

**DISEÑO HIDRAULICO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES  
PARA EL MUNICIPIO DE GUACAMAYAS**

**KATHERINE ANDREA BLANCO BUITRAGO**

**DAVID LEONARDO LEON CAICEDO**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER  
FACULTAD DE INGENIERÍAS FISICOQUÍMICAS  
ESCUELA DE INGENIERÍA QUÍMICA  
BUCARAMANGA**

**2010**

**DISEÑO HIDRAULICO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS  
RESIDUALES PARA EL MUNICIPIO DE GUACAMAYAS**

**KATHERINE ANDREA BLANCO BUITRAGO**

**DAVID LEONARDO LEON CAICEDO**

**Proyecto de grado presentado como requisito para optar el título de  
Ingeniero Químico**

**Director**

**LUIS EDUARDO MORENO TORRES**

**Ingeniero Civil**

**Especialista en Ingeniería Ambiental**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER  
FACULTAD DE INGENIERÍAS FISCOQUÍMICAS  
ESCUELA DE INGENIERÍA QUÍMICA  
BUCARAMANGA**

**2010**

## DEDICATORIA

*A mi mamita Gloria Janeth por su paciencia y dedicación, por todas las cosas buenas que me ha enseñado para la vida y que han hecho que hoy culmine esta etapa, por su apoyo incondicional, por su esfuerzo y por toda la fortaleza que hacía que yo tuviera en los momentos difíciles a través de sus palabras.*

*A mi papito por mostrarme que con decisión y esfuerzo todo es posible, por todo su apoyo y paciencia.*

*A mis hermanita Zulma quien fue mi bastón y voz de aliento en esta etapa de mi vida y a Juanita por su apoyo y cariño*

KATHERINE ANDREA BLANCO BUITRAGO

*Esta tesis de grado y toda mi carrera universitaria la dedico a mis padres David y Marlen quienes con su apoyo y esfuerzos hicieron posible el cumplimiento de esta meta.*

*A mis hermanos diego y Claudia quienes me acompañaron en este largo trayecto de la vida universitaria, a mis tíos Fernando y Ruth que me colaboraron a lo largo de estos años de estudio.*

DAVID LEONARDO LEONCAICEDO

## *AGRADECIMIENTOS*

*Gracias al Ingeniero Luis Eduardo Moreno Torres, por todo el tiempo dedicado y su colaboración durante la realización del Proyecto.*

*Al Ingeniero Andrés Cardozo por su colaboración durante el monitoreo.*

*A la Universidad Industrial de Santander y a la escuela de Ingeniería Química por la formación profesional.*

## TABLA DE CONTENIDO

1.INTRODUCCIÓN	14
2. MARCO TEORICO	16
2.1. Constituyentes de las Aguas residuales	16
2.2. Tipos de Tratamiento	16
2.2.1. Pretratamiento	17
2.2.2. Tratamiento primario	18
2.2.3. Tratamiento secundario	19
3. DESARROLLO DEL DISEÑO O METODOLOGIA	21
3.1. MONITOREO Y CARACTERIZACION DE LAS AGUAS	22
3.1.1. Monitoreo de las aguas residuales	22
3.1.2. Análisis de laboratorio	22
3.2. DESARROLLO DEL DISEÑO	23
3.2.1. Proyección de la población	23
3.2.1.1. Método geométrico	23
3.2.2. Nivel de complejidad	24
3.2.3. Dotación Neta	24
3.2.4. Contribución de aguas residuales	24
3.2.4.1. Aguas residuales comerciales	25
3.2.4.2. Aguas residuales domésticas	25
3.2.4.3. Aguas residuales Institucionales	26
3.2.4.4. Aguas residuales Industriales	26
3.2.5. Caudal medio diario	26
3.2.6. Caudal de diseño	27
3.2.6.1. Caudal máximo horario	27

3.2.6.2. Caudal de infiltración	28
3.2.6.3. Caudal de Conexiones erradas	28
3.2.7. Desarrollo del diseño de PTAR	28
3.2.7.1. Pretratamiento	28
3.2.7.1.1. Desbaste con rejillas	28
3.2.7.1.2. Desarenadores	29
3.2.7.1.3. Neutralización	30
3.2.7.1.4. Tanque de Igualamiento	31
3.2.7.2. Tratamiento Primario	31
3.2.7.2.1. Tanque Imhoff	31
3.2.7.2.2. Manejo del biogás	32
3.2.7.2.3. Control de Olores	32
3.2.7.3. Tratamiento Secundario	32
3.2.7.3.1. Filtros Percoladores	32
3.2.7.3.2. Aireación	33
3.2.7.3.3. Desinfección	34
3.2.7.3.3.1. Cálculo del resalto	34
3.2.7.4. Tanque de Secado de Lodos	35
3.2.7.6. Cargas contaminantes	36
4. ANALISIS DE RESULTADOS	38
4.1. Tecnologías a implementar para el tratamiento de AR	38
4.1.1. Evaluación de alternativas	38
4.1.2. Importancia para cada variable	39
4.1.3. Calificación parcial	39
4.2. Porcentaje de Remoción	40
4.3. Eficiencias Finales de Remoción	41
5. CONCLUSIONES	42
6. RECOMENDACIONES	43
BIBLIOGRAFIA	44

## LISTA DE ANEXOS

ANEXO 1. GENERALIDADES DEL MUNICIPIO DE GUACAMAYAS	46
ANEXO 2.PRINCIPALES CONSTITUYENTES DE LAS AR	49
ANEXO 3.PRINCIPALES ANALISIS DE LAS ARD	50
ANEXO 4.PLANILLA DE MONITOREO	52
ANEXO 5.RESULTADOS DE LOS ANALISIS	53
ANEXO 6.CALCULO PARA LA PROYECCION DE POBLACION	54
ANEXO 7.CALCULO DEL CAUDAL DE DISEÑO	55
ANEXO 8.CALCULO DE REJILLAS	58
ANEXO 9.CALCULO DEL DESARENADOR	61
ANEXO 10. CALCULO PARA LA NEUTRALIZACION	67
ANEXO 11.CALCULO PARA EL TANQUE DE IGUALAMIENTO	69
ANEXO 12.CALCULO DEL TANQUE IMHOFF	72
ANEXO 13.CALCULO DEL FILTRO PERCOLADOR	75
ANEXO 14.CALCULO PARA AIREACION	79
ANEXO 15.CALCULO PARA LA DESINFECCION	82
ANEXO 16.CALCULO DEL RESALTO HIDRAULICO	83
ANEXO 17.CALCULO DEL LECHO DE SECADO DE LODOS	86
ANEXO 18.CALCULO PARA CARGAS CONTAMINANTES	88
ANEXO 19.NIVEL DE COMPLEJIDAD	90

## LISTA DE TABLAS

TABLA 1. CALCULO NIVEL DE COMPLEJIDAD	91
TABLA 2. CALCULO SEGÚN EL NIVEL DE COMPLEJIDAD	
TABLA 3. DOTACION NETA	92
TABLA 4.CONTRIBUCION COMERCIAL	93
TABLA 5. COEFICIENTE DE RETORNO	94
TABLA 6. CONTRIBUCION INSTITUCIONAL	95
TABLA 7. CONTRIBUCION INDUSTRIAL	96
TABLA 8. APORTES POR INFILTRACION	97
TABLA 9. APORTE POR CONECCIONES ERRADAS	98
TABLA 10.COEFICIENTE DE PERDIDAS EN REJILLAS	99
TABLA 11.CARACTERISTICAS DE REJILLAS	100
TABLA 12.GEOMETRIA PARA DESARENADORES	101
TABLA 13.TIEMPOS REQUERIDOS PARA DIESTION DE LODOS	102
TABLA 14.ESTANDARES DE DISEÑO SEDIMENTADORES	103
TABLA 15. CARACTERISTICAS DE FILTROS PERCOLADORES	104
TABLA 16. PROPIEDADES FISICAS DE FILTROS PERCOLADORES	105
TABLA 17.PORCENTAJES DE REMOCION	106

## LISTA DE FIGURAS

FIG 1. Q vs TIEMPO	107
FIG 2. PH vs TIEMPO	108
FIG3. T vs TIEPO	109
FIG.4. FORMAS DE BARROTES DE REJILLAS	110
FIG 5. ESQUEMA TANQUE IMHOFF	111
FIG 6. ESQUEMA GENERAL PTAR	112

## RESUMEN

**TITULO: DISEÑO HIDRAULICO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA EL MUNICIPIO DE GUACAMAYAS BOYACA.\***

**AUTORES:** Katherine Andrea Blanco Buitrago; David Leonardo León Caicedo.\*\*

**PALABRAS CLAVES:** Aguas residuales domésticas, decreto, medio ambiente, planta de tratamiento de aguas residuales, contaminantes.

**DESCRIPCION:** El agua es un recurso de vital importancia para las diferentes actividades que desarrollan los seres humanos; por tal razón el aumento en la contaminación de este es una preocupación de interés general debido al impacto negativo que genera al medio ambiente.

Según lo reglamentado en el decreto 1594 de 1984 y el reglamento técnico de Agua potable y saneamiento Básico (RAS), todos los municipios Colombianos deben atender unas normas de vertimiento de aguas residuales domésticas que condicionan los límites en cuanto al contenido de sustancias de interés sanitario y ambiental, que de no ser así acarrearían sanciones económicas y una mayor degradación de los recursos hídricos.

Con el fin de evitar esto, se han desarrollado una serie de operaciones que permiten la remoción de los contaminantes presentes en las aguas residuales que son de carácter físico, químico y biológico.

En el municipio de Guacamayas, no se cuenta con un tratamiento adecuado para las aguas que luego de ser usadas en actividades domésticas son entregadas al alcantarillado y posteriormente a un cuerpo receptor. Para la solución de este problema, se realizó un estudio con el objetivo de identificar, diseñar e implementar la línea de procesos para la planta de tratamiento de aguas residuales que cumpliera con los parámetros de remoción exigidos y con las características económicas del municipio.

\* Trabajo de grado.

\*\* Facultad de fisicoquímicas. Escuela de ingeniería química. Director: Ingeniero Luis Eduardo Moreno Torres.

## ABSTRACT

**TITLE: WASTEWATER TREATMENT WATER PLANT DESIGNS FOR THE MUNICIPALITY OF GUACAMAYAS, BOYACA COL.\***

**AUTHORS:** Katherine Andrea Blanco Buitrago, David Leonardo León Caicedo. \*\*

**KEY WORDS:** domestic wastewaters, decree, environment, wastewater treatment water plant, pollutants.

**DESCROPTION:** Water is a vital resource for the various activities performed by humans. For this reason, the increase in water pollution is a concern of interest, due to the negative impact of the environment.

In accordance with the regulations in Decree 1594 of 1984 and the Technical Regulations for Drinking Water and Basic Sanitation (RAS), all Colombian municipalities must meet certain standards on dumping and domestic sewage. These standards set limits on the content of useful substances and environmental health. Failure to obey these rules would apply economic sanctions and further degradation of water resources.

In order to avoid these sanctions, we have developed a series of operations that allow the removal of physical, chemical and biological contaminants present in the wastewaters.

In the municipality of Guacamayas do not have adequate treatment for waters that, after being used for domestic activities, are delivered to the sewer and then to a receiving body.

To solve this problem, we conducted a study to identify, design and implement the process line for wastewater treatment plant, complying with the parameters of removal required by law and which was suited to the municipality economic characteristics.

\*Work degree.

\*\* Faculty of Physical Chemistry. School of Chemical Engineering. Director: Luis Eduardo Moreno Torres Engineering.

## 1. INTRODUCCION

La prevención de la polución del agua y del suelo, es solamente posible si se definen técnicas apropiadas de tratamiento y disposición de las aguas residuales. De acuerdo con diferentes estudios y caracterizaciones, se ha afirmado que la cantidad de excrementos humanos húmedos es aproximadamente de 80 a 270 gramos por persona por día, que un 20% de la materia fecal húmeda y un 5% de la orina húmeda es material orgánico putrescible. Por tanto el agua residual doméstica cruda es putrescible, olorosa y un riesgo para la salud.

Cuando se vierten las aguas crudas a un cuerpo receptor, en exceso de la capacidad de asimilación de contaminantes, este se ve disminuido en su calidad y aptitud para usos benéficos de las personas. El objetivo del tratamiento de aguas, es el reducir la carga de contaminantes para proteger la salud y promover el bienestar de los seres humanos.

La carga o concentración de contaminantes y nutrientes constituyen el objeto de la regulación, por parte de leyes decretos y normas, para establecer la calidad apropiada del agua de acuerdo con los diferentes usos aplicables a ella. Existen varios textos legales que controlan dichos parámetros en Colombia, pero principalmente se contempla en el decreto 1594 de 1984.

En nuestro país, el 80% de los municipios no cuentan con un manejo adecuado para las aguas residuales. Según las normas, todos los municipios deben tener un estudio preliminar del diseño para la PTAR.

En el municipio de Guacamayas, las aguas residuales son en su mayoría domésticas, no cuenta con alcantarillado para aguas lluvias lo que implica que al alcantarillado de aguas negras, estas, llegan a través de conexiones herradas que en tiempos de lluvia conllevan a un aumento descontrolado del caudal.

Para este diseño, se aplicó una metodología que permitió identificar y caracterizar el problema, para posteriormente establecer las operaciones y procesos de tratamiento óptimo y de este modo conseguir los requerimientos definidos y concretar el diseño correspondiente.

Se trabajó en base a las metodologías sugeridas por el ministerio del medio ambiente que consta de un pretratamiento con rejillas y desarenadores, un tratamiento primario que consta de un reactor anaerobio tipo Imhoff y un tratamiento secundario con un filtro percolador, alcanzando con esto la remoción exigida por el decreto 1594 de 1984 que dice debe ser del 80% para DBO y SS así como el 99% de agentes patógenos.

## **2. MARCO TEORICO**

Las aguas residuales están constituidas por las aguas usadas y los sólidos que por uno u otro medio se introducen en las cloacas y son transportados mediante el sistema de alcantarillado.

Se denominan aguas residuales municipales, a los residuos líquidos transportados por el alcantarillado de una ciudad o población y que deben ser tratados en una planta de tratamiento municipal [17].

El no control de dichos residuos, genera consecuencias al medio ambiente, en especial a las fuentes receptoras que comúnmente son corrientes hídricas y suelos así como a los seres humanos. Para evitar dicha condición en Colombia, existe una norma (resolución RAS 2000 en sus diferentes títulos.) que regulan la emisión de contaminantes y por la cual se adopta el reglamento para agua potable y saneamiento básico.

### **2.1. CONSTITUYENTES DE LAS AGUAS RESIDUALES**

Los constituyentes encontrados en las aguas residuales pueden ser clasificados como físicos, químicos y biológicos. Ver ANEXO 2 y 3 [2].

Con el fin de proteger el ambiente, los requerimientos de descarga para aguas residuales son cada vez más exigentes por tal razón, con el transcurso del tiempo, se han implementado una serie de equipos y diseños para reducir los contaminantes y cumplir así con los estándares que exige la ley.

### **2.2. TIPOS DE TRATAMIENTO**

La selección del proceso de tratamiento de aguas residuales depende principalmente de las características del agua cruda, la calidad requerida del efluente y la disponibilidad del terreno [1].

El proceso para el tratamiento de aguas residuales se divide en varias etapas: pretratamiento, tratamiento primario, tratamiento secundario y tratamiento terciario.

### **2.2.1. Pretratamiento**

Se hace para aumentar la efectividad de los procesos posteriores, su objetivo, es remover objetos grandes y abrasivos. Los sistemas más usados para remover dicho material, serán citados a continuación:

**2.2.1.1. Rejillas de desbaste:** El objetivo de las rejillas de desbaste, es la separación de sólidos flotantes de gran tamaño (trapos, tarros y objetos grandes) y de esta manera proteger aguas abajo lo equipos tales como bombas. En el tratamiento de aguas residuales, se usan rejillas gruesas, principalmente de barras o varillas de acero. Los dos tipos de rejillas más usados son de limpieza manual y mecánica.

La forma de la rejilla depende del diseñador, que es quien determina el tipo de equipo que se va a usar, el diseño estructural debe ser el adecuado para impedir la rotura de la rejilla cuando esta taponada. El taponamiento ocurre a medida que el material se acumula sobre la rejilla; del diseño que se elija, el espaciamiento, el sistema de alcantarillado y de la población aportante dependerá la cantidad de material retenido [10].

**2.2.1.2. Desarenadores:** Los desarenadores son estructuras hidráulicas que tienen como función remover las partículas como arena o grava de tamaños de al redor de 1mm, que la captación de una fuente superficial deja pasar. La separación de las arenas se hace con el fin de evitar, la abrasión a los equipos, así como su sedimentación en la planta de tratamiento biológico. Los dos tipos más comunes de desarenadores son: (1) desarenador de flujo helicoidal. (2) desarenador de flujo horizontal que es el más común y el que se diseño para este trabajo [8].

**2.2.1.3. Igualamiento:** su función es amortiguar las variaciones de las descargas de aguas residuales con el fin de tratar un gasto uniforme. La igualación se puede usar también para amortiguar las variaciones en el pH y en la concentración de constituyentes tóxicos presentes en el agua residual a tratar [2].

**2.2.1.4. Neutralización:** Es un tratamiento químico que consiste en el ajuste del pH, por medio de la adición de un álcali o de un ácido a un residuo, para obtener un rango de pH cercano a 7.

