

**PROPUESTA DE UN SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA
LA SALIDA DEL COLECTOR PRINCIPAL DE CANOABO**



UNIVERSIDAD DE CARABOBO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA QUÍMICA



**PROPUESTA DE UN SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA
LA SALIDA DEL COLECTOR PRINCIPAL DE CANOABO**

Tutor académico: Prof. Auxilia Mallia
Tutor empresarial: Ing. M.Sc. María A. Simanca

Integrantes:
BARÓ, Allison
C.I.: 19.173.591
ROSALES, Carla
C.I.: 18.531.911

Valencia, 8 de junio de 2011

AGRADECIMIENTOS

A **Juan Romero**, por ayudarnos a conseguir el tema de este trabajo y por ofrecernos siempre todo su apoyo incondicional para lograr los objetivos planteados.

A **Gerardo Colmenares** sin cuya ayuda este proyecto no hubiera dado sus primeros pasos, mil gracias por haber confiado en nosotras y ofrecernos la oportunidad de desarrollarlo.

A la profesora **Auxilia Mallía** y a la Ingeniero **María Angélica Simanca**, guías de este proyecto que con su luz lograron iluminar el camino en cada tropiezo compartiendo sus experiencias y conocimientos con nosotras.

A la señora **Loredana Bassoto**, al señor **Elio Aguirre** y todo el personal que labora en el Laboratorio Central Carabobo de Hidrológica del Centro por toda la colaboración prestada en la realización de los análisis para la caracterización del agua. De igual forma le agradecemos a la señora **Griselda Domínguez** y a todo el personal del Laboratorio de Calidad Ambiental del Ministerio del Ambiente también por su colaboración.

A la señora **Aleida Pacheco**, que nos brindó el paso a través de su hogar en Canoabo para lograr realizar el trabajo de campo desarrollado en este proyecto.

Al Ingeniero **Manuel Gorrín**, mil gracias por poner a nuestra disposición todo su conocimiento bibliográfico, siendo este la base de nuestra investigación.

A la Ingeniero **Marina de Estaba**, por darnos su apoyo cuando lo necesitamos.

Allison Baró y Carla Rosales

A **mis padres**, porque siempre estuvieron en la disposición de ayudarme y apoyarme.

A la señora **Francis Arenas** y al señor **Manuel Rosales** (padres de mi compañera de tesis) porque me aceptaron en su hogar como otra hija y su apoyo también fue incondicional.

A mi amiga, compañera de tesis y hermana **Carla Rosales**, la cual me ha brindado su apoyo y me ha escuchado en los momentos difíciles dándome sus mejores consejos. Este es el fruto de nuestro trabajo y estudio manita.

De todo corazón: muchas gracias.

Allison Baró

Mil gracias a **Francis Arenas y Manuel Rosales**, mis padres, que me dieron la vida y han sabido guiarme a lo largo del corto camino que he recorrido, brindándome siempre todo su apoyo, ayuda y comprensión en cada caída. Gracias por darme el impulso para atreverme a soñar.

A **Marlon Xavier**, por ser la persona que hace mis días inolvidables y ha sido apoyo incondicional a lo largo de los años vividos en esta etapa universitaria. Gracias por hacerme sentir que siempre puedo contar contigo. Desde lo más profundo de mi ser Gracias.

A **Alina Huie y Alberto Baró**, padres de mi compañera, gracias por abrirme las puertas de su casa y tratarme como a una hija más, gracias por el apoyo brindado al desarrollo de este proyecto de grado.

A **Allison Baró**, por haberse atrevido a conocerme hace 6 años y convertirse en mi mejor amiga. Por compartir conmigo tantas noches de desvelo durante la elaboración de este proyecto y muchos otros en el pasado. Simplemente Gracias hermana.

Carla Rosales

*“Para todos nosotros, para que con este trabajo
finalmente mejore la calidad del agua que bebemos”*

Allison Baró

*“A cada persona que de una u otra manera puso un granito
de arena en la elaboración de este proyecto”*

Carla Rosales

RESUMEN

Se realizó la propuesta de un sistema de tratamiento para las aguas residuales del colector principal de Canoabo con la finalidad de adecuar la calidad del agua descargada a la presa Ingeniero Pedro Palacios Herrera.

Se caracterizó el agua a la salida del colector principal de la comunidad, siendo estos los parámetros que dieron inicio al desarrollo del dimensionamiento del sistema. Se encontraron desviaciones con respecto al Decreto 883 de 27% en el hierro, 366% en nitratos y nitritos, 13% en DQO, 398% en DBO, 276% en sólidos suspendidos totales, 55% en aceites y grasas, 198% en detergentes y finalmente 1500% en coliformes totales. Se utilizaron modelos matemáticos que involucraron dichos parámetros además del caudal, tiempo, y volumen.

La recolección de la muestra se llevó a cabo en la salida del colector principal de Canoabo, siendo trasladadas hacia el Laboratorio Central Carabobo de Hidrocentro y al Laboratorio de Calidad Ambiental del Ministerio del Poder Popular para el Ambiente para la caracterización de las mismas.

Se logró obtener un sistema de tratamiento de aguas residuales compuesto por un desbaste, tanque de igualación, trampa de grasa, sedimentador primario, zona anóxica, reactor biológico de tipo convencional, sedimentador secundario, lecho de secado y cámara de contacto con un costo aproximado de 3797755,2 Bs.

Se recomienda realizar una matriz de impacto ambiental que considere tanto la construcción como la operación de la planta al momento de ejecutar el proyecto. Por otra parte, es recomendable que el ente encargado del saneamiento ambiental desarrolle una norma que regule las concentraciones de los principales indicadores de contaminación presentes en las aguas residuales descargadas a los cuerpos de agua que son destinados a potabilización, con límites más estrictos que los existentes.

ÍNDICE GENERAL

Introducción	1
<hr/>	
CAPÍTULO I. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	3
1.1 Descripción del problema.....	3
1.2 Formulación.....	9
1.2.1 Situación actual.....	9
1.2.2 Situación deseada.....	9
1.3 Objetivos.....	9
1.4 Justificación.....	10
1.5 Limitaciones.....	11
<hr/>	
CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO REFERENCIAL	12
2.1 Antecedentes.....	12
2.2 Marco Teórico.....	16
<hr/>	
CAPÍTULO III. MARCO METODOLÓGICO	32
3.1 Tipo de investigación.....	32
3.2 Desarrollo sistemático de la investigación.....	33
3.2.1 Realización de un reconocimiento del espacio físico.....	33
3.2.2 Ejecución de estudios de caracterización de las aguas residuales a la salida del colector principal de la comunidad de Canoabo.....	35
3.2.3 Propuesta de varios arreglos de plantas de tratamiento de aguas residuales.....	38
3.2.4 Diseño del arreglo seleccionado.....	42
3.2.5 Estimar el costo del sistema de tratamiento seleccionado con la finalidad de obtener el presupuesto para su realización.....	43
<hr/>	

CAPÍTULO IV DISCUSIÓN DE RESULTADOS	45
4.1 Realizar un reconocimiento del espacio físico para determinar la ubicación de la planta de tratamiento.....	45
4.2 Efectuar estudios de caracterización de las aguas residuales a la salida del colector principal de la comunidad de Canoabo con la finalidad de conocer la calidad de las mismas.....	51
4.3 Proponer varios arreglos de plantas de tratamiento de aguas residuales para seleccionar el más adecuado.....	56
4.4 Diseñar el arreglo seleccionado con la finalidad de dimensionar las unidades de tratamiento.....	73
4.5 Estimar el costo del sistema de tratamiento seleccionado con la finalidad de obtener el presupuesto para su realización.....	90
<hr/>	
Conclusiones.....	97
<hr/>	
Recomendaciones.....	99
<hr/>	
Referencias bibliográficas.....	100
<hr/>	
APENDICES	106
APÉNDICE A. Tablas y figuras bibliográficas.....	106
APÉNDICE B. Cálculos típicos.....	115
APENDICE C. Cálculos económicos.....	180
<hr/>	
Anexos.....	193

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA

1.1 Parámetros físico-químicos del río y embalse de Canoabo.....	6
1.2 Parámetros bacteriológicos y químicos sanitarios del río y el embalse Canoabo.....	7
<hr/>	
3.1 Matriz Criterio-Criterio empleada en la ponderación de los criterios utilizados en la selección del terreno.....	34
3.2 Matriz de selección de comparación por puntos utilizada para seleccionar el mejor terreno para ubicar el sistema de tratamiento de aguas residuales del colector principal de Canoabo.....	35
3.3 Herramienta utilizada para determinar la calidad del agua a la salida del sistema en cada arreglo propuesto.....	39
3.4 Matriz de selección de comparación por puntos utilizada para seleccionar la mejor propuesta del sistema de tratamiento de aguas residuales del colector principal de Canoabo.....	41
<hr/>	
4.1 Matriz de selección para las propuestas de los terrenos 1, 2 y 3.....	51
4.2 Condiciones ambientales de los días de captación.....	52
4.3 Parámetros físico-químicos obtenidos a la salida del colector principal de Canoabo y el límite máximo permisible de cada uno.....	53
4.4 Parámetros químico-sanitarios obtenidos a la salida del colector principal de Canoabo y el límite máximo permisible de cada uno.....	55
4.5 Estimación de las concentraciones de los diversos parámetros a la salida del primer sistema propuesto.....	61
4.6 Estimación de las concentraciones de los diversos parámetros a la salida del segundo sistema propuesto.....	64
4.7 Estimación de las concentraciones de los diversos parámetros a la salida del tercer sistema propuesto.....	67

4.8 Matriz de selección para las propuestas de los sistemas de tratamiento 1, 2 y 3.....	68
4.9 Estimación de costos de los equipos principales del sistema seleccionado.....	94
4.10 Capital fijo del sistema de tratamiento.....	95
4.11 Capital de trabajo del sistema de tratamiento.....	96
<hr/>	
A.1.Tipo de tratamiento a aplicar según el índice de biodegradabilidad.....	106
A.2.Características de un sistema de desbaste.....	106
A.3.Tiempos de retención hidráulicos para la trampa de grasas.....	106
A.4.Información típica para el proyecto de tanques de decantación primaria.....	107
A.5.Información típica para el proyecto de los tanques de decantación rectangulares y circulares utilizados para el tratamiento primario del agua residual.....	107
A.6. Parámetros de diseño para el proceso de fangos activados.....	108
A.7. Coeficientes cinéticos típicos para procesos de lodos activados en aguas residuales domésticas.....	108
A.8. Rango de profundidades para distintos tipos de lagunas.....	109
A.9. Información típica de diseño para decantadores secundarios.....	109
A.10.Lectura barométrica en función de la altitud.....	110
A.11. Concentración de saturación del oxígeno en agua limpia a nivel del mar y presión de vapor en función de la temperatura.....	110
A.12.Dosis de la cloración para la desinfección.....	111
A.13. Tubos de polietileno de alta densidad para la conducción de líquidos.....	111
A.14. Propiedades del oxígeno.....	112
A.15.Datos técnicos de los aireadores de turbina TA-007.....	112
<hr/>	
B.1. Matriz criterio-criterio para la ponderación de los criterios en la selección del terreno.....	118

B.2. Matriz criterio-criterio para la ponderación de los criterios en la selección de la propuesta del sistema de tratamiento.....	128
B.3. Variación de la población de Canoabo según el tiempo.....	129

C.1. Porcentaje de consumo de inversión para la construcción de edificaciones.....	187
C.2. Porcentaje de consumo de inversión según el tipo de proceso.....	188

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA

1.1 Punto de unión del colector principal de la población con el río Canoabo.....	8
<hr/>	
2.1 Reacción de oxidación de la materia orgánica biodegradable.....	20
2.2 Reacciones de nitrificación.....	23
2.3 Reacciones de desnitrificación.....	24
<hr/>	
3.1 Salida del colector principal de Canoabo.....	36
3.2 Captador improvisado por el equipo de trabajo.....	37
<hr/>	
4.1 Ubicación de la salida del colector principal de Canoabo.....	45
4.2 Terrenos propuestos para la implementación del proyecto.....	46
4.3 Área de los terrenos 1, 2 y 3 para la posible ubicación del sistema de tratamiento de aguas residuales.....	47
4.4 Perfil de altura para el terreno 1.....	48
4.5 Perfil de altura para el terreno 2.....	48
4.6 Perfil de altura para el terreno 3.....	48
4.7 Rutas de acceso a los terrenos 1, 2 y 3.....	49
4.8 Distancia entre Canoabo y los terrenos 1, 2 y 3.....	50
4.9 Diagrama de flujo de la primera propuesta del sistema de tratamiento de aguas residuales.....	61
4.10 Diagrama de flujo de la segunda propuesta del sistema de tratamiento de aguas residuales.....	64
4.11 Diagrama de flujo de la tercera propuesta del sistema de tratamiento de aguas residuales.....	67
4.12 Hoja de especificaciones del desbaste.....	95

4.13 Hoja de especificaciones del tanque de igualación.....	74
4.14 Hoja de especificaciones de la trampa de grasa.....	76
4.15 Hoja de especificaciones de sedimentador primario.....	77
4.16 Hoja de especificaciones de la zona anóxica.....	79
4.17 Hoja de especificaciones del reactor biológico.....	83
4.18 Hoja de especificaciones del sedimentador secundario.....	85
4.19 Hoja de especificaciones del lecho de secado.....	86
4.20 Hoja de especificaciones de la cámara de contacto.....	88
4.21 Hoja de especificaciones de la bomba ubicada después del tanque de igualación.....	91
4.22 Hoja de especificaciones de la bomba de recirculación de licor mezcla....	91
4.23 Hoja de especificaciones de la bomba de recirculación de lodos activados.....	92
4.24 Hoja de especificaciones de la bomba dosificadora de hipoclorito.....	92
4.25 Hoja de especificaciones de los aireadores del reactor biológico.....	93
<hr/>	
A.1 Factor de forma de acuerdo al tipo de barra del desbaste.....	113
A.2 Tabla para el cálculo de pérdidas de flujo en tuberías de PEAD.....	113
A.3 Índices de costos de plantas.....	114
<hr/>	
B.1.Volumen de control para el sedimentador primario en la propuesta 2.....	123
B.2.Volumen de control para la trampa de aceite-grasas en la propuesta 2.....	123
B.3.Volumen de control para la zona anóxica en la propuesta 2.....	123
B.4.Volumen de control para el reactor biológico (tipo convencional) en la propuesta 2.....	124
B.5.Volumen de control para la cámara de contacto u oxidación química en la propuesta 2.....	128

B.6.Variación de la densidad poblacional como una función del tiempo.....	131
B.7.Dimensiones de las tuberías para las recirculaciones a la zona anóxica y al reactor biológico.....	176
<hr/>	
C.1.Índices de costos anuales de plantas desde el año 2001 hasta el año 2008.....	185

INTRODUCCIÓN

Con esta investigación se desea lograr la propuesta de un sistema de tratamiento de aguas residuales para la salida del colector principal de Canoabo. Para ello se propusieron como objetivos específicos la realización de un reconocimiento del espacio físico para determinar la ubicación de la planta de tratamiento, ejecución de estudios de caracterización de las aguas residuales a la salida del colector principal de la comunidad de Canoabo para conocer la calidad de las mismas, propuesta de varios arreglos de plantas de tratamiento de aguas residuales para seleccionar el más adecuado, dimensionamiento de las unidades del arreglo seleccionado y la estimación del costo del sistema de tratamiento diseñado.

El tratamiento de las aguas residuales se utiliza para purificar el agua y evitar que ésta sea vertida a cuerpos de agua y cambien las propiedades de la misma. Esto ocurre en el río Canoabo en el cual se vierten aguas residuales provenientes del colector principal de Canoabo alterando los parámetros de nitratos, nitritos y coliformes totales para el año 2009 (Barrientos y D'Alessandro, 2009).

Para el logro de los objetivos se realizaron diversas actividades las cuales incluyen visitas al poblado para la ubicación de dicho colector, selección de los terrenos y muestreo del agua; revisiones bibliográficas; elaboración de hojas de cálculo en Microsoft Office Excel, entre otros.

Este trabajo está conformado por diversos capítulos siendo el primero el que describe el planteamiento de problema, situación actual, situación deseada, menciona los objetivos de la investigación (general y específicos), justificación y limitaciones; el segundo muestra los antecedentes y el marco teórico que sustenta este trabajo; el tercero resume la metodología seguida para el logro de los objetivos; el cuarto presenta los resultados y discusiones de los mismos; luego se observan las conclusiones, recomendaciones, referencias bibliográficas y los apéndices.

Con la implementación de esta investigación se pretende obtener una planta de tratamiento de aguas residuales la cual depure las aguas residuales para mantener en mejor estado las aguas del río y embalse Canoabo. También, con el desarrollo de este trabajo se logrará fuentes de empleos.

CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

A continuación se presenta la descripción del problema y su formulación, señalando la situación actual y la situación deseada, así como los objetivos necesarios para lograr el propósito planteado, las razones que justifican la realización de la investigación y las limitaciones que se pueden presentar durante la misma.

1.1 Descripción del problema

C.A. Hidrológica del Centro, más conocida como HIDROCENTRO es la empresa responsable de la prestación integral del servicio de agua potable y saneamiento de la misma, en armonía con el ambiente, procurando su calidad en los estados Cojedes, Aragua y Carabobo.

Esta empresa tiene su origen el 02 de septiembre de 1987 cuando el Congreso Nacional aprueba el decreto de creación de la Empresa de Aguas Regional del Centro EMPREDARSA, que tendría a su cargo, a partir de ese momento, la operación y administración de las obras contempladas en el proyecto del Sistema Regional del centro. Este nuevo concepto organizacional respondía a la decisión del gobierno nacional de descentralizar las actividades del Instituto Nacional de Obras Sanitarias (INOS), mediante la creación de unidades de prestación de servicios manejadas con criterio empresarial.

El 28 de diciembre de 1990 se modifica la razón social de la empresa denominándose C.A. Hidrológica del Centro (Hidrocentro), con la finalidad de operar los sistemas de abastecimiento de agua potable, recolección y disposición de aguas servidas en las poblaciones de los estados Aragua, Carabobo y Cojedes.

La empresa cuenta con cuatro embalses; en el estado Carabobo éstos son Pao-Cachinche, Guataparo y Canoabo, mientras que en el estado Cojedes se ubica el embalse Pao-Las Balsas. Además cuenta con quince (15) plantas de potabilización a lo largo de los tres estados, cuatro (4) en Aragua como son las plantas Colonia Tovar, Pie de Cerro, Camatagua, y Zuata, en el estado Carabobo cuatro (4) plantas conocidas como Alejo Zuloaga, Lucio Baldó Soulés, Los Teranes y Puerto Cabello, y finalmente en el estado Cojedes se aprecian las plantas Tirgua, Tinaco, Macapo, El Baúl, El Pao, San

Carlos y Elías Nazar Arroyo. En lo correspondiente a plantas de aguas residuales en Carabobo se cuenta con las plantas de tratamiento La Mariposa y Los Guayos mientras que en Aragua está la planta Taiguaiguay.

Los principales sistemas de producción están distribuidos a lo largo de todo el ámbito geográfico que comprende los estados Aragua, Carabobo y Cojedes. Éstos se distribuyen de la siguiente manera: en el estado Aragua: Sistema Regional del Centro II, Sistema aislado Camatagua, Sistema Aislado Colonia Tovar, Sistema Aislado Las Delicias - El Castaño, Sistema Aislado Ocumare de La Costa y Sistema Aislado El Consejo; en el estado Carabobo: Sistema Regional del Centro I, Sistema Regional del Centro II, Sistema Aislado Bejuma, Miranda y Montalbán, Sistema Urama - Morón - Puerto Cabello y Sistema Aislado Cambur - Miquija - Goaijoaza – Patanemo; y finalmente, en el estado Cojedes: Sistema Compartido San Carlos – Tinaco, Sistema de Acueductos Rurales Tinaco, Sistema de Acueductos Rurales San Carlos y Sistema de Acueducto Tinaquillo. (C.A. Hidrológica del Centro, s.f.)

Para efectos de este estudio es importante conocer el sistema Urama-Morón-Puerto Cabello, el cual se abastece del Embalse Canoabo y el dique toma José Laurencio Silva, ubicado después de la confluencia de los ríos Canoabo y Temerla. La primera etapa de este sistema se construyó para abastecer al municipio Juan José Mora y más adelante es construida la tubería hasta Puerto Cabello. Actualmente se beneficia con el servicio de agua potable a 350 mil habitantes aproximadamente.

Este sistema cuenta con dos estaciones de bombeo: Los Polvorines, ubicada a la entrada de Puerto Cabello, que impulsa el agua hasta las localidades situadas en las partes altas como Libertad Unión y Universitario, y Tejerías que contribuye a elevar el agua hacia Rancho Chico, Piedras Blancas, Valle Seco y la parte alta de Rancho Grande. Además cuenta con dos plantas de potabilización: Los Teranes y Puerto Cabello, el sistema no cuenta con planta de tratamiento de aguas residuales.

En invierno el río Temerla conduce mayor volumen de agua, que es suficiente para cubrir la demanda de las poblaciones abastecidas, sin embargo en la época de verano el caudal de dicho río baja notablemente por lo que se utiliza el agua almacenada en el Embalse Canoabo, cuyo afluente principal es el río del mismo nombre, para cubrir este déficit. Este estudio se centrará en las aguas vertidas al río

Canoabo, que surte de agua al embalse y al resto del sistema Urama-Morón-Puerto Cabello.

Lo que interesa conocer del sistema Urama-Morón-Puerto Cabello es la cuenca de Canoabo, la cual se ubica al noroeste del estado Carabobo, en la vertiente norte de la serranía del litoral o cordillera de la costa, entre las coordenadas 10°25' --10°15' de Latitud y 68°1' --68°12' de longitud. Al mismo llegan 10 cuerpos de agua, estos son: los ríos El Letrero, Ojo de Agua, Guineo, San Antonio, El Naranja, Capa y Cocorote; y las quebradas, La Seca, Capita y De Vaca. (Gobernación del estado Carabobo, 1994)

A continuación se muestran los resultados de una captación llevada a cabo el día 26 de agosto de 2009 (Barrientos y D'Alessandro, 2009), los valores registrados en cada tabla han sido comparados con las "Normas para la clasificación y el control de la calidad de los cuerpos de agua y vertidos o efluentes líquidos" en la sección III de las descargas a cuerpos de agua (DCA), norma publicada en la Gaceta Oficial 5.021, Decreto N° 883 y se ha determinado que los ríos Capa y Cocorote como afluentes del río Canoabo, y el mismo río Canoabo, arrastran con ellos contaminantes provenientes de las actividades agrícolas o turísticas de la región así como también las aguas residuales generadas por los habitantes de las comunidades.

En la Tabla 1.1 se muestran los parámetros físico-químicos pudiéndose apreciar que los nitratos y nitritos se encuentran fuera de los límites establecidos por la norma, puesto que estos presentan valores de $(23,511 \pm 0,001)$ mg/L, $(13,629 \pm 0,001)$ mg/L y $(15,151 \pm 0,001)$ mg/L en el río Canoabo y $(11,910 \pm 0,001)$ mg/L en el Embalse Canoabo, los cuales superan el límite máximo permitido que es $(10,000 \pm 0,001)$ mg/L. Es importante remover estos contaminantes porque cuando ingerimos alimentos con nitratos se someten a un proceso de transformación en el estómago y se pueden combinar con otras sustancias originando las nitrosaminas (sustancias cancerígenas). Además, los nitratos pueden ser causantes de 5 mutaciones de nuestros genes y deformaciones en fetos (Organización Daiquí, 2010). Por otro lado, en las aguas se puede presentar el proceso de eutrofización, que significa literalmente "el proceso de la buena nutrición"; sin embargo, hoy día esta palabra se refiere a una fertilización excesiva de una masa de agua que da por resultado el crecimiento perjudicial de

plantas acuáticas, tales como algas y macrófitas, disminuyendo así la concentración del oxígeno disuelto en los cuerpos de agua (Parra, 1989).

Tabla 1.1 Parámetros físico-químicos del río y embalse de Canoabo

Parámetro	Río Canoabo			Embalse	Límite máximo permitido (*)
Color A/R (Color \pm 2,5) (Pt/Co)	50/25	50/25	40/20	20/10	1000/500
Turbiedad (Turb \pm 0,01) NTU	7,96	7,88	7,77	2,02	-----
Temperatura (T \pm 0,1) $^{\circ}$ C	26,2	25,9	25,8	26,1	-----
pH (pH \pm 0,01)	7,35	7,33	6,28	8,10	6,00 – 9,00
Cloruros (Cl \pm 0,01) mg/L	24,12	23,12	23,37	21,38	1000
Sulfatos (Csulfatos \pm 1)mg/L	23	26	26	11	1000
Hierro total (CFe \pm 0,01)mg/L	1,00	1,06	0,52	0,16	10
Fluoruro (Cfluoruro \pm 0,001)mg/L	0,098	0,098	0,098	0,098	5
Nitritos + Nitratos (expresados como N) (Cnitratos \pm 0,001)mg/L	23,511	13,629	15,151	11,910	10
Sulfuro (Csulf \pm 0,001)mg/L	0,012	0,014	0,011	0,009	0,500
Cobre (CCu \pm 0,01)mg/L	0,11	0,13	0,08	0,11	1
Dureza total (Du \pm 0,01)mg/L	93,54	93,54	94,55	89,52	-----

Fuente: Barrientos y D'Alessandro, 2009; Decreto 883 (*).

En la Tabla 1.2 se muestran los parámetros bacteriológicos y químicos-sanitarios de las aguas en estudio. En ésta se aprecia que los coliformes totales presentes en el río y Embalse Canoabo son mayores a 1600 organismos/100mL. Es importante remover este contaminante porque el agua es uno de los vehículos más importantes de transmisión de la diarrea, disentería amibiana, hepatitis A, cólera, entre otros, los cuales son incapaces de reproducirse en aguas limpias. (Isaac, Lezama, Ku, y Tamay, 1994).

Tabla 1.2. Parámetros bacteriológicos y químicos sanitarios del río y el embalse Canoabo.

Parámetro	Río Canoabo			Embalse	Límite máximo permitido (*)
Coliformes totales /100mL	> 1600	> 1600	> 1600	> 1600	<1000
Coliformes fecales /100mL	> 1600	> 1600	> 1600	130	-----
Demanda bioquímica de oxígeno (DBO±1)mg/L	3	12	12	2	60
Demanda química de oxígeno (DQO±1) mg/L	ND	4	188	ND	350
Fósforo (CP±0,001)mg/L	0,086	0,418	0,502	0,113	10
Aceites y grasas (AG±0,005)mg/L	ND	ND	ND	ND	20
Detergentes (Deterg±0,005)mg/L	ND	ND	ND	ND	2
Sólidos suspendidos (Ss±0,01)mg/L	1,21	7,33	15,00	0,95	80

Fuente: Barrientos y D'Alessandro, 2009; Decreto 883 (*).

