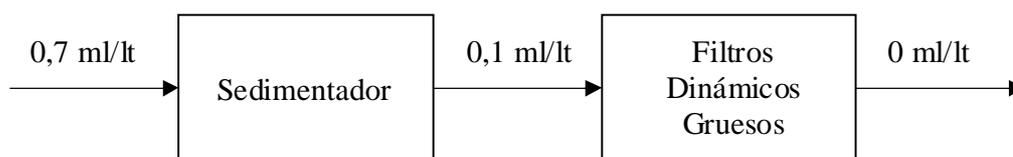
$$B = 5,6 \text{ m}$$

5.3. Análisis de la capacidad de almacenamiento de sólidos en los espacios vacíos del Filtro Dinámico Grueso.

A continuación se realiza un análisis de la capacidad máxima posible de almacenamiento de sólidos en los espacios vacíos del filtro dinámico grueso. Los sólidos que tienen más posibilidad de tapar el filtro son los sedimentables y suspendidos.

5.3.1. Sólidos sedimentables.

Para realizar este análisis se consideran las concentraciones obtenidas de los análisis físicos y químicos del agua que se muestran en el anexo.





**UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

Longitud = 11,5 m

Ancho = 6,8 m

Altura del lecho = 0,7 m

Volumen del lecho = 54,74 m³

Porosidad del lecho = 40%

Volumen de espacios vacios = L * B * altura del lecho*porosidad

$$V_0 = 21,90 \text{ m}^3$$

Concentración de sólidos sedimentables = 0,1 ml/ lt

Densidad de lodos = 1,15 kg/m³

Volumen de lodos (V₁) = 1*10⁻⁷ m³/ lt

Caudal = 104 lt/sg

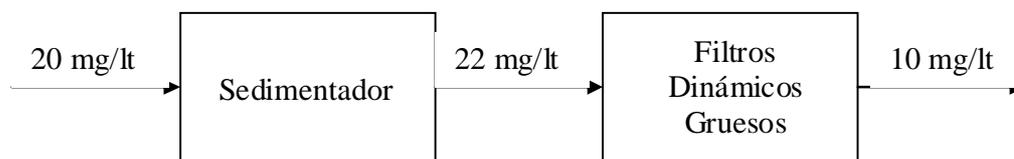
Caudal por unidad de filtro = 26 lt/sg

Caudal / unidad de filtro = 2'246.400 lt / día

Volumen de lodos / día = 0,22464 m³ / día

Tiempo de colmatación = 97,47 días

5.3.2. Sólidos suspendidos.



Concentración de sólidos suspendidos = 22 mg/ lt

Densidad de lodos = 1,15 kg/m³

Volumen de lodos (V₂) = 1,91*10⁻⁵ m³/ lt

Volumen total de lodos (V_T) = V₁ + V₂

$$V_T = 1,92*10^{-5} \text{ m}^3/\text{lt}$$



**UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

Caudal por unidad de filtro = **26 lt/sg**

Caudal / unidad de filtro = 2'246.400 lt / día

Volumen de lodos = **43,20 m³ / día**

Tiempo = **0,51 días**

Es decir, del análisis encontramos que el filtro actualmente se está colmatando cada medio día, lo cual concuerda con la realidad.

5.4. Análisis alternativos de la capacidad de almacenamiento de sólidos en los espacios vacíos del Filtro Dinámico Grueso.

A continuación se muestra un análisis alternativo en el caso de mejorar la eficiencia del sedimentador en el 75% de sólidos sedimentables y 40% de sólidos suspendidos.

Concentración de sólidos sedimentables = **0,03 ml/lt**

Densidad de lodos = 1,15 kg/m³

Volumen de lodos (V₁) = **2,50*10⁻⁸ m³/ lt**

Concentración de sólidos suspendidos = **13,20 m/lt**

Densidad de lodos = 1,15 kg/m³

Volumen de lodos (V₂) = **1,15*10⁻⁵ m³/ lt**

Volumen total de lodos (V_T) = V₁ + V₂

$$V_T = 1,15*10^{-5} \text{ m}^3/\text{lt}$$

Caudal / unidad de filtro = **17,33 lt/sg = 1'497.600 lt/día**

Volumen de lodos / día = **17,23 m³/día**

Tiempo de retención = **1,27 días**



**UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

Calculo de la velocidad de flujo real.

Volumen de espacio vacios = **21,9 m³**

Caudal / unidad de filtro = **26 lt/sg = 93,6 m³/hora**

Área = **31,28 m²**

Velocidad de filtración = **2,99 m/hora >> 1m/hora inadecuada!**

Calculo de velocidad de flujo.

Para el cálculo de velocidad de flujo, de acuerdo al resultado obtenido anteriormente, se opta por adicionar dos unidades de filtración para de esta manera poder disminuir la velocidad de filtración.