La neutralización de aguas ácidas, se hace comúnmente agregando cal, óxido de cal, óxido o hidróxido de magnesio o hidróxido de sodio.

## **2.2.2. Tratamiento Primario**

Es un tratamiento físico- químico que busca reducir la materia suspendida por medio de la precipitación o sedimentación, con o sin reactivos, o por medio de diversos tipos de oxidación química esta última poco utilizada en la práctica, salvo aplicaciones especiales, por su alto coste. Entre los tratamientos primarios más comunes se encuentran:

**2.2.2.1. Sedimentación:** Es una operación física en donde se remueven las partículas sólidas de una suspensión mediante la fuerza de gravedad. Para el tratamiento primario se usa el siguiente tipo de sedimentación:

- Sedimentación Primaria o Tipo 1; se refiere a la sedimentación de aquellas partículas que no cambian su forma, tamaño o peso a medida que se sedimentan. Estos tanques son los que reciben las aguas residuales crudas, generalmente antes del tratamiento biológico secundario [5].

**2.2.2.2. Sistemas Anaerobios:** Los principales usos del tratamiento biológico anaerobio son el de remoción de materia orgánica de las aguas residuales y el de oxidación y estabilización de lodos orgánicos producidos en el tratamiento

biológico. Entre los principales tipos de tratamiento biológico se encuentran las lagunas anaerobias, tanques sépticos tanque UASB, tanque Imhoff, Filtro anaerobio, proceso de lecho fluidizado.

- Tanque Imhoff: Es un tanque anaerobio cuya función es la remoción de los sólidos suspendidos. En estos tanques los sólidos que se han separado de las aguas negras son retenidos para su descomposición en la misma unidad. El contacto entre las aguas negras y los lodos que se digieren queda prácticamente eliminado y disminuye el período de retención del tanque. Puede ser rectangular o circular, y se divide en tres compartimentos o cámaras; la sección superior que se conoce como cámara de derrame continuo o compartimento de sedimentación, la sección inferior que se conoce como cámara de digestión de lodos y el respiradero o cámara de natas [16].

### **2.2.3. Tratamiento secundario**

Es un tratamiento biológico, que se hace con el fin de eliminar la contaminación orgánica disuelta, la cual es costosa de eliminar por tratamientos físico-químicos. Suele aplicarse tras los anteriores. Consisten en la oxidación aerobia de la materia orgánica en sus diversas variantes de lodos activados, lechos de partículas, lagunas de oxidación y otros sistemas, o su eliminación anaerobia en digestores cerrados. Ambos sistemas producen lodos en mayor o menor medida que, a su vez, deben ser tratados para su reducción, acondicionamiento y destino final [17].

Dentro de los equipos usados en el tratamiento secundario tenemos:

**2.2.3.1. Filtro Percolador:** Es un filtro biológico que funciona como un bioreactor que por medio de una capa de microorganismos adherida a un medio permeable, permite la depuración de agua residual de manera aerobia. El medio permeable recibe el nombre de empaque y los microorganismos forman una capa en el

empaques a la que se le denomina biopelícula o lama. La materia orgánica del agua residual a depurar es el alimento de los microorganismos que se forman [1].

**2.2.3.2.** Sedimentación Secundaria o Tipo 2: en este tipo de sedimentación se deben tener en cuenta las propiedades floculantes de la suspensión además de las características de sedimentación de las partículas [5].

**2.2.3.3.** Desinfección: la desinfección se refiere a las operaciones dirigidas a destruir o convertir en inofensivos los microorganismos patógenos. Entre los desinfectantes más comúnmente usados en la escala de la industria son: dióxido de cloro, cloración, ozono [7].

**2.2.3.4.** Aireación: es el proceso mediante el cual el agua es puesta en contacto con el aire con el propósito de transferir oxígeno al agua para aumentar el OD y disminuir la concentración de  $\text{CO}_2$  y  $\text{H}_2\text{S}$ . Uno de los procesos más usados es la aireación tipo cascada, en donde el agua se deja caer, en láminas o capas delgadas sobre uno o más escalones de concreto. Entre más grande sea el área horizontal, mayor es la aireación [5].

**2.2.3.5.** Lecho de secado de lodos: Es un dispositivo que elimina una cantidad de agua suficiente de lodos para que estos puedan ser manejados como material sólido, con un contenido de humedad inferior al 80%. La operación de un lecho de secado de arena es una función de; la profundidad y la concentración de sólido del lodo aplicado. Generalmente cuando los lodos están secos se incineran se arrojan al mar o son llevados a un relleno sanitario [9].

### 3. DESARROLLO DEL DISEÑO O METODOLOGIA

En la fig 1.se muestra la metodología que se llevo a cabo para el diseño de la planta de tratamiento de aguas residuales.



Fig 1. Diagrama de bloques mostrando la metodología usada en el diseño PTAR.

### **3.1. MONITOREO Y CARACTERIZACION DE LAS AGUAS RESIDUALES**

#### **3.1.1. Monitoreo de las aguas residuales**

En el municipio de Guacamayas hay dos zonas de vertimientos: zona oriente cuyo caudal promedio es de 0,3425 L/s y recibe las aguas servidas de la zona norte del municipio que está conformada por una población mínima de habitantes y la zona Occidente dónde el caudal promedio es de 4,5070L/s, este vertimiento recibe las aguas servidas de la zona centro sur que constituyen el 90% de la población, Las aguas de este vertimiento son utilizadas para fines de riego de cultivos. El monitoreo se hizo cada dos horas, durante tres días, en cada uno de los puntos de vertimiento, tomando una serie de muestras individuales, conformando así una muestra compuesta cada día. Los parámetros que se midieron fueron los siguientes: Caudales temperatura y pH, luego de medidos estos, se procedió a tomar una alícuota para su posterior análisis en el laboratorio. Dichas muestras se mantuvieron refrigeradas para su preservación. El monitoreo conto con la supervisión de CORPOBOYACA, para garantizar la validez de las muestras tomadas.

Luego, se elaboró la correspondiente planilla para los dos puntos de vertimiento, en dónde se indica la hora de la toma, con su respectivo caudal medido, temperatura, pH y el tipo de muestra. Dicha planilla se entrega junto con las muestras. En este caso se llevaron al laboratorio fisicoquímico analizar. Ver ANEXO 4.

#### **3.1.2. Análisis de Laboratorio**

A partir del análisis de estas muestras se determinaron los siguientes parámetros: DBO, DQO, SST, fosforo total, grasas y aceites, nitrógeno total, pH, temperatura, coliformes totales y fecales. Estos resultados son los que se usaron

como base para el diseño de la planta de tratamiento de aguas residuales. Ver ANEXO 5.

### 3.2 DESARROLLO DEL DISEÑO

#### 3.2.1. Proyección de la Población.

Una proyección de población es un cálculo que refiere el crecimiento aproximado previsto en el número de habitantes de un lugar para un año futuro dado.

Para el cálculo de proyección de población, se utilizó uno de los métodos señalados en la norma de agua potable y saneamiento básico (RAS 2000) exigida por el ministerio de desarrollo. Título B.

Este cálculo se hizo en base a los datos de población que arrojan los cuatro últimos censos realizados en el municipio de Guacamayas.

El método de cálculo para la proyección de la población depende del nivel de complejidad del sistema. Para las condiciones del municipio de Guacamayas se siguió el siguiente modelo matemático:

##### 3.2.1.1. Método Geométrico

Este método se utiliza para niveles de complejidad bajo, medio y medio alto, para poblaciones de actividad económica importante, el crecimiento es geométrico si el aumento de población es proporcional al tamaño. En este método esta tasa se mantiene constante en el tiempo. La ecuación es la siguiente:

$$P_f = P_{uc} (1 + r)^{T_f - T_{uc}} \quad r = \left( \frac{P_{uc}}{P_{ci}} \right)^{\left( \frac{1}{T_{uc} - T_{ci}} \right)} - 1$$

r, es la tasa de crecimiento anual en forma decimal y las demás variables se definen igual que para el método anterior.

Luego de realizados los cálculos de proyección de población se observa un decrecimiento de la misma. Razón por la cual la planta de tratamiento se diseñará con la población que muestran los datos del censo del 2005.

### **3.2.2. NIVEL DE COMPLEJIDAD DEL SISTEMA**

Basados en la tabla B.2.1 de el título B de la norma RAS 2000 el nivel de complejidad para la planta de tratamiento es BAJO. Ver ANEXO 19.

### **3.2.3. DOTACION NETA**

La dotación neta corresponde a la cantidad mínima de agua requerida para satisfacer las necesidades básicas de un habitante sin considerar las pérdidas que ocurran en el sistema de acueducto. La dotación neta dependerá del nivel de complejidad del sistema. El valor de dotación para este caso se estableció de acuerdo con la tabla B.2.2 de la norma RAS 2000. Ver ANEXO 21.

### **3.2.4. CONTRIBUCION DE LAS AGUAS RESIDUALES**

El volumen de aguas residuales aportadas a un sistema de recolección y evacuación está integrado por las aguas residuales comerciales, domésticas, institucionales e industriales. Su estimación debe basarse, en lo posible, en información histórica de consumos, mediciones periódicas y evaluaciones regulares. Para su estimación se tuvieron en cuenta las siguientes consideraciones:

### 3.2.4.1. Caudal de Aguas residuales Comerciales ( $Q_{ARC}$ ):

Son los líquidos provenientes de edificios comerciales. Para zonas netamente comerciales, el caudal de aguas residuales  $Q_c$  debe antecederse de un estudio detallado, basado en consumos diarios por persona, densidades de población en estas áreas y coeficientes de retorno mayores que los estimarse los caudales medios con base en la concentración comercial relativa a la residencial. Para nuestro caso se tomaron como base los valores de la tabla D.3.3. Título D de la Norma RAS 2000. Ver ANEXO 22.

### 3.2.4.2. Caudal de Aguas residuales domésticas ( $Q_{ARD}$ ):

Son los líquidos provenientes de las residencias o viviendas. El aporte doméstico ( $Q_D$ ) está dado por la expresión;

$$Q_D = \frac{C \cdot P \cdot R}{86400}$$

dónde;

C: Es el consumo medio diario por habitante

D: Es densidad de Población

P: Es la población servida la cual se estima como el producto de la densidad de población (D) y el área residencial bruta acumulada de drenaje sanitario. Esta área debe incluir las zonas recreacionales.

$$P = D \cdot A$$

R: Es el coeficiente de retorno, para la estimación del coeficiente de este, pueden utilizarse como guía los rangos de valores descritos en la tabla D.3.1, Título D de la Norma RAS 2000. Ver ANEXO 23.

### **3.2.4.3. Caudal de Aguas Institucionales ( $Q_{ARI}$ )**

Son los líquidos provenientes de edificios institucionales, El consumo de agua de las diferentes instituciones varía de acuerdo con el tipo y tamaño de las mismas, dentro de las cuales pueden mencionarse escuelas, colegios, hospitales, hoteles, entre otros. Para pequeñas instituciones ubicadas en zonas residenciales, los aportes de aguas residuales se estiman a partir de los valores por unidad de área institucional, presentados en la tabla D.3.4. Titulo D de la Norma RAS 2000. Ver ANEXO 24.

### **3.2.4.4. Caudal de Aguas Residuales Industriales ( $Q_{ARI}$ )**

Se llaman aguas residuales industriales a las aguas residuales provenientes de la descarga de industrias de manufactura. El consumo de agua industrial varía de acuerdo con el tipo y tamaño de la industria los aportes de aguas residuales varían con el grado de recirculación de aguas y los procesos de tratamiento. En este caso siendo para industrias pequeñas localizadas en zonas residenciales o comerciales se usaron los valores mostrados en la tabla D.3.2 de caudal por hectárea de área bruta de industria. Titulo D, Norma RAS 2000. Ver ANEXO 25.

### **3.2.5. Caudal Medio Diario de Aguas Residuales ( $Q_{MD}$ )**

El caudal medio diario de aguas residuales, es la suma de los caudales, domestico, comercial, industrial, institucional.

$$Q_{MD} = Q_I + Q_D + Q_{INS} + Q_C$$

### 3.2.6. CAUDAL DE DISEÑO

El caudal de diseño de cada tramo de la red de colectores se obtiene sumando al caudal máximo horario del día,  $Q_{MH}$ , los aportes por infiltraciones y conexiones erradas.

$$Q_D = Q_I + Q_{MH} + Q_{CH}$$

#### 3.2.6.1. Caudal máximo horario ( $Q_{MH}$ )

El caudal máximo horario es la base para establecer el caudal de diseño de una red de colectores de un sistema de recolección y evacuación de aguas residuales. El caudal máximo horario del día, se estima a partir del caudal final medio diario, mediante el uso del factor de mayoración,  $F$ .

$$Q_{MH} = F * Q_{MD}$$

Factor de mayoración

Usa como base el caudal medio diario, tiene en cuenta las variaciones en el consumo de agua por parte de la población. Para nuestro caso, el cálculo de dicho factor se hizo por la ecuación de los ángulos indicada en la norma RAS 2000. Título B, la cual maneja caudales de 2,8 a 28300 L/s.

$$F = \frac{3,53}{Q_{MD}^{0,0914}}$$

### **3.2.6.2. Infiltración (QINF)**

Es inevitable la infiltración de aguas subsuperficiales a las redes de sistemas de alcantarillado sanitario, En ausencia de medidas directas o ante la imposibilidad de determinar el caudal por infiltración, el aporte puede establecerse con base en los valores de la tabla D.3.7. Ver ANEXO 26.

$$Q_{INF} = aporte * A_T$$

### **3.2.6.3. Conexiones erradas (QCE)**

El caudal de las conexiones erradas se define como el faltante para que la capacidad del tubo lleno sea como mínimo 5 veces el caudal medio diario de aguas residuales. Según la norma RAS 2000 título D. Para un nivel de complejidad bajo, el aporte de conexiones erradas puede estimarse en 5 L/hab.día. Ver anexo 27.

### **3.2.7. Diseño de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales**

Para la selección y tratamiento del diseño se tuvieron en cuenta los diferentes parámetros físicos y químicos encontrados en las aguas residuales, así como las características socioeconómicas del municipio de Guacamayas. Ver ANEXO41.

#### **3.2.7.1. Pretratamiento**

Las operaciones usadas en el pretratamiento fueron las siguientes:

##### **3.2.7.1.1. Desbaste con rejillas**

*Coefficiente de Pérdidas menores en rejillas*

Según la ecuación de Kirschmer, encontrada en la norma RAS 2000 título B, la pérdida de energía en una rejilla será:

$$H = \beta \left(\frac{w}{b}\right)^{4/3} h_v \text{sen}\theta$$

H= pérdida de energía, (m)

$\beta$ = Factor de forma de las barras. Ver ANEXO 28

w= ancho máximo de la sección transv de las barras en la dirección de flujo (m)

b= espaciamiento o separación mínima entre las barras

$\theta$ = ángulo de la rejilla con la horizontal.

Hv= altura o energía de velocidad de flujo de aproximación, (m)

$$\text{Área del Canal} \quad A = \left(\frac{Q}{V}\right)$$

$$\text{Altura de la Lámina} \quad y = \left(\frac{A}{B}\right)$$

$$\text{Longitud de la rejilla} \quad L = \frac{y}{\text{sen}\alpha}$$

$$\text{Área Total} \quad A = B * y$$

$$\text{Numero de rendijas} \quad n * 2 + (n - 1)2.5 = 40$$

Las rejillas que se van a implementar para este diseño son de forma circular debido a su fácil limpieza.

### 3.2.7.1.2. Desarenador

El Diseño de Desarenador que se va a implementar es de flujo horizontal y trabaja para los tres regímenes laminar, de transición y turbulento. VER ANEXO 30.

Velocidad de asentamiento

*Flujo Laminar* 
$$V = \frac{1}{18} \left( \frac{\rho_s - 1}{\mu} \right) d^2$$

*Flujo de Transición* 
$$V_s = 0.22 \left[ \frac{\rho_s - \rho}{\rho} * g \right]^{\frac{2}{3}} \left[ \frac{d}{(\mu/\rho)^{1/3}} \right]$$

*Flujo Turbulento* 
$$V_s = \frac{1}{18} g \left[ \frac{\rho_s - \rho}{\mu} \right] d^2$$

*Se comprueba el número de Reynolds* 
$$Re = \frac{d * \rho * V_s}{\mu}$$

*Velocidad a la cual se inicia el arrastre* 
$$V_a = 125 \sqrt{(\rho_s - 1)} * d$$

*Velocidad Horizontal* 
$$V_H = V_a * F_s$$

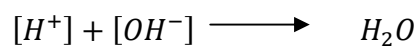
*Sección Transversal* 
$$A_t = \frac{Q_{Diseño}}{V_H}$$

*Tiempo de retención* 
$$t = \frac{L}{V_H}$$

### **3.2.7.1.3. Neutralización**

*La neutralización se hará adicionando una concentración de NaOH al 50% p/p*

$$PH = - \log [H^+]$$



$$[H^+] = [OH^-]$$

$$NaOH_{REQ} = \frac{[OH^-]Q}{[NaOH]Cargara Hidráulica}$$

#### 3.2.7.1.4. Tanque de Igualamiento

El volumen del tanque de igualamiento se calcula mediante un diagrama de masas, en el cual el caudal afluente acumulado se grafica contra la hora del día.

#### 3.2.7.2. Tratamiento Primario

La remoción de sólidos suspendidos se llevo a cabo en un Tanque Imhoff.