Acorde con un reconocimiento visual de los vertidos al río Canoabo realizado por la empresa, se determinó que el mayor aporte de contaminantes al río viene dado por las aguas residuales que son descargadas a través del colector principal de la población de Canoabo, de las cuales se conoce que tienen un alto grado de contaminación debido a que transportan todos los desechos de la comunidad, incluyendo detergentes, materia orgánica biodegradable y no biodegradable, aceites, grasas, entre otros contaminantes. Sin necesidad de realizar la caracterización previa de las aguas residuales, basta con apreciar el volumen de agua que descarga y la cantidad de población que vive en Canoabo para comprender por qué se estima que esta descarga es la más representativa en función de la concentración de contaminantes que llega al río. Las fotos de la Figura 1.1 muestran la unión del agua a la salida del colector principal de la población con el río Canoabo:



Figura 1.1 Punto de unión del colector principal de la población con el río Canoabo.

1.2 Formulación

1.2.1 Situación actual

A través de los valores mostrados en las Tablas 1.1 y 1.2, se observan niveles de contaminación por la concentración de nitritos, nitratos y coliformes totales en el río Canoabo, además con las fotos de la Figura 1.1 se visualiza la notoria diferencia entre el agua del río y la que está siendo vertida al mismo, observando a la derecha la descarga de aguas residuales y a la izquierda el cauce del cuerpo de agua. Con todas estas evidencias se observa que el río presenta un grado de contaminación que altera el ecosistema trayendo consigo latentes enfermedades y la degradación del cuerpo de agua.

1.2.2 Situación deseada

Que las aguas residuales del colector principal de Canoabo sean acondicionadas a través de un sistema de tratamiento previo y puedan ser vertidas al río Canoabo sin ocasionar el deterioro del mismo y del embalse al aumentar las concentraciones de aquellos compuestos que se indican en el decreto 883 más allá del límite establecido por esta norma en esos cuerpos de agua.

1.3 Objetivos

Objetivo general

Proponer un sistema de tratamiento de aguas residuales para la salida del colector principal de Canoabo con el fin de adecuar la calidad del agua descargada a la presa Ingeniero Pedro Palacios Herrera.

Objetivos específicos

1. Realizar un reconocimiento del espacio físico para determinar la ubicación de la planta de tratamiento.

2. Efectuar estudios de caracterización de las aguas residuales a la salida del colector principal de la comunidad de Canoabo para conocer la calidad de las mismas.
3. Proponer varios arreglos de plantas de tratamiento de aguas residuales para seleccionar el más adecuado, con el fin de cumplir con los límites exigidos por la norma.
4. Diseñar el arreglo seleccionado a fin de dimensionar las unidades de tratamiento.
5. Estimar el costo del sistema de tratamiento seleccionado con la finalidad de obtener el presupuesto para su realización.

1.4 Justificación

Con el presente trabajo se va a obtener el diseño de la planta de tratamiento de aguas residuales que son descargadas por el colector principal de la población de Canoabo, el cual, al ser implementado mejorará la calidad del agua beneficiando de forma directa a los habitantes del pueblo y comunidades aledañas que hacen vida en las cercanías del río, con un criterio de participación social ya que la planta de tratamiento ofrecerá fuente de empleo.

Además, beneficiará a las poblaciones Urama, Morón y Puerto Cabello a través de criterios, tales como: relevancia y pertinencia, ya que el embalse que recibe estas aguas estaría en mejores condiciones a no ser por la presencia de contaminantes recibidos a través del río Canoabo; por lo tanto, es necesario trascender y mejorar la calidad de las aguas vertidas para evitar el deterioro del mismo y mejorar la calidad del agua que se abastece al sistema Urama-Morón-Puerto Cabello. Otro criterio en que favorecerá el presente trabajo será la conveniencia; pues para la empresa es beneficioso porque no deberá contratar personal extra para la elaboración del mismo. También tendrá implicación práctica, en la cual nuestros resultados ayudarán a mejorar la situación actual. Como tal no se presenta utilidad metodológica ni valor teórico puesto que se van a utilizar técnicas ya establecidas sin aportar nada nuevo al conocimiento.

1.5 Limitaciones

Para la realización de este trabajo se presentan diversos obstáculos los cuales podrían atrasar la culminación del mismo. Entre ellos se encuentran: la disposición de los laboratorios, puesto que es necesario realizar la caracterización de las aguas de estudio; ésta debe ser llevada a cabo en el laboratorio central de la C.A. Hidrológica del Centro porque cuentan con los equipos necesarios para tal actividad. La dependencia de los reactivos, ya que las pruebas de caracterización necesitan de diversas sustancias químicas que al no estar presentes retrasan la realización de las mismas. El tiempo, en vista de que la empresa nos permite utilizar sus instalaciones hasta el 18 de octubre del presente año.

Por nuestra parte es necesario poseer experiencia en el uso de los equipos del laboratorio, puesto que la mayoría de las pruebas son del tipo colorimétricas y utilizan espectrofotómetros para realizarlas, por lo que es necesario saber cómo se usan. También el traslado es complicado ya que para realizar la captación del agua es necesario ir al colector principal de Canoabo, lo cual es difícil porque el terreno es montañoso, de complicado acceso y se encuentra lejos de nuestros sitios de residencia.

Otros factores que influyen son el clima, específicamente la estación de invierno, puesto que se presentan precipitaciones continuas que diluyen las concentraciones de los contaminantes en el colector ya que también recoge las aguas de lluvia de las calles del pueblo, por lo que la concentración no es constante en el tiempo; y el crecimiento poblacional, debido a que con el aumento de la densidad demográfica, crece el volumen de agua residual en el colector y por ende en el río y embalse, viéndose afectada la concentración de los contaminantes en el tiempo.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO REFERENCIAL

A continuación se muestran las bases teóricas en las cuales se sustenta esta investigación, conformadas por antecedentes reflejados en estudios realizados por otros autores, así como conceptos y modelos matemáticos desarrollados por expertos en el tema tratado en esta ocasión.

2.1 Antecedentes

Barrientos, N y D'Alessandro, M (2009) realizaron un estudio titulado propuesta de alternativas que minimicen los efectos que generan los vertidos que convergen en el embalse de Canoabo en la empresa C.A. Hidrológica del Centro, cuyo objetivo fue, como su título indica, proponer alternativas que minimicen los efectos que generan los vertidos que convergen en dicho embalse. Determinaron que los principales factores que ocasionan un impacto ambiental en el cuerpo de agua son la falta de una red cloacal en las poblaciones aledañas, la falta de conciencia de los habitantes de dichas poblaciones y el desarrollo de actividades agrícolas y agropecuarias, lo cual ha generado valores altos en lo correspondiente a la presencia de coliformes totales, nitratos, nitritos, demanda bioquímica de oxígeno y demanda química de oxígeno. Para minimizar los efectos propusieron incorporar a las comunidades cercanas a la red cloacal de Canoabo, realizar una campaña de concientización entre las personas que son responsables de la contaminación, y la implementación de una laguna de oxidación que purifique el agua antes de verterla al embalse, es aquí donde se observa el aporte a la investigación actual, ya que al proponer esta alternativa dan pie para realizar el diseño que involucra este estudio.

Noyola, A y col (2009), llevaron a cabo una investigación la cual llevó por título digestión anaerobia de lodo primario y secundario en dos reactores UASB en serie, la cual tuvo como objetivo estudiar la hidrólisis en mesofilia (AM) y la estabilización bajo condiciones metanogénicas en termofilia (MT), de una mezcla de lodo primario (LP) y lodo secundario (LS) en dos reactores de lecho de lodos de flujo ascendente (UASB) operados en serie.

Con esta investigación se logró una eficiencia de remoción de la materia orgánica (DQO) del 56,8%, formación de DQO soluble del 48,3% y destrucción de sólidos suspendidos volátiles (SSV) de 68,6% en el reactor (AM); por otro lado, el reactor MT presentó 66% en la destrucción de SSV, una eliminación de coliformes fecales de $8,5\log_{10}$ y una reducción de huevos helminto del 85%. Al finalizar se concluyó que el proceso en dos etapas mejora la formación de compuestos solubles y que la falta de mezclado en el reactor no permitió alcanzar las eficiencias esperadas para producir un biosólido clase A o B según la NOM-004-ECOL-SEMARNAT-2002.

El aporte a nuestra investigación se ve reflejado en que la separación en dos fases del tratamiento anaerobio de lodos, permite obtener una mayor hidrólisis de la materia orgánica a días de retención de sólidos, menores a los reportados en reactores completamente agitados y una reducción de huevos de helminto similares a los reportados en la literatura. Además, el sistema propuesto posee un mejor control del sistema durante su operación.

Franco, V y col (2008) efectuaron su investigación titulada comparación de mecanismos de acción de desinfectantes aplicados en aguas residuales, la cual tuvo como objetivo investigar la capacidad de desinfección y la factibilidad técnica y económica de un tratamiento con luz UV y/u ozono para destruir microorganismos de alta resistencia y que se encuentran en aguas residuales tratadas.

Con esta investigación se logró obtener el modo de acción y aplicaciones de diversos desinfectantes sobre los microorganismos en aguas residuales así como también el resultado obtenido de diferentes desinfectantes aplicados a efluentes terciarios y el costo debido a su aplicación. Al finalizar se concluyó que el cloro altera los procesos metabólicos de las bacterias y virus pero algunos parásitos son resistentes al cloro, la luz UV consigue inactivar a los microorganismos pero no elimina los huevos de helmintos y el ozono logra eliminar virus, bacterias, protozoarios y huevos de helmintos. Con respecto a los costos, éstos dependen del fabricante, ubicación, capacidad de la planta y características del agua residual, siendo el cloro el más económico entre los tres.

El aporte que se da a nuestra investigación es que proporciona otras alternativas para disminuir y tratar los coliformes totales y fecales, los cuales son microorganismos de suma importancia en la indicación de la contaminación del agua.

González, M y López, F (2008) en su investigación titulada comportamiento de un reactor de biopelícula para tratamiento de agua residual a diferentes velocidades de flujo, se propusieron comparar tres diferentes tasas de recirculación dentro de un RMBA en términos de consumo de sustrato en un agua residual modelo, encontrar una relación entre la velocidad del líquido fuera de la biopelícula y el coeficiente de transferencia de masa en la interfase líquido-biopelícula y realizar un análisis teórico para explicar el comportamiento de una biopelícula de lodos activados dentro de un RMBA a diversas velocidades de flujo.

Con esta investigación se logró el desarrollo de un modelo dinámico para analizar el comportamiento del reactor bajo diferentes velocidades de recirculación y para estimar los parámetros de transporte asociados. Al finalizar se concluyó que es posible mejorar el consumo de sustrato en un reactor de membrana con biopelícula adherida usado para el tratamiento de agua residual, incrementando la velocidad de flujo en el reactor. La diferencia de magnitud de los perfiles de concentración dentro de la biopelícula es una consecuencia de una mayor rapidez de transferencia de masa entre el líquido fuera de la biopelícula y el líquido dentro de los poros y canales, que interactúa con las células contenidas en parte sólida (PEC) de la biopelícula.

El aporte que proporciona esta investigación a nuestro trabajo radica en la ampliación de los conocimientos en materia de las biopelícula, las cuales son de suma importancia en el tratamiento de las aguas residuales debido a que la concentración de biomasa en una biopelícula puede llegar a ser diez veces mayor que la concentración en cultivo líquido. Ello reduce el volumen de los equipos al aumentar la tasa de eliminación por unidad de volumen.

Guevara, E y Márquez, A (2004) hicieron el estudio titulado descripción y evaluación del funcionamiento de un sistema de tratamiento de aguas residuales en una industria avícola, cuyo objetivo fue analizar el funcionamiento de la planta a través de sus

parámetros más significativos como lo son Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO), Demanda Química de Oxígeno (DQO) y sólidos suspendidos totales (SST). Con esta investigación se logró determinar que la eficiencia del flotador por aire disuelto es superior a 70% en la eliminación de DBO, DQO y SST, la eficiencia de operación en el primer reactor de lodos biológicos, es superior al 85 % en la eliminación de DQO, DBO y SST remanentes de la unidad de flotador por aire disuelto, y finalmente que la eficiencia de operación en el biodisco, es superior al 50 % en la eliminación de DQO y SST remanentes del primer reactor biológico, y del 3 % en eliminación de DBO. Se pudo concluir que la carga de contaminantes que se elimina por las unidades del Sistema de Tratamiento de Aguas Residuales (STAR) generó un residuo de lodo del proceso físico de 1074 kg/día y lodo biológico de 360 kg/día, para un total de 1434 kg/día, hay una eficiencia de eliminación de los constituyentes en la entrada al STAR con respecto a los valores de la salida por encima del 95 %. Todos los valores son inferiores a los límites de la normativa ambiental especificada según Gaceta.

El aporte a la investigación se da en el hecho de que analiza un sistema de tratamiento de aguas residuales que sirve de guía para las propuestas que se deben hacer en el diseño, ya que remueve parte de los contaminantes que se desean eliminar en el agua de estudio, además muestran el cálculo del caudal correcto para que el sistema trabaje con un 95% de eficiencia.

Caldera, Y y col. (2003) realizaron un estudio titulado efecto del tiempo de retención hidráulica en el funcionamiento de un reactor UASB tratando efluentes cárnicos, cuyo objetivo fue, analizar el porcentaje de remoción de DQO, carbono orgánico total, producción de biogás, porcentaje de metano, PH, alcalinidad, sólidos suspendidos totales, sólidos suspendidos volátiles, ácidos grasos volátiles y temperatura. Los resultados mostraron un porcentaje de remoción de DQO de 88% para un tiempo de residencia hidráulica (TRH) de 36 horas, evidenciándose una disminución en dicho porcentaje al disminuir el tiempo, con respecto a la concentración de ácidos grasos volátiles se observó que incrementó al aumentar el TRH, mientras que los demás parámetros no variaron significativamente, concluyendo que el reactor es eficiente al momento de eliminar DQO y ácidos grasos volátiles. El aporte a la investigación se

aprecia en el análisis que hacen del porcentaje de remoción de DQO en el efluente, explicando su relación con el tiempo de residencia hidráulica en un reactor UASB.

Dautant, R y Mallia, A (2002) en su investigación reactores secuenciales intermitentes utilizados en el tratamiento biológico de aguas residuales, se propusieron como objetivos realizar un estudio de los sistemas de reactores secuenciales intermitentes (SBR) para la remoción de DBO, fósforo y nitrógeno; así como también recopilar información bien documentada para dicho tipo de procesos, los cuales en la década de los ochenta se reintrodujeron nuevamente en el mundo de los tratamientos de las aguas residuales.

Entre los logros más destacados se mencionó que la remoción conjunta de DBO y fósforo presentó una alta eficiencia, alrededor del 90%, no así la eliminación de DBO y nitrógeno dado que no se llegó a la fase de desnitrificación por el corto tiempo de la etapa de aireación; sin embargo, se logró remover la DBO en un 96% en promedio. Al finalizar se concluyó que la remoción de fósforo se llevó a cabo satisfactoriamente, la conversión de nitrógeno amoniacal a nitrato fue muy baja debido a que el tiempo de la fase aerobia no fue suficiente y la remoción de DBO fue alta, como se esperaba.

El aporte que se da a nuestra investigación es que proporciona una forma combinada de remover DBO, nitrógeno y fósforo simultáneamente, disminuyendo la cantidad de equipo y costos en comparación con una planta de tratamiento convencional.

2.2 Marco teórico

Agua residual

El agua residual se origina de los desechos domésticos, humanos y animales, industriales, desechos pluviales e infiltración de las aguas subterráneas. Básicamente es el flujo de agua utilizada por una comunidad. (Lin, 2007)

Caracterización del agua residual

Los contaminantes en las aguas residuales son normalmente una mezcla compleja de compuestos orgánicos e inorgánicos. Normalmente no es ni práctico ni posible obtener un análisis completo de la mayoría de las aguas residuales. Por las razones anteriores se han desarrollado una serie de métodos empíricos cuya aplicación no requiere un conocimiento completo de la composición química específica de las aguas residuales consideradas. (Ramalho, 1996) Los estudios de caracterización del agua residual están encaminados a determinar: (1) las características físicas, químicas y biológicas del agua y las concentraciones de los constituyentes del agua residual, y (2) los medios óptimos para reducir las concentraciones de contaminantes. (Tchobanoglous, Burton, F y Stensel, D, 2003) Estos métodos incluyen análisis de residuos fijos, residuos totales; sólidos totales, suspendidos, disueltos y coloidales; acidez, alcalinidad, pH, cloruros, sulfuros, nitrógeno, fosfatos, oxígeno disuelto, demanda bioquímica de oxígeno, demanda química de oxígeno, carbono orgánico total y demanda total de oxígeno. Los análisis más importantes son la demanda bioquímica de oxígeno (DBO) y la demanda química de oxígeno (DQO). (Rivas, 1978)

Planta de tratamiento

Es un sistema de unidades de tratamientos diseñados para acelerar el proceso de purificación natural que ocurre en las aguas naturales y para remover los contaminantes en las aguas residuales que pueden de otra manera interferir con el proceso natural en las aguas donde son descargadas. Las aguas residuales contienen sólidos suspendidos y flotantes, materia orgánica y fragmentos de otros desechos, los sistemas de tratamiento de aguas convencionales son combinaciones de procesos físicos, químicos y biológicos para remover estas impurezas con el fin de producir efluentes limpios y proteger la salud pública, los recursos naturales y el medio ambiente. (Lin, 2007)

Fuentes de aguas residuales

Las cuatro fuentes fundamentales de aguas residuales son: aguas domésticas, aguas residuales industriales, escorrentías de usos agrícolas y pluviales. (Ramalho,

1996). La principal fuente de aguas domésticas en una comunidad son las zonas residenciales y los distritos comerciales. Otras fuentes importantes incluyen instalaciones recreacionales e institucionales. Las fuentes de aguas residuales industriales varían con el tipo y tamaño de la instalación, el grado de recirculación del agua y los métodos de tratamiento de aguas residuales ubicados en la instalación (Tchobanoglous y cols, 2003).

Tipos de tratamientos

✚ Pre-Tratamiento (Tratamientos físicos)

Los sistemas de pre-tratamientos han sido diseñados para remover físicamente materiales flotantes, sólidos inorgánicos pesados y la cantidad excesiva de grasas y aceites. El propósito de los tratamientos preliminares es proteger los equipos de bombeo y las subsecuentes unidades de tratamiento. Es importante aclarar que la calidad del agua no es mejorada sustancialmente por los pre-tratamientos (Lin, 2007)

✓ Cribado o Desbaste

Es un dispositivo con aberturas, generalmente de tamaños uniformes, que es utilizado para retener sólidos encontrados en el afluente del agua residual. Su papel principal: remover materiales gruesos que podrían (1) dañar los equipos del proceso siguiente, (2) reducir la fiabilidad global del proceso de tratamiento y la eficacia, o (3) contaminación de los cursos de agua. (Tchobanoglous y cols, 2003)

✓ Sedimentador primario

La sedimentación es el proceso que consiste en separar sólidos suspendidos del agua residual aprovechando la diferencia de peso específico entre las partículas sólidas y el líquido donde se encuentran, que acaba en el depósito de las materias en suspensión. La sedimentación puede producirse en una o varias etapas o en varios de los puntos del proceso del tratamiento. Para efectos del sedimentador primario se tiene que preceden al reactor biológico y en él se separan los sólidos orgánicos e inorgánicos. (Ramalho, 1996)

✓ **Cedazo fino o tamiz**

El cedazo fino o tamiz tiene una amplia gama de aplicaciones, puede utilizarse como tratamiento preliminar (después de cribado o desbaste) o tratamiento primario (como sustituto de los clarificadores primarios). El cedazo fino o tamiz también se puede utilizar para quitarlos sólidos del efluente primario que podrían causar problemas de obstrucción en los filtros percoladores (Tchobanoglous y cols, 2003).

✓ **Tanque de igualación**

Es una unidad que permite amortiguar por laminación las variaciones de caudal, con el objeto de conseguir un caudal constante o casi constante. La homogenización del caudal es un método utilizado para superar los problemas operativos causados por las variaciones de mismo, para mejorar el rendimiento de los procesos siguientes, y para reducir el tamaño y el costo de las instalaciones de tratamiento de aguas abajo (Tchobanoglous y cols, 2003).

✓ **Trampa de aceites y grasas**

Son tanques pequeños de flotación donde la grasa sale a la superficie, y es retenida mientras el agua aclarada sale por una descarga inferior. No lleva partes mecánicas y el diseño es parecido al de un tanque séptico. Recibe nombres específicos según al tipo de material flotante que vaya a removerse. Deben localizarse lo más cerca posible de la fuente de agua residual (generalmente la cocina) y aguas arriba del tanque séptico, sedimentador primario o de cualquier otra unidad que requiera este dispositivo para prevenir problemas de obstrucción, adherencia a piezas especiales, acumulación en las unidades de tratamiento y malos olores. Debe tenerse en cuenta, que independientemente de su localización, deben existir condiciones favorables para la retención y remoción de las grasas (Tchobanoglous y cols, 2003).

Tratamientos Secundarios (Biológicos)

El objetivo del tratamiento biológico en el caso del agua residual doméstica es la reducción de la materia orgánica presente y en muchos casos, la eliminación de nutrientes como el nitrógeno y el fósforo (Tchobanoglous y cols, 2003). La materia

orgánica presente demanda oxígeno, por lo cual debe ser eliminada del efluente evitando de ese modo que altere el equilibrio del ambiente acuático al que será descargado, esto se logra sirviendo la materia orgánica como fuente de comida a otros microorganismos acuáticos que usan oxígeno en su metabolismo y son capaces de sobrevivir a niveles más bajos de oxígeno disuelto que otras formas más grandes de vida. Esto se da gracias a reacciones bioquímicas que usan microorganismos vivos para destruir o transformar los contaminantes a través de reacciones químicas catalizadas enzimáticamente, formando nuevo tejido celular bacteriano que a su vez se oxida en dióxido de carbono, obteniéndose además agua y amoníaco, liberando energía en el proceso, esta reacción se aprecia en la Figura 2.1 (Grady, Daigger y Lim, 1999)

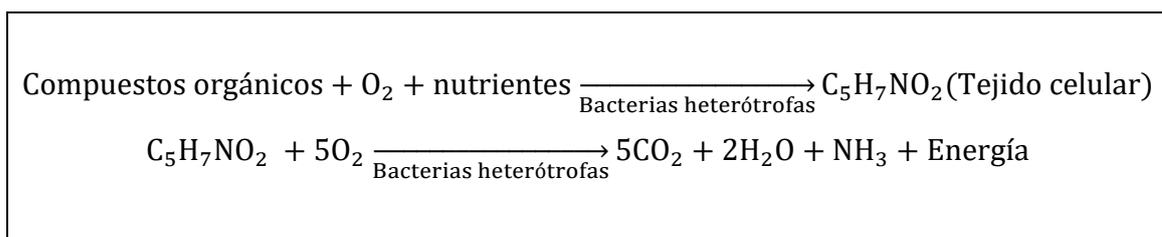


Figura 2.1 Reacción de oxidación de la materia orgánica biodegradable

✓ **Biopelícula**

Son reactores biológicos en los que el crecimiento de los microorganismos tiene un soporte fijo, es por ello que también se conocen como reactores de crecimiento biológico asistido (Ramalho, 1996). El soporte al cual están sujetos los microorganismos puede estar sujeto en el espacio con el agua fluyendo o percolando por encima de finas hojas como en las torres de relleno o filtros percoladores, puede girar sobre un eje a través del líquido en un biorreactor de disco giratorio o biodisco, o bien mantenerse en suspensión por el flujo ascendente del agua como en un biorreactor de lecho fluidizado. (Grady y cols, 1999)

- **Biodiscos:** Los biodiscos son sistemas que fueron desarrollados para obtener el tratamiento biológico aerobio de las aguas residuales. En el caso de los biodiscos, la biomasa se presenta simultáneamente en la

forma de crecimiento asistido y de crecimiento en suspensión (como en el caso de las unidades de lodos activos). Estos sistemas están conformados por varias etapas, cada etapa está conformada por una serie de discos no muy separados, normalmente fabricados de poliestireno o polietileno, con diámetros comprendidos entre 3-4 m. Estos discos se mantienen paralelos entre sí y unidos a un eje horizontal que pasa a través de sus centros. Los ejes tienen longitudes de aproximadamente 7,5m. Estas unidades se disponen en tanques divididos por paredes. La alimentación de agua residual pasa a través de estos tanques en serie de forma tal que los ejes se mantienen ligeramente por encima de la superficie del líquido. Esto significa que la superficie de los discos esta aproximadamente el 40% sumergida en todo momento. Los ejes giran continuamente a una velocidad comprendida entre 1 y 2 rpm. Se forma gradualmente un limo biológico de 1 a 3 mm de espesor que comienza a depositarse en las superficies de los discos (Ramalho, 1996). La turbulencia generada por la rotación transfiere oxígeno al líquido y mantiene la materia desprendida en suspensión de modo que puede sacarse con el efluente. (Grady y cols, 1999)

✓ **Lodos activados**

El proceso de lodos activados ha sido utilizado para el tratamiento de las aguas residuales tanto industriales como urbanas desde hace aproximadamente un siglo. Este proceso nació de la observación realizada hace mucho tiempo de que si cualquier agua residual se someta a aireación durante un período de tiempo se reduce su contenido de materia orgánica, formándose a la vez un lodo floculento. El examen microscópico de este lodo revela que está formado por una población heterogénea de microorganismos, que cambian continuamente en función de las variaciones de la composición de las aguas residuales y de las condiciones ambientales. Los microorganismos presentes son bacterias unicelulares, hongos, algas, protozoos y rotíferos. De estos, las bacterias son probablemente las más importantes, encontrándose en todos los tipos de procesos de tratamiento biológico. (Ramalho, 1996)

- **Tratamiento convencional:** Este proceso se caracteriza por tener una relación entre la alimentación y el número de microorganismos entre 0,2 y 0,4 kgDBO/kgMVLSS, y un tiempo de residencia de entre 4 y 8 horas, obteniéndose eficiencias entre 85-95%. Sin embargo se obtienen grandes cantidades de lodos activados. (Metcalf y Eddy, 1996)
- **Tratamiento de aireación extendida:** Este proceso es una modificación del proceso convencional, la idea fundamental es disminuir la cantidad de lodo residual. Esto se consigue aumentando el tiempo de residencia; de esta forma el volumen de reactor es comparativamente mayor que el requerido en el proceso convencional de lodos activos. La carga orgánica se encuentra normalmente comprendida entre 0.10 d^{-1} y 0.25 d^{-1} y una relación alimentación/microorganismos entre 0.05 y 0.15kgDBO/kgMVLSS, lo que implica un menor sustrato para una mayor población de microorganismos, produciendo condiciones de inanición, el canibalismo resultante reduce la producción neta de sólidos suspendidos volátiles con los que se consigue una disminución de lodos. El tiempo de residencia característico oscila entre 18 y 36 horas. (Metcalf y Eddy, 1996)
- **Alta carga:** Este proceso se caracteriza por tener menor eficiencia, ya que la cantidad de DBO con respecto a la cantidad de microorganismos es mayor (entre 0.4 y 1.5 kgDBO/kgMLVSS) y el tiempo de residencia es menor, por lo que no se alcanza la etapa de respiración endógena. La eficiencia oscila entre 75 y 90%. (Metcalf y Eddy, 1996)
- **Clasificación de los lodos:** En la mayoría de los procesos de tratamiento primario, así como secundarios, se producen lodos, de los que hay que deshacerse en forma adecuada. Los lodos que resultan únicamente de los procesos de separación sólido-líquido (decantación, flotación) se conocen como lodos primarios, y los provenientes de procesos biológicos se designan lodos secundarios. Los primarios consisten en partículas sólidas, básicamente de naturaleza orgánica. Los secundarios son fundamentalmente biomasa en exceso producida en los procesos biológicos (Ramalho, 1996)

✓ Remoción de nitrógeno

El proceso principal encaminado específicamente a la eliminación del nitrógeno es el de nitrificación-desnitrificación, el cual es una modificación del proceso convencional de lodos activos y tiene lugar en dos fases: nitrificación y desnitrificación.