Volumen de espacio vacios = **21,9 m³**

Caudal / unidad de filtro = 104 lt/sg / 6 unidades = **62,4 m³/hora**

Área = **31,28 m²**

Velocidad de filtración = Caudal / área

Velocidad de filtración = $62,4 \text{ m}^3/\text{hora} / 31,28 \text{ m}^2/\text{hora} = \mathbf{1,99 \text{ m/hora}}$



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

CAPÍTULO VI

RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE LABORATORIO



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

6. RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE LABORATORIO

6.1. Pruebas realizadas por el laboratorio de la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil (U.C.S.G.)

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
INSTITUTO DE INVESTIGACIÓN Y DESARROLLO - I.I.F.I.U.C.
LABORATORIO DE CALIDAD DE AGUAS



Guayaquil, 17 Marzo del 2010

UCSG-LCA-046

RESULTADOS DE LABORATORIO DE CALIDAD DE AGUAS

A.- Datos Generales

Cód. de muestra: Pp-03-04
Zona :
Ubicación : Provincia Manabí-Cantón Santa Ana
Lugar: Planta de pretratamiento (Caza Lagarto)

Fecha muestreo: 11-mar-10
Hora muestreo: 11:15:00 AM
Tipo de muestra : Simple
Resp. muestreo : Gerardo Giler

B.- Resultados

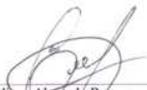
Parámetro	Unidad	Resultado	Límite
Sólidos Suspendedos (Entrada)	ml/l	0,70	
Sólidos Suspendedos (Medio)	ml/l	0,10	
Sólidos Suspendedos (Salida)	ml/l	0,00	

C.- Técnica de muestreo y análisis utilizada

Sólidos Sedimentables : 2540F - Método Gravimétrico
La toma de muestra, preservación y análisis de laboratorio se efectuaron bajo las recomendaciones del Estándar Métodos para análisis de aguas y aguas residuales Edición No. 19, 1995 (APHA, AWWA, WEF).

D.- Observaciones

La muestra, para la determinación de parámetros microbiológicos, fue preservada en recipientes esterilizados bajo 15 oC.
El rango del parámetro según la norma INEN-1108 de enero/2004


Sr. Edison Alvarado R.
Jefe de Laboratorio



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

6.2. Pruebas realizadas por el laboratorio de la planta San Manuel perteneciente a la Junta de Recursos Hidráulicos (JRH).

 JUNTA DE RECURSOS HIDRULICOS LABORATORIO PLANTA TRATAMIENTO SAN MANUEL ENTRADA AGUA CRUDA CAZALAGARTO ANALISIS DE AGUA FISICO			
FECHA:		MARTES 19 DE ENERO DE 2010	
PARAMETRO	UNIDAD	NORMA INEN 1108	AGUA
		LIM. MAX. PERMISIBLE	CRUDA
ANALISIS FISICO			
Temperatura	°C		26,1
pH		6,5 - 8,5	8,03
Color	u.c.Pt/Co	15	16
Turbiedad	NTU	5	28,1
Conductividad	um/cm		304
S. T. DISUELTO	mg/L	1000	144,1
Salinidad	0/oo		0,1
Coliformes fecales		<2	
alta concentracion de E. Coli			
 JUNTA DE RECURSOS HIDRULICOS LABORATORIO PLANTA TRATAMIENTO SAN MANUEL SALIDA DEL TANQUE SEDIMENTADOR ANALISIS DE AGUA FISICO			
FECHA:		MARTES 19 DE ENERO DE 2010	
PARAMETRO	UNIDAD	NORMA INEN 1108	AGUA
		LIM. MAX. PERMISIBLE	
ANALISIS FISICO			
Temperatura	°C		26,2
pH		6,5 - 8,5	7,89
Color	u.c.Pt/Co	15	15
Turbiedad	NTU	5	27,4
Conductividad	um/cm		304
S. T. DISUELTO	mg/L	1000	142,7
Salinidad	0/oo		0,1
Coliformes fecales		<2	
alta concentracion de E. Coli			
 JUNTA DE RECURSOS HIDRULICOS LABORATORIO PLANTA TRATAMIENTO SAN MANUEL SALIDA FILTROS DINAMICOS ANALISIS DE AGUA FISICO			
FECHA:		MARTES 19 DE ENERO DE 2010	
PARAMETRO	UNIDAD	NORMA INEN 1108	AGUA
		LIM. MAX. PERMISIBLE	CRUDA
ANALISIS FISICO			
Temperatura	°C		26
pH		6,5 - 8,5	7,96
Color	u.c.Pt/Co	15	15
Turbiedad	NTU	5	13,2
Conductividad	um/cm		301
S. T. DISUELTO	mg/L	1000	141,8
Salinidad	0/oo		0,1
Coliformes fecales		<2	180