##### 3.2.7.2.1. Tanque Imhoff

Se va a diseñar un tanque Imhoff de forma rectangular con tres compartimentos. Cámara de sedimentación, cámara de digestión de lodos, cámara de natas.  
Ver ANEXO 40.

Área del sedimentador  $A_s = \frac{Q_D}{C_S}$

Volumen del sedimentador

$$V_s = Q_D * R$$

Longitud mínima del vertedero de salida

$$L_v = \frac{Q_{max}}{C_{hv}}$$

Volumen de almacenamiento y digestión

$$V_d = \frac{70 * P * f_{cr}}{1000}$$

### **3.2.7.2.2. Manejo del biogás**

En plantas de tratamiento de aguas negras domésticas, se recolectan ciertas cantidades de biogás que representan un peligro debido a que el metano en mezcla con el aire en proporciones del 5% al 15% es explosivo. Para evitar esto se recoge el gas en mangueras para posteriormente quemarlo y así mismo minimizar la generación de olores. El gas secundario que se produce por el desprendimiento de sustancias disueltas en el efluente del reactor será igualmente recogido y tratado para minimizar los impactos por olores desagradables.

### **3.2.7.2.3. Control de olores**

Para prevenir la formación de olores, debe evitarse la acumulación de espumas en la superficie, la acumulación de lodos en las paredes de los tanques y materia orgánica en los vertederos efluentes. Aunque debe mantenerse una concentración de lodos de retorno, los olores pueden minimizarse si el licor mezclado sedimentado se remueve del piso del tanque tan rápido como sea posible y se devuelve a los tanques de aireación.

### **3.2.7.3. Tratamiento secundario**

Para este tratamiento se implementaron los siguientes equipos:

#### **3.2.7.3.1. Filtro Percolador**

Para el diseño del filtro, se usaron como base las ecuaciones del NRC, de filtros primarios de una etapa y filtros de segunda etapa. El medio de soporte para el

filtro que se va a usar en la Planta es piedra de rio pequeña. El filtro, es un filtro de taza alta. Ver ANEXO 32

$$\text{Área del filtro} \quad A = \frac{Q}{\text{Carga superficial}}$$

$$\text{Diámetro} \quad \Phi = \sqrt{\frac{4A}{\pi}}$$

$$\text{Eficiencia} \quad E_1 = \frac{1}{1 + 0,44 \sqrt{\frac{W_1}{V_1 F_1}}}$$

*Factor de recirculación del filtro o número de pasos del material orgánico.*

$$F_1 = \frac{1 + R_1}{(1 + 0,1R_1)^2}$$

*Para Filtros de segunda Etapa*

$$\text{Eficiencia} \quad E_2 = \frac{1}{1 + \frac{0,443}{1 - E_1} \sqrt{\frac{W_2}{V_2 F_2}}}$$

*Tiempo de Retención*

$$\theta = \frac{V}{Q}$$

### 3.2.7.3.2. Aireación

Para la aireación, en este caso se utilizaron los sistemas en cascada.

$$\text{Relación deficitaria de Oxígeno disuelto} \quad r = \frac{C_s - C_o}{C_s - C}$$

*Altura de la Cascada de Oxigenación*  $H = \frac{R-1}{0,361ab (1+0,046T)}$

*Tiempo Transcurrido*  $t = \sqrt{2nh/g}$

*Velocidad*  $V = \sqrt{2g * h}$

### 3.2.7.3.3. Desinfección

El procedimiento de desinfección se llevara a cabo utilizando cloro como desinfectante. El proceso para la aplicación de este se lleva a cabo mediante un resalto hidráulico, que me permite una mezcla homogénea entre el cloro y el agua.

*Demanda de Cloro*

$$Demanda\ Cloro = dosis\ cloro - cloro\ residual$$

*Dosis de Cloro al Día*

$$Dosis\ Cloro / día = Cloro\ añadido * Q_{DISEÑO}$$

#### 3.2.7.3.3.1. Cálculo del Resalto Hidráulico

Se hace para llevar a cabo la cloración

*Distancia*  $L_m = 4,3P^{0,1} * h_c^{0,9}$

*Profundidad crítica de flujo*  $h_c = \left(\frac{q^2}{g}\right)^{1/3}$

*Caudal por unidad de ancho del vertedero.*  $q = \frac{Q}{B}$

Velocidad  $V_1$

$$V = \frac{q}{h_1}$$

Numero de Froude

$$F = \frac{V_1}{\sqrt{gh_1}}$$

Profundidad del agua en sección

$$h_2 = \frac{h_1}{2} \left( \sqrt{1 + 8F_1^2} - 1 \right)$$

Perdida de Energía ( $h$ )

$$h = \frac{(h_2 - h_1)^3}{4h_2h_1}$$

Longitud del resalto

$$L = 6(h_2 - h_1)$$

Velocidad media en el resalto

$$V_m = \frac{V_1 + V_2}{2}$$

Tiempo de mezcla rápida

$$t = \frac{L_j}{V_m}$$

#### 3.2.7.4. Tanque de Secado de Lodos

Carga de sólidos que ingresa al sedimentador

$$C = Q * SS$$

C= 84,3609Kg de SS/día.

Masa de sólidos que conforman los lodos

$$M_{sd} = 0,5 * 0,7 * 0,5 * C$$

Volumen diario de lodos digeridos

$$V_{ld} = \frac{M_{sd}}{\rho_{ld} * \%solidos/100}$$

Volumen de Lodos a Extraerse del Tanque

$$Vol = \frac{V_{ld} * t_d}{1000}$$

Área del lecho de secado

$$A = \frac{Vol}{P}$$

### 3.2.7.5. Disposición de Lodos

Luego de que el contenido de humedad de estos lodos es inferior al 80%, son incinerados.

### 3.2.7.6. Cargas contaminantes

*Carga Contaminante DBO*

$$CC_{DBO} = C_{i_{DBO}} * Q_{DISEÑO}$$

*Carga Contaminante DBO removida*

$$CC_{DBOR} = CC_{DBO} * \%mimimo\ de\ remoción$$

*Carga contaminante mínima exigida por la norma*

$$CC_{DBOmin} = CC_{DBO} - CC_{DBOR}$$

*Carga contaminante de DBO efluente*

$$CC_{DBOefluente} = C_{DBOefluente} * Q_{DISEÑO}$$

*Carga Contaminante SS*

$$CC_{SS} = C_{iss} * Q_{DISEÑO}$$

*Carga Contaminante SS removida*

$$CC_{RSS} = CC_{SS} * \% \text{ min remoción}$$

*Carga contaminante mínima exigida por la norma*

$$CC_{SSmin} = CC_{SS} - CC_{RSS}$$

*Carga contaminante de SS efluente*

$$CC_{SSefluente} = C_{SSefluente}$$

#### 4. ANALISIS DE RESULTADOS

Debido a que los caudales de vertimiento en el municipio de Guacamayas son muy pequeños, la carga contaminante es moderada y al número de habitantes; el nivel de Complejidad de la planta a diseñar es Bajo.

Los análisis de laboratorio muestran una carga de SST y DBO de 100mg/L y 110mg/L respectivamente, valor que se encuentra muy por debajo de las características más típicas del agua residual [8].

#### 4.1. TECNOLOGIA A IMPLEMENTAR PARA EL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

Para la implementación de la tecnología, se estudiaron las posibles opciones de tratamientos para plantas de aguas residuales.

##### 4.1.1. EVALUACION DE ALTERNATIVAS

Para la evaluación de las alternativas se tuvieron en cuenta las variables ( $V_i$ ) mostradas en la siguiente tabla. El rango de calificación es de (1-100) en relación con las condiciones del municipio de Guacamayas. Esta evaluación se hizo teniendo en cuenta las tendencias de las características tecnológicas de tratamiento de aguas residuales que serán mostradas en la tabla 1 [17].

Tabla 1. Evaluación de alternativas para la PTAR

EVALUACION DE ALTERNATIVAS TECNOLOGICA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPIO DE GUACAMAYAS							
TECNOLOGIA	CALIFICACION VARIABLE $V_i$ (0-100)						
	COSTO INVERSION	COSTO OPERACION	AREA	COMPLEJIDAD	OLORES	LODOS	IMPACTO AMBIENTAL
LODOS ACTIVADOS	20	20	50	10	80	25	100
LAGUNAS DE ESTABILIZACION	80	100	10	100	25	75	25
TANQUE IMHOFF	50	90	70	50	25	90	75
BIODISCOS	20	20	100	70	75	75	75
FILTRO PERCOLADOR	50	50	50	50	80	50	100
ZANJAS DE OXIDACION	20	30	50	75	80	75	50

#### 4.1.2. IMPORTANCIA ADOPTADA PARA CADA VARIABLE

En la tabla 2, se muestra la importancia dada a cada una de las a variables

Tabla 2. Ponderaciones para cada variable

SUMA $\sum P_i = 1$	PONDERACIONES $P_i$ (0-1) PARA CADA VARIABLE $V_i$						
	COSTO INVERSION	COSTO OPERACION	AREA	COMPLEJIDAD	OLORES	LODOS	IMPACTO AMBIENTAL
1.0	0,25	0,15	0,1	0,1	0,15	0,15	0,1

#### 4.1.3. CALIFICACION PARCIAL

La calificación tecnológica, es el producto entre la importancia adoptada para cada variable y la evaluación dada a la alternativa, como se indica en la tabla 3.

Tabla 3. Calificación parcial

TECNOLOGIA	CALIFICACION PARCIAL ( $V_i * P_i$ )							
	COSTO INVERSION	COSTO OPERACION	AREA	COMPLEJIDAD	OLORES	LODOS	IMPACTO AMBIENTAL	SUMA TOTAL $\sum(V_i * P_i)$
LODOS ACTIVADOS	5	3	5	1	12	3,75	10	39,75
LAGUNAS	20	15	1	0	3,75	11,25	2,5	53,5
T. IMHOFF	12,5	13,5	7	5	3,75	13,5	7,5	62,75
BIODISCOS	5	3	10	7	11,25	11,25	7,5	55
FILTRO PERCOLADOR	12,5	7,5	5	5	12	7,5	10	59,5
ZANJAS DE OXIDAC	5	4,5	5	7,5	12	11,25	5	50,25

Luego de realizar el análisis teniendo en cuenta las ventajas y desventajas de las tecnologías disponibles relacionadas con las características biofísicas y socioeconómicas del municipio, se diseñó una planta de tratamiento que consta de un tanque anaerobio tipo imhoff seguida de un filtro percolador.

#### 4.2. PORCENTAJE DE REMOCIÓN DE DBO - SÓLIDOS SUSPENDIDOS - FÓSFORO - NITRÓGENO – PATÓGENOS

A continuación se muestran los porcentajes de remoción de los componentes de las aguas residuales en cada una de las unidades de tratamiento:

Tabla 4. Porcentaje de remoción de los parámetros en cada equipo.

PARAMETRO	UNIDAD DE TRATAMIENTO	% REMOCION	DBOrem (mg /L)
DBO (mg/L)	DBO inicial: 110mg/L		
	Rejillas	0	-
	Desarenador	5	5,5
	Tanque imhoff	35	36,575
	Filtro Percolador	63	42,7927
		54	13,5714
	DBO final	11,5608	
SST (mg/L)	SST inicial: 100mg/L		
	Rejillas	0	-
	Desarenador	5	5
	Tanque imhoff	60	57
	Filtro Percolador	50	19
Fosforo total (mg/L)	Fosforo Total: 2,7mg/L		
	Rejillas	0	-
	Desarenador	0	-
	Tanque imhoff	30	0,81
	Filtro Percolador	8	0,1512
Nitrógeno Total (mg/L)	Nitrógeno Total: 31,3mg/L		
	Rejillas	0	-
	Desarenador	0	-
	Tanque imhoff	0	-
	Filtro Percolador	50	9,39
Patógenos (NMP/100cm <sup>3</sup> )	Coliformes totales: 33000000		
	Desinfección	99	29700000

Las cantidades de DBO, SST, nitrógeno, fosforo y patógenos, se obtuvieron mediante los porcentajes de remoción que se lograron en cada una de las operaciones.

### 4.3. EFICIENCIAS FINALES DE REMOCION

Las siguientes fueron las remociones finales conseguidas en cada uno de los equipos:

Tabla 5. Eficiencias finales de remoción en cada uno de los Equipos.

UNIDAD DE TRATAMIENTO	PARÁMETRO	% REMOCIÓN
Desarenador	DBO	5
	SST	5
Tanque Imhoff	DBO	35
	SST	60
Filtro Percolador	DBO	63
		54
	SST	50

Las eficiencias de remoción para el filtro percolador se calculan mediante las ecuaciones del NRC. Ver ANEXO13. Mientras que en el tanque imhoff y los desarenadores dicha eficiencia de remoción ya esta estandarizada. Ver ANEXO35

Las descargas orgánicas del efluente, nos dejan ver el cumplimiento del requerimiento mínimo de remoción establecido por las normas, con el sistema de reactor tipo tanque imhoff – filtros percoladores.

En el tanque imhoff se obtiene una remoción de 60% de SST y 35% de DBO mientras que en el filtro se obtiene en dos etapas 50% SST el restante de DBO.

El contenido de fosforo y nitrógeno que arrojaron los análisis es de 2,7mg/L y 31,3mg/L respectivamente. Siendo removido el 50% y 8% respectivamente cumpliendo con los requisitos que debe contener el efluente para aguas residuales urbanas.

La desinfección del agua se lleva a cabo con una eficiencia del 90%, eliminando así todos los agentes patógenos, quedando lista para ser usada como agua de riego.

## 5. CONCLUSIONES

- Después de estudiar las posibles opciones para tratar las aguas residuales en el municipio de Guacamayas, la línea de tratamiento lograda en el diseño que cumple con la norma RAS 2000, para aguas residuales. Título E; consta de: desbaste, desarenado, neutralización, igualamiento, tanque imhoff, aireación, filtro percolador y desinfección, al igual que la línea de lodos y gases.
- Debido a la baja cantidad, de DBO y SST contenidas en las aguas residuales en el municipio de Guacamayas no es posible implementar sedimentadores debido a las eficiencias de remoción.
- Para el municipio de Guacamayas, según la caracterización de las aguas residuales, el diseño de tratamiento seleccionado corresponde a un sistema anaerobio con un reactor imhoff seguida de un filtro percolador cumpliendo con el requerimiento mínimo de remoción establecido por la norma para descargas orgánicas (80% de remoción en cuanto a DBO y SST).
- La eficiencia de remoción en el tanque imhoff es de 60% para SST y 35% para DBO lo que indica que para alcanzar la remoción mínima requerida, el proceso debe contar con un tratamiento secundario, para el cual se diseño un filtro percolador.
- Aplicado el tratamiento secundario en el proceso, se alcanza una eficiencia de remoción del 81% y del 85% cumpliendo así con los estándares exigidos por la norma para DBO y SST.
- Luego de estudiar, las características de los lodos activados se determino que para la temperatura del municipio de Guacamayas no son implementables.

## 6. RECOMENDACIONES

- Para poblaciones pequeñas de habitantes se recomiendan los procesos con reactores anaerobios ya que estos consiguen la misma eficiencia, independientemente de la cantidad de SST y DBO que las aguas residuales puedan contener.
- La planta de tratamiento debe construirse a 500m de la residencia más próxima ya que los sistemas anaerobios producen fuertes y ofensivos olores
- Modificar los sistemas de alcantarillado, tratando de eliminar al máximo las conexiones erradas, lo que permitiría un óptimo funcionamiento en la planta de tratamiento de aguas residuales.
- El biogás producido en el bioreactor puede ser purificado para ser posteriormente utilizado como combustible para cocinas.
- Los lodos que resultan de los diferentes tratamientos, luego de ser secados, pueden ser preparados para ser utilizados para Agricultura mediante el riego de estos sobre el suelo como acondicionador y fertilizante ya que son ricos en materia orgánica, nitrógeno y fosforo. Esto reduciría los costos de incineración.
- Es recomendable la revisión periódicamente de la remoción de DBO y SST monitoreando a la entrada y salida de cada bioreactor o estructura hidráulica, con el fin de asegurar el cumplimiento de Remoción exigido por la Norma RAS 2000.
- El agua ya tratada, puede ser usada para riego de plantaciones cuya cosecha no se ingiera cruda como es el caso de verduras, coles, leguminosas. Sino para cultivos como tabaco o maderables.