1. **Fase de nitrificación:** Esta fase consiste en la aireación, utilizando un tiempo de residencia en el reactor biológico considerablemente superior al que suele emplearse en el caso del proceso convencional de lodos activos. Los compuestos orgánicos de carbono se oxidan (eliminación de DBO) así como los compuestos nitrogenados que se convierten en nitritos y finalmente en nitratos en presencia de bacterias nitrificantes como se aprecia en la Figura 2.2 La fase de nitrificación puede diseñarse para que transcurra en una etapa única (proceso combinado de oxidación del carbono y de nitrificación) o en dos etapas (proceso en etapas separadas de oxidación del carbono y de nitrificación). (Ramalho, 1996)

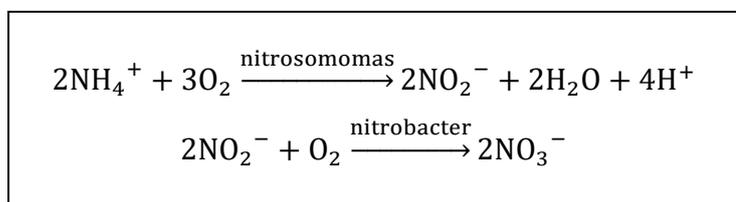


Figura 2.2 Reacciones de nitrificación.

Los iones de amonio se producen en las aguas residuales procedentes de la hidrólisis de la urea y la degradación de compuestos orgánicos de nitrógeno. Dichos procesos proporcionan como resultado la liberación de grupos amino y la producción de los iones amonio.

Aunque hay muchos microorganismos que son capaces de oxidar los iones amonio y nitrito, los microorganismos responsables de la nitrificación en los lodos activados son dos géneros de bacterias nitrificantes, Nitrosomonas y Nitrobacter. Estos géneros de bacterias poseen enzimas

especiales y estructuras celulares que les permiten alcanzar una nitrificación significativa.

En el proceso de lodos activados el nitrógeno es asimilado por las bacterias como nutriente para sus funciones. El nitrógeno puede entrar en las células bacterianas como un componente de una variedad de moléculas orgánicas e inorgánicas.

Entre los factores operacionales que influyen en esta fase se tienen presencia de una cantidad adecuada de oxígeno disuelto, sustrato para las bacterias nitrificantes (iones de amonio o nitritos), tiempos de retención adecuados de las aguas residuales en el tanque de aireación y la población activa de bacterias nitrificantes. (Gerardi, 2002)

2. **Fase de desnitrificación:** es un proceso anaerobio en el que los nitritos y nitratos resultantes de la fase de nitrificación se convierten en presencia de bacterias desnitrificantes en nitrógeno gas, el cual se libera a la atmósfera al no ser incorporado en el material celular y óxido de nitrógeno; es importante destacar que estas bacterias desnitrificantes son organismos facultativos heterótrofos que utilizan como fuente de nutrientes la materia orgánica biodegradable (DBOc), todo esto se observa en la Figura 2.3 (Ramalho, 1996)

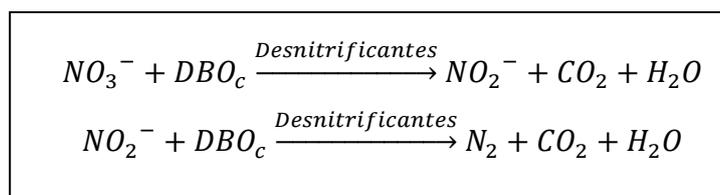


Figura 2.3 Reacciones de desnitrificación

La desnitrificación se produce siempre que existan condiciones anóxicas. Los microorganismos facultativos anaerobios representan aproximadamente el 80% de las bacterias dentro del proceso de lodos activados. Dichos

microorganismos poseen la capacidad enzimática de utilizar el oxígeno molecular de los iones de nitrato y nitritos.

La respiración anaeróbica se produce cuando el oxígeno molecular libre no se encuentra disponible y se utiliza otra clase de oxígeno para degradar la DBOc. Las moléculas que no son oxígeno molecular libre que pueden ser utilizadas para degradar la DBOc incluyen los iones de nitrito y nitrato.

La finalidad de esta fase es eliminar el nitrógeno de las aguas residuales mediante la conversión a gases insolubles que se liberan a la atmósfera.

Entre los factores operacionales que influyen en esta fase se tienen el sustrato (la DBOc), la ausencia de oxígeno molecular libre, la presencia de una población adecuada de bacterias desnitrificantes, pH, temperatura, nutrientes y el potencial redox. (Gerardi, 2002)

Tratamientos Terciarios

El tratamiento terciario es la serie de procesos destinados a conseguir una calidad del efluente superior a la del tratamiento secundario. Entre ellos se tienen la separación de sólidos en el sedimentador secundario, la desinfección con cloro, la adsorción en carbón activado, la filtración con arena, entre otros.

✓ **Sedimentador secundario (clarificador)**

Este equipo es una parte integral de los procesos de tratamientos biológicos, es vital para la operación y el desarrollo de los procesos de lodos activados. El clarificador separa por gravedad los sólidos suspendidos del agua tratada antes de la descarga. Espesa los sólidos antes de su regreso al tanque de aireación o su desecho. Los sólidos comúnmente son partículas oxidadas que sedimentan fácilmente. En adición a eso, es el resultado de la producción de burbujas de gas por parte de los microbios que sacan a flote a los pequeños grupos de partículas biológicas. (Lin, 2007)

✓ **Tratamiento de lodos**

Con la llegada de reglas estrictas y regulaciones que involucran el manejo y disposición de los lodos, se ha creado la necesidad de reducir el volumen de los

mismos convirtiéndose cada vez más importante para reducir el costo de operación de las plantas de tratamiento de aguas residuales. (Lin, 2007).

Para ello se proponen diversas alternativas, las cuales se describen a continuación.

- **Espesador:** Por lo general son estructuras circulares con un puente barrelados que gira lentamente para agitar los sólidos y conseguir que se compacten en el fondo, de donde son extraídos por gravedad o por bombeo hacia el sistema de secado mecánico o hidráulico. (Arboleda, 2000). Esta unidad consigue 1) una mejora en el funcionamiento del digestor y reduce las inversiones, si se recurre a la digestión posterior, 2) reduce el volumen de lodos antes de la evacuación al terreno o al mar, y 3) mejora la economía de los sistemas de deshidratación. Existen dos clases de espesadores: por gravedad y por flotación con aire disuelto. (Ramalho, 1996)
 - **Espesadores de gravedad:** Se trata de tanques de sección circular en los que se dispone un mecanismo rotativo de raseado, similar al de los clarificadores (Ramalho, 1996). Esta clase de espesador utiliza la fuerza de gravedad para separar los sólidos de los lodos (Lin, 2007).
 - **Espesadores por flotación:** Puede utilizarse para lodos y se recomienda especialmente para aquellos de naturaleza gelatinosa, tales como los obtenidos en el proceso de lodos activados. (Ramalho, 1996)
- **Digestor:** Existen dos tipos de digestión de lodos: la digestión aerobia y anaerobia, (Tchobanoglous y cols, 2003)
 - **Digestión aerobia**

La digestión aerobia es un proceso en el cual se produce una aireación, por un periodo significativo de tiempo, de una mezcla de lodo digerible de la sedimentación primaria y lodo del tratamiento biológico aerobio, con el resultado de una destrucción de células, y una disminución de sólidos en suspensión volátil (VSS). El objetivo principal de la

digestión aerobia es reducir el total de lodos que se debe evacuar posteriormente. Esta reducción es el resultado de la conversión, por oxidación, de una parte sustancial del lodo en productos volátiles.

Cuando la cantidad de lodo a digerir es pequeña se utiliza la digestión en discontinuo, seguida de descarga intermitente del lodo digerido. La velocidad de destrucción de células disminuye cuando la relación alimentación/microorganismos (A/M) disminuye. En el caso de digestión aerobia, los tiempos de residencia son menores que los procesos anaerobios, lo que significa menores inversiones en capacidad o volumen del digestor. Por otro lado, sin embargo, los costes de la energía para aireación pueden ser un factor importante en grandes plantas. (Tchobanoglous y cols, 2003)

○ **Digestión anaerobia**

La digestión anaerobia es un proceso en el cual se dejan los sólidos sedimentados de las aguas residuales en un tanque cerrado por un tiempo suficiente, en el cual pasaban a tener un aspecto líquido, generando un gas que contiene metano.

Los digestores anaerobios son normalmente de dos tipos: 1) digestores de una etapa y 2) digestores de dos etapas.

En el digestor anaerobio de una etapa el lodo bruto se introduce en la zona donde hay digestión activa y se está produciendo gas. Al elevarse el gas arrastra partículas de lodo y otras materias (grasas, aceites, etc.) formando un sobrenadante que se separa del digestor. El lodo digerido se extrae por el fondo del tanque.

El proceso de digestión se favorece por alta temperatura (normalmente entre 24 y 40°C), lo que exige que el lodo en digestión se caliente mediante serpentines de vapor dentro del reactor, o por medio de un calentador externo de lodos. El gas se recoge por la parte superior del digestor y se utiliza normalmente como combustible debido a su alto contenido en metano. El tiempo de residencia es del orden de 30-60 días. La razón para este tiempo de retención tan largo es el hecho de que solamente 1/3 aproximadamente del volumen del tanque se utiliza para la digestión activa. (Tchobanoglous y cols, 2003)

En el digestor anaerobio de dos etapas, el objetivo fundamental es conseguir una mejor utilización volumétrica. La primera etapa se usa únicamente para la digestión, es decir, solo se calienta en dicha etapa. La segunda sirve como separador sólido-líquido y permite la recogida de gas. El tiempo de retención para la primera etapa es normalmente de 10-15 días. (Tchobanoglous y cols, 2003)

- **Lecho de secado:**

Es uno de los métodos más económicos de eliminación del agua. También, es el método normal en las plantas de tratamiento pequeñas y medianas de efluentes tanto domésticos como industriales.

Existen dos mecanismos:

- 1.- Percolación (o infiltración) de agua a través del lecho de arena. La proporción de agua eliminada por este mecanismo es del 20-25%, dependiendo del contenido inicial de sólidos en el lodo y de las características de los sólidos. La percolación suele completarse en 1-3 días, resultando una concentración de sólidos del 15-25%
- 2.- Evaporación del agua. A través de mecanismos de radiación y convección. La velocidad de evaporación es más lenta que la percolación y depende de la temperatura, humedad relativa y velocidad del aire. (Ramalho, 1996)

- ✓ **Disposición final de los lodos**

Generalmente se almacena en sitios de relleno en donde no ofrezca molestias a la comunidad. A veces se ha intentado hacer ladrillos para construcción, pero su mayor utilidad ha sido como abono en pastos y bosques, siempre y cuando la concentración de hierro y aluminio no perjudique los cultivos. (Arboleda, 2000)

- **Importancia de la remoción de los lodos:**

Una fracción importante de las sustancias contaminantes que se separan en los procesos de tratamiento de aguas residuales se encuentran en los lodos. Para el caso de lodos primarios entre un 30 y un 50% de la DBO del afluente se separa en los lodos del Sedimentador primario como DBO insoluble. En las plantas de lodos activados, alrededor de 2/3 de la DBO soluble separada corresponde a compuestos orgánicos

oxidados para producir la energía de mantenimiento, pero el 1/3 restante correspondiente a células microbianas que se encuentran en el lodo en exceso de las purgas. Obviamente estos lodos no deben evacuarse sin un tratamiento adecuado previo, ya que estarían en contradicción con los objetivos de los procesos de tratamiento considerados. (Ramalho, 1996)

✓ **Desinfección (Cámara de Contacto)**

La desinfección del agua se refiere a la destrucción de los organismos causantes de enfermedades o patógenos presentes en ella. (Tchobanoglous y cols, 2003). La desinfección del efluente es el último paso en el tratamiento de las aguas residuales. La desinfección es un método de tratamiento químico llevado a cabo con la adición de cierto desinfectante con la finalidad de destruir o inactivar los organismos (o microorganismos) causantes de enfermedades. El propósito de la desinfección del efluente es proteger la salud pública de organismos patógenos eliminándolos o inactivándolos, tales como las bacterias, virus, protozoarios. Los agentes de desinfección incluyen el cloro, ozono, radiación ultravioleta, dióxido de cloro y bromo (Lin, 2007)

Estimación de los costos de construcción

La estimación de los costos de prediseño ayuda en estimar de forma realista los gastos e inversión de tiempo, basados en una combinación de los costos de las unidades y los parámetros del proceso. Esta estimación de costos generalmente se define de clase 5 con una precisión de +50% a -30% del precio promedio de compra para la construcción. Este tipo de estimación de costos de construcción se utiliza para el desarrollo de planes de mejora de capital, planes maestros y estudios de viabilidad.

Esta forma de estimación es útil en las comparaciones entre costos de proyectos y entre las alternativas de tratamiento. También es significativo cuando se compara el proceso los tipos y los componentes del sistema. Y, por último, se puede utilizar cuando se comparan los costos de las alternativas que incluyen la capacidad máxima actual frente a las tasas de flujo. (McGivney y Kawamura, 2008).

Ubicación de planta

La localización de una planta es la determinación del sitio donde va a estar ubicada geográficamente la misma. Para ello se debe: determinar objetivamente los requerimientos de la planta, fijar en forma objetiva las características del lugar, utilizar el personal especializado para llevar a cabo el estudio de localización y aplicar reglas, técnicas de análisis y diseño de sistemas con el fin de equilibrar las interacciones para lograr un funcionamiento eficiente del sistema en su totalidad. (Gómez y Nuñez, s.f.)

Entre los pasos a seguir para determinar la ubicación de la planta se puede iniciar primero con la determinación de la viabilidad potencial, los requisitos de los terrenos necesarios y las condiciones del lugar de cada alternativa. Segundo, evaluación de cada sitio junto con un proceso de tratamiento natural a base de factores técnicos y económicos, seleccionando una o más de una investigación detallada. Finalmente se realiza el detalle de las investigaciones de los terrenos (si procede), identificando la alternativa más rentable, y el desarrollo de los criterios necesarios para el diseño final.

La topografía del sitio, los suelos, geología, y las condiciones de las aguas subterráneas son factores importantes para la construcción del sistema. Por lo tanto, es necesaria una determinación preliminar de la viabilidad del proceso y la identificación de los sitios potenciales, basados en el análisis de los mapas y otra información. Los requisitos a estudiar pueden ser: la proximidad de un agua superficial para la descarga, impermeabilidad de los suelos, pendiente del terreno, llanura de inundación, agua subterránea para determinar la profundidad de excavación, estimación de la superficie de tierra necesaria para cada una de las unidades de tratamiento. (Crites, Middlebrooks y Reed, 2006).

Fuentes de la información

Las fuentes de información y el tipo de información necesaria se resumen en: mapas topográficos, elevaciones, pendientes, características del agua y el drenaje, la construcción de carreteras y lugares de Servicio de Conservación de Recursos Naturales del suelo, encuestas, el tipo de suelo, profundidad y permeabilidad, profundidad a lecho de roca, mapas de peligrosidad por inundaciones, mapas de la

comunidad del uso del suelo, suministro de agua, sistemas de alcantarillado, datos climáticos, los datos de calidad del agua, así como también distancia razonable para la ubicación de la planta con respecto a las comunidades cercanas.(Critesy cols,2006).

Procedimiento para la selección del sitio

El procedimiento de selección consiste en la asignación de factores de calificación a cada elemento para cada sitio y luego se suman las puntuaciones. El sitio con mayor puntuación es considerado como la propuesta más apta para la ubicación de la planta. Los criterios a evaluar quedan por parte de los encargados del diseño dependiendo de las necesidades del proyecto. (Crites y cols, 2006).

Evaluación del sitio

Una de las fases del proceso de selección consiste en realizar estudios de campo para confirmar los datos del mapa y, a continuación las pruebas de campo (lo necesario) para confirmar la información del sitio o para proporcionar los datos necesarios para el diseño. (Crites y cols, 2006).

CAPÍTULO III

MARCO METODOLÓGICO

En esta sección se presenta un resumen de los procedimientos llevados a cabo con un cronograma de actividades realizado según el Diagrama de Gantt; además se explica el tipo de investigación a realizar según su diseño, profundidad, el tiempo espacial y la recopilación de datos.

3.1 Tipo de investigación

Según la estrategia metodológica o diseño adoptado para esta investigación, la misma se define como un estudio de campo (Landeno, 2007), ya que se recolecta información con respecto a los contaminantes del agua al realizar la captación en el colector principal de Canoabo. Esta información recolectada no apoya una teoría, sino que se utiliza para buscar la solución al proceso de polución del agua. Acorde con su profundidad se define como una investigación proyectiva (Delgado, 2008) en vista de que tiene por objeto el diseño de una planta de tratamiento de aguas que solucione el problema de contaminación que afecta al río y Embalse Canoabo, el cual es la fuente de abastecimiento del servicio de agua potable para las poblaciones que se encuentran en el sistema Urama-Morón-Puerto Cabello.

La investigación según el tiempo espacial es de carácter longitudinal, (Grajales, 2000) ya que se basa en el estudio de la evolución de la concentración de contaminantes presentes en el agua a lo largo del tiempo. También se estudia la densidad poblacional con lo cual se logra una proyección del aumento de la misma en las cercanías del río (población de Canoabo) a través del tiempo.

Acorde con la recopilación de datos, la investigación es de carácter prospectivo, en vista de que se trabaja en base a información que se recogerá de acuerdo con los criterios del investigador y para los fines específicos de la investigación (Arce, 2005) esto se apreciará mediante la planificación de diversas captaciones de las aguas en estudio como parte de uno de los objetivos de la investigación, resultados en los cuales se basará el diseño del sistema de tratamiento de las aguas residuales de la población de Canoabo.

3.2 Desarrollo sistemático de la investigación

3.2.1 Realización de un reconocimiento del espacio físico.

Para determinar la ubicación de la planta de tratamiento de aguas residuales, fue necesario realizar un reconocimiento del espacio físico de la zona de Canoabo. Para ello el equipo de investigación se trasladó a dicha población recorriendo el lugar en compañía de un funcionario de la empresa, que al conocer la zona colaboró en la ubicación del colector que proporciona el mayor aporte de contaminantes al río Canoabo. También se logró conocer las adyacencias del poblado, observando los sitios potenciales, disponibles o no, para la finalidad de este objetivo.

Con la información recolectada en la visita técnica se procedió a realizar una revisión bibliográfica para establecer y fundamentar los criterios a ser evaluados en la selección de la propuesta para la implementación del sistema a diseñar.

Haciendo uso del programa Google Earth, se determinaron las coordenadas del punto en el cual se ubica la salida del colector principal de Canoabo y se seleccionaron tres opciones de los sitios observados en la visita. Para determinar cuál de los tres terrenos es el más apropiado en la implementación del proyecto, se procedió a estudiar la distancia mínima de la ubicación de la planta de tratamiento con respecto a la localización del poblado de Canoabo, la accesibilidad al terreno, la superficie disponible del mismo, su pendiente y la cercanía de la mano de obra, todo esto con ayuda del programa antes mencionado.

Con el espacio delimitado para cada propuesta se calculó el área disponible de cada terreno; para ello se procedió a establecer la forma del área, siendo para los dos primeros terrenos un trapecio y el tercero un rectángulo. Haciendo uso del programa mencionado se leyó la distancia de los lados necesarios para el cálculo de la superficie de cada figura, todo esto mediante la herramienta "rutas" la cual arroja el valor de la distancia de cada línea demarcada en las figuras. El área se expresó en metros cuadrados.

Para estudiar la pendiente se analizó el perfil de elevación de los terrenos, esto se logró con la ayuda del programa antes mencionado trazando dos líneas, haciendo

uso de la misma herramienta, a lo largo de las áreas seleccionadas para cada terreno; con todo esto se obtuvo dicho perfil y el valor de la pendiente promedio para cada caso.

Otro factor analizado fue la accesibilidad a los terrenos en estudio; para ello se estableció una ruta tomando como punto inicial la entrada del pueblo, hasta llegar al sitio en donde estaría ubicada la planta para cada propuesta. Todo esto para determinar la distancia que debe ser recorrida por el personal. El último criterio evaluado fue la cercanía de la zona residencial a los terrenos, tomando en consideración la distancia mínima establecida para la ubicación de plantas de tratamiento de aguas residuales (Corporinoquia, 2007); con referencia a este criterio se estableció una línea con ayuda del programa anteriormente mencionado desde el centro del espacio delimitado para cada propuesta hasta el lugar más cercano de la población, obteniendo las distancias expresadas en metros.

Por otro lado, se realizó una matriz criterio-criterio (Gando, 2001) en la cual se compararon todos los criterios en estudio entre ellos mismos, de modo de obtener una ponderación para cada uno de los parámetros. Dicha matriz se puede apreciar en la Tabla 3.1

Tabla 3.1 Matriz Criterio-Criterio empleada en la ponderación de los criterios utilizados en la selección del terreno.

	Criterio 1	Criterio 2	Criterio 3	Criterio 4	Criterio 5	Σ	%
Criterio 1							
Criterio 2							
Criterio 3							
Criterio 4							
Criterio 5							
Total							

Para comparar estos criterios y establecer la ponderación de cada uno, se procede a utilizar una escala del cero al uno donde: cero (0) significa menor importancia, cero punto cinco (0,5) implica igual importancia, y uno (1) corresponde a mayor importancia (Gando, 2001).

En la matriz de selección mostrada en la Tabla 3.2 (Gómez, s.f.), se evaluaron los criterios antes ponderados con respecto a las propuestas de los terrenos con una escala del 1 al 5, siendo el uno el valor menos favorable para ellos y el 5 el más favorable (García, 2006). Finalmente se procedió a realizar el producto entre la ponderación y el porcentaje de cada parámetro y posteriormente se realizó la sumatoria por cada terreno siendo seleccionado el que obtuvo el mayor valor entre los tres.

Tabla 3.2 Matriz de selección de comparación por puntos utilizada para seleccionar el mejor terreno para ubicar el sistema de tratamiento de aguas residuales del colector principal de Canoabo.

Criterio	Porcentaje (%)	Valor			Ponderación		
		Terreno 1	Terreno 2	Terreno 3	Terreno 1	Terreno 2	Terreno 3
Criterio 1							
Criterio 2							
Criterio 3							
Criterio 4							
Criterio 5							
				Σ			

3.2.2 Ejecución de estudios de caracterización de las aguas residuales a la salida del colector principal de la comunidad de Canoabo.

En la visita técnica al colector principal de Canoabo, se pudo apreciar la salida de las aguas residuales de la población que desembocan al río sin ningún tratamiento previo como se muestra en la Figura 3.1:



Figura 3.1 Salida del colector principal de Canoabo.

Después de la visita técnica se procedió a realizar la revisión de la Norma Venezolana COVENIN 2709:2002 “*aguas naturales, industriales y residuales. Guía para las técnicas de muestreo*”, la cual establece los lineamientos generales sobre las técnicas de captación de muestras de agua, con el fin de determinar sus características. Además, la norma dice que para que una muestra de agua sea satisfactoria debe llenar los requisitos básicos: representar con precisión la masa muestreada grande o pequeña, y tener el tamaño adecuado para análisis subsecuentes.

Para la caracterización de cuerpos de agua, corrientes de proceso o aguas residuales se utilizan tres tipos de muestras: instantáneas, compuestas e integradas según la norma antes mencionada. Para el caso en estudio se trabajó con el tipo de muestra compuesta, ya que ésta representa las características promedio del cuerpo de agua residual. Dicha muestra se realizó tomando varias sub-muestras de volumen constante e intervalos de tiempo regulares, porque la variación del caudal no es significativa.

La realización del muestreo del agua se efectuó en el punto mostrado en la Figura 3.1. Para ello se buscaron previamente los instrumentos necesarios para llevar a cabo el muestreo; entre ellos se contó con un tobo de plástico, una cava, los envases proporcionados por el Laboratorio Central Carabobo (envase de plástico, envase de

plástico color ámbar, envase de vidrio esterilizado, envase de vidrio boca ancha color ámbar), cuchillo, hielo, etc. Luego, se sumó el volumen de cada envase de recolección de muestra, y se dividió entre las horas de duración del muestreo, de este modo se logró saber cuánto volumen debían tener las sub-muestras. Para lograr el muestreo compuesto, se utilizó un envase de 12 litros limpio y seco, en el cual se fue recolectando cada sub-muestra en el transcurso del tiempo, valiéndose el equipo de trabajo de un captador improvisado que constó de un envase de plástico de 350ml y una rama larga en forma de “Y”, la cual sirvió como soporte del envase para que la persona que hiciera la captación no entrara en contacto con las aguas residuales. El captador se muestra en la Figura 3.2:



Figura 3.2. Captador improvisado por el equipo de trabajo.

Luego de la recolección del volumen deseado de muestra se procedió a mezclar y llenar los envases para transportar la muestra hasta el Laboratorio Central Carabobo de la Hidrológica del Centro y al Laboratorio de Calidad Ambiental del Ministerio del Ambiente. Se utilizaron envases de plástico para los análisis físico-químicos, envases de plástico y de color ámbar para los análisis químico-sanitarios, envases de vidrio para el laboratorio de bacteriología y envases de vidrio, boca ancha y de color ámbar para recoger la muestra de aceites y grasas, todos proporcionados por el Laboratorio Central

Carabobo. Todas las muestras fueron refrigeradas a 4°C aproximadamente, según la norma COVENIN 2709:2002, en una cava durante el traslado y a la muestra usada en el análisis de aceite y grasas se le añadieron ($2\pm 0,05$) ml de ácido sulfúrico para su preservación.

Después del traslado se procedió a realizar los diversos análisis necesarios para determinar las características del agua, para ello se realizó previamente una revisión de los métodos estándares a través del Standard Methods for the Examination of water and wastewater (APHA, AWWA y WEF, 2005) el cual describe las metodologías y su ámbito de aplicación para incluir técnicas adecuadas en el examen de muchos tipos de muestras encontradas en la evaluación y control de la calidad del agua y la contaminación de la misma. Con todo esto se obtuvieron las concentraciones de cada parámetro y la calidad del agua en el primer muestreo.

Luego de treinta y dos días, se procedió a repetir el procedimiento de captación y la evaluación de los parámetros en los Laboratorios mencionados. Veintiún días después se repitió el procedimiento por tercera vez.

Finalmente, con los resultados de las tres captaciones se realizó una media aritmética y una comparación con los valores de concentración máximos permitidos por el decreto 883 (1995) de las "Normas para la clasificación y el control de la calidad de los cuerpos de agua y vertidos o efluentes líquidos" en la sección III de las descargas a cuerpos de agua (DCA) y se determinaron cuáles son los valores que están por encima de dicho límite.

3.2.3 Propuesta de varios arreglos de plantas de tratamiento de aguas residuales.

Se procedió a realizar una revisión bibliográfica de cada tipo de tratamiento (pre tratamiento, tratamiento primario, secundario, terciario y químicos) para obtener el principio de funcionamiento de las unidades a utilizar, el tipo de compuestos que remueven y los porcentajes de remoción para cada una de ellas; se seleccionaron las unidades necesarias para cumplir con la calidad requerida por el efluente del sistema de tratamiento.