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

CAPÍTULO VII

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES



7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1. Conclusiones

1. El tiempo de retención actual en el sedimentador de 1,80 horas, es menor al tiempo de retención óptimo de 4 horas.
2. De acuerdo a los resultados obtenidos en los cálculos realizados podemos observar claramente que el sedimentador actual tiene menos de la mitad del área que debería de tener, lo cual repercute principalmente en su eficiencia de remoción de sólidos suspendidos de manera significativa.
3. Debido a que el sedimentador no funciona de la manera adecuada, toda la carga de limpieza de los sólidos suspendidos del sistema la realizan los filtros dinámicos gruesos, cargándolos de manera exagerada.
4. La tasa de filtración actual en los filtros dinámicos gruesos de 1,2 m/hora, es ligeramente superior a la tasa óptima de filtración de 1 m/hora.
5. El retrolavado de los filtros dinámicos se lo realiza aproximadamente cada medio día o en ocasiones todos los días, esto debido a lo visto en el capítulo 6, donde se establecen los vacíos existentes en los filtros y su tiempo de llenado.
6. La concentración de sólidos suspendidos entrando al filtro dinámico grueso es el factor determinante en la colmatación del lecho filtrante.
7. La remoción de color actual es del 6,25%, la cual concuerda con las remociones de color obtenidas en el proyecto Colombia del 6,9%.



7.2. Recomendaciones.

1. Se recomienda de acuerdo a lo analizado anteriormente la construcción de un sedimentador paralelo al actual que proporcione el área necesaria para completar la recomendada en los cálculos.
2. En el caso de no tener el espacio suficiente para la creación de una línea paralela de sedimentadores, se recomienda estudiar la posibilidad de convertir el sedimentador actual en un sedimentador de placas, el cual ocupa una menor área, es decir, mayor eficiencia.
3. En el sitio donde se encuentra ubicado actualmente la estación de Caza Lagarto, se recomienda llevar un control de calidad de agua en los sitios mencionados anteriormente (entrada de agua cruda, salida del sedimentador y salida de los filtros dinámicos gruesos), para así llevar un registro que pueda ser útil para estudiar los picos máximos de turbiedad y otros parámetros en el sector.
4. El retrolavado realizado a los filtros dinámicos gruesos debe ser ayudado por una presión de aire paralela a la de agua ya utilizada para mejorar su eficiencia.
5. Se recomiéndala opción de incrementar dos módulos de filtros.



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

BIBLIOGRAFIA



**UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

BIBLIOGRAFIA:

- ~ “Análisis de la Eficiencia de Filtros Dinámicos Para Tratamiento de Agua Potable”, del Ing. D. Rodríguez, Universidad de Chile. –1977.
- ~ “Filtracão Dinâmica”, del Ing. Felipe Solzona, Documento Técnico S-2 de la Representación del Brasil de la OPS – 1992 y 1993.
- ~ “Filtros Dinámicos”, del Ing. Luis Pérez Farrás – SNAP – 1975.
- ~ “Informe Final Sobre Evaluación del Funcionamiento de Filtros Dinámicos en la Provincia de la Rioja”, del Dr. Antonio Rossin, Consultor de la Organización Panamericana de la Salud, OPS – 1983.
- ~ “Informes de la Contraparte Nacional del Servicio Nacional de Agua Potable, SNAP, (actual ENOHSa), referente a la “Investigación sobre el Comportamiento de los Filtros Dinámicos”, efectuada conjuntamente con la Provincia de La Rioja” - 1972 y 1973.
- ~ Publicación Sobre Filtros Dinámicos, del Ing. Simón Rabsium, Profesor en la Universidad de Tucumán, Revista N° 200 de Obras Sanitarias de la Nación.



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

- ~ Teoría y práctica de la purificación del agua, Jorge Valencia Arboleda, tercera edición, Tomo 1; Colombia; 2000.editorial Mc Graw Hill.
- ~ Ingeniería de los recursos hidráulicos, Ray K. Linsley y Joseph B. Franzini, cuarta impresión, editorial C.E.C.S.A.
- ~ Christopher R. Schulz, Daniel A. Okun; "Tratamiento de agua superficiales para países en desarrollo"; Editorial Limusa S.A.; México; 1998.
- ~ Proyecto Integrado de Investigación y Demostración de Métodos de Pretratamiento para Sistemas de Abastecimiento de Aguas; CINARA (Centro Inter-regional de Abastecimiento y Remoción de Agua; Cali - Colombia) y la IRC (International Water and Sanitation Center; The Hague – Holanda); 1992.
- ~ Estudio del Efecto de la Tasa Superficial en Clarificadores de Filtración Gruesa Ascendente en Capas; Ing. Mario García Cruz; Universidad del Valle – Santiago de Cali; 2000.



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

ANEXOS



**UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

ANEXOS:

Análisis físicos y químicos del agua.