## BIBLIOGRAFIA

1. ROMERO ROJAS, Jairo Alberto. Tratamiento de Aguas Residuales: teoría y principios de diseño. 3 Ed. Bogotá: Escuela Colombiana de Ingeniería. 2004. 140-147, 288-293, 306-311, 560-568, 639-646,757, 769,817-848. p
2. TCHOBANGLIOUS, George. Sistema de manejo de aguas Residuales: para núcleos pequeños y descentralizados. Mc Graw-Hill 2000. 21-23, 256-258. p
3. WINKLER, Michael. Tratamientos Biológicos de Aguas de Desechos. 1 Ed. Limusa- Noriega Editores.
4. HILLEBOE, Hernán. Manual de Tratamiento de Aguas Negras. 1 Ed. Limusa-Wiley S.A. Cap IV, Cap V, CapVI, Cap VIII. p
5. ROMERO ROJAS, Jairo Alberto. Purificación del Agua. -3 Ed. Escuela Colombiana de Ingeniería. 2005. 35-39, 63-70, p
6. GEYER Fair – OKUN, Abastecimiento de Agua y Remoción de Aguas Residuales: Ingeniería Sanitaria y de Aguas Residuales. Volumen I. 5 Ed. 1983. Limusa.11-15p
7. GEYER Fair – OKUN, Purificación de Aguas y Tratamiento y Remoción de Aguas Residuales: Ingeniería Sanitaria y de Aguas Residuales. Volumen II. 5 Ed. 1984. Limusa. 141, 153-160, 410-413,418-424. p
8. KIELY Gerard, Ingeniería Ambiental: Fundamentos, entornos, tecnologías y sistemas de Gestión. Volumen II. 1 Ed. 1999. Mc Graw-Hill. 612-613, 637, 678, 694-696, 699-702. p

9. REGLAMENTO TÉCNICO DEL SECTOR DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BÁSICO RAS – 2000. Sección II. Título E. Tratamiento de Aguas Residuales. Colombia 2000. 38,50-52, 54,77-78,101, 105.p
10. REGLAMENTO TÉCNICO DEL SECTOR DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BÁSICO RAS – 2000. Sección II. Título B. Tratamiento de Aguas Residuales. Colombia 2000.30-31,33,57-59.p
11. REGLAMENTO TÉCNICO DEL SECTOR DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BÁSICO RAS – 2000. Sección II. Título D. Tratamiento de Aguas Residuales. Colombia 2000. 33-38. p
12. COLOMBIA. DEPARTAMENTO ADMINISTRATIVO NACIONAL DE ESTADÍSTICA DE COLOMBIA. DANE. Censo 2005. [www.dane.gov.co](http://www.dane.gov.co)
13. COLOMBIA. EMPRESA DE SERVICIOS PÚBLICOS DE GUACAMAYAS.
14. COLOMBIA. DEPARTAMENTO DE PLANEACIÓN MUNICIPAL DE GUACAMAYAS. Secretaría de Planeación Municipal.
15. COLOMBIA. CORPORACIÓN AUTÓNOMA REGIONAL DE BOYACA (CORPOBOYACA).
16. ORGANIZACIÓN PANAMERICANA DE LA SALUD, Guía para el diseño de tanques sépticos, lima 2005. Tanques imhoff y Lagunas de estabilización [en línea]. Disponible en <http://www.librospdf.net/tanque-imhoff/3/>
17. MINISTERIO DEL MEDIO AMBIENTE, Gestión para el manejo y disposición final de las aguas residuales. Colombia 2002. 13,45-48

## **ANEXO 1. GENERALIDADES DEL MUNICIPIO DE GUACAMAYAS**

### **Características Geográficas**

El Municipio de Guacamayas se localiza en las estribaciones de la cordillera oriental de los andes colombianos sobre la cuenca del Río Chicamocha que desemboca en el Río Magdalena. Al norte del Departamento de Boyacá, en la provincia de Gutiérrez. Limita por el norte con los municipios del Espino y Macaravita en el Departamento de Santander, por el oriente con los municipios de Panqueba y el Cocuy, y por el sur occidente con el municipio de San Mateo

El Municipio tiene una extensión de 58 kilómetros cuadrados. Está ubicado a 2.296 metros sobre el nivel del mar. En el casco urbano y el perímetro rural oscila entre 1.600 y 3.500 metros sobre el nivel del mar, con una temperatura de 18°C. La cabecera municipal está localizada a 6 grados 28 minutos de latitud norte, a 72 grados y 30 minutos de longitud al oeste del meridiano de Greenwich y a 1 grado 9 minutos y 20 segundos de longitud con relación al meridiano de Bogotá.

### **Climatología;**

El Municipio de Guacamayas presenta las siguientes condiciones climatológicas:

- Precipitación media anual de 1.436 milímetros
- Periodo de lluvias: El primero se presenta en los meses de Marzo, Abril y Mayo, el segundo en Septiembre, Octubre y Noviembre.
- Temperatura media anual. 19°C
- Humedad relativa promedio: 60%

### **Accidentes Geográficos;**

El Municipio de Guacamayas se pueden diferenciar dos zonas: pie de montaña y montaña. En la zona de pie de montaña se encuentran los conos, formaciones que

van de onduladas a inclinadas. Son relativamente angostas localizadas en el pie de las vertientes y ubicadas en la parte baja del municipio son formaciones de acumulación céntrica provenientes de la zona de montaña y presentan erosión ligera por escurrimiento difuso. La zona presenta clima medio muy seco. Dentro de la zona de montaña se encuentra la ladera con alturas que alcanzan hasta los 3.800 metros sobre el nivel del mar. Existe variedad de climas que van desde el medio seco hasta el frío muy húmedo. El relieve en su mayoría es escarpado. Los materiales geológicos imperantes son los sedimentarios, con abundantes lulas y limo lulas intercaladas con areniscas. Al descender aparecen las arcillas, a lo largo de la ladera son frecuentes los desprendimientos, movimientos en masa, derrumbes y hundimientos debido a que el material geológico es poco compacto.

El río más importante es el río Nevado que corre por la parte baja del municipio en los límites con el Espino.

El río más importante es el río Nevado que corre por la parte baja del municipio en los límites con el Espino. Las quebradas más importantes son: Quebrada San Antonio, la principal fuente que corre el municipio, tiene como afluentes la quebrada de Uragon, el Cardon, Laguna Negra, Los Guamos, quebrada Oscura y Mapurito, que desembocan finalmente en el Río nevado. En el límite con el municipio de Panqueba corre la quebrada denominada el Obraje, en donde se extraen materiales como: Piedra, arena y gravilla.

### **Hidrología;**

Guacamayas por su localización geográfica hace parte de la Cuenca del Río Nevado que drena sus aguas hacia el Río Chicamocha y este a su vez hacia el Río Magdalena.

Su posición Geográfica, en la Vertiente Sur del Río Nevado, en área de influencia del cañón del Río Chicamocha, hace prever que el agua es un factor muy

importante porque tiende a escasearse en períodos de intenso verano, Sin embargo hacia la parte alta se cuenta con un nacimiento de agua que es el que provee el casco urbano y veredas aledañas.

### **Alcantarillado;**

Es la recolección municipal de residuos principalmente líquidos, por medio de tuberías y conductos, incluye las actividades complementarias de transporte, tratamiento y disposición final de residuos.

### **Fuentes de Contaminación de las Aguas;**

En el municipio de Guacamayas, la principal fuente de contaminación de Agua viene de la producción de residuos líquidos luego de que esta es suministrada a la comunidad siendo sometida a diversos usos (residencias, instituciones, centros comerciales, usos agropecuarios, a las que eventualmente, pueden agregarse aguas subterráneas, superficiales, pluviales e infiltraciones).

Estas aguas son vertidas por medio de la red de alcantarillado a la quebrada que recibe el nombre de surcabasiga, sin ser sometida a un previo tratamiento.

## ANEXO 2. PRINCIPALES CONSTITUYENTES DE LAS AGUAS RESIDUALES

CONSTITUYENTES	RAZONES DE INTERES
Sólidos suspendidos totales	Formación de depósito de lodos y Condiciones anaerobias.
Compuestos orgánicos Biodegradables	Agotamiento de oxígeno en fuentes naturales y desarrollo de condiciones sépticas.
Constituyentes inorgánicas Disueltas	Aplicaciones en el reciclaje y en la reutilización de aguas residuales.
Metales pesados	Constituyentes metálicos adicionado por el Uso. Muchos metales se clasifican como Polutantes de prioridad.
Nutrientes	Crecimiento excesivo de la vida acuática indeseable, eutroficación, concentración de nitratos para consumo.
Patógenos	Transmisión de enfermedades.
Polutantes Orgánicos Prioritarios.	Sospechosos de ser carcinogénicos, mutagénicos o de toxicidad aguda alta.

### ANEXO 3. PRINCIPALES ANALISIS QUE SE LLEVAN A CABO A LAS ARD

PRUEBA	ABREVIATURA	USOS O SIGNIFICADO DEL RESULTADO
Características Físicas		
Sólidos Totales	ST	Determinar la clase de proceso u operación más apropiada para su tratamiento.
Sólidos Fijos Totales	SFT	
Sólidos suspendidos Totales	SST	
Sólidos suspendidos volátiles	SSV	
Sólidos suspendidos fijos	SSF	
Sólidos disueltos Totales	SDT	Estimar la reutilización potencial Del agua residual.
Características químicas Inorgánicas		
pH	$\text{pH} = \log_{10} 1/[\text{H}^+]$	Medida de la acidez o basicidad de una solución acuosa.
Cloruros	$\text{Cl}^-$	Evaluar la posibilidad de ser empleada en uso agrícola.
Sulfatos	$\text{SO}_4^{-2}$	Estimar la formación potencial de olores y de tratamiento apropiado de lodos residuales. Nitritos
$\text{NO}_2^-$	Usado para establecer el grado	de descomposición del agua residual; las formas oxidadas pueden tomarse como una medida del grado de oxidación.
Fósforo total	FT	
Fósforo orgánico	$\text{P}_{\text{org}}$	
Amonio libre	$\text{NH}_4^+$	
Nitrogeno orgánico	N. org	
Nitrógeno Total	NT	
Metales	As,Cd,Ca,Cr,Co,Cu,Pb, Mg,Hg,Ni,Se,Na,Zn,Mo	Estimar los posibles efectos tóxicos en el tratamiento.
Gases	$\text{O}_2, \text{CO}_2, \text{NH}_3, \text{H}_2$	Presencia o ausencia de un gas específico

### Características químicas orgánicas

Demanda bioquímica Carbonácea de Oxígeno a cinco días	DBOC <sub>5</sub>	Medida de la cantidad de oxígeno requerida para estabilizar biológicamente un residuo.
Demanda bioquímica Carbonácea de oxígeno Última	DBOU	Medida de la cantidad de oxígeno requerido para estabilizar biológicamente un residuo.
Demanda de oxígeno Nitrogenácea	DON	Medida de la cantidad de oxígeno requerido para oxidar biológicamente el nitrógeno amoniacal de un agua residual a nitratos.
Demanda química de Oxígeno.	DQO	Usada como sustituto de la prueba DBO.
Carbono orgánico Total.	COT	Usada como sustituto de la prueba DBO.

### Características Biológicas

Organismos Coliformes	NMP	Estimar la presencia de bacterias patógenas y la eficiencia del proceso de desinfección.
Microorganismos Específicos	Bacterias, protozoos, helmintos, virus.	
Toxicidad	UT <sub>A</sub> y UT <sub>C</sub>	Unidad Tóxica Aguda, Unidad Tóxica crónica.

ANEXO 4. PLANILLAS DE MONITOREO

MONITOREO ARM MUNICIPIO DE GUACAMAYAS BOYACA.																	
Muestras Tomadas con fines de estudio de Vertimientos, Para Fracturar los siguientes Analisis: DBO 5 - DGO, SST, coliformes YoBo: Arq. Alexandra Tarazona. Tctas y fecales, cloruros, oxigeno disuelto, Nitrogeno Tctal, Kjeldalh, Fosforo, potasio, grasa, tensioactivos, acidez, alcalinidad.																	
Luis Eduardo Moreno Torres. cc. 13.523.369 de Malaga Responsable de la Toma																	
Fecha Inicio: aic-13 Fecha Term. aic-14 Pagina 1 de 1																	
DIA	HORA	Vertimiento Oriente						Vertimiento Occidente									
		Q-TUB Ips.	V - C	pH	T°C	M.S	M.C	M.I	mtra No	Q-TUB Ips.	V - C	pH	T °C	M.S	M.C	M.I	mtra No
dic-13	3:00pm	0,22	V	7	20	x				1,63	V	6	20	x			
	5:00pm	0,044	V	7	20	x			0,428	V	6	20	x				
	7:00pm	0,02	V	7	19,5	x			1,81	V	7	19,5	x				
	9:00pm	0,085	V	7	20	x			1,82	V	6,5	20	x				
	11:00pm	0,016	V	5	20	x			1,11	V	6	20	x				
dic-14	4:00am	0,02	V	5	18,5	x	X		1,26	V	6	19	x	X			
	5:30am	0,18	V	5	18	x			1,88	V	6	19	x				
	7:00am	0,19	V	7	19	x			2,43	V	7	18,5	x				
	9:30am	0,1	V	7	19,5	x			3,29	V	6	18,5	x				
	11:00am	0,28	V	7	19,5	x			2,43	V	6,5	20	x				
dic-15	1:00pm	0,1	V	7	20	x			2,85	V	7	20	x				
	3:00pm	0,37	V	6,5	20	x			2,65	V	6,5	20	x				
	5:00pm	0,20	V	7	20	x			3,89	V	6,5	19,5	x				
	7:00pm	0,1	V	7	18	x			5,17	V	6,5	17	x				
	9:00am	0,87	V	7	19	x			4,54	V	6	17	x				
dic-16	1:00am	0,16	V	6,5	20	x	X		2,59	V	7	19,5	x	X			
	3:00pm	0,14	V	7	20	x			3,89	V	6,5	20	x				
	5:00pm	0,08	V	7	20	x			3,87	V	6,5	19,5	x				
	7:00pm	0,093	V	7	21	x			5,55	V	6	19	x				
	9:00pm	0,31	V	6,5	20	x			4,92	V	6	18,5	x				
dic-16	1:00pm	0,36	V	7	19	x			9,72	V	6	18					
	3:00pm	1,12	V	5	19				12,5	V	6	18					
	5:00pm	0,23	V	7	20	x	X		10,17	V	6	17	x				
	7:00am	0,14	V	6,5	20,5	x			5,43	V	6	17,5	x	X			
	9:00am	0,16	V	5	21	X			3,28	V	6,5	19,5	X				

## ANEXO 5. RESULTADOS DE ANALISIS DE LABORATORIO



Duitama, 21 de Diciembre de 2009

### INFORME DE RESULTADOS DE ENSAYOS AG-8578 - 09

#### IDENTIFICACION

Solicitante: **CONSORCIO AMBIENTAL 2009**  
 Dirección: Calle 20 10-05 Sogamoso  
 Ensayo Realizado: Físicoquímico y Microbiológico  
 Tipo de Agua: Residual Doméstica  
 Sitio de Muestreo: Vertimiento de aguas residuales Guacamayas  
 Punto Exacto de Toma: Emisario final  
 Tipo de Muestreo: Compuesto  
 Fecha y Hora de Muestreo: 13/12/2009 07:00 Al 14/12/2009 06:00  
 Recolectada por: Pablo Muñoz  
 Fecha y Hora de Recepción: 14/12/2009 17:00  
 Objeto: Caracterización  
 Condición de Recepción: Refrigerada  
 Período de Análisis: De 14/12/2009 a 21/12/2009

DESCRIPCION	EXPRESIÓN	VALOR OBTENIDO	VALOR MAX. ACEPTABLE	METODO
<b>ENSAYO</b>				
DBO <sub>5</sub> Total	mg/L O <sub>2</sub>	110	N.A.	Incubación
DQO Total	mg/L O <sub>2</sub>	258	N.A.	Reflujo cerrado-Colorimétrico
Fósforo Total	mg/L	2,7	N.A.	Digestión/Espectrofotométrico V.M.
Grasas y Aceites	mg/L	11	N.A.	Gravimétrico - Partición
Nitrogeno Total	mg/L N	31,3	N.A.	Kjeldhal
pH	Unidades	6,00	5,0 9,0	Electrométrico
Sólidos suspendidos totales	mg/L	100	N.A.	Filtración/Gravimétrico
Temperatura	°C	22,9	< 40	Sensor calibrado
Coliformes Totales	NMP/100cm <sup>3</sup>	33 x 10 <sup>6</sup>	N.A.	Tubos múltiples ferment.
Coliformes Fecales	NMP/100cm <sup>3</sup>	17 x 10 <sup>6</sup>	N.A.	Tubos múltiples ferment.

PAGINA: 1 DE 2

CARRERA 33 Nº 16 - 27 TEL: 7614955 FAX: 7614647 DUITAMA E-mail: [analizar1@telecom.com.co](mailto:analizar1@telecom.com.co)

## ANEXO 6. CALCULO PARA LA PROYECCION DE POBLACION

### METODO GEOMETRICO

$$P_f = P_{uc} (1 + r)^{T_f - T_{uc}} \quad \text{Dónde} \quad r = \left( \frac{P_{uc}}{P_{ci}} \right)^{\left( \frac{1}{T_{uc} - T_{ci}} \right)} - 1$$

$$P_f = 586(1 - 0,0173550)^{2035-2005}$$

$P_f = 346.57$  hab.

<i>P<sub>uc</sub> (hab.)</i>	586
<i>P<sub>ci</sub> (hab.)</i>	723
<i>T<sub>uc</sub></i>	2005
<i>T<sub>ci</sub></i>	1993
<i>T<sub>f</sub></i>	2035
<i>R</i>	-0,017355009
<i>P<sub>f</sub> (hab.)</i>	347

Para el cálculo del caudal de diseño se tomara el valor de población del censo realizado a la población de Guacamayas del 2005, debido a que la población de dicho municipio ha venido decreciendo con la Progresión del tiempo.