Con las unidades de tratamiento seleccionadas, se procedió a elaborar las propuestas del sistema de tratamiento mediante un diagrama de flujo, en los cuales se muestra el recorrido del agua residual a través de cada unidad, en cada propuesta. Con los resultados obtenidos en la caracterización del agua, se procedió a realizar una tabla para cada sistema en la cual se observaron todos los parámetros y su rango de porcentaje de remoción en función de cada unidad seleccionando la mayor eficiencia para cada una y haciendo hincapié en aquellos que presentasen concentraciones por encima de las establecidas por la norma (Decreto 883, 1995) además se presentan las concentraciones promedios a la entrada y salida de cada unidad mostrando los valores finales de dichos parámetros en el efluente. La herramienta utilizada se puede observar en la Tabla 3.3.

Tabla 3.3 Herramienta utilizada para determinar la calidad del agua a la salida del sistema en cada arreglo propuesto.

UNIDAD												
Rango de eficiencia												
Eficiencia												
Parámetro	\bar{C}	\bar{C}_{ent}	\bar{C}_{sal}	Decreto 883								
<i>Hierro</i>												1
<i>Nitritos</i>												10
<i>Nitratos</i>												
<i>Coliformes totales</i>												1000
<i>DQO</i>												350
<i>DBO</i>												60
<i>SS</i>												80
<i>Detergentes</i>												2
<i>Aceite y grasas vegetales y animales</i>												20

El cálculo de la concentración promedio a la salida de cada unidad de tratamiento se realizó a través del siguiente modelo matemático:

$$\bar{C}_{sal} = \bar{C}_{ent} \times \left(1 - \frac{\% \eta}{100}\right) \quad (I)$$

(Metcalf y Eddy, 1996)

Donde:

\bar{C}_{sal} : concentración promedio a la salida de la unidad de tratamiento (mg/L)

\bar{C}_{ent} : concentración promedio a la entrada de la unidad de tratamiento (mg/L)

$\% \eta$: porcentaje de remoción seleccionado para esa unidad de tratamiento (%)

En las unidades biodisco y reactor biológico (en cualquiera de sus modalidades: convencional, aireación extendida) se tienen el proceso de nitrificación, el cual se origina a través de las reacciones químicas indicadas en la Figura 3 del marco teórico.

Para el cálculo de la concentración de nitratos y nitritos fue necesario tomar una base de cálculo de un litro para obtener la masa de los reactivos (nitritos y nitrógeno amoniacal); con el peso molecular de ambos compuestos y del nitrógeno se calcularon los moles respectivos y con los coeficientes estequiométricos de las reacciones mostradas en la Figura 2.2 se obtuvieron los moles de nitritos y nitratos obtenidos en cada una asumiendo una conversión de nitrógeno amoniacal a nitrito del 20% y de nitrito a nitrato del 70% (Gerardi, 2002); con el peso molecular de cada compuesto se obtuvo su masa y finalmente, con la base de cálculo utilizada, la concentración de dicho parámetro. Tomando en cuenta la presencia de una concentración inicial de nitritos y nitratos en el efluente se estimó la concentración total de los mismos. Es muy importante aclarar que los resultados obtenidos en la caracterización están expresados en forma de nitrógeno amoniacal, es por ello que se hace una relación con los pesos moleculares de modo que se logre obtener los moles de los compuestos expresados como nitrógeno amoniacal, nitratos y nitritos a la hora de llevar a cabo los cálculos estequiométricos.

Por otro lado, se seleccionaron los criterios a tomar en cuenta para la elección de la propuesta a diseñar, para ello se consultó con un personal especializado en el área de estudio. Inicialmente se realizó una matriz criterio-criterio (Gando, 2001) al igual que en el primer objetivo.

En la matriz de selección mostrada en la Tabla 3.4 (Gómez, s.f.), se evaluaron los criterios antes ponderados con respecto a las propuestas del sistema de tratamiento del mismo modo que se hizo en el objetivo número uno, haciendo uso de la escala de Likert. Finalmente se procedió a realizar el producto entre la ponderación y el porcentaje de cada parámetro y luego se realizó la sumatoria por cada propuesta. La propuesta con el mayor puntaje fue la seleccionada para realizar el dimensionamiento de las unidades de tratamiento.

Tabla 3.4 Matriz de selección de comparación por puntos utilizada para seleccionar la mejor propuesta del sistema de tratamiento de aguas residuales del colector principal de Canoabo.

Criterio	Porcentaje (%)	Valor			Ponderación		
		Propuesta 1	Propuesta 2	Propuesta 3	Propuesta 1	Propuesta 2	Propuesta 3
Criterio 1							
Criterio 2							
Criterio 3							
Criterio 4							
Criterio 5							
				Σ			

3.2.4 Diseño del arreglo seleccionado.

Para el diseño del arreglo seleccionado se realizó una investigación en material bibliográfico de los modelos matemáticos requeridos para el dimensionamiento de cada una de las unidades de tratamiento a diseñar. Entre la bibliografía destacan los autores: Metcalf y Eddy (1996), Lin (2007), Ramalho (1996), Rivas (1978), entre otros.

Un parámetro de diseño muy importante es el caudal, para ello se contactó al Instituto Nacional de Estadística (INE) y se solicitaron los últimos censos realizados en la población de Canoabo. El único censo proporcionado correspondió al año 1990. En vista de que se requerían más datos para realizar la proyección demográfica se realizó una revisión bibliográfica en la cual se consiguió información acerca de la población de Canoabo para los años 1975, 2001, 2004 y 2015. Con dichos valores se realizó una gráfica en la que se mostró una tendencia parabólica del incremento de la población hasta el año 2030. La empresa Hidrocentro facilitó como dato la dotación que otorga per cápita a esa población y el porcentaje de retorno del agua que manejan, con estos datos, y un factor de sobrediseño de 1,2 se pudo estimar el caudal que se espera operar en la planta para el año 2030 mediante el siguiente modelo matemático

$$Q = Dot \cdot Ret \cdot hab \cdot f_{sd} \cdot fc \quad (II)$$

(Metcalf y Eddy, 1996)

Donde:

Q : caudal medio (L/día)

Dot : dotación de agua a la comunidad (L/día.persona)

Ret : porcentaje de retorno de agua (%)

hab : número de habitantes (personas)

f_{sd} : factor de sobrediseño (Adim.)

fc : factor de conversión (día/86400s)

Según la bibliografía, para cada unidad de tratamiento la variable más importante es la concentración de algunos parámetros que conforman la caracterización del agua, por ejemplo: para el sedimentador primario se toman en cuenta la concentración de los sólidos suspendidos, la concentración de demanda bioquímica de oxígeno (DBO) y la concentración de demanda química de oxígeno (DQO); para la trampa de grasas se considera la concentración de aceite y grasas vegetales y animales; y así con el resto de las unidades.

Con los modelos matemáticos investigados anteriormente, los valores de ciertos parámetros teóricos, el caudal y las concentraciones necesarias de los parámetros de la caracterización del agua, se procedió a dimensionar cada unidad de tratamiento con ayuda del programa Microsoft Excel, hasta obtener los valores de profundidad, ancho, largo o diámetro, según sea el caso.

3.2.5 Estimar el costo del sistema de tratamiento seleccionado con la finalidad de obtener el presupuesto para su realización.

Para estimar el costo del sistema seleccionado se procedió inicialmente a investigar el precio de la elaboración de cada unidad de tratamiento, siendo facilitado el listado de precios unitarios, actualizado en marzo de 2011 por la Gerencia de Contrataciones, por parte de la empresa, en él se pudo encontrar el precio por unidad de volumen del concreto reforzado ($R_{cc}=210\text{kg/m}^2$) para cada tipo de acabado: paredes circulares, fundaciones, lozas macizas, etc., además, del precio de las barras de acero utilizadas en el desbaste.

Dicho listado es el que se utiliza para la elaboración de las unidades de tratamiento a nivel regional por parte del estado, por lo que se decidió trabajar con los espesores de paredes y el material de construcción sugerido en el mismo. Al conocer las dimensiones internas de cada unidad de tratamiento se logró obtener las dimensiones externas al ser contemplado el espesor de paredes en el diseño, determinando el volumen de concreto utilizado en cada unidad con ayuda de una hoja de cálculo en el programa Microsoft Office Excel 2007.

Con respecto al desbaste, se procedió a investigar el peso del acero por unidad de longitud, de modo que se pudiera determinar el peso de cada barra de la reja dimensionada y con ello conocer el precio de la unidad, en vista de que el precio unitario está por unidad de masa. Este cálculo también se realizó con ayuda del programa antes mencionado.

Adicionalmente, se determinó que clase de bombas serán implementadas en el sistema de modo que se logró obtener una cotización de éstas para incluirlas en el costo de los equipos principales; de igual modo se procedió a determinar el precio de

los aireadores obtenidos en el diseño del reactor biológico con ayuda de la base de datos Matches (2003), en la cual se consiguió el precio de estos equipos para el año 2007, siendo necesarios los índices de ajuste obtenidos en la revista "Chemical Engineering" en la que aparecen desde el año 2001 hasta el año 2008, los datos con los que se realizó la Figura A.3 y con la tendencia de la misma se extrapolaron hasta conseguir el índice de ajuste del año 2011 y de esta manera obtener el costo de un aireador para el año actual.

Una vez conocido el precio del concreto, las bombas y los aireadores a utilizar, se realizó la sumatoria de todos ellos de modo que se logró obtener el costo total de los equipos principales. Con dicho valor se procedió a estimar el costo del acondicionamiento del terreno, de las edificaciones, el costo de instrumentación y control, de servicios industriales, tuberías, equipos eléctricos, estudios y proyectos, supervisión y entrenamiento, arranque, pruebas y contingencias, los cuales corresponden al capital fijo. Por otro lado, se determinó el capital de trabajo, el cual incluye los costos de inventario de materia prima, inventario de repuestos, costos por salarios y efectivo en caja. Finalmente, la inversión total inicial será la sumatoria del capital fijo y el capital de trabajo. (Rodríguez, 2010)

CAPÍTULO IV

DISCUSIÓN DE RESULTADOS

En este capítulo se observan, analizan y discuten los resultados obtenidos durante el desarrollo de la investigación a fin de dar parte al cumplimiento de los objetivos específicos y finalmente el objetivo general, desde la realización de un reconocimiento del espacio físico hasta la obtención del presupuesto económico para la elaboración del proyecto.

4.1 Realizar un reconocimiento del espacio físico para determinar la ubicación de la planta de tratamiento.

La salida del colector principal de Canoabo se ubica al final del pueblo como se muestra en la Figura 4.1:

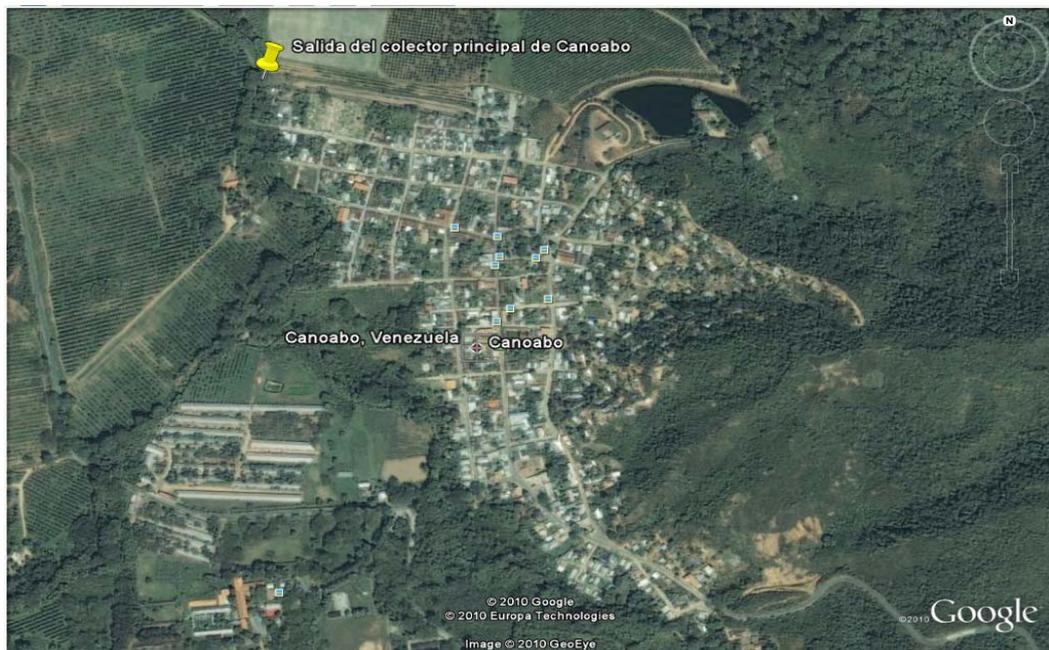


Figura 4.1 Ubicación de la salida del colector principal de Canoabo.

Las coordenadas de dicho punto son $10^{\circ}18'46.40''$ de latitud Norte y $68^{\circ}17'01.52''$ de longitud Oeste. Dichas coordenadas se obtuvieron mediante el uso del programa Google Earth.

Mediante la visita técnica al poblado de Canoabo y con el apoyo del programa antes mencionado se obtuvieron las propuestas de tres sitios para la ubicación del sistema de tratamiento. Todas las propuestas son propiedad del estado sin embargo los terrenos uno y dos son fincas en producción, esto implica que la empresa deberá comprar las bienhechurías que haya en las mismas a los propietarios que trabajan esas tierras para poder disponer de los terrenos. Se disponen como se muestra en la Figura 4.2:



Figura 4.2 Terrenos propuestos para la implementación del proyecto.

El relieve de Canoabo está dominado por laderas cubiertas con diferentes coberturas que la han protegido de la erosión excesiva dándoles así una buena estabilidad. Los usos actuales predominantes son la ganadería acompañadas de cultivos permanentes como cítricos y musáceas. (Sevilla y Comerma, 2009).

Después de la revisión bibliográfica de diversos autores se establecieron los criterios a ser estudiados, estos son: superficie disponible, pendiente de los terrenos, distancia de acceso, distancia mínima de la ubicación de la planta de tratamiento con respecto a la localización del poblado de Canoabo y la disponibilidad de las tierras.

El área de cada propuesta se presenta en la Figura 4.3, en la cual resulta que el terreno número 3 presenta mayor superficie disponible para la implementación del proyecto con un área de $280423m^2$, seguido del terreno 1 con un área de $248050m^2$ y finalmente el terreno 2 con un área de $130500m^2$.

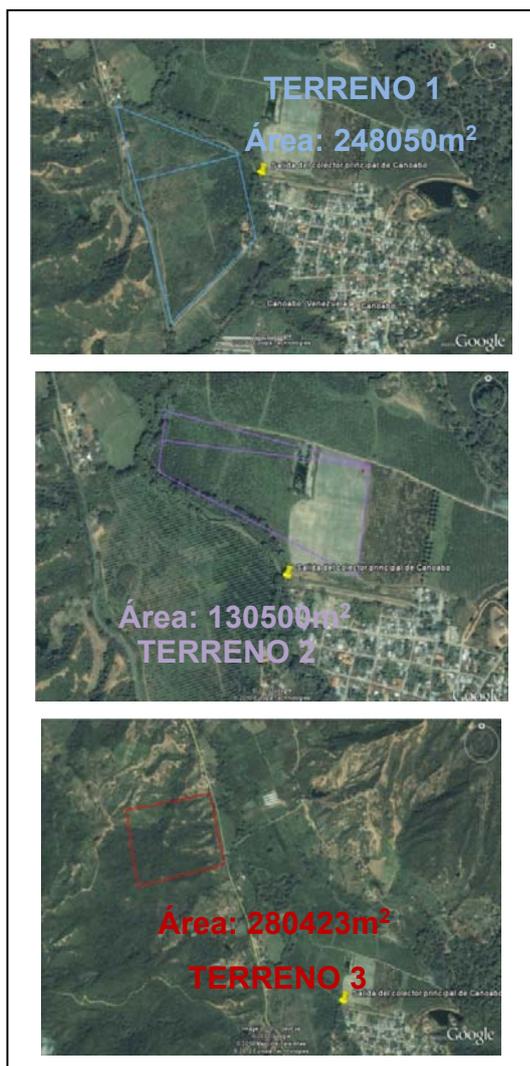


Figura 4.3. Área de los terrenos 1, 2 y 3 para la posible ubicación del sistema de tratamiento de aguas residuales.

Con respecto al perfil de elevación, se obtuvieron las Figuras 4.4, 4.5 y 4.6:

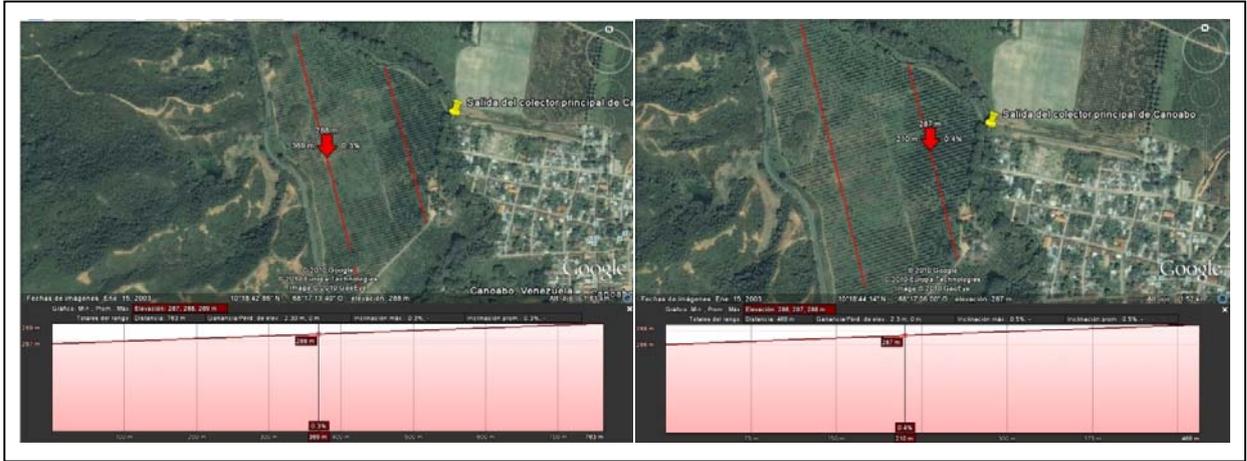


Figura 4.4 Perfil de altura para el terreno 1.

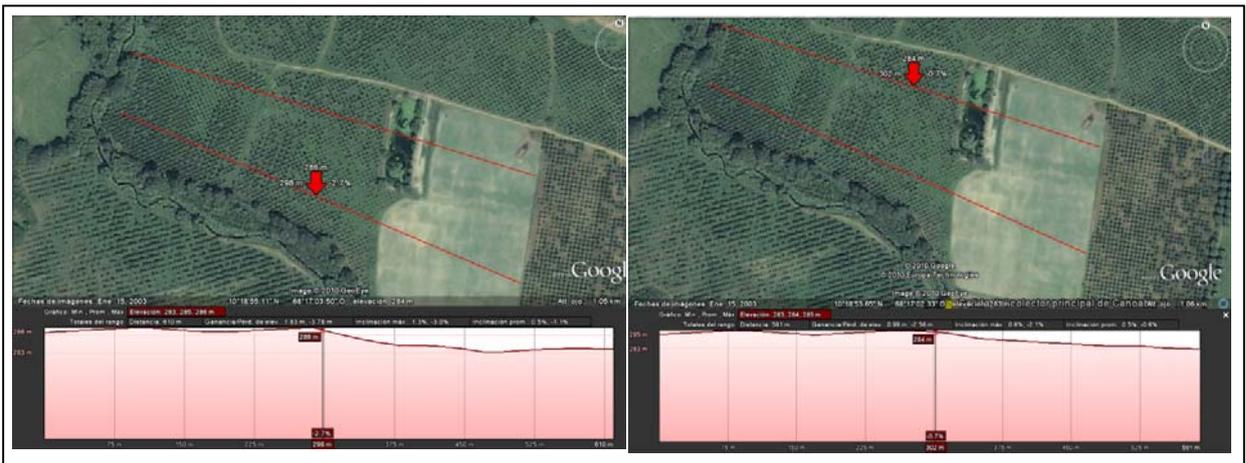


Figura 4.5 Perfil de altura para el terreno 2

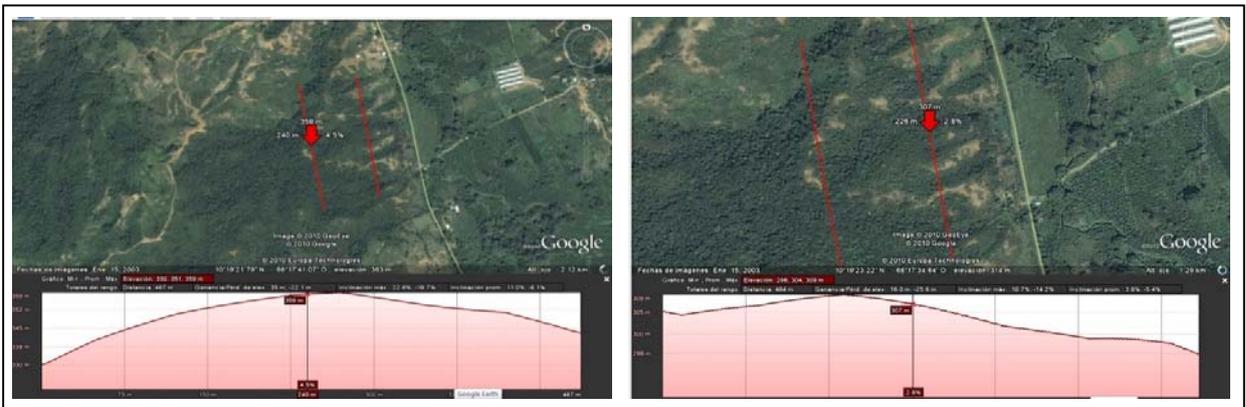


Figura 4.6 Perfil de altura para el terreno 3

En la Figura 4.4 se aprecia el perfil de elevación del primer terreno, siendo la pendiente arrojada por el programa Google Earth en promedio de 0,45% y no se observan irregularidades prominentes en la superficie de dicho terreno, esto debido a que se está estudiando un asentamiento agrícola en producción.

En la Figura 4.5, se observa que el Terreno 2 tiene un perfil de elevación más irregular, obteniéndose una pendiente promedio de 0,50% sin embargo dichas irregularidades pueden ser compensadas aplanando o rellenando el terreno en vista de que no son tan pronunciadas.

Analizando el Terreno 3 se observa en la Figura 4.6 que dicho terreno tiene una pendiente mucho más pronunciada que las dos propuestas anteriores, siendo ésta en promedio de 7,45%, esto se puede compensar igualmente aplanando o rellenando el terreno; además puede ser beneficioso porque implica el desplazamiento del agua por gravedad en algunos sectores en vez de emplear un sistema de bombeo.

La ruta de acceso para cada terreno se presenta en la Figura 4.7 en la cual se presentan las vías utilizadas para llegar a cada uno de los puntos en donde se podría ubicar el sistema de tratamiento desde la carretera nacional así como la distancia que tendría que recorrer un empleado para llegar a la planta, partiendo de la entrada de Canoabo como punto de referencia.



Figura 4.7 Rutas de acceso a los terrenos 1, 2 y 3.

Observando la Figura 4.7 se puede apreciar que el terreno más cercano para la mano de obra desde el punto de referencia viene siendo la propuesta de terreno número 1 con 1700m de distancia, además de ser el más accesible puesto que se ingresa a través de la carretera nacional. Le sigue el terreno 2 con una distancia de 2207m pero existe la necesidad de atravesar todo el pueblo de Canoabo y finalmente, el terreno 3 con una distancia de 3001m y al igual que la propuesta 1 el acceso es a través de la carretera nacional.

Por último, al analizar la distancia mínima de la ubicación de la planta de tratamiento con respecto a la localización del poblado de Canoabo, se observa en la Figura 4.8 que el terreno 3 es el más alejado de la comunidad, con una distancia de 1622m, siendo mucho mayor a la distancia mínima establecida de 500 metros (Corporinoquia, 2007) mientras que los terrenos 1 y 2 presentan distancias de 275m y 307m respectivamente.

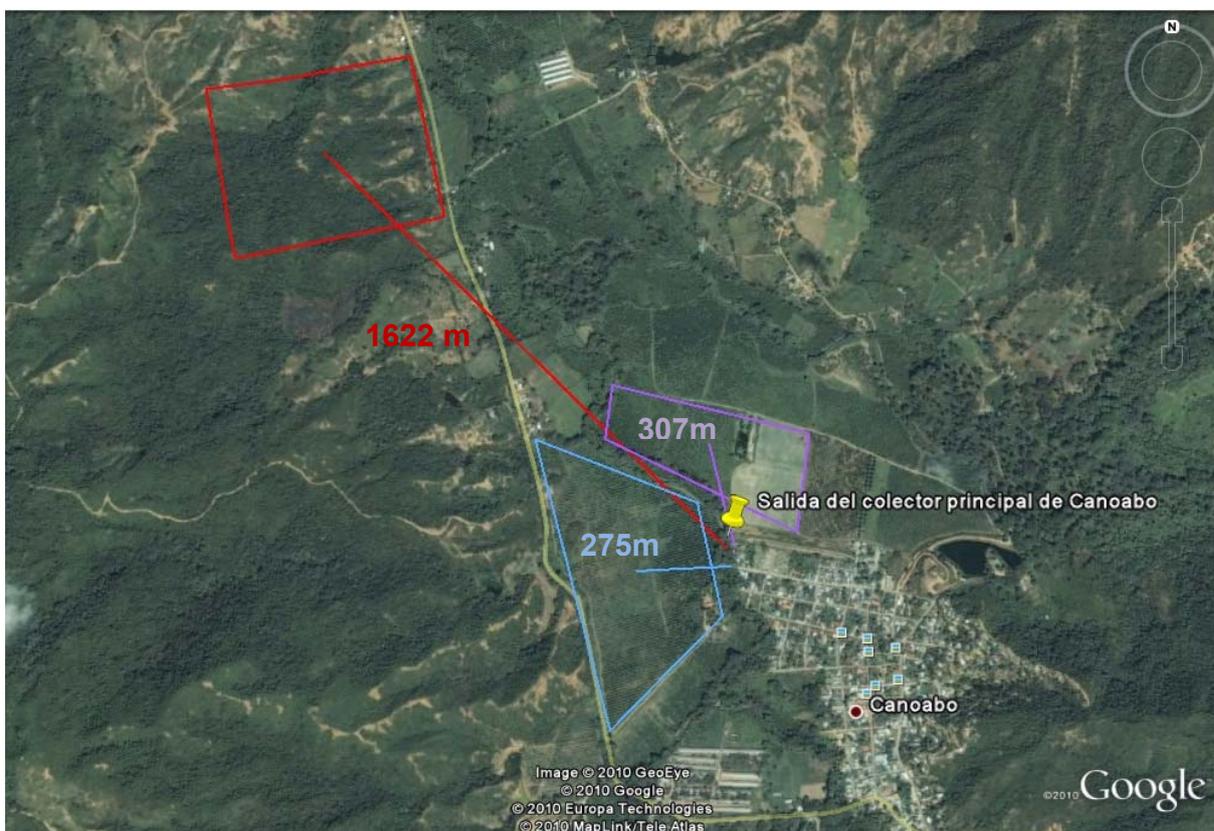


Figura 4.8 Distancia entre Canoabo y los terrenos 1, 2 y 3.