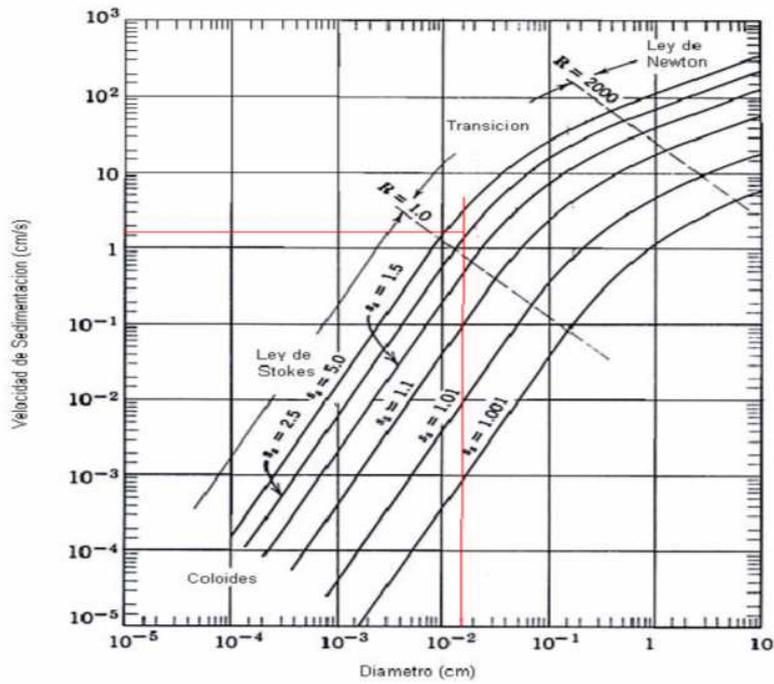
PARAMETRO	UNIDAD	NORMA INEN 1108	1	2	3
		LIM. MAX. PERMISIBLE	AGUA CRUDA	DESPUES DEL SEDIMENTADOR	DESPUES DE LOS F.D.G
ANALISIS FISICO					
Temperatura	°C		26,1	26,2	26
Ph		6,5 - 8,5	8,03	7,89	7,96
Color	UCV	15	16	15	15
Turbiedad	UTN	5	28,1	27,4	13,2
Conductividad	µm/cm		304	304	301
S. T. DISUELTO	mg/L	1000	144,1	142,7	141,8
Salinidad	%		0,1	0,1	0,1
S. Suspendidos	mg/L		20,0	22,0	10,0
S. Sedimentables	ml/L		0,7	0,1	0,0
ANALISIS BACTERIOLOGICO					
Coliformes fecales			2 E 4	7 E 3	7 E 2

Porcentajes de remoción.

PARAMETRO	UNIDAD	NORMA INEN 1108	1 VS. 2	2 VS. 3	1 VS.3
		LIM. MAX. PERMISIBLE			
ANALISIS FISICO					
Turbiedad	°C		2,49	51,82	53,02
S.T. Suspendidos	mg/L	6,5 - 8,5	-0,10	54,54	50,00
Color	UCV	15	6,25	0,00	6,25
Coliformes fecales			65,00	90,00	96,50



Velocidad de sedimentación de acuerdo al diámetro de las partículas.



Relación entre diámetro de las partículas y velocidad de sedimentación.

Material	φ Limite de las partículas (cm)	# de Reynolds	V _s	Régimen	Ley Aplicable
Grava	>1.0	>10 000	100	Turbulento	$V_s = 1.82 \sqrt{dg \left(\frac{\rho_a - \rho}{\rho} \right)}$ Newton
Arena Gruesa	0.100 0.080 0.050 0.050 0.040 0.030 0.020 0.015	1 000 600 180 27 17 10 4 2	10.0 8.3 6.4 5.3 4.2 3.2 2.1 1.5	Transición	$V_s = 0.22 \left(\frac{\rho_a - \rho}{\rho} g \right)^{2/3} \left[\frac{d}{(\mu / \rho)^{1/3}} \right]$ Allen
Arena Fina	0.010 0.008 0.006 0.005 0.004 0.003 0.002 0.001	0.8 0.5 0.24 1.0 1.0 1.0 1.0 1.0	0.8 0.6 0.4 0.3 0.2 0.13 0.06 0.015	Laminar	$V_s = \frac{1}{18} g \left(\frac{\rho_a - \rho}{\mu} \right) d^2$ Stokes



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

Sedimentador



Filtros dinámicos gruesos



Toma de muestras de agua.





UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

Comprobación de medidas.





UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

GLOSARIO



10. GLOSARIO:

- ~ UTN : Unidades nefelométricas de turbiedad.
- ~ UCV : Unidades de color verdadero.
- ~ NMP : Número más probable.
- ~ μs : Micro siemens