## ANEXO 7. CALCULO PARA EL CAUDAL DE DISEÑO

### CALCULO DE CAUDALES

#### AGUAS RESIDUALES DOMESTICAS (Q<sub>D</sub>)

C= consumo medio diario por habitante.	150/hab.dia
D= densidad de población	586 hab
P= población servida	586 hab
P= D*A	
R= coeficiente de retorno	0,8 según la norma
Área Total =	18.70 Ha

$$Q_D = \frac{C \cdot P \cdot R}{86400}$$

$$Q_D = 0,81388889 \text{ L/s}$$

#### AGUAS RESIDUALES INDUSTRIALES (Q<sub>I</sub>)

$$A_i = \text{área neta industrial} \quad 0,025\text{Ha}$$

$$Q_I = A_i * \text{aporte}$$

$$Q_I = A_i * 0,4 \text{ L/s.Ha}$$

$$Q_I = 0.01 \text{ L/s}$$

#### AGUAS RESIDUALES COMERCIALES (Q<sub>C</sub>)

$$A_c = \text{área neta comercial} \quad 0,222\text{Ha}$$

$$Q_c = A_c * \text{aporte}$$

$$Q_c = A_c * 0.45 \text{L/s}$$

$Q_c = 0,0999 \text{ L/s}$ .

#### AGUAS RESIDUALES INSTITUCIONALES ( $Q_{IN}$ )

$A_c =$  área neta institucional      0,58Ha

$$Q_{IN} = A_{IN} * aporte$$

$$Q_{IN} = A_{IN} * 0,45 \text{ L/s.Ha}$$

$Q_{IN} = 0,261 \text{L/s.Ha}$

#### CAUDAL MEDIO DIARIO DE AGUAS RESIDUALES

$$Q_{MD} = Q_D + Q_C + Q_I + Q_{IN}$$

$Q_{MD} = 1,184788 \text{L/s}$

#### CAUDAL MAXIMO HORARIO ( $Q_{MH}$ )

$$Q_{MH} = F * Q_{MDf}$$

Los Angeles

$$F = \frac{3,53}{(1,184788)^{0,0914}}$$

$F = 3,475736$

Para un número de habitantes de 586 y un caudal medio diario de 1,1847, el factor de mayoración será de 3,4757.

#### CONEXIONES HERRADAS $Q_{(CE)}$

Para un nivel de complejidad bajo, se trabaja con un caudal de 5L/hab.dia.

$$Q_{CE} = 0,03 \text{ L/s.}$$

INFILTRACION  $Q_{(INF)}$

$$Q_{INF} = \text{Aporte} \cdot A_T$$

$$Q_{INF} = 0,3 \text{ L/s.Ha} \cdot 18,707 \text{ Ha} = 5,6121 \text{ L/s}$$

$$Q_{INF} = 5,6121 \text{ L/s.}$$

CAUDAL DE DISEÑO  $Q_{(D)}$

$$Q_{(D)} = 5,6121 \text{ L/s} + 4,1177 \text{ L/s} + 0,3 \text{ L/s}$$

$$Q_{(D)} = 9,7640 \text{ L/s.}$$

CAUDALES ARD, MAXIMO HORARIO MEDIO DIARIO Y DE DISEÑO	
$Q_{D(L/S)}$	0.81388
$Q_{INS (L/S)}$	0,261
$Q_{IND(L/S)}$	0,01
$Q_{COM(L/S)}$	0,0999
$Q_{CE (L/s)}$	0,03
$Q_{INF (L/s)}$	5,6121
$Q_{md(L/s)}$	1,18478
$Q_{MH(L/s)}$	4,1177
$Q_{DISEÑO(L/s)}$	9,764

## ANEXO 8. CALCULO PARA REJILLAS

Parámetros de diseño
Caudal de diseño $Q_D = 9,764 \text{ L/s} = 0,009764 \text{ m}^3/\text{s}$
Rejillas de forma circular con $\beta = 1,79$
Temperatura $T = 19^\circ\text{C}$
Nivel de Complejidad = bajo

La velocidad de aproximación a las rejillas será de 0,4m/s. dicha velocidad debe encontrarse en un intervalo de 0,3m/s a 0,6m/s.

Calculo del Área

$$Q = Vel * A$$

$$A = \frac{0,009764 \text{ m}^3/\text{s}}{0,4\text{m/s}} = 0,02441\text{m}^2$$

$$A = 0,02441\text{m}^2.$$

Para un ancho de canal (B) de 40cm; 0.4m, la altura de la lamina sería

$$A = y * B$$

$$y = \frac{0,02441\text{m}^2}{0,4\text{m}} = 0,061025\text{m} = 6,1025\text{cm}$$

La longitud de la rejilla será:

$$L = \frac{y}{\text{sen } \alpha}$$

$$\alpha = 70^\circ$$

$$L = \frac{0061025m}{\text{sen } 70}$$

$$L = 0,07885m = 7,8854 \text{ cm}$$

Cálculo del área neta

$$\text{Numero de rendijas} = n * 2 + (n - 1)2.5 = 40$$

$$n=9$$

$$A_{NETA} = A_T - (n * 0,12 * y)$$

$$A_{NETA} = 0,023751m$$

Velocidad por cada Rendija

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0,009764m^3/s}{0,023751m^2} = 0,41$$

$$V = 0,411m/s.$$

Esta velocidad debe estar en un rango de 0,3 a 0,4 m/s.

Cálculo del coeficiente de Pérdidas menores en rejillas

$$H = \beta \left(\frac{w}{b}\right)^{4/3} h_v \text{sen} \theta$$

$$h_v = \frac{v^2}{2g} = \frac{\left(\frac{0,4m}{s}\right)^2}{2 * \frac{9,8m}{s}} = 0,00816$$

$$H = 1,79 \left(\frac{0,4m/s}{0,030m}\right)^{4/3} * 0,00816m^2/s * \text{sen } 70 = 0,43395m$$

La pérdida de cabeza no puede ser mayor de 75cm.

DIMENSIONES DEL CANAL	
Caudal de diseño $Q_d$ ( $m^3/s$ )	0,009764
Velocidad de aproximación de flujo $V$ (m/s)	0.4
Área neta $A$ ( $m^2$ )	0,023751
Ancho del canal $B$ (m)	0,4
Altura de la lámina de agua $h$ (m)	0,1

DIMENSIONES DE LA REJILLA	
Ángulo de rejilla con la horizontal $\theta$ (°)	70
Longitud de la rejilla $L$ (m)	0.07885
Espaciamiento o separación mínima entre barras $b$ (m)	0,030
Ancho del canal $B$ (m)	0,4
Número de barras requeridas $n$ (barras)	9
Perdida de Carga $H$ (m)	0,4339

## ANEXO 9. CALCULO PARA EL DESARENADOR

Se calcula la velocidad de sedimentación de acuerdo a la ley de stokes

Usando un diámetro de partícula  $D_p = 0.005 \text{ cm}$

$$V_s = \frac{1}{18} g \left[ \frac{\rho_s - \rho}{\mu} \right] d^2$$

$$V_s = \frac{1}{18} (981 \text{ cm} / \text{s}^2) \left( \frac{2.65 - 1}{0.010356 \text{ cm}^2 / \text{s}} \right) (0.005 \text{ cm})^2$$

$$V_s = 0.2168 \text{ cm/s}$$

Calculando el número de Reynolds se corrobora flujo laminar.

$$Re = \frac{d * \rho * V_s}{\mu}$$

$$Re = \frac{0.2168 \text{ cm} / \text{s} * 0.005 \text{ cm} * 0.99843}{0.010356 \text{ cm}^2 / \text{s}}$$

$$Re = 0.1045$$

$0.1046 < 0.5$  (se comprueba que es laminar)

Para una partícula con diámetro de **0,12 cm**

Se calcula la velocidad de sedimentación mediante la fórmula de Allen, para flujo transición.

$$V_s = 0.22 \left[ \frac{\rho_s - \rho}{\rho} * g \right]^{\frac{2}{3}} \left[ \frac{d}{(\mu/\rho)^{1/3}} \right]$$

$$V_s = 0,22 \left[ \frac{2,65 - 0,99843}{0,99843} * 981 \right]^{2/3} * \left[ \frac{0,12}{\frac{0,01356^{1/3}}{0,99843}} \right]$$

$$V_s = 15,3234 \text{ cm/s}$$

De manera similar al caso anterior se calcula el número de Reynolds.

$$Re = \frac{d * \rho * V_s}{\mu}$$

$$Re = 177,2786$$

Para un diámetro de partícula de 0,5 cm se calcula la velocidad de sedimentación mediante la ecuación de Newton para flujo turbulento

$$V_s = \frac{1}{18} g \left[ \frac{\rho_s - \rho}{\mu} \right] d^2$$

$$V_s = \frac{1}{18} (981 \text{ cm/s}^2) \left( \frac{2,65 - 1}{0,010356 \text{ cm}^2/\text{s}} \right) (0,5 \text{ cm})^2$$

$$V_s = 51,8419 \text{ cm/s}$$

Se calcula el Reynolds para este caso

$$Re = \frac{d * \rho * V_s}{\mu}$$

$$Re = 2499,0570$$

Los demás parámetros de interés que se presentan en la tabla para los 3 regímenes de flujo se calcularon de la siguiente forma:

Para la Velocidad a la cual se inicia el arrastre:

$$V_a = 125\sqrt{(\rho_s - 1) * d}$$

Para el Coeficiente de Arrastre:

$$C_D = \frac{24}{R} + \frac{3}{\sqrt{R}} + 0.34$$

Para la Velocidad de Asentamiento con el Coeficiente de Arrastre.

$$V_s = \sqrt{\frac{4}{3} * \frac{g}{C_D} (\rho_s - 1) * d}$$

Para la velocidad horizontal  $V_h$ ,

$$V_H = V_a * f_s$$

$f_s$ : factor de seguridad (cambia dependiendo que régimen de flujo sea)

ZONA DE SEDIMENTACION			
Diámetro Cm	Stokes	Allen	Newton
	0,005	0,12	0,5
Vs (cm/s)	0,2169	18,1206	32,4625
As (m2)	4,5	0,0539	0,0301
Va (cm/s)	11,3536	53,2535	71,8071
Vh (cm/s)	7,5691	13,3131	28,7228
Factor de seguridad	1.5	4	2.5
Sección Transversal (m2)	0,128998164	0,073341295	0,0339939
B (m)	1,10		
Prof (m)	0,7		
L (m)	4,0974		

Las dimensiones de la zona de sedimentación se tomaron teniendo en cuenta los datos arrojados por el régimen laminar o de Stokes, debido a que este es el que

presenta mayor área transversal y para el caso de los demás regímenes, el desarenador funciona adecuadamente.

#### ZONA DE ENTRADA

La velocidad en la zona de entrada es 0,2442 m/s (antes de pasar por las ranuras).

Ranuras

Vel de paso  $\leq$  30cm/s

Cd= 0,6

Ranura de= 1x20 ;(15cm horizontal + 5cm vertical)

$$Q = C * A\sqrt{2gh}$$

Calculamos el área de las ranuras

$$A = 73,477947 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área de cada ranura} = 20\text{cm}^2$$

$$\# \text{ de ranuras} = \frac{A \text{ total}}{A \text{ cada ranura}}$$

# ranuras= 3,6739 ranuras, se diseñaran 5 ranuras.

Longitud zona de entrada: 70 cm

#### **Zona de Salida**

La salida debe garantizar el no arrastre de las partículas

$$V_a = 11,3536\text{cm/s}$$

$$A = Q/V_a$$

$$A = 859,9915445\text{cm}^2$$

$$L = A/B$$

L (cm) = 21,4998cm, se toma como 35 cm la longitud de la zona de salida.

Tiempo de retención:

$$t_r = \frac{l}{V_{Hlodos}}$$

$$Tr = \frac{409,23cm}{1,2680cm/s} = 322,7263s = 5,3787 \text{ min}$$

Calculamos el volumen del tanque (zona de sedimentación)

$$V = L \cdot A \cdot B$$

$$V = 4,09 \cdot 1,10 \cdot 0,7$$

$$V = 3149,3L$$

**Zona de lodos:**

Deposito de lodos

$$V \text{ diario} = 843609,3 \text{ L}$$

Carga:

$$\text{Carga} = V \text{ diario} \cdot 300mg/l$$

$$\text{Carga} = 253,082 \text{ Kg lodo/día.}$$

Para calcular el volumen que ocupan esos solidos:

$$P \text{ arena humeda} = 1,9Kg/L$$

$$\rho = masa \frac{masa}{Volumen}$$

$$\text{volumen} = \frac{253,082 \text{ kg}}{1,9 \text{ Kg/lt}}$$

**Volumen** = 133,2014 L almacenados al día

Ahora se determina que altura ocuparan esos lodos.

El área superficial de el tanque (As) es 4,5m<sup>2</sup>

$$H \text{ lodos} = \frac{\text{Volumen de lodos}}{\text{As del tanque}}$$

H lodos = 0,0296m

En una semana la altura que se almacena es de 20,72 cm para el diseño se toma de 30 cm.

La zona de lodos se diseña con una pendiente de 0,4 para facilitar el vaciado de los lodos, de acuerdo a esto la altura efectiva de lodos es de 0,818m.

Para calcular la altura total del desarenador, se utiliza:

$$H \text{ total} = H \text{ lodos} + H \text{ arena} + H \text{ paso del agua}$$

H lodos = 0,3 m + 0,818 m + 0,7m

**H lodos** = 1,818m

## ANEXO 10. CALCULO PARA NEUTRALIZACION

Parámetros de Diseño	
Caudal de Diseño $Q_D$ ( $m^3$ /día)	843,6096
Concentración de NaOH	0,5
PH	6,24
Carga Hidráulica $m^3/m^2$ día	1000

Usando la definición de PH, obtenemos:

$$pH = - \log [H^+]$$

$$pH = 6,248$$

$$[H^+] = 5,649 \cdot 10^{-7} \text{ mol/L}$$

La concentración de  $[OH^-]$  se toma igual.

$$[OH^-] = 5,649 \cdot 10^{-7}$$

Sustancia a utilizar para la neutralización  $\longrightarrow$  NAOH al 50%

REQUERIMIENTOS:

$$1 \text{ mol de NaOH} \rightarrow 40 \text{ g/mol}$$

$$5,649 \cdot 10^{-7} \text{ mol /lt} \rightarrow X$$

$$X = 2,26 \cdot 10^{-5} \text{ kg/kmol.m}^3$$

$$Cantidad\ de\ NaOH_{Req} = \frac{[OH^-] * Q}{[NaOH]Carga\ Hidraulica}$$

$$Cantidad\ de\ NaOH_{Req} = \frac{2,26E - 6Kg/Kmol.m^3 * 843,6096m^3 / dia}{0,5 * 1000m^3/m^2 dia}$$

$$= 0,02188kg/dia$$

Dosificación	
Concentración de [OH <sup>-</sup> ] mol/L	5,49*10 <sup>-7</sup>
Cantidad de NaOH (kg/mol.m <sup>3</sup> )	2,26*10 <sup>-5</sup>
Cantidad de NaOH <sub>requerido</sub> (kg/d)	0,02188

## ANEXO 11. CALCULO PARA EL TANQUE DE IGUALAMIENTO

### VERTIMIENTO ORIENTE

HORA	Q- TUB lps.	tiempo (s)	Qvol L	Vol horario Prom	Vol hora rio Acum	Vol acumulado
	ORIENTE		ORIENTE	ORIENTE	o drenado	al final de periodo
3:00pm	0,22	7200	1584	26931,6	-25347,6	-25347,6
5:00pm	0,044	7200	1900,8	26931,6	-25030,8	-50378,4
7:00pm	0,02	7200	2044,8	26931,6	-24886,8	-75265,2
9:00pm	0,085	7200	2656,8	26931,6	-24274,8	-99540
11:00pm	0,016	18000	2944,8	26931,6	-23986,8	-123526,8
4:00am	0,02	5400	3052,8	26931,6	-23878,8	-147405,6
5:30am	0,18	5400	4024,8	26931,6	-22906,8	-170312,4
7:00am	0,19	9000	5734,8	26931,6	-21196,8	-191509,2
9:30am	0,1	9000	6634,8	26931,6	-20296,8	-211806
11:00am	0,28	7200	8650,8	26931,6	-18280,8	-230086,8
1:00pm	0,1	7200	9370,8	26931,6	-17560,8	-247647,6
3:00pm	0,37	7200	12034,8	26931,6	-14896,8	-262544,4
5:00pm	0,2	7200	13474,8	26931,6	-13456,8	-276001,2
7:00pm	0,1	43200	17794,8	26931,6	-9136,8	-285138
7:00am	0,87	7200	24058,8	26931,6	-2872,8	-288010,8
9:00am	0,16	7200	25210,8	26931,6	-1720,8	-289731,6
11:00am	0,14	7200	26218,8	26931,6	-712,8	-290444,4
1:00pm	0,08	7200	26794,8	26931,6	-136,8	-290581,2
3:00pm	0,093	7200	27464,4	26931,6	532,8	-290048,4
5:00pm	0,31	7200	29696,4	26931,6	2764,8	-287283,6
7:00pm	0,35	7200	32216,4	26931,6	5284,8	-281998,8
9:00pm	1,12	50400	88664,4	26931,6	61732,8	-220266
7:00am	0,23	7200	90320,4	26931,6	63388,8	-156877,2
9:00am	0,14	7200	91328,4	26931,6	64396,8	-92480,4
11:00am	0,16	7200	92480,4	26931,6	65548,8	-26931,6
		Vprom/24	646358,4 26931,6			

Volumen Necesario para almacenamiento: 290581.2L

VERTIMIENTO OCCIDENTE

HORA	Q- TUB Ips.	tiempo (s)	Qvol L	Vol horario Prom	Vol Acumulado	Vol acumulado
	OCCIDENT E		OCCIDENT E	OCCIDENTE	horario oriente	al final de periodo
3:00pm	1,63	7200	11736	60462,9	-48726,9	-48726,9
5:00pm	0,428	7200	3081,6	60462,9	-57381,3	-106108,2
7:00pm	1,81	7200	13032	60462,9	-47430,9	-153539,1
9:00pm	1,32	7200	9504	60462,9	-50958,9	-204498
11:00p m	1,11	18000	19980	60462,9	-40482,9	-244980,9
4:00am	1,26	5400	6804	60462,9	-53658,9	-298639,8
5:30am	1,58	5400	8532	60462,9	-51930,9	-350570,7
7:00am	2,43	9000	21870	60462,9	-38592,9	-389163,6
9:30am	3,29	9000	29610	60462,9	-30852,9	-420016,5
11:00a m	2,43	7200	17496	60462,9	-42966,9	-462983,4
1:00pm	2,35	7200	16920	60462,9	-43542,9	-506526,3
3:00pm	2,65	7200	19080	60462,9	-41382,9	-547909,2
5:00pm	3,89	7200	28008	60462,9	-32454,9	-580364,1
7:00pm	5,17	43200	223344	60462,9	162881,1	-417483
7:00am	4,54	7200	32688	60462,9	-27774,9	-445257,9
9:00am	2,59	7200	18648	60462,9	-41814,9	-487072,8
11:00a m	3,39	7200	24408	60462,9	-36054,9	-523127,7
1:00pm	3,87	7200	27864	60462,9	-32598,9	-555726,6
3:00pm	5,55	7200	39960	60462,9	-20502,9	-576229,5
5:00pm	4,92	7200	35424	60462,9	-25038,9	-601268,4
7:00pm	9,72	7200	69984	60462,9	9521,1	-591747,3
9:00pm	12,5	50400	630000	60462,9	569537,1	-22210,2
7:00am	10,17	7200	73224	60462,9	12761,1	-9449,1
9:00am	6,43	7200	46296	60462,9	-14166,9	-23616
11:00a m	3,28	7200	23616	60462,9	-36846,9	-60462,9
	Vh prom/24		1451109,6			
			60462,9			

Volumen Necesario para almacenamiento

601,268,4L

Los valores positivos indican que el agua residual se está almacenando en el tanque mientras que los valores negativos indican que se requiere extraer agua del tanque de homogenización.