A continuación se presenta la Tabla 4.1, en donde se muestra la matriz de selección realizada mediante el método de comparación por puntos (Gómez, s.f.). Para realizar esta selección se consideran los criterios de área disponible, distancia mínima entre la planta y la comunidad, disponibilidad de tierras públicas, pendiente del terreno y cercanía de la mano de obra; en la matriz se evidencia todo lo descrito anteriormente de manera cuantitativa, utilizando la escala de Likert (García, 2006).

Tabla 4.1 Matriz de selección para las propuestas de los terrenos 1, 2 y 3.

Criterio	Porcentaje (%)	Valor			Ponderación		
		Terreno 1	Terreno 2	Terreno 3	Terreno 1	Terreno 2	Terreno 3
Distancia mínima entre la planta y la comunidad	16	1	2	5	0,16	0,32	0,80
Disponibilidad de tierras públicas	36	1	1	2	0,36	0,36	0,72
Pendiente del terreno	12	5	4	1	0,60	0,48	0,12
Área disponible	28	4	2	5	1,12	0,56	1,40
Cercanía de la mano de obra	8	5	4	3	0,40	0,32	0,24
				Σ	2,64	2,04	3,28

Como se observa en la matriz de selección la planta será ubicada en el terreno 3, ya que obtuvo un valor superior con respecto a los terrenos 1 y 2, debido a todo lo explicado anteriormente con respecto a los criterios estudiados.

4.2 Efectuar estudios de caracterización de las aguas residuales a la salida del colector principal de la comunidad de Canoabo con la finalidad de conocer la calidad de las mismas.

Las condiciones de los tres días de captación se reflejan en la tabla 4.2, hay que tomar en cuenta que se realizó el trabajo de campo en un período de tiempo comprendido entre los meses de septiembre y octubre.

Tabla 4.2 Condiciones ambientales de los días de captación.

Captación	1era	2da	3era
Fecha	08-09-2010	10-10-2010	31-10-2010
Condiciones	Nublado	Lluvioso	Soleado
Horas de captación	11:30am-1:30pm	11:30am-2:30pm	11:30-2:30pm

Según el tipo de agua en estudio (agua residual doméstica) las características que se pueden encontrar modificadas en caso de existir alguna clase de contaminación son: color, olor, sabor, temperatura, carbohidratos, grasas animales, aceites y grasa, proteínas, alcalinidad, cloruros, nitrógeno, pH, fósforo, azufre, entre otros (Metcalf & Eddy, 1996).

Luego de realizar los análisis correspondientes para la caracterización del agua en estudio se obtuvieron los resultados mostrados en las Tablas 4.3 y 4.4. En la Tabla 4.3 se muestran los valores correspondientes a los análisis físico-químicos, los cuales indican que el hierro y los nitratos más nitritos poseen una desviación con respecto al límite máximo permitido por el Decreto 883 (1995) de 27% y 366% respectivamente.

Si bien los iones de hierro II son solubles en agua y no causan ningún problema, éstos se oxidan a formas de hierro III que son hidróxidos solubles en agua. Éstos son compuestos corrosivos que tiñen y provocan el bloqueo de pantallas, bombas, tuberías y sistemas de recirculación. Si los depósitos de hidróxido de hierro se producen por bacterias del hierro entonces son pegajosos y los problemas de manchas y bloqueo de sistemas son todavía más graves. Sin embargo los microbiólogos reconocen que ciertas bacterias son capaces de oxidar e inmovilizar el hierro. Las bacterias responsables de este proceso se encuentran naturalmente en el medio (Lenntech, 2009).

En el caso de los nitritos, éste es relativamente inestable y fácilmente oxidable a la forma de nitrato. Es un indicador de la contaminación y raramente excede la cantidad

de 1mg/l en aguas residuales, así como se pudo observar en la tabla anterior. A pesar de que su presencia suele darse en concentraciones pequeñas, los nitritos tienen gran importancia en el estudio de las aguas residuales y contaminación de aguas, dada su gran toxicidad para gran parte de la fauna piscícola y demás especies acuáticas. (Metcalf y Eddy, 1996).

Con respecto a los nitratos, es importante remover estos contaminantes porque cuando comemos alimentos con ellos se someten a un proceso de transformación en el estómago y se pueden combinar con otras sustancias originando las nitrosaminas (sustancias cancerígenas). Además, los nitratos pueden ser causantes de 5 mutaciones de nuestros genes y deformaciones en fetos (Daiquí, 2010).

Tabla 4.3. Parámetros físico-químicos obtenidos a la salida del colector principal de Canoabo y el límite máximo permisible de cada uno.

<u>Parámetro</u>	<u>1era</u>	<u>2da</u>	<u>3era</u>	<u>Promedio</u>	<u>Decreto 883</u>
Color Aparente/Real (Pt/Co)	120/60	200/100	40/20	120/60	1000/500
Turbiedad (NTU)	52,63	80,62	40,19	57,81	----
pH	7,20	6,94	7,01	7,05	6,0-9,0
Cloruros (mg/L)	30,25	30,82	22,95	28,01	1000
Sulfatos (mg/L)	61	64,8	53,1	59,6	1000
Hierro (mg/L)	1,3	1,61	0,9	1,27	1,0
Fluoruro (mg/L)	0,098	0,098	0,098	0,098	5
Nitritos (mgN/L)	0,085	0,16	0,085	0,110	---
Nitratos (mgN/L)	29,0	85,0	25,5	46,5	---
Nitritos+Nitratos (mgN/L)	29,085	85,16	25,585	46,61	10
Minerales disueltos (mg/L)	405,03	488,54	334,66	409,41	----
Calcio (mg/L)	15,85	17,04	18,59	17,16	----
Magnesio (mg/L)	9,61	8,65	10,96	9,74	----
Sulfuro (mg/L)	0,212	0,28	0,17	0,22	0,5
Sílice (mg/L)	19,72	21,73	18,67	20,04	----
Sodio+Potasio (mg/L)	125,72	214,45	93,74	144,64	----
Dióxido de carbono (mg/L)	17,86	32,36	22,87	24,36	----
Cobre (mg/L)	0,91	1,17	0,5	0,86	1
Dureza total (mg/L)	79,66	78,67	92,14	83,49	----
Alcalinidad total (mg/L)	142,87	131,07	116,92	130,29	----
Fosfato (mg/L)	11,1	9,65	9,1	9,95	----
Conductividad a 25°C (mmhos/cm)	503	443,3	438,5	461,6	----

En la Tabla 4.4 se muestran los parámetros químico-sanitarios obtenidos a la salida del colector principal y sus respectivos límites máximos permisibles por la norma; en dicha tabla se observa que las concentraciones de la DQO, la DBO, sólidos suspendidos totales, aceites y grasas y detergentes exceden el máximo permitido en 13%, 398%, 276%, 55% y 198% respectivamente. Es importante acotar que no se realizaron las pruebas de aceites, grasas y detergentes en la primera captación por no contar con los recursos necesarios en el Laboratorio Central Carabobo de Hidrocentro, sin embargo para la segunda y tercera captación se contó con el apoyo del Laboratorio de Calidad Ambiental del Ministerio del Ambiente, donde se pudieron realizar esos análisis tan importantes para el diseño de un sistema de tratamiento de aguas residuales.

Si se descargan al entorno aguas residuales con alta concentración de DBO y DQO sin tratar, su estabilización biológica puede llevar al agotamiento de los recursos naturales de oxígeno y al desarrollo de condiciones sépticas (Metcalf y Eddy, 1996).

Los sólidos en suspensión, integrados por sólidos sedimentables y no sedimentables que pueden ser a su vez orgánicos o minerales, dan lugar al desarrollo de depósitos de fango y de condiciones anaerobias cuando se vierte agua residual sin tratar al entorno acuático (Metcalf y Eddy, 1996).

Los aceites y grasas son compuestos orgánicos con densidad inferior a la del agua por lo que tienden a flotar, esta materia flotante se requiere separar del agua residual para obtener un cierto grado de tratamiento tendiente a reducir su carácter ofensivo para con las unidades posteriores de los mismos procesos de acondicionamiento (Rivas, 1978).

Finalmente, los detergentes son importantes de remover debido a que éstos son agentes tensoactivos que generan gran cantidad de espuma lo cual impide el intercambio de oxígeno con el agua provocando un empobrecimiento en los niveles de oxígeno y la muerte de muchas especies. (Tchobanoglous y cols, 2003).

Tabla 4.4 Parámetros químico-sanitarios obtenidos a la salida del colector principal de Canoabo y el límite máximo permisible de cada uno.

<u>Parámetro</u>	<u>1era</u>	<u>2da</u>	<u>3era</u>	<u>Promedio</u>	<u>Decreto 883</u>
Nitrógeno amoniacal (mg/L)	22,878	11,627	11,136	15,21	---
Oxígeno disuelto (mg/L)	6,1	0,7	3,3	3,4	---
Fósforo (mgP/L)	5,874	9,494	2,147	5,838	10
DQO (mg/L)	507	403	282	397	350
DBO (mg/L)	253	274	369	299	60
Sólidos Totales (mg/L)	540	680	365	528,33	---
Sólidos suspendidos totales (mg/L)	244,44	611,11	48,33	301	80
Sólidos suspendidos volátiles (mg/L)	184,44	451,39	41,66	225,83	---
Sólidos suspendidos fijos (mg/L)	60	159,72	6,67	75,46	---
Nitrógeno total (mg/L)	32,48	16,52	13,002	22,741	40
Nitrógeno orgánico (mg/L)	9,602	4,893	1,866	5,454	---
Detergentes (mg/L)	ND	5,72	6,19	5,96	2
Aceites minerales e hidrocarburos (mg/L)	ND	32	2	17	20
Aceites y grasas vegetales y animales (mg/L)	ND	36	26	31	20

ND: no disponible

Entre los parámetros bacteriológicos analizados se presentan los coliformes totales y fecales para los cuales se presentan valores de concentración mayores a 16000NMP/mL en cada uno, siendo el límite máximo permisible de la concentración de coliformes totales de 1000NMP/mL. Los coliformes fecales no se encuentran normados en el Decreto 883 (1995), sin embargo éstos se encuentran incluidos dentro de los coliformes totales que presentan el límite mencionado. El porcentaje de desviación,

para los coliformes totales, con respecto a la normativa es de 1500%. Es importante remover estos contaminantes porque el agua es uno de los vehículos más significativos de transmisión de diarrea, disentería amibiana, hepatitis A, cólera, entre otros, los cuales son incapaces de reproducirse en aguas limpias (Isaac y cols, 1994).

4.3 Proponer varios arreglos de plantas de tratamiento de aguas residuales para seleccionar el más adecuado.

La selección de los procesos de tratamiento de aguas depende de varios factores, entre los que se incluyen:

- a) Características del agua residual a tratar: DBO, materia en suspensión, pH, productos tóxicos.
- b) Calidad del efluente de salida requerido de acuerdo con la eficiencia de remoción de cada tratamiento en función de los límites máximos establecidos por el Ministerio del Poder Popular para el Ambiente
- c) Costos y disponibilidad de terrenos.
- d) Consideración de las futuras ampliaciones o la previsión de límites de calidad de vertido más estrictos, que necesiten el diseño de tratamientos más sofisticados en el futuro. (Metcalf y Eddy, 1996)
- e) Unidades de tratamiento disponibles.
- f) Contexto organizacional, que incluye la jerarquía de los trabajadores de la planta, mano de obra, etc. (Comité unido de la Federación de Control de Contaminación del Agua y la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles, 1977)

Tomando todos estos factores en cuenta, se tiene que:

- a) Según los resultados arrojados por el objetivo 2 (caracterización del agua) se tienen diversos parámetros con concentración por encima del límite máximo permitido por las "Normas para la clasificación y el control de la calidad de los cuerpos de agua y vertidos o efluentes líquidos" en la sección III de las descargas a cuerpos de agua (norma publicada en la Gaceta Oficial 5.021, Decreto N° 883, 1995). Los parámetros a los que se hace referencia son: hierro,

nitritos y nitratos (expresados como nitrógeno), coliformes totales, demanda química de oxígeno, demanda bioquímica de oxígeno, sólidos suspendidos totales, detergentes, aceite y grasas vegetales y animales.

- b) Las diversas opciones de unidades de tratamiento utilizadas serán consecuencia de los resultados obtenidos en la caracterización del agua, de acuerdo con el índice de biodegradabilidad se determinará si es necesario un tratamiento biológico y en su defecto cuál podría ser para disminuir los parámetros hasta el rango permitido por el decreto 883 mencionado en el apartado (a). Además de un tratamiento biológico, siempre es necesaria la selección de un sistema de pre-tratamiento y tratamientos primarios, la utilización de tratamientos químicos la determinará los parámetros de compuestos químicos o metales que estén fuera de norma, y los tratamientos de desinfección serán determinados de acuerdo a la cantidad de coliformes encontrados en la caracterización. El desempeño y operación de cada opción será en gran parte determinante en su selección como unidad definitiva en el diseño del sistema de tratamiento.
- c) El contexto organizacional será enfocado en la mano de obra necesaria para operar cada unidad, mientras menor personal se requiera, mayor ventaja tendrá el sistema a nivel de costos de operación, ya que disminuiría la cantidad de salarios per cápita que deberán ser otorgados una vez que inicie la operación de la planta y menores gastos originados de la capacitación para el personal.

Con esto resulta fácil realizar la selección de las unidades de tratamientos, puesto que se tiene el enfoque de disminuir parámetros conocidos que afectan el cuerpo de agua al cual son vertidos, con poca mano de obra, sencillez en la operación y el mantenimiento de las unidades y en un espacio limitado por el área estimada para el terreno seleccionado en el objetivo 1.

Para evitar máximos y mínimos se homogeniza el caudal y las composiciones a lo largo del sistema con ayuda de un tanque de igualación, es por ello que es una unidad indispensable para el buen funcionamiento del sistema por lo cual es una constante en las propuestas que se realizan a continuación, donde se muestran distintas opciones de unidades para los tratamientos requeridos.

Tomando en cuenta la presencia de sólidos en el afluente, se debe colocar un pre-tratamiento para su eliminación, además se tiene que los aceites y grasas se encuentran por encima del valor establecido en la normas técnicas ambientales, por lo que se debe colocar un separador de grasas; se conoce que los detergentes se encuentran fuera de los parámetros especificados, sin embargo se asume que son detergentes biodegradables, llamados alquilsulfonatos lineales (LAS por sus siglas en inglés) que tienen cadenas lineales de átomos de carbono. Los microorganismos pueden descomponer las moléculas de LAS produciendo enzimas que degradan la molécula separando dos átomos de carbono a la vez, (Hill y Kolb, 1999) por ende serán eliminados en el tratamiento biológico.

Estimando el índice de biodegradabilidad, se obtuvo un valor de 0,7532 lo que indica que es imperativo el uso de tratamientos biológicos, esto se ve corroborado por el valor de DBO superior en alto grado al valor reglamentado. En el tratamiento biológico ocurre además el proceso de nitrificación en el cual el nitrógeno orgánico se convierte, catalizado por bacterias, en nitrógeno amoniacal que se transforma en nitritos y estos a su vez pasan a ser nitratos (Gerardi, 2002). El alto número obtenido de estos compuestos en la nitrificación aunado a la alta concentración de nitritos y nitratos que viene del colector principal, implica la instalación de un proceso de desnitrificación, y la presencia de coliformes fecales, indica que se debe colocar un tratamiento de desinfección.

Cada propuesta viene conformada por un diagrama del sistema, y una tabla complementa el diagrama con información referente a la eficiencia teórica de remoción de cada parámetro que sea superior al valor reglamentado, de modo que se pueda conocer la calidad del agua a la entrada y a la salida de cada unidad, indicando qué elementos remueve cada una y en qué proporción lo hace, todo esto comparado con el Decreto 883 (1995).

La propuesta número uno (1) muestra un sistema compuesto por un desbaste grueso como pre-tratamiento, para eliminar las hojas y otros sólidos flotantes que son vertidos por el colector, continua hacia un tanque de igualación donde se homogeniza el caudal para pasar al sedimentador primario que elimina la mayoría de los sólidos sedimentables principalmente, además de remover en parte DBO y DQO, el efluente

clarificado queda sobrenadando y sale por el tope de la unidad hacia una trampa de grasas donde por diferencia de densidades la mayor parte de la grasa será separada del agua residual siendo retirada por la parte superior del separador, mientras que el efluente clarificado continuará por la parte inferior hacia el siguiente tratamiento.

El agua libre de aceites y grasas pasa a una zona anóxica donde se recibe una corriente recirculada de agua nitrificada con bajo contenido de oxígeno disuelto lo que favorece la acción de las bacterias encargadas de la desnitrificación, eliminando de este modo nitratos y nitritos que están presentes en el agua, es importante destacar que para mantener una concentración constante de nitratos y nitritos en la zona, se mantiene una corriente de recirculación rica en dichas moléculas que deriva del tratamiento biológico que viene a continuación.

Este sistema está conformado por biodiscos donde disminuye el oxígeno disuelto en el agua por acción de las bacterias que remueven la DBO y la DQO así como por el proceso de nitrificación en el cual se oxida el nitrógeno orgánico y el nitrógeno amoniacal, convirtiéndolos en nitritos y nitratos; es importante destacar que también se consume además del nitrógeno, hierro y fósforo como nutrientes por parte de las bacterias. A la salida de éste se da origen a la corriente que es recirculada hacia la zona anóxica que se menciona previamente, mientras la otra corriente continua hacia el sedimentador secundario donde se separa el lodo activado, compuesto por bacterias, del agua clarificada que pasa hacia la unidad de desinfección conformada por una cámara de oxidación química donde se eliminan los coliformes fecales y otros agentes patógenos. Finalmente, se tratan los lodos primarios y secundarios haciendo uso de un espesador seguido de un lecho de secado. La propuesta antes descrita se puede observar en la Figura 4.9 mientras que las concentraciones a la entrada y a la salida de cada tratamiento mencionado se aprecian en la Tabla 4.5.

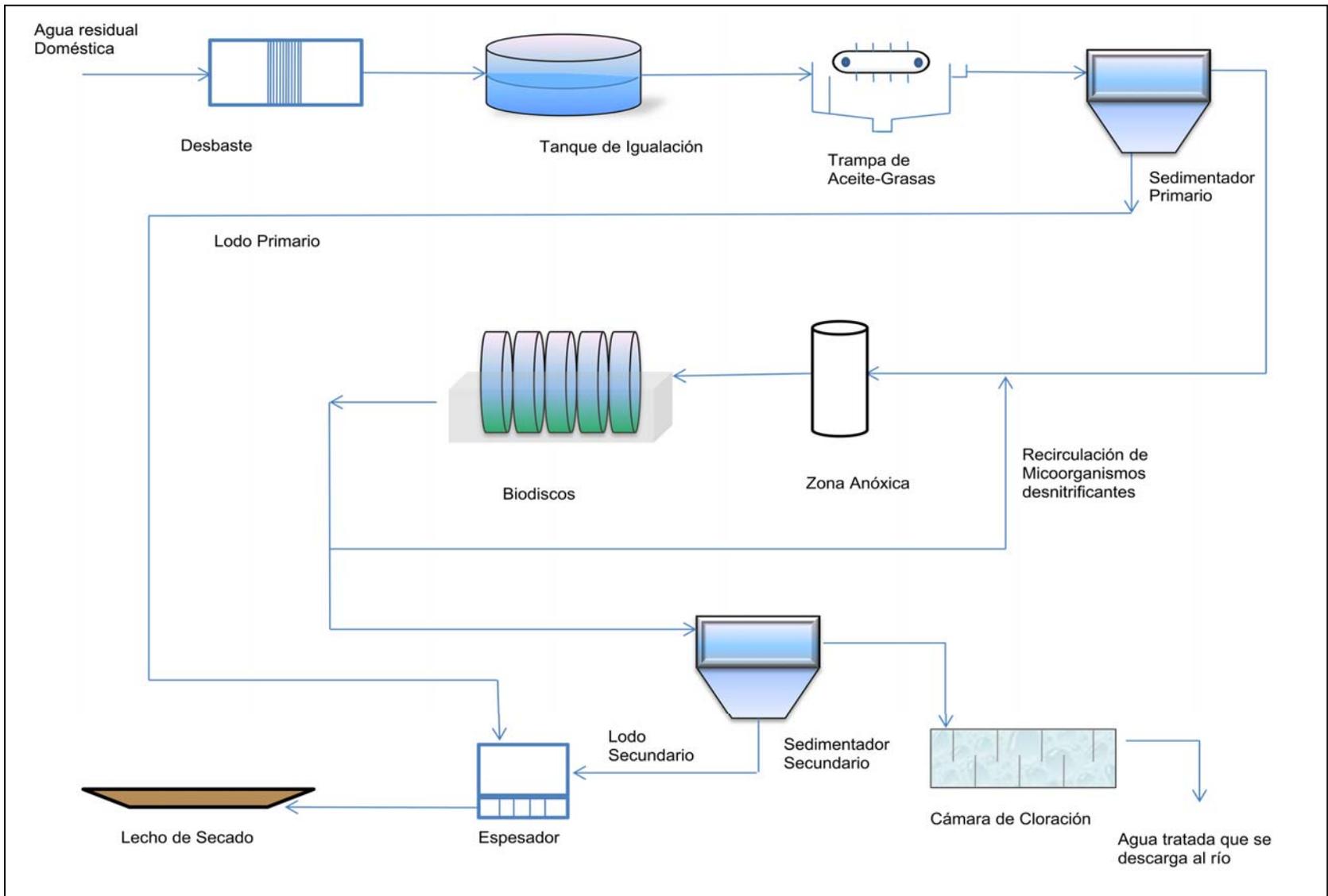


Figura 4.9 Diagrama de flujo de la primera propuesta del sistema de tratamiento de aguas residuales.

La propuesta número dos (2) inicia con las mismas unidades del arreglo anterior, para efectos de pre-tratamiento, la unidad que se ubica a continuación es la zona anóxica, las condiciones son logradas gracias a la presencia de las bacterias que consumen el oxígeno disuelto en el agua para poder estabilizar la materia orgánica biodegradable. Al igual que en la propuesta anterior, la zona anóxica recibe una corriente rica en nitratos y nitritos que proviene del tratamiento biológico.

A continuación se sufre una modificación en lo correspondiente al tratamiento biológico ya que en lugar de un biodisco se plantea un reactor biológico de lodos activados de tipo convencional en el cual se disminuye la cantidad de la DBO y la DQO y se nitrifica parcialmente el nitrógeno orgánico y el nitrógeno amoniacal. Es importante señalar que el reactor biológico cuenta con una corriente de recirculación a la entrada que está constituida por los lodos que se han separado del efluente en el sedimentador secundario, esta corriente rica en bacterias se combina con la corriente que viene del sedimentador primario para lograr el ingreso de dichos microorganismos en el reactor y favorecer de este modo la eficiencia del tratamiento, se debe destacar que los microorganismos antes mencionados consumen nitrógeno, hierro y fósforo en forma de nutrientes, disminuyendo la concentración de estos parámetros a la salida del tratamiento. Al igual que en la primera propuesta una corriente de recirculación sale del reactor hacia la zona anóxica para mantener la concentración de nitratos y nitritos en la misma.

Luego de esta unidad continúa el sedimentador secundario donde se separan los lodos activados y el efluente para generar la corriente de recirculación que alimenta al reactor biológico. La corriente no recirculada sigue hacia un lecho de secado donde se combina con los lodos primarios secándolos para destinarlos a posteriores usos.

El efluente clarificado en el sedimentador secundario pasa finalmente a una cámara de oxidación química en la cual se eliminan los agentes patógenos como en la propuesta número uno (1).

En la figura 4.10 se observa un diagrama de esta propuesta y a continuación se indica en la tabla 4.6 los valores de eficiencia seleccionados para cada unidad de tratamiento de acuerdo con el rango de porcentaje de remoción característico de cada una (Metcalf y Eddy, 1996).

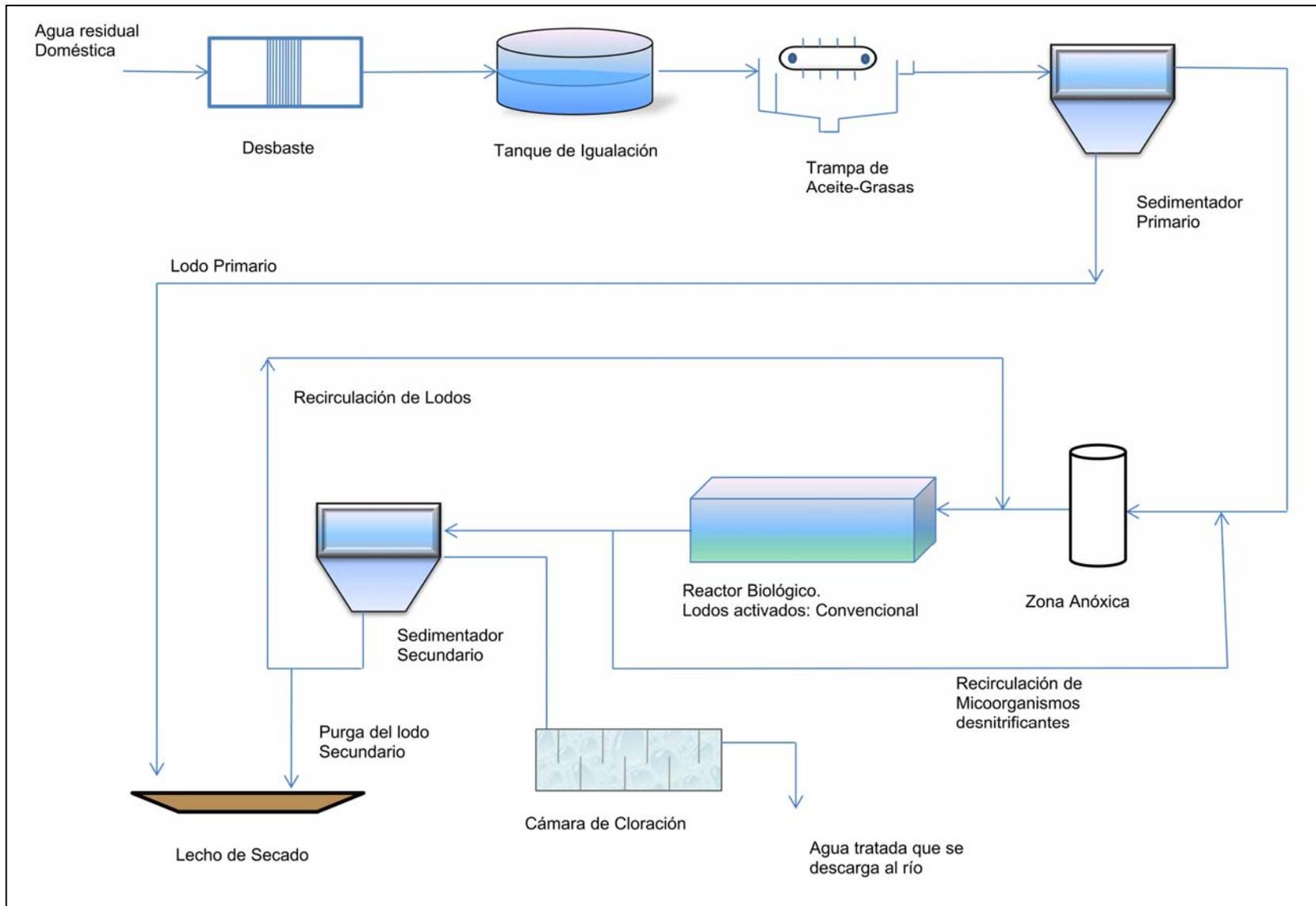


Figura 4.10 Diagrama de flujo de la segunda propuesta del sistema de tratamiento de aguas residuales.

Tabla 4.6. Estimación de las concentraciones de los diversos parámetros a la salida del segundo sistema propuesto.

UNIDAD		Sedimentador primario		Trampa de aceite-grasas		Zona anóxica		Reactor biológico (*)		Cámara de cloración		
Rango de eficiencia (Metcalf y Eddy, 1996)		50-65% SS 30-40% DQO 30-40% DBO		50-60% aceites- grasas libres				80-95% DQO 80-95% DBO 80-90% SS		90-100%		
Eficiencia		65% SS 35% DQO, DBO		55%		80% NO_3^- , NO_2^- 25% DBO, DQO		95% DQO, DBO 85% SS 20% NH_4^+ 70% NO_2^-		95%		
Parámetro	\bar{C}	\bar{C}_{ent}	\bar{C}_{sal}	\bar{C}_{ent}	\bar{C}_{sal}	\bar{C}_{ent}	\bar{C}_{sal}	\bar{C}_{ent}	\bar{C}_{sal}	\bar{C}_{ent}	\bar{C}_{sal}	Límite 883
Hierro	1,27	---	---	---	---	---	---	---	<1	---	---	1
Nitrógeno amoniacal	15,21	---	---	---	---	---	---	15,21	9,88	---	---	---
Nitritos	0,11	---	---	---	---	0,11	0,022	0,022	0,92	---	---	10
Nitratos	46,5	---	---	---	---	46,5	9,3	9,3	11,44	---	---	
Coliformes totales	>16000	---	---	---	---	---	---	---	---	Mayor 16000	Mayor 800	1000
DQO	397	397	258,05	---	---	258,05	193,54	193,54	29,03	---	---	350
DBO	299	299	194,35	---	---	194,35	145,76	145,76	21,86	---	---	60
SS	301	301	105,35	---	---	---	---	105,35	15,80	---	---	80
Detergentes	5,96	---	---	---	---	---	---	---	<2	---	---	2
Aceite y grasas vegetales y animales	31	---	---	31	13,95	---	---	---	---	---	---	20

(*)Reactor biológico: lodo activado; convencional.

Finalmente, la tercera propuesta al igual que sus antecesoras inicia con un desbaste que elimina los sólidos flotantes, adicionalmente se propone un tamiz en el que quedan atrapados los sólidos más finos, luego se compone de los mismos tratamientos primarios que las propuestas uno (1) y dos (2) es decir, un tanque de igualación para homogeneizar el caudal y las concentraciones, una trampa de aceites y grasa para eliminar los mismos del efluente y un sedimentador primario para separar el agua de los sólidos sedimentables.

Una vez pasado el pre-tratamiento, se observa la zona anóxica que se aprecia en las propuestas uno (1) y dos (2) donde ocurre la desnitrificación y que de igual manera se alimenta de una corriente derivada del tratamiento biológico que le sigue, este consta de un reactor biológico de lodos activados del tipo aireación extendida, similar al tratamiento de lodos convencional, sin embargo es más eficiente, ya que difiere en el tiempo de retención siendo este mayor, lo que se traduce en un período de respiración endógena para las bacterias heterótrofas en el cual éstas convierten en su principal fuente de nutrientes a sus compañeras, disminuyendo la concentración de lodos activados a la salida del reactor y logrando la nitrificación total en el sistema ya que en este período las bacterias autotótrofas se alimentan del dióxido de carbono liberado en la estabilización de la DBO proliferando en el sistema y oxidando mayor cantidad de amoníaco y nitrógeno orgánico hasta nitritos y nitratos. Con mayor tiempo de retención se tiene además mayor oportunidad para que las bacterias heterótrofas consuman la DBO antes del período de respiración endógena, logrando porcentajes de hasta 95% de eficiencia, en este tratamiento también se consume nitrógeno y fósforo en forma de nutrientes. Al igual que en el reactor de tipo convencional, el reactor de tipo aireación extendida se alimenta de una corriente de lodos proveniente del sedimentador secundario y a su vez envía parte del efluente tratado hacia la zona anóxica. (Metcalf y Eddy, 1996)

Así como en las dos primeras propuestas el efluente continúa hacia un sedimentador secundario desde el cual pasa hacia la cámara de oxidación química para eliminar los agentes patógenos o coliformes totales. Por otra parte, los lodos primarios y secundarios que se desechan del sistema son tratados con un digestor de lodos y finalmente se dirigen hacia un lecho de secado.

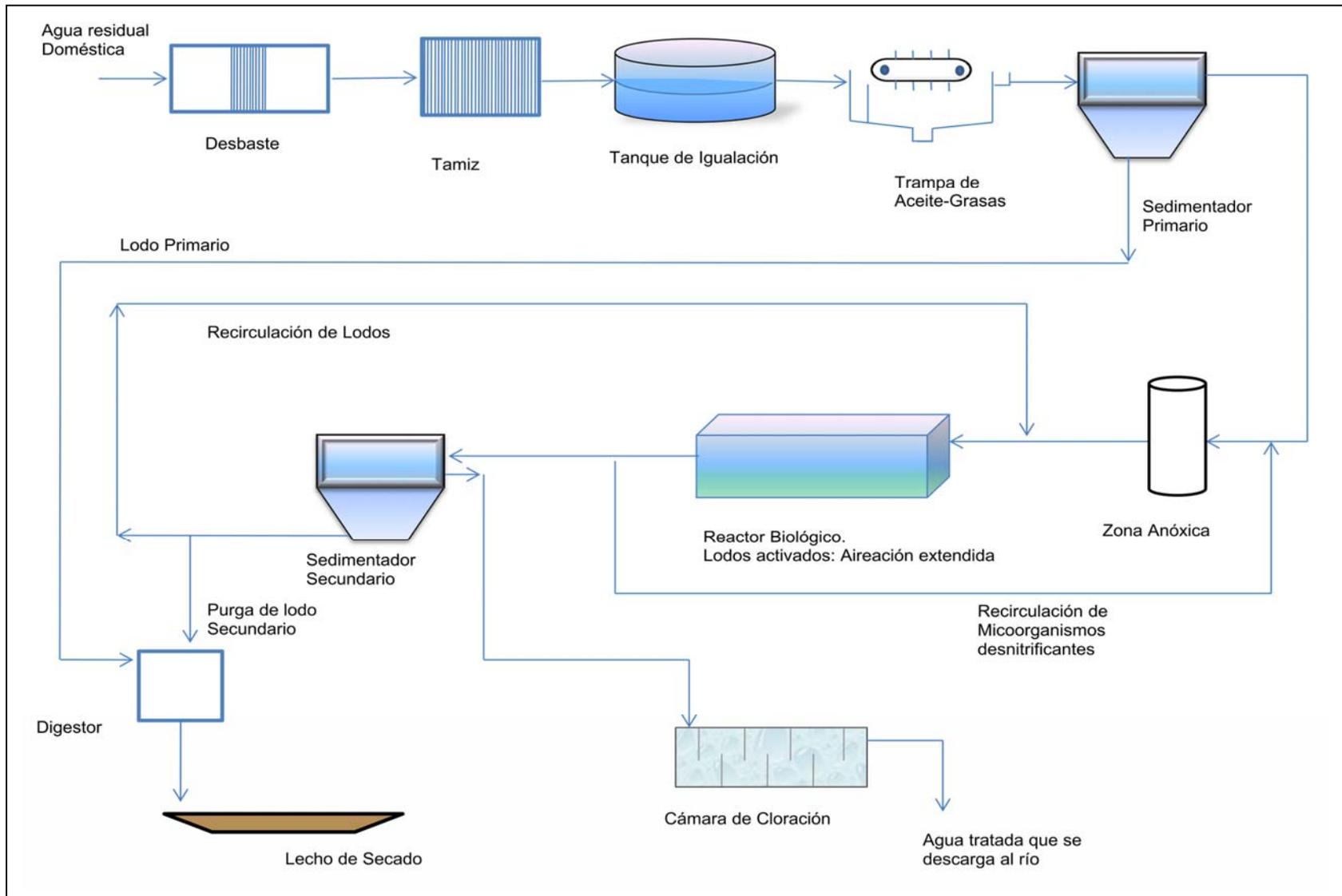


Figura 4.11 Diagrama de flujo de la tercera propuesta del sistema de tratamiento de aguas residuales

Tabla 4.7. Estimación de las concentraciones de los diversos parámetros a la salida del tercer sistema propuesto.

UNIDAD		Tamiz		Sedimentador primario		Trampa de aceite-grasas		Zona anóxica		Reactor biológico (*)		Cámara de cloración		Límite 883
Rango de eficiencia (Metcalf y Eddy, 1996)		70-90% SS		50-65% SS 30-40% DQO 30-40% DBO		50-60% aceites- grasas libres				85-90% DQO 85-95% DBO 85-95% SS 90-100% NH_4^+ , N_{org}		90-100% Coliformes totales		
Eficiencia		75% SS		65% SS 35% DQO, DBO		55%		80% NO_3^- , NO_2^- 25% DBO, DQO		90% DQO, SS 95% DBO 95% NH_4^+		95% Coliformes totales		
Parámetro	\bar{C}	\bar{C}_{ent}	\bar{C}_{sal}	\bar{C}_{ent}	\bar{C}_{sal}	\bar{C}_{ent}	\bar{C}_{sal}	\bar{C}_{ent}	\bar{C}_{sal}	\bar{C}_{ent}	\bar{C}_{sal}	\bar{C}_{ent}	\bar{C}_{sal}	
Hierro	1,27	---	---	---	---	---	---	---	---	---	<1	---	---	1
Nitrógeno Amoniacal	15,21	---	---	---	---	---	---	---	---	15,21	0,76			
Nitritos	0,11	---	---	---	---	---	---	0,11	0,022	0,022	0,72	---	---	10
Nitratos	46,5	---	---	---	---	---	---	46,5	9,3	9,3	23,05	---	---	
Coliformes totales	>16000	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	Mayor 16000	Mayor 800	1000
DQO	397	---	---	397	258,05	---	---	258,05	193,54	193,54	19,35	---	---	350
DBO	299	---	---	299	194,35	---	---	194,35	145,76	145,76	7,29	---	---	60
SS	301	301	75,25	75,25	26,34	---	---	---	---	26,34	2,63	---	---	80
Detergentes	5,96	---	---	---	---	---	---	---	---	---	<2	---	---	2
Aceite y grasas vegetales y animales	31	---	---	---	---	31	13,95	---	---	---	---	---	---	20

(*)Reactor biológico: lodos activados; aireación extendida.

Una vez presentadas todas las propuestas se procede a realizar una matriz criterio-criterio para determinar la importancia de los mismos en la selección del arreglo, para ello se compara cada uno de ellos con respecto a los otros cinco criterios establecidos con la ayuda de expertos en el área, para realizar esta selección se escogieron como criterios el área requerida para cada sistema, la mano de obra necesaria, el requerimiento energético, el mantenimiento del sistema y la operación del mismo. Hay que acotar que si bien se hace referencia a las eficiencias de cada unidad de tratamiento no se considera como criterio de selección debido a que todos los arreglos están en la capacidad de eliminar aquellos compuestos que se encuentran en exceso de acuerdo con el decreto 883. La evaluación de cada criterio se observa en la Tabla B.2 del apéndice B.

La selección del arreglo se realiza con ayuda de la matriz realizada mediante el método de comparación por puntos (Gómez, s.f.) en la cual se evidencia de manera cuantitativa la comparación de cada criterio para cada propuesta, utilizando la escala de Likert (García, 2006). La Tabla 4.8 muestra dicha matriz.

Tabla 4.8 Matriz de selección para las propuestas de los sistemas de tratamiento 1, 2 y 3.

Criterio	Porcentaje (%)	Valor			Ponderación		
		Propuesta 1	Propuesta 2	Propuesta 3	Propuesta 1	Propuesta 2	Propuesta 3
Área Requerida	12	4	3	1	0,48	0,36	0,12
Mano de obra	20	2	5	3	0,20	1,00	0,60
Requerimiento energético	8	3	4	2	0,24	0,32	0,16
Mantenimiento	28	5	4	3	1,40	1,12	0,84
Operación del sistema	32	3	5	1	0,96	1,60	0,32
Σ					3,28	4,40	2,04

Con respecto al área requerida, en la propuesta uno (1) el tratamiento biológico requiere menor área superficial al no ser un estanque sino un sistema de Biodiscos, lo que hace que a pesar de tener un espesador de lodos, adicional al lecho de secado que aparece en todas las propuestas, este arreglo tenga una menor área requerida. La segunda propuesta elimina el espesador pero sustituye al Reactor de Biopelícula Móvil por un reactor de tipo convencional, lo que aumenta el área requerida del arreglo, sin embargo, la tercera propuesta consta de un reactor biológico en la modalidad de aireación extendida, lo que implica una mayor área con respecto al tratamiento convencional de la propuesta dos (2) aunado al hecho de que, adicional al lecho de secado, está provista de un digestor de lodos y un tamiz además del desbaste, esto la convierte en la propuesta con mayor área requerida de las tres, y en vista de que lo más favorable es un sistema donde se necesite la menor superficie, se puede considerar que desde el punto de vista de este criterio es conveniente la primera propuesta.

Con respecto a la mano de obra, es sabido que para operar estas plantas no se requiere de mucho personal, sin embargo para su mantenimiento se requieren más trabajadores por lo cual se enfoca el análisis en este aspecto para determinar cuál propuesta es mejor, para la propuesta uno (1) se tiene un sistema de Biodiscos que debe ser sometido a mantenimiento entre varios operadores en vista del trabajo que implica limpiar la biopelícula de cada disco, además está la limpieza del desbaste para la cual basta una persona. La propuesta dos (2) muestra un tratamiento biológico que requiere un mantenimiento más sencillo para el cual no se requiere personal, si bien también consta de un desbaste que debe ser limpiado por un operador y la misma cantidad de personas sería requerida para la operación del sistema. Finalmente, la tercera propuesta muestra un desbaste aunado a un tamiz, esto implica un operador adicional para el mantenimiento de ambos pre-tratamientos, todo esto indica que la propuesta uno (1) requiere más personal que la propuesta tres (3) que a su vez requiere más personal que la propuesta dos (2) por lo que esta última sería la más favorable en este criterio para la selección.

El requerimiento energético de cada propuesta varía dependiendo de las unidades que tenga, para efectos de la propuesta uno (1) se tiene un sistema de

Biodiscos que consume energía suficiente para hacer girar el eje, y un espesador de lodos que trabaja con difusores de aire que también consumen energía, lo que hace que tenga dos unidades que requieran de electricidad, la segunda propuesta tiene una sola unidad que necesita energía como lo es el reactor biológico que consume energía debido a los aireadores que permiten la oxigenación del agua y la oxidación de la materia orgánica. Si bien el reactor biológico consume más energía que el biodisco, se sabe que al no estar presente una segunda unidad que requiera electricidad el consumo de este arreglo será menor que el del primero. Por último, se tiene la propuesta tres (3), esta consta de un reactor de aireación extendida y un digestor que requiere de calor para realizar el tratamiento de los lodos y por lo tanto también consume energía, el reactor biológico utilizado en esta propuesta tiene un mayor consumo energético que el reactor convencional debido a la naturaleza del proceso de aireación aunado al digestor mencionado previamente, por lo que se tiene un consumo energético mayor que el de la propuesta uno (1) que a su vez es mayor que el de la propuesta dos (2), siendo esta última la más favorable desde este punto de vista.

Otro criterio utilizado es el mantenimiento del arreglo, se analiza tomando en cuenta aquellas unidades a las que se le debe realizar un mantenimiento complejo, habilitando mano de obra para ejecutarlo. Como ya se sabe la propuesta uno (1) consta de un desbaste que es sencillo de limpiar por una persona, y un biodisco que tampoco es complicado de limpiar ya que la capa de flora bacteriana, una vez agotado su propio ciclo vital, se separa de forma autónoma de la superficie de los discos bajo forma de flóculos de fácil sedimentación (Depuradoras TOT AGUA S.L, 2009) y la eliminación de esos flóculos no requiere personal calificado, sin embargo sí debe haber uno o dos operadores que lleven a cabo el retiro de la biomasa del tanque. La segunda propuesta es un arreglo que dispone del mismo desbaste pero prescinde del reactor de biopelícula móvil, lo que hace que solo se le deba realizar mantenimiento a los aireadores del reactor biológico, esto hace más sencillo de conservar el arreglo. Finalmente la propuesta tres (3) implica un desbaste y un tamiz, esta es una segunda unidad de pre-tratamiento que no se encuentra en los anteriores arreglos y que suma un nuevo tipo de mantenimiento al sistema, junto con el reactor biológico de aireación extendida en el cual se debe realizar el mantenimiento de los aireadores. Comparando las tres

propuestas se observa que la primera es la más complicada para efectuar las labores de mantenimiento debido a la limpieza del biodisco, la tercera es menos complicada debido a que utiliza un reactor biológico y si bien tiene otro pre-tratamiento este es sencillo de mantener, por último se tiene que la segunda propuesta es la más favorable de acuerdo con este criterio porque sólo debe realizar mantenimiento a una unidad de pre-tratamiento y el mantenimiento de su reactor biológico no es tan complicado como el del Biodisco.

El último criterio evaluado es la operación del sistema, este corresponde con la cantidad de unidades que se deben operar y la complejidad de las mismas para estar en funcionamiento, se observa que la propuesta uno (1) consta de diez (10) unidades de tratamientos, entre ellas el biodisco, el espesador de lodos, y otras unidades en común para las tres propuestas, que deben estar siendo siempre monitoreados en lo que respecta a condiciones de operación como la velocidad del eje del biodisco, el requerimiento de oxígeno en el espesador, entre otras variables. La segunda propuesta tan solo utiliza nueve (9) unidades, en las cuales se tiene aparte de las unidades en común para todos los arreglos, un reactor biológico en el cual se debe monitorear la transferencia de oxígeno en los aireadores y al tener tan solo un lecho de secado se elimina el monitoreo de las condiciones del tratamiento de lodos, finalmente en la tercera propuesta se tienen once (11) unidades entre las que hay un reactor biológico y un digestor de lodos además de las unidades que comparte con los otros arreglos, algunas variables que deben ser controladas son la cantidad de oxígeno que debe ser transferido al agua en el reactor, la temperatura del digestor, etc. Al tener una mayor cantidad de unidades la tercera propuesta es la de mayor complejidad en la operación ya que además deben ser controladas varias de ellas, mientras que el primer arreglo consta de menos unidades que deben ser operadas aunque con una complejidad similar, finalmente la propuesta dos (2) es aquella que resulta preferible a la hora de evaluar este criterio ya que además de tener el menor número de unidades, no tiene que controlar el tratamiento de los lodos ya que es tan solo un lecho de secado que funciona a condiciones de operación ambiente.

Una vez evaluada cada propuesta en cada criterio y conociendo cuál arreglo es mejor para cada situación, se procede a evaluar con los porcentajes estimados

anteriormente cuál sistema será seleccionado. Como se observa en la Tabla 4.8, la que suma mayor cantidad de puntos es la segunda propuesta ya que resultó favorecida en la mayoría de los criterios, esto hace que sea el arreglo seleccionado para el diseño del sistema de tratamiento de aguas residuales provenientes del colector principal de Canoabo

4.4 Diseñar el arreglo seleccionado con la finalidad de dimensionar las unidades de tratamiento

El diseño de un sistema de tratamiento debe realizarse a largo plazo, para ello se realizó una proyección demográfica de la población de Canoabo con ayuda de datos obtenidos en los últimos censos y proyecciones demográficas para los años 2004 y 2008, siendo estos proporcionados por el Instituto Nacional de Estadísticas (INE). Se logró obtener información para cinco años, observando una tendencia polinómica de segundo grado en la proyección (ver Apéndice B, Figura B.6). Conociendo que la dotación de agua potable que suministra la empresa Hidrocentro C.A. es de 250L/d.persona y que entre un 60 y 85% del consumo por habitante se convierte en aguas residuales acorde con Metcalf y Eddy (1996) se asumió un porcentaje de retorno de 60%, se espera para el año 2030 un caudal de entrada al sistema de 23,43L/s.

A continuación se discute cada unidad que constituye el sistema seleccionado en el objetivo anterior por separado.

Desbaste

Para el diseño del desbaste se tomaron como consideraciones: flujo bidimensional, fluido incompresible y fluido no viscoso. (Comité unido de la Federación de Control de Contaminación del Agua y la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles, 1977)

Se asume para esta unidad que el canal será de 35 cm porque el agua que es descargada al río se transporta por una tubería de aproximadamente ese diámetro. También se asume una velocidad del efluente igual a 0,45 m/s puesto que es la mitad del rango establecido en la bibliografía el cual comprende los valores de 0,3 a 0,6 m/s (Metcalf y Eddy, 1996).

Para una barra de tipo cilíndrica se presenta un factor de forma (también tomado de la bibliografía) de 1,79 adimensional. Con todo esto se realiza el cálculo del área transversal, número de barras y altura a usar en la reja; todos los resultados se presentan en la hoja de especificaciones.

Por otro lado, se calcula la pérdida de carga, la cual es producto de la circulación del agua a través de las rejillas y no debe ser mayor de 15cm (Metcalf y Eddy, 1996). Este resultado sólo se aplica a rejillas limpias ya que la obstrucción de las mismas aumenta dicho valor. Este parámetro depende del factor de forma de la reja, ancho de la barra, espacio entre las barras, velocidad del efluente y el ángulo de la barra con la horizontal. Como resultado se obtuvo una pérdida de carga de 0,71cm siendo menor a 15cm lo cual coincide con la bibliografía.

El material para construir esta unidad es el acero, puesto que es un material que pertenece a la clasificación de aleación (de hierro y carbono), el cual tiene una resistencia relativamente alta, gran rigidez, ductilidad y buena resistencia a los choques térmicos. Tienen utilidad especial en aplicaciones estructurales o bajo cargas dinámicas (Askeland y Phulé 2004).

Identificación de la unidad de tratamiento	
Unidad: Desbaste	
Dimensiones	
Diámetro de la barra: 0,95 cm Ángulo de inclinación: 45° Número de barras: 14 Altura de la reja: 95cm Separación entre las barras: 1,5cm Ancho del canal: 35 cm Tipo de barra: cilíndrica	
Condiciones de operación	
Presión: ambiente Caudal: 23,43 L/s Limpieza: manual	Temperatura: ambiente Velocidad del efluente: 0,45 m/s
Materiales	
Acero	

Figura 4.12 Hoja de especificaciones del desbaste

✚ Tanque de igualación

El volumen de esta unidad se determina a partir de un gráfico de caudales a tratar, en el que se representan las aportaciones acumuladas a lo largo del día. Puesto que el caudal para el año 2030 se determinó por un modelo matemático no se posee un estudio de la variación del mismo para dicho año, por ello se asume que el caudal máximo será el doble y su duración será de una hora a lo largo del día; además, de que el caudal mínimo se comportará como el caudal medio (Arias y Vargas, 1995)

Para esta unidad se realizó el cálculo del volumen de compensación, el cual está compuesto del caudal máximo, el tiempo que dura dicho caudal y del caudal mínimo. Luego, el cálculo del volumen mínimo se determinó realizando el producto del caudal medio y del tiempo de retención, el cual presenta un rango de 0,5 a 12 horas siendo de 0,5 hora el tiempo seleccionado para retener el caudal en el tanque. Se seleccionó ese valor para que la unidad no sea tan grande y para que el agua no se encuentre retenida durante tanto tiempo (Tchobanoglous y cols, 2003).

Haciendo uso del volumen total y de la profundidad, esta última se fija en 1,9 metros de un rango comprendido entre 1,5 a 2 metros, se obtiene el área y finalmente el diámetro, los cuales se registran a continuación. El valor de la profundidad no debe ser tan alto para evitar los malos olores producto de la descomposición de la materia orgánica (Tchobanoglous y cols, 2003).

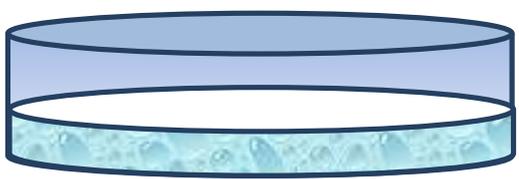
Identificación de la unidad de tratamiento	
Unidad: Tanque de igualación	
Dimensiones	
Volumen de compensación: 84,3 m ³ Volumen mínimo: 42,17 m ³ Volumen total: 126,52 m ³ Profundidad: 1,9 m Diámetro: 9,2 m Espesor de pared: 0,2 m	
Condiciones de operación	
Presión: ambiente Caudal: 23,43 L/s Tiempo de retención: 0,5 h	Temperatura: ambiente Caudal máximo: 46,86 L/s Tiempo de duración del Q _{máx} : 1h
Materiales	
Concreto Rcc=210kg/cm ²	

Figura 4.13 Hoja de especificaciones del tanque de igualación

Trampa de Grasa.

El primer cálculo realizado es la velocidad de ascensión de los glóbulos de aceites y grasas no emulsionadas, para la cual se toma en cuenta la densidad y viscosidad absoluta del agua, estas propiedades se estimaron a temperaturas de 25°C además de la densidad de los aceites y las grasas, sabiendo que éstos tienen un rango de densidades que oscilan entre 0,7 y 0,9 g/cm³ y teniendo dificultad para determinar experimentalmente este valor se asume una densidad para el aceite de 0,7g/cm³. La velocidad de ascensión da como resultado 0,0041m/s siendo mayor a la velocidad de ascensión mínima requerida que es 0,004m/s (Ministerio de Desarrollo Económico de Colombia, 2000)

El volumen se estima relacionando el caudal y el tiempo de retención, que debe ser de 5 minutos para caudales superiores a 20L/s (Ministerio de Desarrollo Económico de Colombia, 2000). El Volumen obtenido es de 7,03m³, se conoce además que por cada litro por segundo que circula por la trampa de grasa, ésta debe tener 0,25m² de área transversal horizontal (Ministerio de Desarrollo Económico de Colombia, 2000), por lo que se determina ese valor obteniéndose 5,86 m².