Para determinar el volumen necesario de almacenamiento se toma el valor mínimo del volumen acumulado al final del periodo de tiempo.

## ANEXO 12. CALCULO PARA EL TANQUE IMHOFF

Diseño del Sedimentador

Parámetros de Diseño	
Caudal de Diseño ( $Q_D$ ) $m^3/h$	35,1504
Carga superficial ( $C_s$ ) $m^3/m^2h$	1
Periodo de retención Hidráulica(h)	2,5
Carga hidráulica sobre el vertedero ( $Chv$ ) $m^3/(m \cdot dia)$ ,	250
Caudal máximo diario de diseño ( $Q_{max}$ ) $m^3/dia$ .	346,6169

Área del sedimentador ( $A_s$ )

$$A_s = \frac{Q_D}{C_s}$$

$$A_s = \frac{35,1504 m^3/h}{1 m^3/m^2h} = 35,1504 m^2$$

$$A_s = 35,1504 m^2$$

Volumen del sedimentador ( $V_s$ )

$$V_s = Q_D * R$$

$$V_s = 35,1504 m^3/h * 2,5h = 87,876 m^3$$

$$V_s = 87,876 m^3$$

El fondo del tanque será de sección transversal en forma de V y la pendiente de los Lados respecto a la horizontal tendrá 60°.

En la arista central se debe dejar una abertura para paso de los sólidos removidos Hacia el digestor, esta abertura será de 0,20 m.

Uno de los lados deberá prolongarse 20 cm, de modo que impida el paso de gases y sólidos desprendidos del digestor hacia el sedimentador, situación que reducirá la capacidad de remoción de sólidos en suspensión de esta unidad de tratamiento. VER ANEXO 40.

Longitud mínima del vertedero de salida ( $L_v$ )

$$L_v = \frac{Q_{max}}{C_{hv}}$$

$$L_v = \frac{346,6169 \text{ m}^3/\text{dia}}{250 \text{ m}^3/\text{mdia}} = 1,386467\text{m}$$

$$L_v = 1,386467\text{m}$$

Diseño del digestor

Parámetros de Diseño	
Factor de capacidad relativa (fcr) a 19°C	0,76
T (°C)	19
Población (Hab)	586

Volumen de almacenamiento y digestión ( $V_d$ )

$$V_d = \frac{70 * P * f_{cr}}{1000}$$

$$V_d = \frac{70 * 586 * 0,76}{1000} = 31,1752m^3$$

$$V_d = 31,1752m^3$$

El fondo de la cámara de digestión tendrá la forma de un tronco de pirámide invertida (tolva de lodos), para facilitar el retiro de los lodos digeridos.

Las paredes laterales de esta tolva tendrán una inclinación de 30° con respecto a la horizontal.

La altura máxima de los lodos deberá estar 0,50 m por debajo del fondo del sedimentador.

Tiempo requerido para digestión de lodos

A una temperatura T=19°C; el tiempo requerido para la digestión de lodos será de 43 días. VER ANEXO 33.

Frecuencia de retiro de Lodos

Los lodos deberán ser retirados cada 45 días.

Extracción de lodos

El diámetro mínimo de la tubería para la remoción de lodos será de 200 mm y Deberá estar ubicado 15 cm por encima del fondo del tanque.

Para la remoción se requerirá de una carga hidráulica mínima de 1,80 m.

Área de ventilación y cámara de natas

El diseño de la superficie libre entre las paredes del digester y el sedimentador (zona de espuma o natas) se diseño con los siguientes parámetros;

Espaciamiento libre: 1,0m

Superficie libre total: 30 % de la superficie total del tanque

borde libre: 0,30cm

Dimensiones del sedimentador	
Área (As) $m^2$	35,1504
Volumen (Vs) $m^3$	87,876
Longitud mínima del vertedero de salida (Lv) $m$	1,386467
Pendiente	60°

Dimensiones del Digestor	
Volumen (Vd) $m^3$	31,1752
Inclinación	30°
Altura lodos (h)	0,50
Tiempo (días)	43

Dimensiones de Cámara de Natas	
Espaciamiento libre (m)	1,0
<u>S</u> uperficie libre total	30 % de la superficie total del tanque.
borde libre (cm.)	0,30

Eficiencia Tanque Imhoff: 60%

### ANEXO 13. CALCULO TIPO PARA FILTRO PERCOLADOR

Parámetros de Diseño	
Q <sub>D</sub> (m <sup>3</sup> /día)	355,769
Carga Hidráulica (m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> día)	6

El Área del filtro será;

$$A = \frac{Q_D}{C} = \frac{355,769}{6} = 59,2948 \text{ m}^2$$

$$A = 59,2948 \text{ m}^2$$

Para calcular el diámetro

$$\Phi = \sqrt{\frac{4A}{\pi}}$$

$$\Phi = \sqrt{\frac{4 \times 59,2948}{\pi}}$$

$$= 8,6888 \text{ m}$$

Asumiendo un volumen de filtro de 17,5m<sup>3</sup>

Si la relación de vacío para filtros de roca en este caso piedra de río pequeña; es de 50%.

El volumen neto será igual,

$$V = 17,5 * 0,50 = 8,75 \text{m}^3$$

Asumiendo una profundidad de 2m

Calculo de la Eficiencia se hará por las Ecuaciones del NRC, para filtros primarios o de una Etapa.

$$E_1 = \frac{1}{1 + 0,44 \sqrt{\frac{W_1}{V_1 F_1}}}$$

donde,

$W_1$ = es la carga orgánica, del agua cruda sedimentada

$E_1$ = Eficiencia fraccional de remoción de DBO(Kg DBO/dia)

$V_1$ =Volumen total del del medio filtrante del filtro de primera etapa (m3)

$F_1$ = Factor de recirculación del filtro o numero de pasos del material orgánico

$R_1$ = relación de Recirculación.

$$F_1 = \frac{1 + R_1}{(1 + 0,1R_1)^2}$$

$R=1$

$W_1 = 67,925 \text{mg/L} = 24,120 \text{ Kg}$

$$F_1 = \frac{1 + 1}{(1 + (0,1 * 1))^2} = 1,652893$$

$F_1 = 1,652893$

$$E = \frac{1}{1 + 0,44 \sqrt{\frac{24,120 \text{Kg}}{1,652893 * 8,75}}} = 0,6315$$

$E_1 = 0,6374$

Segunda Etapa

R= 2

$$F_1 = \frac{1 + 2}{(1 + (0,1 * 2)^2)} = 2,08333$$

$$E_2 = \frac{1}{1 + \frac{0,443}{1 - 0,6374} \sqrt{\frac{9,373681}{2,08333 * 8,75}}} = 0,538728$$

E<sub>2</sub>=0,5346

Tiempo de Retención

$$\theta = \frac{V}{Q}$$

$$\theta = \frac{8,75m^3}{355,769\frac{m^3}{día}} = 35,41min$$

Dimensiones del Filtro	
Area (m <sup>2</sup> )	59,2948
Volumen (m <sup>3</sup> )	8,75
Diámetro(m)	8,68
profundidad (m)	2

## ANEXO 14. CALCULO PARA AIREACION

Parámetros de diseño	
Valor de saturación de oxígeno disuelto $C_0$ (mg/L)	9,17
Concentración de oxígeno disuelto después de la caída C (mg/L)	8
Valor de saturación de oxígeno disuelto $C_s$ (mg/L)	0
Temperatura del agua (°C)	19
a para efluentes de aguas residuales	0,8
b para escalones	1,1

Relación deficitaria de Oxígeno disuelto;

$$r = \frac{C_s - C_0}{C_s} C$$

$$; \quad r = \frac{9,17 \text{ mg/L} - 0 \text{ mg/L}}{9,17 \text{ mg/L} - 8 \text{ mg/L}} = 7,8376 \text{ mg/L}$$

Altura de la cascada de Oxigenación;

$$H = \frac{R - 1}{0,361ab(1 + 0,046T)}$$

$$H = \frac{5,2735 - 1}{0,361 * 0,8 * 1,1(1 + 0,046 * 19)} = 12,2293 \text{ m}$$

H= 12,2293m

Cascada de 12,22m con 40 escalones de 30cm.

Tiempo Transcurrido

En n descensos, a una altura h, el tiempo transcurrido es;

$$t = \sqrt{2nh/g}$$

n= numero de escalones

h= altura

$$t = \sqrt{\frac{2 * 40 * 12,22m}{9,8 m^2/s}}$$

t=9,9915s

Velocidad

$$V = \sqrt{2gh}$$

$$V = \sqrt{2 * \frac{9,8m^2}{s} * 0,3m}$$

V=2,424871m/s

Distancia hasta la cual llega el chorro (X)

$$X = (V_o \cos \Phi)t$$

$$X = (2,4248 m/s * \cos 30) * 7,6771 = 16,1214m$$

Dimensiones	
Altura de la Cascada H (m)	12,2293
Relación deficitaria de oxígeno R	5,27
Caudal de Diseño $Q_D$ (m <sup>3</sup> /día)	843,6096
Tiempo t (s)	9,9915
Velocidad (m/s)	2,4248
Ancho del Canal (m)	1
Numero de Escalones	38
Altura del Escalón (m)	0,030

## ANEXO 15. CALCULO PARA DESINFECCION

Parámetros de Diseño	
Coeficiente de Dilución	1,5
PH	7
Q <sub>Diseño</sub> (m <sup>3</sup> /día)	843,609
Energía de Activación (cal)	8,2
[ ] cloro residual para un factor de 99% en 15 min (mg/L)	0,0255
Cloro libre (mg/L)	0,019
Cloro añadido (mg/L)	0,74

Demanda de Cloro

$$\text{Demanda Cloro} = \text{dosis cloro} - \text{cloro residual}$$

$$\text{Demanda de Cloro} = 0,74\text{mg/L} - 0,0255\text{mg/L}$$

$$\text{Demanda de Cloro} = 0,7145 \text{ mg/l}$$

Dosis de cloro al día

$$\text{Dosis Cloro / día} = \text{Cloro añadido} * Q_{\text{DISEÑO}}$$

$$\text{Dosis de Cloro al día} = 0,00074\text{kg/m}^3 * 843,609\text{Kg/m}^3$$

$$\text{Dosis de Cloro} = 0,624271 \text{ Kg/día}$$

## ANEXO 16. CALCULO DEL RESALTO HIDRAULICO

Parámetros de Diseño	
Altura del vertedero P(m)	1
Caudal de Diseño Q(L/s)	9.764
Ancho del vertedero B(m)	0,4

Calculo de la distancia Lm.

$$L_m = 4,3p^{0.1} * h_c^{0.9}$$

hc = profundidad crítica de flujo

$$h_c = \left(\frac{q^2}{g}\right)^{1/2}; \quad h_c = \left(\frac{0,02441m^3/s}{9,8m^2/s}\right)^{1/3}$$

$$h_c = 0,039322m$$

q=caudal por ancho del vertedero

$$q = \frac{Q}{B}; \quad q = \frac{0,009764m^3/s}{0,4m}$$

$$q = 0,02441m^2/s.$$

$$L_m = 4,3p^{0.1} * 0.13555^{0.9}$$

$$L_m = 0,233691m$$

Cuando hay resalto, la profundidad del agua en la sección 1 debe estar relacionada con la profundidad crítica.

$$h_1 = \frac{\sqrt{2} * h_c}{1.06 + \sqrt{\frac{p}{h_c} + 1,5}}; \quad h_1 = \frac{\sqrt{2} * 0,13555}{1.06 + \sqrt{\frac{0,9}{0,135554} + 1,5}}$$

$$h_1 = 0,014382m.$$

La velocidad V1 está dada por;

$$V = \frac{q}{h_1}; \quad V = \frac{0,02441m^2/s}{0,05136m}$$

$$V_1 = 1,697259 \text{ m/s.}$$

Calculo del número de Froude;

$$F = \frac{V_1}{\sqrt{gh_1}}; \quad F = \frac{0,4752}{\sqrt{9,8m^2/s * 0,05136m}}$$

$$F_1 = 4,520904$$

Calculo de h<sub>2</sub>

$$h_2 = \frac{h_1}{2} (\sqrt{1 + 8F^2} - 1); \quad h_2 = \frac{0,01438m}{2} (\sqrt{1 + 8 * 4,5209^2} - 1)$$

$$h_2 = 0,085041m$$

Calculo de la velocidad en el punto 2

$$V = \frac{q}{h_1}; \quad V = \frac{0,02441m^2/s}{0,08504m}$$

$$V_2 = 0,287036m/s$$

La pérdida de Energía (h) está dada por;

$$h = \frac{(h_2 - h_1)}{4h_2h_1}; \quad h = \frac{(0,0854m - 0,01438m)}{4 * 0,01438m * 0,08504m}$$

$h = 0,072111\text{m}$

La Longitud del resalto será;

$$L = 6(h_2 - h_1)$$

$$L = 6 \cdot (0,08504\text{m} - 0,01438\text{m})$$

Velocidad media en el resalto;

$$V_m = \frac{V_1 + V_2}{2}$$

$$V_m = 0,992148\text{m/s}$$

Tiempo de mezcla rápida;

$$t = \frac{L_j}{V_m} = 0,427312\text{s}$$

Dimensiones del Resalto Hidráulico	
Profundidad crítica de flujo $h_c$ (m)	0,039322
$q$ ( $\text{m}^2$ )	0,02441
Profundidad $h_1$ (m)	0,014382
Profundidad $h_2$ (m)	0,085041
Velocidad $V_1$ (m/s)	1,697259
Velocidad $V_2$ (m/s)	0,287036
Numero de Froude	4,520904
Longitud (m)	0,423957
Tiempo de mezcla (s)	0,427312
Velocidad media $V_m$ (m/s)	0,992148

## ANEXO 17. CALCULO PARA LECHO DE SECADO DE LODOS

En el Tanque Inhoff.

Parámetros de Diseño	
$Q_D$ (m <sup>3</sup> /día)	843,609
SS (Kg/m <sup>3</sup> )	0,1
$\rho_{\text{lodo}}$ (Kg/l.)	1,15
% de sólidos contenidos en el lodo	10%.
Tiempo de digestión $t_d$ (días)	43
Profundidad de Aplicación P (m)	0,40

Carga de sólidos que ingresa al sedimentador

$$C = Q * SS$$

C= 84,3609Kg de SS/día.

Masa de sólidos que conforman los lodos

$$M_{sd} = 0,5 * 0,7 * 0,5 * C$$

$$M_{sd} = 0,5 * 0,7 * 0,5 * 84,3009 \text{ Kg} / \text{día} = 14,7526 \text{ Kg} / \text{día}$$

$M_{sd} = 14,7526 \text{ Kg} / \text{día}$

Volumen diario de lodos digeridos

$$V_{ld} = \frac{M_{sd}}{\rho_{ld} * \% \text{solidos} / 100}$$

$$V_{ld} = \frac{14,7526 \frac{\text{Kg}}{\text{día}}}{1,15 \text{ Kg} / \text{L} * 0,1} = 128,2834 \text{ L}$$

$V_{ld} = 128,2834 \text{ L}$

Volumen de Lodos a Extraerse del Tanque

$$Vol = \frac{V_{ld} * t_d}{1000}$$

$$Vol = \frac{128,2834L * 43días}{1000}$$

$$Vol = 5,51616m^3$$

Área del lecho de secado

$$A = \frac{Vol}{P}$$

$$A = \frac{5,5161m^3}{0,40m} = 13,790m^2$$

$$A = 13,790m^2.$$

Ancho de los Lechos de Secado

Se asumirá un ancho de Lecho para los lodos de secado de 4m.

Dimensiones	
Carga de solidos C (Kg/dia)	84,36
Masa de sólidos	14,7526
Area (m)	13,790
Volumen de Lodos Vol(m <sup>3</sup> )	5,5161
Ancho B (m)	4

## ANEXO 18. CALCULO PARA CARGAS CONTAMINANTES

Para SST

Carga Contaminante SS

$$CC_{SS} = C_{iss} * Q_{DISEÑO}$$

$$CC_{SS} = 100 \text{ Kg}/\text{m}^3 * 843,609 \text{ m}^3/\text{dia} = 84,3609 \text{ Kg}/\text{dia}$$

Carga Contaminante SST removida

$$CC_{RSS} = CC_{SS} * \% \text{ min remoción}$$

El porcentaje mínimo de remoción de SST es de 80%

$$CC_{RSS} = 84,3609 \text{ Kg}/\text{dia} * 80\% = 67,872 \text{ Kg}/\text{dia}$$

Carga contaminante mínima exigida por la norma

$$CC_{SS\text{efluente}} = C_{SS\text{efluente}} * Q_{DISEÑO}$$

$$CC_{SS\text{efluente}} = 0,019 \text{ kg}/\text{m}^3 * 843,609 \text{ m}^3/\text{dia} = 16,628 \text{ m}^3/\text{dia}$$

Para DBO

Carga Contaminante DBO

$$CC_{DBO} = C_i * Q_{DISEÑO}$$

$$CC_{DBO} = 0,11 \text{ Kg}/\text{m}^3 * 843,609 \text{ m}^3/\text{dia} = 92,7969 \text{ Kg}/\text{dia}$$

Carga Contaminante DBO removida

$$CC_{DBOR} = CC_{DBO} * \% \text{ min de remoción}$$

% mínimo de remoción = 80%

$$CC_{DBOR} = 92,7969 \text{ Kg}/\text{dia} * 80\% = 74,2375 \text{ Kg}/\text{dia}$$

Carga contaminante mínima exigida por la norma

$$CC_{DBOmin} = CC_{DBO} - CC_{DBOR}$$

$$CC_{DBOmin} = 92,7969 \text{ Kg}/\text{dia} - 74,2375 \text{ Kg}/\text{dia} = 18,5593 \text{ Kg}/\text{dia}$$

Carga contaminante de DBO efluente

Después del tratamiento en el tanque Imhoff y los filtros percoladores la concentración final de DBO es de: 0,01217Kg/m<sup>3</sup>

$$CC_{DBOefluente} = C_{DBOefluente} * Q_{DISEÑO}$$

$$CC_{DBOefluente} = 0,01217 \text{ kg}/\text{m}^3 * 843,609 \text{ m}^3/\text{dia} = 10,2667 \text{ Kg}/\text{m}^3$$

**TABLA 1. NORMA RAS 2000. NIVEL DE COMPLEJIDAD. TITULO A**

**TABLA A.3.1**  
**Asignación del nivel de complejidad**

<b>Nivel de complejidad</b>	<b>Población en la zona urbana <sup>(1)</sup> (habitantes)</b>	<b>Capacidad económica de los usuarios<sup>(2)</sup></b>
Bajo	< 2500	Baja
Medio	2501 a 12500	Baja
Medio Alto	12501 a 60000	Media
Alto	> 60000	Alta

Notas : (1) Proyectado al periodo de diseño, incluida la población flotante.

(2) Incluye la capacidad económica de población flotante. Debe ser evaluada según metodología del DNP.

**TABLA 2. NORMA RAS 2000. METODOS DE CALCULO SEGUN EL NIVEL DE COMPLEJIDAD DEL SISTEMA. TITULO D.**

TABLA B.2.1

**Métodos de cálculo permitidos según el Nivel de Complejidad del Sistema**

<b>Método por emplear</b>	<b>Nivel de Complejidad del Sistema</b>			
	<b>Bajo</b>	<b>Medio</b>	<b>Medio alto</b>	<b>Alto</b>
Aritmético, Geométrico y exponencial	X	X		
Aritmético + Geométrico + exponencial + otros			X	X
Por componentes (demográfico)			X	X
Detallar por zonas y detallar densidades			X	X

**TABLA 3. NORMA RAS 2000. DOTACION NETA. TITULO B**

**TABLA B.2.2**  
**Dotación neta según el Nivel de Complejidad del Sistema**

<b>Nivel de complejidad del sistema</b>	<b>Dotación neta mínima (L/hab·día )</b>	<b>Dotación neta máxima (L/hab·día)</b>
Bajo	100	150
Medio	120	175
Medio alto	130	-
Alto	150	-

**TABLA 4. CONTRIBUCION COMERCIAL. NORMA RAS 2000 TITULO D**

**TABLA D.3.3**  
**Contribución comercial**

Nivel de complejidad del sistema	Contribución comercial (L/s · ha com)
Cualquier	0,4 - 0,5

**TABLA 5. COEFICIENTE DE RETORNO. NORMA RAS 2000 TITULO D**

**TABLA D.3.1**

**Coeficiente de retorno de aguas servidas domésticas**

Nivel de complejidad del sistema	Coeficiente de retorno
Bajo y medio	0,7 - 0,8
Medio alto y alto *	0,8 - 0,85

**TABLA 6. CONTRIBUCION INSTITUCIONAL. NORMA RAS 2000. TITULO D.**

**TABLA D.3.4**  
**Contribución institucional mínima en zonas residenciales**

<b>Nivel de complejidad del sistema</b>	<b>Contribución institucional (L/ s-ha inst)</b>
Cualquier	0,4 - 0,5

**TABLA 7. CONTRIBUCION INDUSTRIAL.NORMA RAS 2000. TITULO D**

**TABLAD.3.2**  
**Contribución industrial**

<b>Nivel de complejidad del sistema</b>	<b>Contribución industrial (L/s-ha ind)</b>
Bajo	0,4
Medio	0,6
Medio alto	0,8
Alto	1,0-1,5

**TABLA 8. APORTES POR INFILTRACION. NORMA RAS 2000.TITULO D**

**TABLA D.3.7**

**Aportes por infiltración en redes de sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales**

<b>Nivel de complejidad del sistema</b>	<b>Infiltración alta (L / s·ha)</b>	<b>Infiltración media (L / s·ha)</b>	<b>Infiltración baja (L / s·ha)</b>
Bajo y medio	0,15 - 0,4	0,1 - 0,3	0,05 - 0,2
Medio alto y alto *	0,15 - 0,4	0,1 - 0,3	0,05 - 0,2

**TABLA 9. CONECCIONES ERRADAS.NORMA RAS 2000. TITULO D**

**TABLA D.3.5**  
**Aportes máximos por conexiones erradas con sistema pluvial**

<b>Nivel de complejidad del sistema</b>	<b>Aporte (L / s·ha)</b>
Bajo y medio	0,2
Medio alto y alto	0,1

**TABLA 10. COEFICIENTE DE PÉRDIDA PARA REJILLAS. NORMA RAS 2000.  
TITULO E**

**TABLA E.4.6  
Coeficiente de pérdida para rejillas**

<b>Sección transversal</b>							
<b>Forma</b>	A	B	C	D	E	F	G
<b><math>\beta</math></b>	2.42	1.83	1.67	1.035	0.92	0.76	1.79

**TABLA 11. de ROMERO. CARACTERISTICA DE REJILLAS ENTRE BARRAS**

Tabla 12.1 Característica de rejillas de barras

Característica	De limpieza manual	De limpieza mecánica
Ancho de las Barras	0,5-1,5cm	0,5-1,5cm
Profundidad de las Barras	2,5-7,5cm	2,5-7,5cm
Abertura o Espaciamiento	2,5-5,0cm	1,5-7,5cm
Pendiente con la Vertical	30°-45°	0°-30°
Velocidad de Acercamiento	0,3-0,6m/s	0,6-1m/s
Pérdida de energía Permisible	15cm	15cm

**TABLA 12. GEOMETRIA PARA DESRENADORES. NORMA RAS 2000. TITULO D.**

**TABLA E.4.7  
Geometría recomendada para desarenadores de diferente tipo**

<b>Parámetro</b>	<b>Desarenador de flujo horizontal</b>	<b>Desarenador aireado</b>	<b>Desarenador tipo vórtice</b>
Profundidad (m)	2 - 5	2 - 5	2.5 - 5
Longitud (m)	-----	8 - 20	-----
Ancho (m)	-----	2.5 - 7	-----
Relación Largo : Ancho	2.5 : 1 - 5 : 1	3 : 1 - 5 : 1	-----
Relación Ancho : Profundidad	1 : 1 - 5 : 1	1 : 1 - 5 : 1	-----
Diámetro (m)			
Cámara superior	-----	-----	1 - 7
Cámara inferior			1 - 2

**TABLA 13. TIEMPO REQUERIDO PARA DIGESTION DE LODOS**

**Tabla 2**

<b>Temperatura °C</b>	<b>Tiempo de digestión en días</b>
5	110
10	76
15	55
20	40
>25	30

**TABLA 14. ROMERO. ESTANDARES DE DISEÑO DE SEDIMENTADORES PRIMARIOS**

Tabla 22.1. Estándares de diseño de Sedimentadores primarios							
Tipo de tratamiento	Carga superficial (m/d)		Profundidad (m)	Carga sobre el vertedero (L/s*m)	Tiempo de retención (h)	% remoción	
	Caudal promedio	Caudal pico				DBO	SS
Primario	30	45	> 1,5	< 5,2	2	35 - 40	50-70
	24 – 33		2,1 – 3,6	1,4 – 2,2	1 – 2		

**TABLA 15. CARACTERISTICAS PARA LOS DIFERNTES FILTROS**

**TABLA E.4.20**  
**Características de diseño para los diferentes tipos de filtros percoladores**

	Tasa baja	Tasa intermedia	Tasa alta	Super alta tasa	Rugoso	Dos etapas
Medio filtrante	Roca, escoria	Roca, escoria	Roca	Plástico	Plástico, madera roja	Roca, plástico
Carga hidráulica, m <sup>3</sup> /(m <sup>2</sup> ·d)	0.9 - 3.7	3.7 - 9.4	9.4 - 37.4	14.0 - 84.2	46.8 - 187.1 (no incluye recirculación)	9.4 - 37.4 (no incluye recirculación)
Carga orgánica, kgDBO <sub>5</sub> /(m <sup>3</sup> ·d)	0.1 - 0.4	0.2 - 0.5	0.5 - 1.0	0.5 - 1.6	1.6 - 8.0	1.0 - 1.9
Profundidad, m	1.8 - 2.4	1.8 - 2.4	0.9 - 1.8	3.0 - 12.2	4.6 - 12.2	1.8 - 2.4
Tasa de recirculación	0	0 - 1	1 - 2	1 - 2	1 - 4	0.5 - 2
Eficiencia de remoción de DBO <sub>5</sub> , %	80 - 90	50 - 70	65 - 85	65 - 80	40 - 65	85 - 95
Efluente	Bien nitrificado	Parcialmente nitrificado	Poca nitrificación	Poca nitrificación	No nitrificación	Bien nitrificado
Desprendimiento	Intermitente	Intermitente	Continuo	Continuo	Continuo	Continuo

**TABLA 16. PROPIEDADES FÍSICAS MEDIOS DE PARA FILTROS PERCOLADORES**

Propiedades Físicas de Medios para Filtros Percoladores.

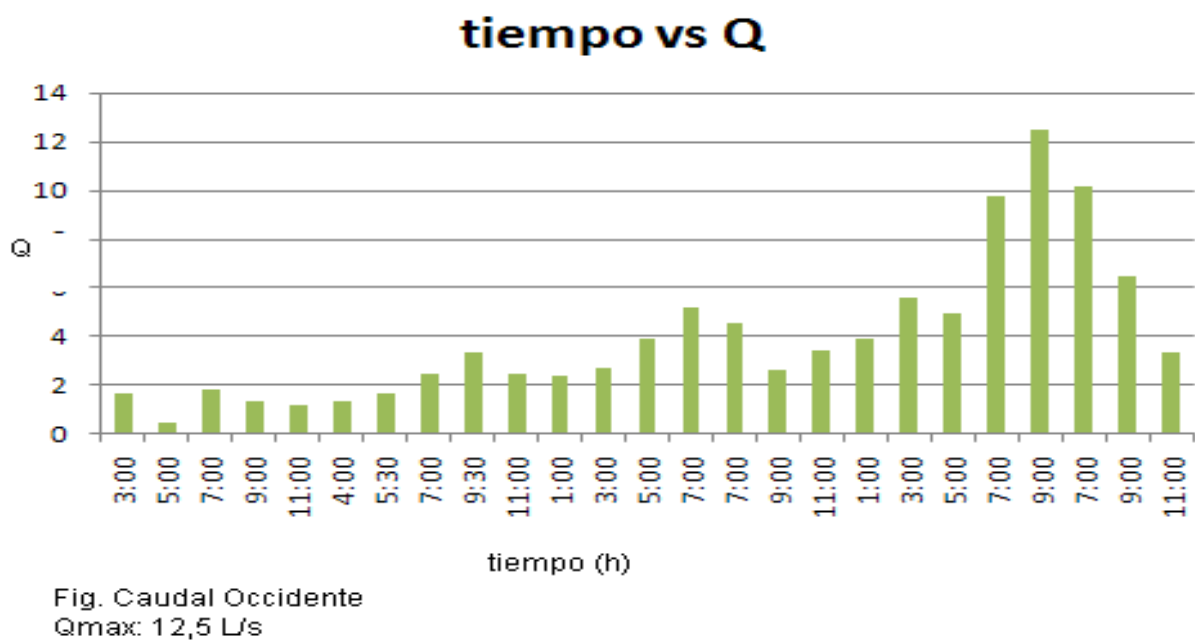
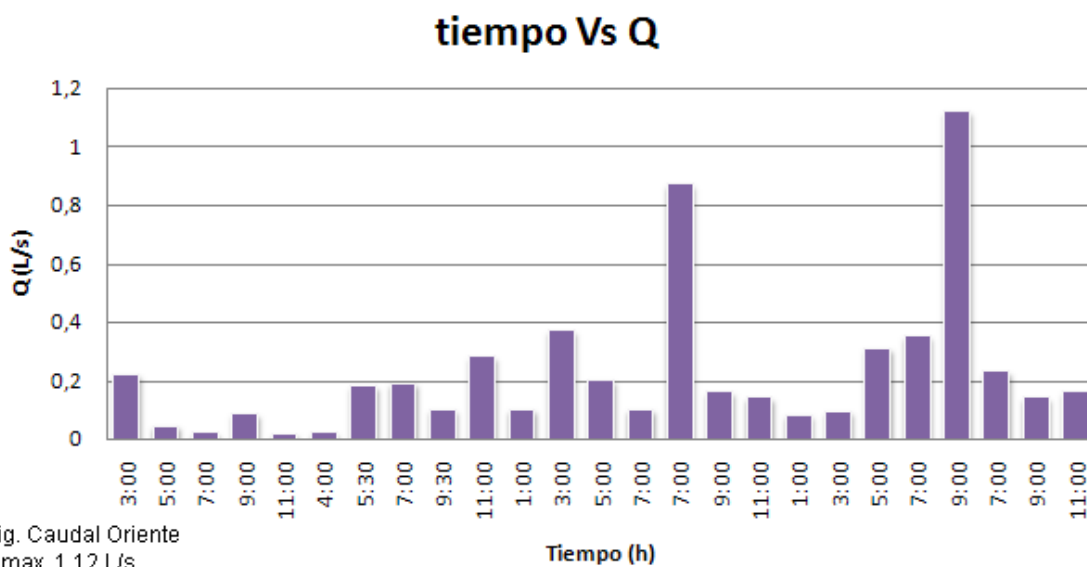
Medio	Tamaño Nominal, cm	Unidades por Metro Cúbico	Densidad Kg/m <sup>3</sup>	Área Superficial Específica, m <sup>2</sup> /m <sup>3</sup>	% de Vacíos
Plástico	61 x 61 x 122	71 - 106	32 - 96	82 - 115	94 - 97
Convencional	60 x 60 x 120	---	30 - 100	80 - 100	94 - 97
Alta área	60 x 60 x 120	---	30 - 100	100 - 200	94 - 97
Pino californiano	120 x 120 x 90	---	165	46	76
	120 x 120 x 50	---	150 - 175	40 - 50	70 - 80
Granito	2,5 - 7,5	---	1442	62	46
	10	---	---	43	60
Escoria					
Alta horno	5 - 7,5	1766 - 2119	1089	66	49
Pequeña	5 - 8	---	900 - 1200	55 - 70	40 - 50
Grande	7,5 - 12,5	---	800 - 1000	45 - 60	50 - 60
Piedra de río					
Pequeña	2,5 - 6,5	---	1250 - 1450	55 - 70	40 - 50
Grande	10 - 12	---	800 - 1000	40 - 50	50 - 60