La profundidad se determina haciendo un cociente entre el volumen y el área transversal horizontal, logrando un valor de 1,20m superior a los 1,15m que están establecidos para las trampas de grasas de un sistema de tratamiento de aguas residuales. (Ministerio de Desarrollo Económico de Colombia, 2000) Finalmente se asume un valor para el ancho de la trampa igual a 0,9 para determinar el largo con ayuda del área transversal horizontal. La longitud de la trampa es 6,51m lo que permite cumplir con el criterio ancho-longitud, que viene siendo 0,14 entrando en el rango comprendido entre 0,06 y 0,25, indicado para este criterio. (Ministerio de Desarrollo Económico de Colombia, 2000)

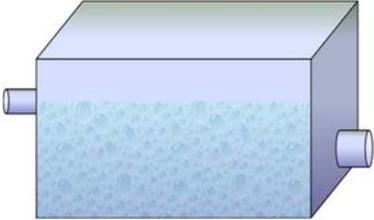
Identificación de la unidad de tratamiento	
Unidad: Trampa de Grasa	
Dimensiones	
Volumen: 7,03m ³	
Profundidad: 1,2m	
Ancho: 0,9m	
Longitud: 6,51m	
Condiciones de operación	
Presión: ambiente	Temperatura: ambiente
Caudal: 23,43L/s	Tiempo de retención: 5 minutos
Materiales	
Concreto Rcc=210kg/cm ²	

Figura 4.14 Hoja de especificaciones de la trampa de grasa

Sedimentador Primario

Para diseñar el sedimentador primario es esencial conocer el caudal de entrada y la concentración de sólidos suspendidos que ingresa al tratamiento, también se asumen variables como la eficiencia, la altura útil y el tiempo de retención tomando en cuenta rangos suministrados por la bibliografía. Para efectos de este dimensionamiento se tiene que el caudal de entrada es 23,43L/s, la concentración de sólidos suspendidos es 301mg/L y se asumió una eficiencia de 65% de un rango entre 50 y 65%, una altura útil de 3m y un tiempo de retención de 1,8 horas (Rivas, 1978). Un parámetro de diseño importante es la velocidad de desbordamiento, según la bibliografía esta debe estar entre 12 y 41 $\frac{m^3}{m^2.d}$ (Dautant, 1991) para efectos de este diseño se obtuvo una carga superficial actuante de 40 $\frac{m^3}{m^2.d}$.

Una vez determinados estos parámetros y conocida la velocidad de desbordamiento se procede a determinar el diámetro del cilindro y el volumen de la sección cilíndrica. El diámetro de la extracción de lodos es aproximadamente un 15% del diámetro del cilindro (Metcalf y Eddy, 1996), a continuación se selecciona la pendiente de la solera, que oscila entre 6,5mm/m y 16mm/m, (Metcalf y Eddy, 1996) en un valor de 13mm/m

debido a lo pequeño de los diámetros, pensando además en trabajar con la pendiente pronunciada para facilitar por gravedad la sedimentación de los lodos.

Una vez conocidas las medidas del cono truncado se calcula su volumen y se suma al de la sección cilíndrica para determinar el volumen total del sedimentador, con este volumen total se vuelve a calcular el tiempo de residencia que solo varía en un 0,6% con respecto al tiempo asumido inicialmente, por lo que se considera que la altura seleccionada y la tasa de desbordamiento obtenida no deben cambiar.

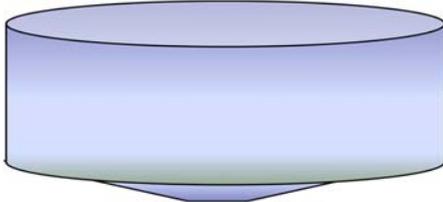
Identificación de la unidad de tratamiento	
Unidad: Sedimentador Primario	
Dimensiones	
Profundidad: 3,05m Diámetro del cilindro: 8,03m Altura del cilindro: 3,00m Diámetro de extracción de lodos: 1,20m Altura del cono truncado: 0,05m Pendiente de la solera: 13mm/m	
Condiciones de operación	
Presión: ambiente	Temperatura: ambiente
Caudal: 23,43L/s	Tiempo de retención: 1,8 horas
Materiales	
Concreto Rcc=210kg/cm ²	

Figura 4.15 Hoja de especificaciones del sedimentador primario

Zona Anóxica

La desnitrificación es un proceso mediante el cual las bacterias desnitrificantes (heterótrofas facultativas) utilizan los nitratos y nitritos como aceptores finales de electrones para la respiración celular en vez del oxígeno molecular libre.

El tiempo de retención está comprendido entre 60 y 120min, el cual es un rango aceptado para el control de microorganismos filamentosos, los cuales desarrollan el fenómeno denominado bulking (Gerardi, 2002), que es la condición en la que se da una superabundancia de organismos filamentosos en el líquido mezcla que proviene del

reciclo del proceso de lodos activados provocando que los flóculos biológicos sean voluminosos y poco consistentes, haciendo que no sedimenten bien siendo arrastrados por el efluente después del sedimentador secundario. (Metcalf y Eddy, 1996)

Por otro lado, en condiciones anóxicas el oxígeno disuelto debe ser menor a 2mg/L (Gerardi, 2002); en la caracterización realizada se obtuvo una concentración de oxígeno disuelto en el afluente igual a 3,4mg/L pero se asume que a lo largo de las unidades previas este valor se verá disminuido por acción de la degradación de la DBO, logrando entonces que en esta unidad las bacterias desnitrificantes activen su actividad enzimática para consumir el oxígeno presente en los iones de los nitratos y nitritos y desactiven su actividad enzimática para el uso del oxígeno molecular libre.

Otro aspecto importante a tener en cuenta es la profundidad, la cual debe estar comprendida entre 1 y 2,5 metros. (Ministerio de Desarrollo Económico de Colombia, 2000) Para el diseño se tomó un valor de 2,45 metros con el cual se garantiza poca transferencia de masa del oxígeno del aire a las aguas y poder cumplir con la condición antes mencionada.

Finalmente, se sabe que las bacterias desnitrificantes son microorganismos heterótrofos y por lo tanto requieren de una fuente de carbono orgánico, la cual se puede añadir utilizando metanol (CH_3OH) o sino las bacterias toman lo que requieren de la DBO carbonosa, dicha demanda se estima en un 25% para la síntesis celular o producción de lodos. (Gerardi, 2002).

Tomando en cuenta que a la zona anóxica ingresa un caudal que combina aquel que viene del sedimentador y otro que viene del reactor biológico, ambos ricos en nitratos y nitritos, se debe conocer la verdadera concentración de estos compuestos a la entrada de la unidad para conocer la concentración obtenida a la salida de la misma, para ello se realiza un balance de masa que involucra ambos caudales y el caudal total así como la concentración de todos ellos.

$$Q_s \cdot X_s + Q_r \cdot X_r = Q_e \cdot X_e \quad (III)$$

(Himmelblau, 1997)

Donde:

Qs: caudal que viene del sedimentador (L/s)

Xs: concentración de nitratos o nitritos que viene del sedimentador (mg/L)

Qr: caudal de recirculación que viene del reactor (L/s)

Xr: concentración de nitratos o nitritos que viene del sedimentador (mg/L)

Qe: caudal que entra a la zona anóxica (L/s)

Xe: concentración de nitratos o nitritos que entra a la zona anóxica (mg/L)

Luego de un proceso iterativo con ayuda del programa Microsoft Office Excel, donde se incluye las reacciones de nitrificación ocurridas en el reactor biológico y las reacciones de desnitrificación llevadas a cabo en la zona anóxica, se logra estabilizar las concentraciones a la salida de la unidad de tratamiento en valores de 3,92mg/L de nitratos y 0,13mg/L de nitritos, demostrando de ese modo que la unidad es capaz de eliminar el exceso de estos compuestos hasta alcanzar concentraciones inferiores a las exigidas por el decreto 883.

Identificación de la unidad de tratamiento	
Unidad: Zona anóxica	
Dimensiones	
Volumen: 270,45m ³ Profundidad: 2,45m Diámetro: 11,85 m	
Condiciones de operación	
Caudal que viene del sedimentador: 23,43 L/s	Caudal de recirculación desde reactor: 46,86L/s
Caudal que entra a la zona anóxica: 70,23L/s	Tiempo de retención: 1,07h
Materiales	
Concreto Rcc=210kg/cm ²	

Figura 4.16 Hoja de especificaciones de la zona anóxica

Reactor Biológico

Para efectuar el dimensionamiento del reactor biológico se conoce que el caudal que entra está formado por la corriente que viene de la zona anóxica en combinación con la corriente que recircula del sedimentador secundario que es rica en lodos activados o lo que es igual sólidos suspendidos de licor mezcla, estos sólidos corresponden a las

bacterias heterótrofas, que obtienen sus nutrientes del carbono orgánico, y autótrofas que obtienen sus nutrientes de fuentes inorgánicas de carbono, estas bacterias hacen posible la estabilización de la materia orgánica convirtiéndola en dióxido de carbono, energía y nuevas células de microorganismos heterótrofos, y la oxidación del nitrógeno orgánico y amoniacal, convirtiéndolo en nitritos, nitratos, energía y células nuevas de microorganismos autótrofos. Es decir que en el reactor hacen vida cientos de bacterias que nacen, crecen, se reproducen y mueren al cabo de cierto tiempo. (Grady y cols, 1999)

Conociendo cómo funciona el interior del reactor biológico se procede a asumir ciertas variables como la eficiencia del tratamiento, oscilando ésta entre 80 y 95% (Metcalf y Eddy, 1996) se asume un valor de 95% para remover la DBO y la DQO en el efluente, también se debe asumir un tiempo de retención que se sabe está comprendido entre 4 y 8h (Metcalf y Eddy, 1996) seleccionando un valor promedio de 6h para efectos del diseño.

Al igual que en las unidades previas el volumen se determina multiplicando el caudal y el tiempo de retención, lo que arroja un resultado de $2277,32\text{m}^3$, la profundidad útil se sabe que no debe estar fuera de los 3,05m y los 4,6m (Ministerio de Desarrollo Económico de Colombia, 2000) por lo que se asume un valor de 4,1m. En vista de que el reactor será de forma rectangular se establece que el largo será el doble del ancho como criterio de diseño obteniéndose valores de 33,33m y 16,66m como largo y ancho respectivamente. A la altura útil se le suman 40cm como borde libre.(Ministerio de Desarrollo Económico de Colombia, 2000)

Con respecto a la producción de lodos se debe estimar la tasa de utilización específica, que no es más que una relación entre el consumo de la DBO presente en el caudal que pasa por el reactor y la concentración de lodos esperada en el mismo por unidad de volumen, para ello se asume una concentración de sólidos suspendidos en la salida del tratamiento igual a 2000mg/L, valor que entra en el rango sugerido que varía entre 1500 y 3000mg/L(Metcalf y Eddy, 1996). La tasa de utilización específica arrojó un valor de $0,2769\text{d}^{-1}$, este parámetro se utiliza a su vez, en conjunto con los parámetros biocinéticos recomendados por la bibliografía tales como un coeficiente de producción de bacterias heterótrofas igual a 0,73 y un coeficiente de descomposición

microbiana igual a $0,06d^{-1}$ (Ramalho, 1996), para determinar el tiempo residencia celular media que resultó ser de 8 días, valor que también coincide con los rangos sugeridos de 5 a 15 días (Metcalf y Eddy, 1996). Una vez obtenido el tiempo de residencia celular media, se determinó la producción de lodos diaria que resultó ser 569,33kg/d.

A continuación se estimó el caudal de retorno asumiendo que la concentración de los lodos a la salida del sedimentador secundario será 3 veces la concentración de lodos que ingresa al mismo (Parra, s.f.), obteniéndose un valor de 23,43L/s, es importante acotar que el sistema aún no está en estado estacionario cuando se estima este caudal, se calcula con un primer pase del agua por el reactor y se mantiene ese valor constante. Una vez estabilizado el sistema se determinó que la fracción de retorno es 33%, este otro parámetro de diseño también entra en el rango sugerido por la bibliografía, oscilando entre 25 y 75% del caudal de entrada al tratamiento (Metcalf y Eddy, 1996).

La relación entre la DBO aplicada y la concentración de microorganismos que sale del tratamiento (F/M) es otro parámetro de diseño, que además es muy importante para efectos del sedimentador secundario ya que dependiendo de este valor se obtendrá o no una buena separación del lodo y el efluente. Para que el lodo flocule en el sedimentador secundario se debe tener una relación F/M en el reactor biológico convencional que varíe entre 0,2 y 0,4kgDBO/kgSSVLM.d (Metcalf y Eddy, 1996). Para efectos de este diseño se obtuvo una correcta relación igual a 0,29kgDBO/kgSSVLM.d. Otro parámetro importante es la carga volumétrica que corresponde a la cantidad de DBO aplicada diariamente por unidad de volumen, según la bibliografía debe estar entre 0,32 y 0,64kgDBO/m³.d (Metcalf y Eddy, 1996), al determinarla se observó un valor de 0,58kgDBO/m³.d lo que corresponde con el rango sugerido.

Como se explicó anteriormente las bacterias que hacen vida en el reactor se alimentan de nutrientes que se encuentran en el efluente, éstos son materia orgánica, nitrógeno y fósforo. Experimentalmente se ha demostrado que la relación DBO:N:P igual a 100:5:1, conocida como relación de Winkler, se acerca bastante al comportamiento del consumo de nutrientes en un reactor de lodos activados, es decir, que por cada 100kg/s de DBO presentes en el efluente, las bacterias consumirán

además 5kg/s del nitrógeno total y 1kg/s de fósforo. Con esto se puede determinar la eficiencia de remoción de estos nutrientes conociendo la concentración con la que entran al reactor, se determinó que de acuerdo con la cantidad de DBO que ingresa al sistema se remueve 30,44% de nitrógeno y 23,72% de fósforo. Es importante destacar que las bacterias autótrofas presentes en el reactor consumen el nitrógeno que está en forma de amoníaco y nitrógeno orgánico y los transforman en nitritos y nitratos según el ciclo del nitrógeno, es decir que el nitrógeno orgánico pasa a nitrógeno amoniacal, que a su vez se convierte en nitritos y estos finalmente en nitratos (Gerardi, 2002). Es por ello que aumenta la concentración de nitritos y nitratos en el efluente que sigue hacia el sedimentador secundario.

Además se analizó el proceso de nitrificación ocurrido en el reactor biológico y se determinó que ocurre una nitrificación incompleta de tipo 2 debido a que el tiempo de residencia en la unidad es menor a 10 horas, esto implica que a la salida del reactor la concentración de nitrógeno amoniacal es mayor a 1mg/L, la concentración de nitritos es menor a 1mg/L y la concentración de nitratos es mayor a 1mg/L (Gerardi, 2002). Para lograr esta condición se trabajó con una conversión de nitrógeno amoniacal a nitrito de 20% y de nitrito a nitrato de 70% este último valor sugerido por Hidrocentro acorde con lo demostrado por la experiencia. Mediante un proceso iterativo se logra estabilizar las concentraciones de dichos compuestos en valores de 0,95mg/L de nitrito, 6,14mg/L de nitrato y 12,17mg/L de nitrógeno amoniacal.

Por otra parte, también es importante conocer el requerimiento de oxígeno que tienen las bacterias presentes en el reactor ya que es necesario para su metabolismo, este se determina con ayuda de un factor f que relaciona la DBO estimada a los cinco días de haber sembrado la muestra y la DBO estimada a los veinte días de haber sembrado la muestra, como el equipo de trabajo no realizó esta medición se procede a asumir un valor típico de 0,6 siendo el rango típico 0,45 y 0,68 (Metcalf y Eddy, 1996). El requerimiento de oxígeno además toma en cuenta el consumo de la DBO y la producción de lodos diaria que se da en el reactor, al considerar todos estos factores se obtiene un valor de 1293,88kg/d. Adicionalmente, se calcula la potencia requerida por los aireadores del sistema para ello se determina el coeficiente de transferencia de oxígeno desde el aireador al agua residual, que relaciona las presión de vapor de dicho

elemento así como su concentración de saturación al estar disuelto tanto en el agua limpia, como a la entrada y en el interior del reactor, también se considera la presión barométrica del sistema, el resultado obtenido es 63,27hp.

Finalmente, se estima el caudal de la corriente de recirculación a la zona anóxica como dos veces el caudal que entra por primera vez al reactor biológico manteniendo ese caudal de recirculación constante en el tiempo hasta conseguir la estabilización del sistema. Para efectos de este diseño el caudal de recirculación de lodos activados desde el sedimentador es 35,14L/s, aunado al caudal que viene de la zona anóxica se tiene que al reactor biológico ingresan 105,43L/s al trabajar como un sistema estacionario, lo que conlleva a que se envíen 58,57L/s al sedimentador secundario.

Identificación de la unidad de tratamiento	
Unidad: Reactor biológico	
Dimensiones	
Volumen: 2277,32 m ³ Profundidad: 4,5 m Ancho: 16,66 m Longitud: 33,33 m	
Condiciones de operación	
Presión: ambiente	Temperatura: ambiente
Caudal que viene de la zona anóxica: 70,29L/s	Caudal que entra al reactor: 105,43 L/s
Caudal que viene del sedimentador: 35,14L/s	Tiempo de retención: 6 horas
Requerimiento de oxígeno: 1293,88 kg/d	Potencia requerida: 63,27hp
Materiales	
Concreto Rcc=210kg/cm ²	

Figura 4.17 Hoja de especificaciones del reactor biológico

Sedimentador Secundario

El sedimentador secundario es alimentado por una corriente rica en lodos activados combinados con el efluente que se desea clarificar, el caudal corresponde a 58,57L/s y tiene una concentración de 2000mg/L de sólidos suspendidos de licor mezcla, se asume para la unidad una eficiencia de 85% (Metcalf y Eddy, 1996) y un tiempo de

retención igual a 2,2h con el cual se obtiene una carga superficial actuante de $39,27\text{m}^3/\text{m}^2.\text{d}$, valor comprendido entre el rango indicado por la bibliografía de 12 a $41\text{m}^3/\text{m}^2.\text{d}$ (Dautant, 1991). Con ese tiempo de retención se determina el volumen del sedimentador, siendo este $463,90\text{m}^3$ asumiendo inicialmente que es un cilindro completo, se asume una altura de 3,6m sabiendo que puede variar entre 3,6 y 6m (Metcalf y Eddy, 1996), se toma el límite inferior del rango por ser el máximo valor en el cual la carga de superficie resulta comprendida en el rango sugerido como se indicó previamente.

Conociendo la altura del sedimentador y su volumen, se procede a determinar el área transversal de la sección cilíndrica de la unidad, con la cual a su vez se determina la carga de superficie de la que se ha hablado en el párrafo anterior. Una vez determinada el área transversal de la sección cilíndrica se determina el diámetro de la misma siendo este 12,81m por ende el radio será 6,41m cumpliendo con el criterio de diseño que indica que el radio debe ser menor que cinco veces la altura útil (Ministerio de Desarrollo Económico de Colombia, 2000). Ahora bien, se sabe que el sedimentador secundario tiene un cono truncado en su parte inferior para recolectar los lodos, según la bibliografía, la pendiente de la solera de este cono truncado debe ser 1:12 es decir $0,083\text{m/m}$ (Metcalf y Eddy, 1996), por relación de triángulos se puede determinar que la altura del cono truncado es 0,53m, conociendo que la altura del sedimentador es 3,6m se determina que la altura de la sección cilíndrica es 3,07m, finalmente se estima que el volumen del cilindro es $395,12\text{m}^3$

A continuación se procede a determinar el volumen del cono truncado, para lo cual se necesita conocer el diámetro de extracción de los lodos, si este es un 15% del diámetro de la sección cilíndrica entonces será igual a 1,92m. El volumen del cono truncado es $26,88\text{m}^3$. Conociendo el volumen de la sección cilíndrica y el volumen del cono truncado se puede volver a calcular el volumen del sedimentador, esta vez siendo menor debido a que no se determina como si esta unidad fuera un cilindro completo sino considerando una parte como el cono truncado. El volumen real del sedimentador es $422,00\text{m}^3$, con este valor se puede calcular el tiempo de retención real del agua tratada en el sedimentador, siendo este igual a 2,00h.

Como se explicó previamente en el análisis del reactor biológico, parte de la corriente de lodos que sale por la parte inferior del sedimentador se recircula hacia el tratamiento biológico, sin embargo, se debe determinar cuál es el caudal que se va por la purga del sedimentador para poder conocer el caudal que sigue hacia la cámara de contacto, para ello se utilizan datos del reactor biológico ya que estos lodos purgados corresponden al exceso de lodos que hay en el mismo, por ende no son devueltos al reactor sino desechados hacia un lecho de secado. El caudal de purga determinado es igual a 1,1L/s lo que implica que el caudal que continua hacia la cámara de contacto es igual a 22,33L/s.

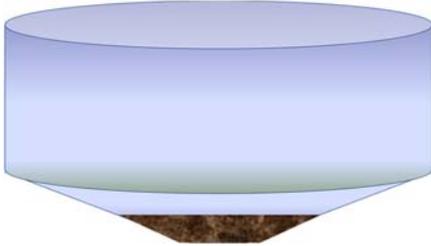
Identificación de la unidad de tratamiento	
Unidad: Sedimentador secundario	
Dimensiones	
Volumen: 422,00m ³ Profundidad: 3,6m Diámetro del cilindro: 12,81m Diámetro de extracción de lodos: 1,92m Pendiente de la solera: 0,083m/m	
Condiciones de operación	
Presión: ambiente Caudal: 58,57 L/s Caudal de purga: 1,1L/s	Temperatura: ambiente Caudal del efluente: 22,33L/s Tiempo de retención: 2,00 horas
Materiales	
Concreto Rcc=210kg/cm ²	

Figura 4.18 Hoja de especificaciones del sedimentador secundario

Lecho de secado

Para el diseño del lecho de secado lo que se necesita conocer es la cantidad de lodo a secar que se extrae del sedimentador primario y de la purga del sedimentador secundario. (Ramalho, 1996) El volumen del lodo primario se calcula en la sección del sedimentador primario. Para el volumen del lodo secundario se realiza una relación entre la cantidad de lodo extraído con el caudal total y con el caudal de purga para conocer la cantidad que será vertida en el lecho de secado. (Tchobanoglous y cols,

2003) La cantidad de lodo extraído de la purga, para secar, es de 21,74kg, esto se obtiene después de un tiempo de retención del sedimentador secundario de 2,00h. Luego, con otra relación se obtiene la cantidad de lodo a secar en un día, dicho valor corresponde a 260,70kg.

La densidad aproximada de los lodos activados, la cual fue extraída de un estudio realizado por la universidad de Carabobo y el laboratorio Toro y Asociados Consultores C.A. (Grau y Andarcia 2002), varía en un rango de 890 a 2430 kg/m³ para lodos livianos y pesados respectivamente, teniendo dicha acotación en cuenta se selecciona un valor intermedio entre el valor medio del rango y el extremo superior puesto que se asume que el lodo es pesado, el valor seleccionado es igual a 2145 kg/m³. Utilizando dicho valor y la cantidad de lodo extraído de la purga en un día se obtiene el valor del volumen a ocupar por el lodo secundario en ese período de tiempo. A continuación se procede a estimar el volumen total de lodo procesado asumiendo volúmenes aditivos al tomar en cuenta el volumen de lodos primarios, siendo este valor igual a 0,3895m³. Por recomendación de funcionarios de la empresa Hidrocentro, para el diseño de esta unidad se aplica un factor de seguridad que garantice el almacenamiento del lodo generado durante 5 años. Finalmente, el lodo se extenderá en el lecho, el cual presenta una profundidad de 1,5 metros y el resto de las dimensiones se muestran a continuación.

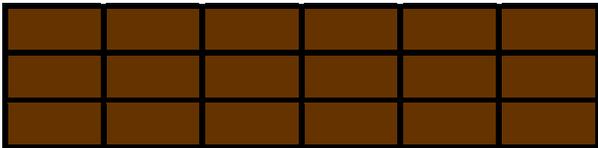
Identificación de la unidad de tratamiento	
Unidad: Lecho de secado	
Dimensiones	
Profundidad: 1,5m Largo: 50m Ancho: 12,43m	
Condiciones de operación	
Presión: ambiente Volumen de lodos en un día: 0,51m ³	Temperatura: ambiente Tiempo de retención: 5 años
Materiales	
Concreto Rcc: 210kg/cm ²	

Figura 4.19 Hoja de especificaciones del lecho de secado

Cámara de contacto u oxidación química (desinfección)

La cámara de contacto u oxidación química es una unidad rectangular, la cual cumple con una relación largo-ancho equivalente a 10:1. A lo largo del canal se colocan baffles que no son más que paredes que ayudan en la retención del fluido para aumentar el tiempo de residencia en la cámara y el contacto con el desinfectante. Dicho tiempo de residencia varía entre 20 y 40 minutos, sin embargo se recomienda un tiempo de 30 minutos para garantizar la acción desinfectante del químico (Prescott y cols, 2002).

Con el caudal y el tiempo de residencia se obtiene el volumen de la cámara, el cual al ser dividido entre su altura resulta el área de la misma. La altura de la cámara presenta un rango (0,7 a 1,5 metros) seleccionándose 1,45 metros. Entre dicha altura y el canal de entrada se deja un espacio de 20 a 30 centímetros y a los baffles también se le coloca una longitud mayor al especificado como altura de la cámara para que el agua no pase por encima de las paredes (Prescott y cols, 2002).

Con el área y la relación largo-ancho se determinan los valores de dichos parámetros, los cuales se mencionan en la hoja de especificaciones.

El agente desinfectante a utilizar es el hipoclorito de calcio al 65%, el cual se presenta en estado sólido y cuñetes de 40kg, se selecciona esta presentación de cloro por recomendación de la empresa Hidrocentro, ya que es la utilizada en todas sus plantas de tratamiento. La solución de hipoclorito se prepara en un tanque con 8,91kg del químico en 250 litros de agua dosificándola por goteo durante las 24 horas del día al agua clarificada proveniente del sedimentador secundario, todo esto según las recomendaciones de los funcionarios de Hidrocentro. La concentración de la solución en el agua clarificada es de 3ppm al inicio de la cámara, siendo este valor seleccionado entre un rango de 2 a 8mg/L para efluente del proceso de lodos activados (Metcalf y Eddy, 1996).

Identificación de la unidad de tratamiento	
Unidad: Cámara de contacto (desinfección)	
Dimensiones	
Volumen: 40,20 m ³ Altura de la cámara: 1,45 m Ancho: 1,66m Largo: 16,65 m Cantidad de baffles: 40 Espesor de los baffles: 0,07cm	
Condiciones de operación	
Presión: ambiente Caudal: 22,33 L/s Agente desinfectante: Hipoclorito de calcio al 65%	Temperatura: ambiente Tiempo de retención: 30 min Cantidad del químico: 0,37kg/h
Materiales	
Concreto Rcc=210kg/cm ²	

Figura 4.20 Hoja de especificaciones de la cámara de contacto

Para cada parámetro, la eficiencia de remoción global en el sistema es: para los sólidos suspendidos 89% eliminado en el sedimentador primario y el reactor biológico; aceites y grasas libres, 55% eliminado en la trampa de grasas; nitrógeno amoniacal, 20% eliminado en el reactor biológico; nitritos y nitratos, 85% eliminado en la zona anóxica y el reactor biológico; coliformes totales, 95% eliminado en la cámara de contacto; la DQO, 94% eliminado en el sedimentador primario, la zona anóxica y el reactor biológico y finalmente la DBO, 94% eliminado en el sedimentador primario, la zona anóxica y el reactor biológico, con todo esto se logra que la concentración de los parámetros disminuyan hasta alcanzar una concentración inferior al límite máximo permitido por la norma ambiental. Los parámetros de hierro y detergente se sabe que son eliminados debido a que el primero actúa como nutriente de las bacterias y el segundo se asume que es una cadena lineal biodegradable, sin embargo se desconoce el porcentaje de remoción de cada uno por lo que se adjudica que también alcanzan

una concentración inferior a la establecida por el Decreto 883 (1995) pero no se indica un valor exacto de las mismas.