**TABLA 17. PORCENTAJE DE REMOCIÓN DE LOS DIFERENTES TRATAMIENTOS**

**Eficiencias típicas de remoción**

Unidades de tratamiento	Eficiencia en la remoción de constituyentes, porcentaje						
	DBO	DQO	SS	P	N Org	NH <sub>3</sub> -N	Patógenos
Rejillas	desp. <sup>1</sup>	desp.	desp.	Desp.	desp.	desp.	Desp.
Desarenadores	0-5	0-5	0-10	Desp.	desp.	desp.	Desp.
Sedimentación primaria	30-40	30-40	50-65	10-20	10-20	0	desp.
Lodos activados (convencional)	80-95	80-95	80-90	10-25	15-20	8-15	desp.
Filtros percoladores							desp.
Alta tasa, roca	65-80	60-80	60-85	8-12	15-50	8-15	
Super tasa, plástico	65-85	65-85	65-85	8-12	15-50	8-15	
Cloración	desp.	desp.	desp.	Desp.	desp.	desp.	100
Reactores UASB	65-80	60-80	60-70	30-40	---	---	desp.
Reactores RAP	65-80	60-80	60-70	30-40	---	---	desp.
Filtros anaerobios	65-80	60-80	60-70	30-40	---	---	desp.
Lagunas de oxidación							
Lagunas anaerobias	50-70	---	20-60	---	---	---	90-99.99
Lagunas aireadas	80-95	---	85-95	---	---	---	90-99.99
Lagunas facultativas	80-90	---	63-75	30	---	---	90-99.99
Lagunas de maduración	60-80	---	85-95	---	---	---	90-99.99
Ultravioleta	desp.	desp.	desp.	Desp.	desp.	desp.	100

**FIGURA.1. REPRESENTACION GRAFICA Q vs TIEMPO**



**FIGURA.2. REPRESENTACION GRAFICA PH vs TIEMPO**

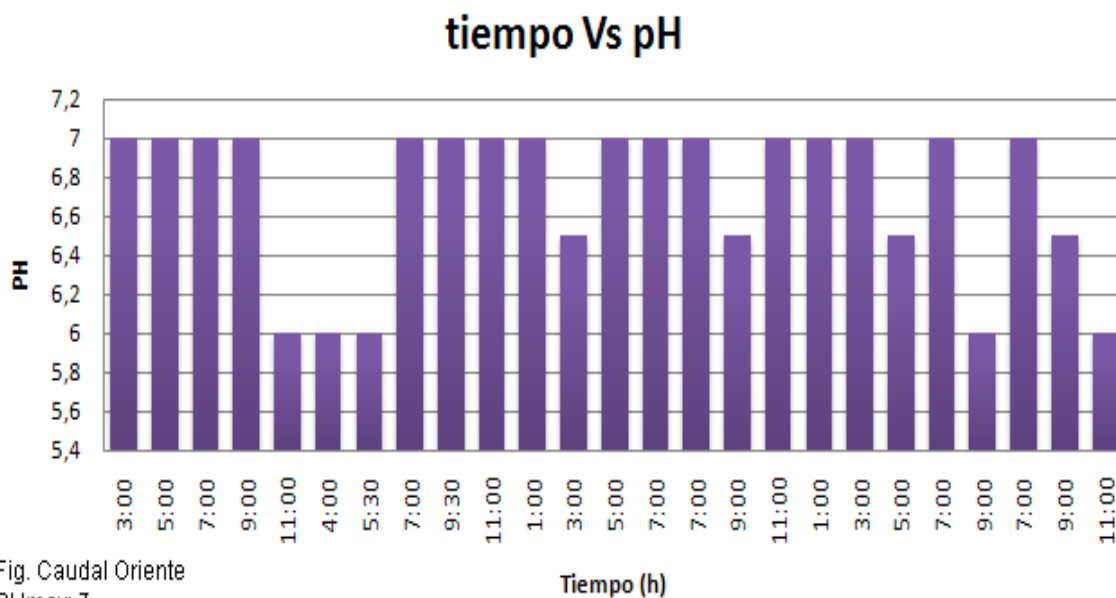


Fig. Caudal Oriente  
PHmax: 7

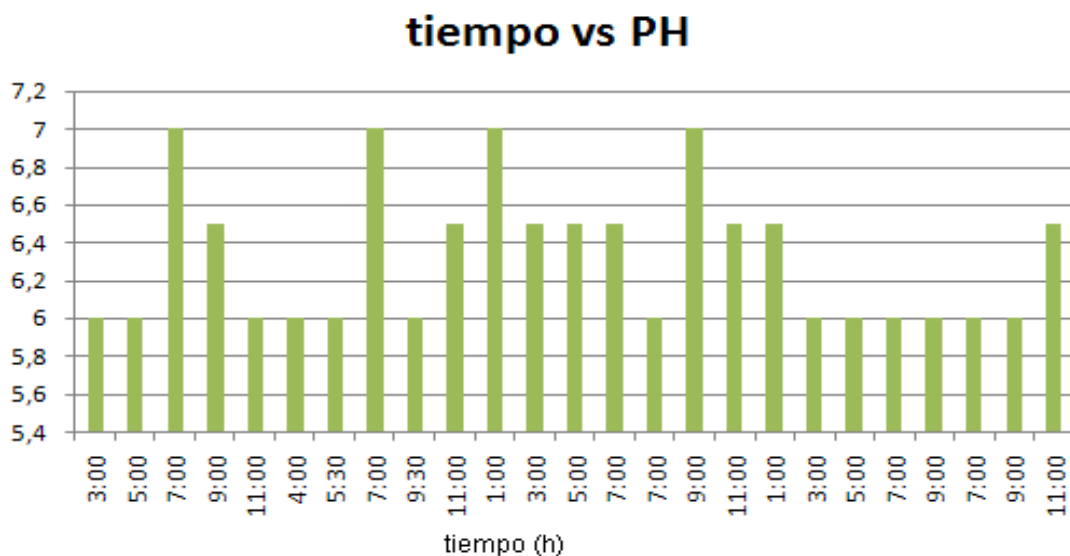


Fig. Caudal Occidente  
PHmax: 7

**FIGURA.3. REPRESENTACION GRAFICA T vs TIEMPO**

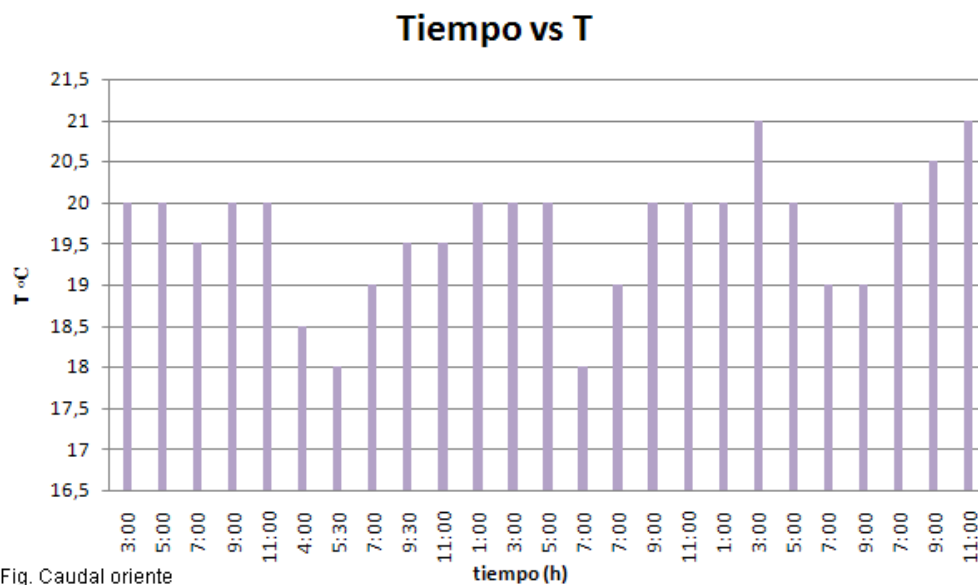


Fig. Caudal oriente  
Tmax: 21

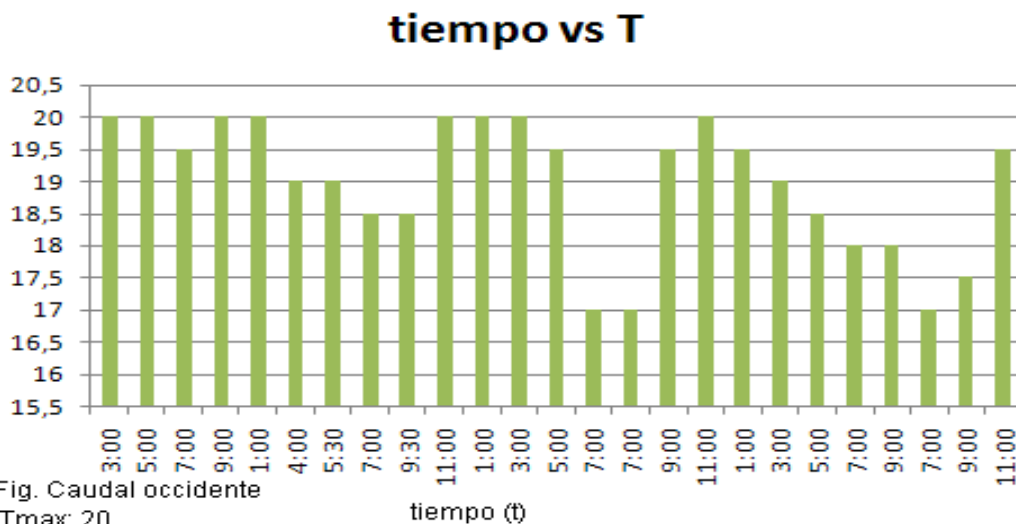
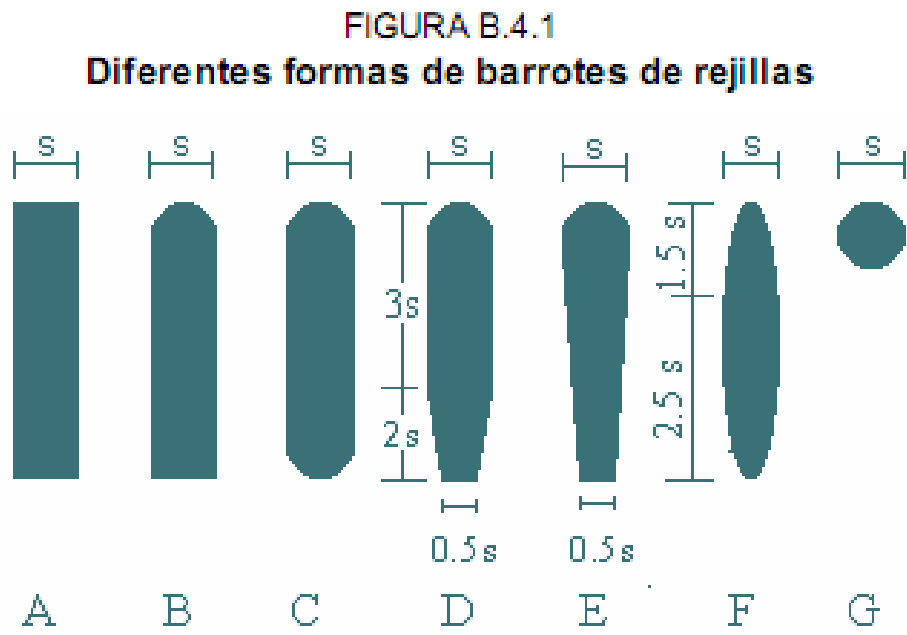


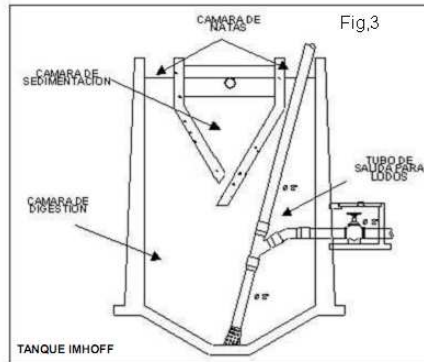
Fig. Caudal occidente  
Tmax: 20

FIGURA 4. FORMAS DE BARROTOS DE REJILLAS.

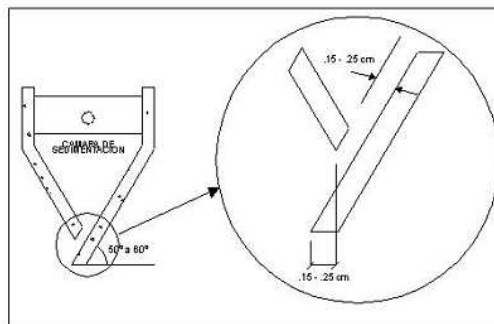


**FIGURA 5. DISEÑO DE UN TANQUE IMHOFF. GUIA DE DISEÑO PARA TANQUES SEPTICO ORGANIZACIÓN PANAMERICANA DE LA SALUD.**

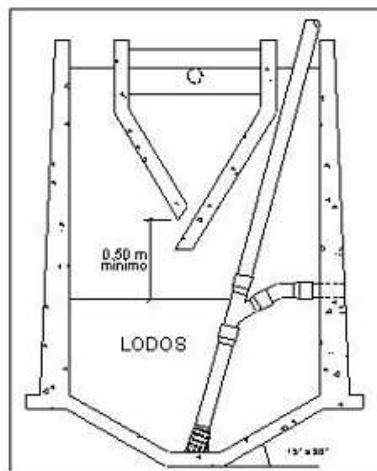
TANQUE IMHOFF



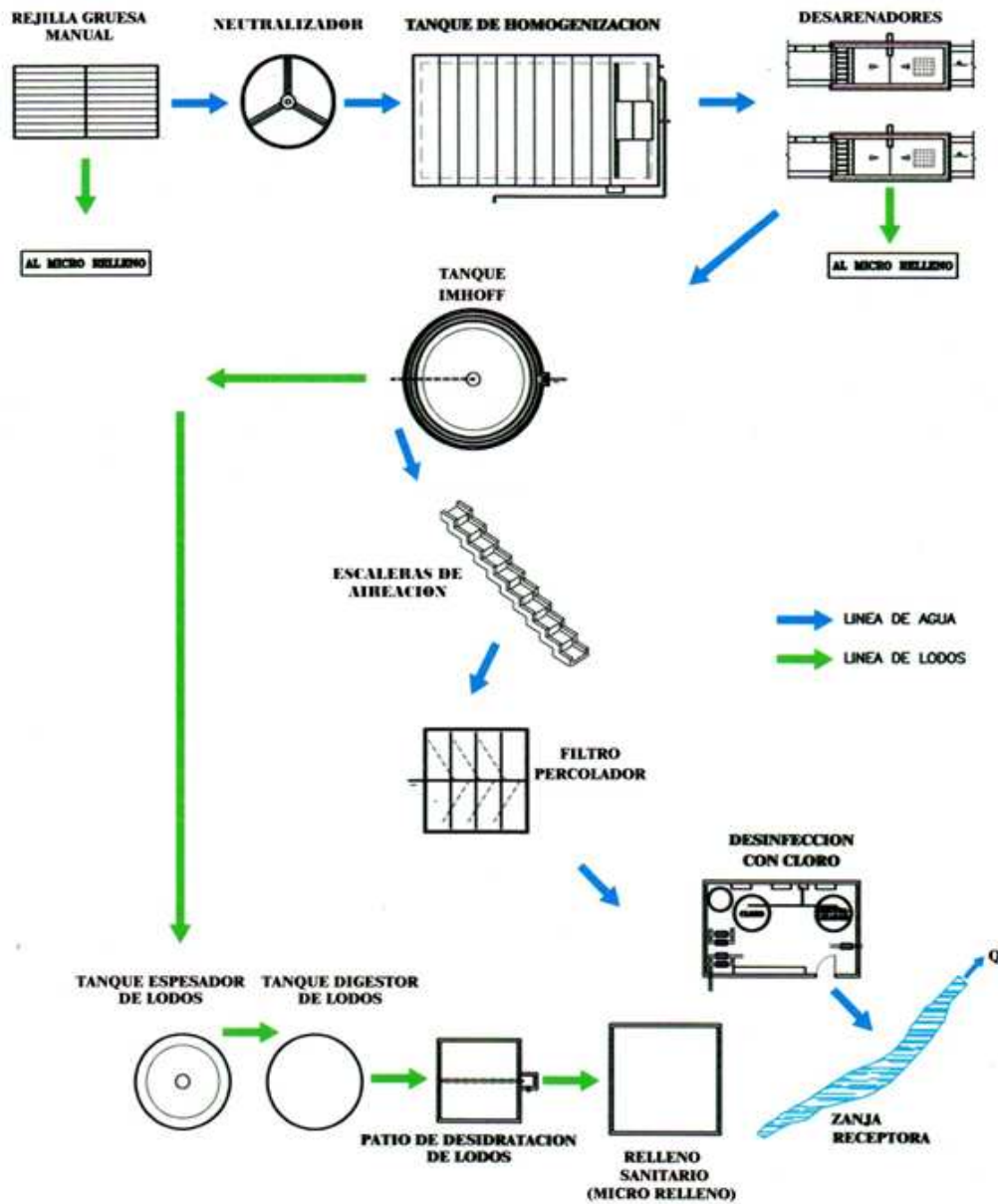
CAMARA DE SEDIMENTACION



CAMARA DE DIGESTION



**FIGURA 6. ESQUEMA GENERAL PTAR.**



**ESQUEMA GENERAL PTAR NIVEL COMPLEJIDAD BAJO  
 CON FILTRO PERCOLADOR MUNICIPIO DE GUACAMAYAS**