Por otra parte, luego del dimensionamiento se realizó la sumatoria de las áreas transversales horizontales de cada unidad de tratamiento siendo esta igual a 1567,14m² siendo menor al área proporcionada por el terreno seleccionado.

4.5 Estimar el costo del sistema de tratamiento seleccionado con la finalidad de obtener el presupuesto para su realización.

Se estimó el costo del sistema de tratamiento con ayuda de las dimensiones de cada unidad y el Listado de Precios Unitarios suministrado por la Gerencia de Contrataciones de Hidrocentro C.A de donde se obtuvo el costo del concreto reforzado con cemento (210kg/cm²) para los distintos tipos de acabados requeridos y el precio del acero de refuerzo seleccionado para la elaboración del desbaste.

El desbaste se determinó con ayuda de la longitud de cada reja y el peso de la misma por unidad de longitud de acuerdo a su diámetro nominal que es 3/8" o 0,95cm; acorde con las especificaciones técnicas suministradas por la empresa "Construrama" en su catálogo de productos el peso de una barra de acero de ese diámetro es 0,557kg/m lo que permite decir que una barra del desbaste dimensionado pesa 0,37kg. Sabiendo que el costo del acero es igual a 5.04Bs/kg se estimó el costo de la unidad.

Para efecto de las unidades circulares se seleccionó, de acuerdo con el listado, concreto armado para en estanques postensados con un espesor de 20cm en pared y fundación, mientras que para las unidades rectangulares se seleccionaron, placas de concreto de loza maciza para estanques postensados de 15cm de espesor para las paredes y 20cm de espesor para la fundación. Los espesores fueron suministrados por el catálogo de precios otorgado por la empresa.

Todas las unidades del sistema se comunican por rebose, excepto el tanque de igualación con la trampa de grasa y las recirculaciones a la zona anóxica y al rector biológico. El material seleccionado para dichas tuberías fue polietileno de alta densidad (PEAD) puesto que el agua residual es muy corrosiva y este material es resistente a las bacterias; por otro lado, los factores de rugosidad del PEAD son muy inferiores a los de

las tuberías convencionales haciendo que las pérdidas de carga en tuberías de PEAD sean mínimas. (Revinca C.A., 2008)

El diámetro de las tuberías entre el tanque de igualación y trampa de grasa y la de las recirculación será de 4 pulgadas para evitar la obstrucción en cada una debido a la sedimentación de los sólidos o la autofloculación de los lodos respectivamente.

Las bombas seleccionadas para la propuesta del sistema de tratamiento son las Gorman Rupp, debido a que estas bombas son autocebantes y fueron diseñadas para el bombeo de líquidos contaminados con sólidos. Además, incorporan una trampilla frontal para la extracción de cuerpos extraños que, eventualmente, puedan quedar atascados en el impulsor, facilitando el mantenimiento de la bomba con una mayor seguridad laboral. La eficiencia de estas bombas varían entre el 70 y 75% (Gorman-Rupp Company, 2011).

La bomba a utilizar entre el tanque de igualación y la trampa de grasa es para mantener el caudal constante, sin ésta no sería posible. Para ello se asume que la densidad del agua es igual al agua limpia (recomendación de los funcionarios de Hidrocentro), dejando entre dichas unidades una distancia de separación de tres metros se obtienen unas pérdidas por fricción de 0,2 metros. Utilizando la ecuación de Bernoulli entre la succión y descarga del tramo de tubería, y tomando como consideraciones régimen de flujo turbulento, flujo incompresible, estado estacionario, flujo isotérmico, que no hay transferencia de calor ni de trabajo, y asumiendo que las presiones en la succión y descarga son iguales a la ambiente, que las velocidades entre dichos puntos son iguales porque se mantiene el diámetro de la tubería constante, y que la altura entre dichos puntos se mantiene igual se obtiene que el cabezal de la bomba es igual a las pérdidas.

Finalmente, la potencia se calcula con el caudal del tramo, el cabezal de la bomba, el peso específico y la eficiencia, obteniendo una potencia del motor igual a 0,087hp. Haciendo uso del catálogo de la compañía se obtiene que la bomba tendrá una potencia igual a 0,5hp y su costo será de 40789Bs. A continuación se muestra la hoja de especificación.

Identificación del equipo	
Unidad: Bomba ubicada entre el tanque de igualación y la trampa de grasa	
Dimensiones	
Diámetro de succión: 4 pulg Diámetro de descarga: 4 pulg	
Condiciones de operación	
Potencia eléctrica: 0,5hp Caudal: 23,43 L/s	Eficiencia: 70%
Tipo de bomba	Material
De impulsor (autocebante)	Hierro fundido

Figura 4.21 Hoja de especificaciones de la bomba ubicada después del tanque de igualación

De igual manera se procedió para las dos bombas restantes obteniéndose que para la recirculación a la zona anóxica es necesaria una bomba de 13,78hp calculada, seleccionándose una bomba de 15hp, siendo el costo 77050,5Bs.

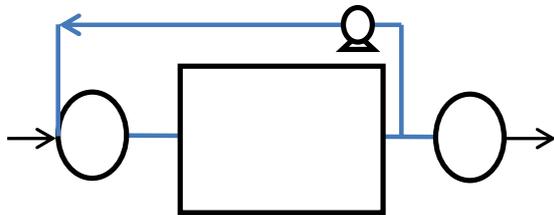
Identificación del equipo	
Unidad: Bomba de recirculación a la zona anóxica	
Dimensiones	
Diámetro de succión: 4 pulg Diámetro de descarga: 4 pulg	
Condiciones de operación	
Potencia eléctrica: 15hp Caudal: 46,86 L/s	Eficiencia: 70%
Tipo de bomba	Material
De impulsor (autocebante)	Hierro fundido

Figura 4.22 Hoja de especificaciones de la bomba de recirculación de licor mezcla.

Respecto a la bomba de recirculación al reactor biológico se estimó una potencia eléctrica de 8,86 hp, seleccionándose una de 10hp con un costo de 57271,5Bs

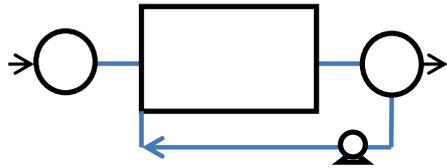
Identificación del equipo	
Unidad: Bomba de recirculación al reactor biológico	
Dimensiones	
Diámetro de succión: 4 pulg Diámetro de descarga: 4 pulg	
Condiciones de operación	
Potencia eléctrica: 10hp Caudal: 35,14 L/s	Eficiencia: 70%
Tipo de bomba	Material
De impulsor (autocebante)	Hierro fundido

Figura 4.23 Hoja de especificaciones de la bomba de recirculación de lodos activados.

Por otro lado, la bomba dosificadora de la solución de hipoclorito de calcio, maneja un caudal de 0,355L/h, siendo recomendada una bomba con un costo igual a 5253,5Bs.

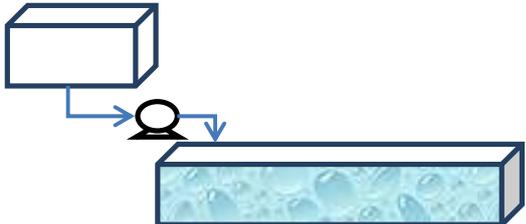
Identificación del equipo	
Unidad: Bomba dosificadora	
Dimensiones	
Conexión: 1/4" ID * 3/8" OD	
Condiciones de operación	
Caudal: 0,355L/s	
Material	
Cabezal: PVC	Diafragma: Teflón

Figura 4.24 Hoja de especificaciones de la bomba dosificadora de hipoclorito

Los aireadores utilizados deben manejar una potencia de 63,27 hp, lo que corresponde con 47,18 kW y se requiere 1293,9 kgO₂/d, lo que equivale a 53,91 kO₂/h. Entrando en el catálogo de la Tabla A.15 se estandarizó el equipo como un aireador tipo turbina de la serie TA-007 marca “Estruagua” de 2,5 m de diámetro con una potencia de 55 kW y una oxigenación de 110 kgO₂/h. Sabiendo que tiene un alcance para la transferencia de oxígeno de cuatro metros, se asume que el espacio entre cada aireador debe ser de ocho metros, es por ello que al compararlo con las longitudes de ancho y largo del reactor biológico se estima que debe haber dos hileras de tres aireadores cada una en el tanque. La velocidad de la turbina es de 37,7 r.p.m. y está construida de acero inoxidable en calidad AISI-304 / AISI-316.

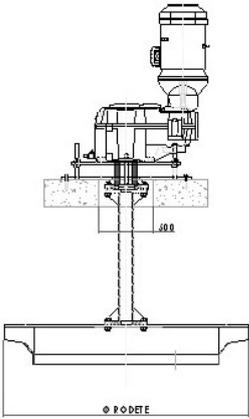
Identificación del equipo	
Unidad: Aireador de turbina	
Dimensiones	
Diámetro del rodete: 2,5 m Peso sin el motor: 1400 kg Profundidad del rodete: 2 m	
Condiciones de Operación	
Oxigenación: 110 kgO ₂ /h	Velocidad: 37,7 r.p.m.
Potencia: 55 kW	Cantidad: 6 aireadores
Material	
Acero inoxidable AISI-304	

Figura 4.25 Hoja de especificaciones de los aireadores del reactor biológico

A continuación se muestra la Tabla 4.9 con el costo de cada equipo principal del sistema para estimar la inversión inicial requerida.

Tabla 4.9 Estimación de costos de los equipos principales del sistema seleccionado.

Unidad de tratamiento	Precio (Bs)
Desbaste	39,3
Tanque de igualación	44387,1
Trampa de grasa	5452,3
Sedimentador primario	34895,4
Zona anóxica	72649,6
Reactor biológico	215150,8
Sedimentador secundario	61479,5
Lecho de secado	165741,6
Cámara de contacto	38862,8
1 Bomba para el tanque de igualación	40789,0
1 Bomba de recirculación de licor mezcla	77050,5
1 Bomba de recirculación de lodos activados	57271,5
1 bomba dosificadora	5253,5
6 aireadores	60293,0

La sumatoria de los presupuestos determinados para cada unidad permite estimar el costo de los equipos principales del sistema de tratamiento, con ese costo se puede estimar el capital fijo de la inversión inicial, que viene representada por el acondicionamiento del terreno que a su vez equivale a un 15% del costo de los equipos principales, y que incluye levantamiento topográfico, modificaciones en topografía, movimiento de tierra, accesos, drenajes, entre otras cosas. Además se determina la inversión en edificaciones; sabiendo que no hay ningún tipo de edificio apto para una planta de tratamiento construido en el área y dependiendo del tipo de proceso se estima que al ser un proceso fluido esta inversión viene dada por un 45% del costo de los equipos principales. (Rodríguez, 2010)

Pensando en equipos de control para el sistema, incluyendo su adquisición e instalación se puede estimar que esta inversión requiere para efectos de instrumentación y control un 13% del costo de los equipos principales mientras que la

infraestructura necesaria para suministrar servicios industriales al proceso productivo representa una inversión del 55% del costo de dichos equipos. Por otra parte, se estima que el costo de la adquisición y montaje de tuberías sin aislante para un proceso fluido es un 66% del costo de equipos principales. (Rodríguez, 2010)

La adquisición y montaje de sistemas eléctricos que incluyen distribución, transformación y alumbrado se estima en un 15% del costo de los equipos principales, el costo de proyectos y estudios se estima en un 35% del costo de equipos principales el costo en lo correspondiente a supervisión y entrenamiento de personal equivale a un 7% del costo de los equipos principales y finalmente el capital invertido en arranque, pruebas y contingencias correspondiente a la previsión por problemas potenciales durante el inicio de las operaciones productivas se estima en un 10% de la sumatoria de todos los tipos de inversiones anteriores. (Rodríguez, 2010)

Los resultados de los costos estimados para el capital fijo se pueden ver en la Tabla 4.10

Tabla 4.10 Capital fijo del sistema de tratamiento

Tipo de inversión	Capital a invertir (Bs)
Equipos principales	879315,9
Acondicionamiento de terreno	131897,4
Edificaciones	395692,2
Instrumentación y control	114311,1
Servicios Industriales	483623,7
Tuberías	580348,5
Equipos eléctricos	131897,4
Estudios y proyectos	307760,6
Supervisión y entrenamiento	61552,1
Arranque, pruebas y contingencia	220708,3

El total del capital fijo viene siendo la sumatoria de todos los tipos de inversión mostrados en la Tabla 4.10, esto equivale a 3307107,1Bs.

Otro aspecto a considerar en la inversión inicial es el capital de trabajo, este viene representado por el costo de inventario de materia prima; que para efectos de este proyecto solo se ve afectado por la compra de hipoclorito de calcio para la desinfección del agua, el costo de inventario de repuestos que equivale a un 15% de la inversión en equipos principales, el costo por salarios se estima asumiendo que un operador cobrará 2986,5Bs mensual, como lo hace hoy en día un obrero de la administración pública calificado en el más alto grado de instrucción que pueda recibir. (Decreto 8.168, 2011) además se estima que deben trabajar dos operadores a la vez durante el día y un operador en el turno nocturno, asumiendo un régimen trabajo-descanso en el que haya cuatro grupos donde cada uno trabaje cinco días corridos y descanse dos, dividiendo la jornada laboral en tres turnos se puede estimar un total de siete obreros para operar la planta.

Se tiene también el efectivo en caja que considera el costo del producto terminado a lo largo de dos meses de actividad, en el caso que nos ocupa el producto terminado está representado por las aguas tratadas, hasta el momento el monto por tratar las aguas residuales establecido por la empresa Hidrocentro es de 0,25Bs/m³, finalmente el total del capital de trabajo viene dado por la suma de todos los aspectos mencionados y que pueden observarse en la Tabla 4.11 en total es 490648,1Bs

Tabla 4.11 Capital de trabajo del sistema de tratamiento

Tipo de inversión	Capital a invertir (Bs)
Costo de inventario de materia prima	288000,0
Costo de inventario de repuestos	131897,4
Costo por salarios	41811,0
Efectivo en caja	28939,7

El total de la inversión inicial viene dado por la suma del capital fijo y el capital de trabajo, y viene siendo 3797755,2Bs.

CONCLUSIONES

- En base a la distancia mínima entre la planta y la comunidad, disponibilidad de tierras públicas, pendiente del terreno, área disponible y cercanía de la mano de obra se seleccionó el terreno número 3 como el más adecuado para la ubicación de la planta de tratamiento de aguas residuales para el colector principal de Canoabo.
- El hierro se desvía en un 27% con respecto a la concentración límite presentada por el decreto 883; los coliformes totales se desvían en 1500%; la DQO presenta una desviación de 13,43%; la DBO la presenta en un 398,33%; los sólidos suspendidos están en un 276,25% por encima de dicho límite; los detergentes se desvían en 198%; los aceites y grasas libres en un 55% y finalmente se presenta una desviación en la concentración de nitratos más nitritos, expresados como nitrógeno, presentes en el agua residual con respecto a la concentración límite presentada por el decreto 883 de 366,10%.
- La propuesta del sistema de tratamiento seleccionada para realizar el diseño es la número 2, la cual comprende las unidades de desbaste, tanque de igualación, trampa de aceites y grasas, sedimentador primario, zona anóxica, reactor biológico, sedimentador secundario, lecho de secado de lodos y la cámara de contacto.
- Las dimensiones de las unidades son: para el desbaste, 95cm de alto y 35cm de ancho, con 14 barras de 3/8" de diámetro y 1,5cm de separación entre ellas; tanque de igualación, 1,9m de profundidad y 9,2m de diámetro; trampa de grasa, 1,2 m de profundidad, 0,9m de ancho y 6,51m de longitud; sedimentador primario, 8,02m de diámetro, 3m de altura del cilindro, 1,2m, la base del cono truncado y 0,05m de altura del cono truncado; zona anóxica: 2,5m de profundidad y 11,86m de diámetro; reactor biológico, 4,5m de profundidad, 33,33m de largo y 16,66m de ancho; sedimentador secundario: 3,6m la altura total del sedimentador, 12,08m de diámetro y 1,92m de diámetro de extracción de lodos; lecho de secado, son 1,1m de profundidad, 50m de largo y 12,43m de

ancho; cámara de contacto, son 1,45m de profundidad útil de la cámara, 1,66m de ancho, 16,65m de largo, 40 baffles de 1,33m de longitud y 7cm de espesor.

- La disminución de las concentraciones que se obtienen del sistema global son: sólidos suspendidos, 88,75% eliminado en el sedimentador primario y el reactor biológico; aceites y grasas libres, 55% eliminado en la trampa de grasas; nitrógeno amoniacal, 20% eliminado en el reactor biológico; nitritos y nitratos, 84,78% eliminado en la zona anóxica y el reactor biológico; coliformes totales, 95% eliminado en la cámara de contacto; la DQO, 93,91% eliminado en el sedimentador primario, la zona anóxica y el reactor biológico; la DBO, 93,91% eliminado en el sedimentador primario, la zona anóxica y el reactor biológico.
- El capital fijo del sistema de tratamiento es 3307107,1Bs mientras que el capital de trabajo es 490648,1Bs, por lo tanto la inversión inicial del sistema de tratamiento seleccionado se estimó en 3797755,2Bs.

RECOMENDACIONES

1. Realizar una norma más exigente, por parte del Ministerio del Poder Popular para el Ambiente, en cuanto a la concentración de los parámetros, puesto que existen algunos que no están normados y son importantes disminuirlos.
2. Proponer un sistema de alcantarillado para las poblaciones aledañas a Canoabo con el fin de anexar sus aguas residuales al sistema de tratamiento.
3. Realizar una matriz de impacto ambiental que considere la construcción y operación de la planta al momento de ejecutar el proyecto.
4. Determinar los coliformes totales con un mayor factor de dilución para obtener un parámetro más exacto de su concentración.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- Aguas de Mérida C.A. (2010). *Hipoclorito de calcio*. Extraído el día 7 de mayo de 2011 desde: <http://www.aguasdemerida.com.ve/?q=node/81>
- APHA, AWWA Y WEF. (2005). *Standar Methods for the Examination of Water and Wastewater*.
- Arboleda, J. (2000). *Teoría y práctica de la purificación del agua*. Santa Fe de Bogotá: Acodal.
- Arces, A. (2005). *El protocolo de investigación*. Extraído el día 11 de septiembre de 2010 desde <http://www.slideshare.net/nekochocolat/arturo-arce-final>.
- Arias, A. y Vargas, F. (1995) *Rediseño de una planta de tratamiento de aguas residuales en una planta de detergentes* Tesis de grado no publicada, Facultad de Ingeniería, Universidad de Carabobo.
- Askeland, D., & Phulé, P. (2004). *Ciencia e Ingeniería de los Materiales* (4ta ed.). México: Thomson.
- Barrientos, N y D'Alessandro, M. (2009) *Propuesta de alternativas que minimicen los efectos que generan los vertidos que convergen en el embalse de Canoabo en la empresa C.A. Hidrológica del Centro*. Tesis de grado no publicada, Facultad de Ingeniería, Universidad de Carabobo.
- C.A. Hidrológica del Centro. (s.f.) *Nuestra Empresa*. Extraído el día 23 de mayo de 2010 desde: <http://www.hidrocentro.gob.ve/hc/nuestraEmpresa/>
- Caldera, Y, Madueño, P, Griborio, A, Gutierrez, E, Fernandez, N,. (2003). Efecto del tiempo de retención hidráulica en el funcionamiento de un reactor UASB tratando efluentes cárnicos. *Multiciencias*, 3(001), 233-244. Extraído el 4 de julio de 2010 desde <http://revistas.luz.edu.ve/index.php/mc/article/viewFile/37/21>.
- Calles, J. (28 de marzo de 2011). Dosificación de Hipoclorito de Calcio. (A. Baró, Entrevistador)
- Chang, R. (2007). *Química* (9na ed.). China: Mc-Graw Hill.
- Chemical engineering magazine. (2010). *Chemical Engineering Plant Cost Index (CEPCI)* Extraído el 9 de mayo de 2011 desde

<http://ingequimuc.superforo.net/t1401-chemical-engineering-magazine-junio-2010?highlight=revista+chemical>

- Comité unido de la Federación de Control de Contaminación del Agua y la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles. (1977). *Wastewater Treatment Plant Design*. USA: Lancaster Press, Inc.
- Construrama. (2002). *Catálogo de Productos*. Extraído el 29 de marzo de 2011, de http://www.construrama.com/content/public/sitio/compromiso/cat_prd_20_73_39.html
- Corporinoquia (2007) *Propuesta de mejoras a la planta de tratamiento del municipio de Monterrey* Extraído el 30 de abril de 2011 desde <http://www.corporinoquia.gov.co/ktml2/images/uploads/Monterrey%20sin%20fotos.pdf>
- Crites, R. W., Middlebrooks, J., & Reed, S. C. (2006). *Natural wastewater treatment systems*. New York: Taylor & Francis.
- Dautant, R. (1991). *Proyecto ambiental del sistema de tratamiento de aguas servidas de las poblaciones del Palito-Taborda, distrito Puerto Cabello, estado Carabobo*. Venezuela.
- Dautant, R. y Mallía, A. (2002). Reactores secuenciales intermitentes utilizados en el tratamiento biológico de aguas residuales. Trabajo presentado en el XXVIII Congreso Interamericano de Ingeniería Sanitaria y Ambiental, Octubre, Cancún.
- Delgado, Y. (2008). *La investigación social en proceso: ejercicios y respuestas*. Valencia: Dirección de medios y publicaciones de la Universidad de Carabobo.
- Depuradoras TOT AGUA S.L. (2009) Sistema de Oxidación Biológica de Discos Rotativos: Oxidisc. Extraído el 11 de mayo de 2011 desde: <http://www.totagua.com/depuradoras-viviendas/biodiscos.html#catalogo>
- Este, M., Esteller, R. y Rondón, C. (1996). *Diccionario Toponímico del estado Carabobo*. (2da ed.). Valencia: Dirección de medios y publicaciones de la Universidad de Carabobo.
- Estruagua. (s.f.). *Datos Técnicos de los aireadores de turbina TA-007*. Extraído el 9 de mayo de 2011 desde <http://www.estrुagua.com/indexnew.php>

- Feo, O. (1999). Población Estimada del Estado Carabobo. En L. Nuñez, *Guía del Estado Carabobo* (4ta ed., págs. 29-30). Valencia.
- Feo, O. (2005). Población Proyectada del Estado Carabobo para el año 2004. En L. Nuñez, *Guía del Estado Carabobo* (8va ed., pág. 32). Valencia.
- Franco, V., Rojas, M. N., & Orta, M. T. (2008). Comparación de mecanismos de acción de desinfectantes aplicados en aguas residuales. *Aquaforum*, 12(49), 19-22. Extraído el 6 de junio de 2010 desde http://seia.guanajuato.gob.mx/document/AquaForum/AF49/AF4904_ComparacionMecanismosAccion.pdf
- Gando, P. (2001) *Formulación y evaluación de proyectos*. Escuela superior politécnica del litoral. Material proyectos I.
- García, M. (1988). *Fundamentos para el cálculo y diseño de estructuras metálicas de acero laminado* (2da ed.). España: Mc-Graw Hill.
- García, A. (2006) *Recomendaciones táctico-operativas para implementar un programa de logística inversa*, Edición electrónica gratuita. Texto completo en www.eumed.net/libros/2006a/
- Gerardi, M. (2002). *Nitrification and Denitrification in the Activated Sludge Process*. New York: Wiley Interscience.
- Gerencia de Contrataciones de Hidrocentro C.A. (marzo de 2011). Listado de Precios Unitarios. Valencia.
- Gobernación del Estado Carabobo. (1994). *Estudio socio-económico y del ambiente del área de protección del Embalse Canoabo*. Secretaria de Planificación, Ambiente y Ordenamiento Territorial.
- Gómez, E. y Nuñez, F. (s.f.). *Plantas industriales, aspectos técnicos para el diseño*. Valencia: Dirección de medios y publicaciones de la Universidad de Carabobo.
- Gómez, M. (1997). *Elementos de Estadística Descriptiva*. San José: EUNED.
- González, M. & López, F. (2008). Comportamiento de un reactor de Biopelícula para tratamiento de agua residual a diferentes velocidades de flujo. *Revista Mexicana de Ingeniería Química*. 7(3), 183-193. Extraído el 8 de julio de 2010 desde <http://redalyc.uaemex.mx/pdf/620/62011164001.pdf>

- Gorman-Rupp Company (2011). *Gorman-Rupp*. Obtenido el día 3 de mayo de 2011 desde: <http://www.gormanrupp.com/>
- Grady, L., Daigger, G., & Lim, H. (1999). *Biological Wastewater Treatment*. New York: Marcel Dekker, Inc.
- Grajales, T. (2000) *Tipos de investigación*. Extraído el 1 de agosto de 2010 desde: <http://tgrajales.net/investipos.pdf>
- Grau, J., & Andarcia, E. (2002). *Diseño de Sedimentadores de Placas Paralelas*. Valencia: Universidad de Carabobo-Toro y Asociados Consultores C.A.
- Guevara, E y Márquez, A. (2004) Descripción y evaluación del funcionamiento de un sistema de tratamiento de aguas residuales en una industria avícola. *Revista Ingeniería UC*. 11(2), 92-101, Extraído el 4 de julio de 2010 desde: <http://servicio.cid.uc.edu.ve/ingenieria/revista/index.htm>
- Hill, J y Kolb, D (1999) *Química para el nuevo milenio* (8va ed.) México: Prentice Hall.
- Himmelblau, D. (1997). *Principios Básicos y Cálculos en Ingeniería Química* (6ta ed.). México: Prentice Hall.
- Isaac, A. Lezama, C. Ku, P. y Tamay, P (1994) Calidad Sanitaria de los suministros de agua para consumo humano en Campeche. *Red de Revistas Científicas de América Latina y el Caribe, España y Portugal*. Obtenido el día 6 de junio de 2010 desde: <http://redalyc.uaemex.mx/pdf/106/10636610.pdf>
- Landeno, R. (2007). *Elaboración de trabajos de investigación*. (1^{era} edición) Caracas: Editorial Alfa.
- Lenntech BV (2009). Cobre-Cu: *Efectos del hierro en el agua*. Obtenido el día 24 de octubre de 2010 desde: <http://www.lenntech.es/agua-subterranea/hierro.htm>
- Lin, S. D. (2007). *Water and wastewater calculations manual*. New York: McGraw Hill.
- Macpherson, T. (1975). *Vocabulario Histórico, Geográfico y Biográfico del Estado Carabobo*. Venezuela: Secretaría de Educación y Cultura.
- Matches (2003). Extraído el 9 de mayo de 2011 desde <http://www.matche.com/>
- McGivney, W., & Kawamura, S. (2008). *Cost estimating manual for water treatment facilities*. New Jersey: Wiley.

- Metcalf, y Eddy. (1996). *Ingeniería de Aguas Residuales: tratamiento, vertido y reutilización*. (3era ed.). México: Mc Graw Hill.
- Ministerio de Desarrollo Económico de Colombia. (2000). *Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico RAS-2000*. Bogotá.
- Navarro, E. (s.f.). *Formulario de Matemática*. Caracas: DIZSA.
- Normas para la clasificación y el control de la calidad de los cuerpos de agua y vertidos o efluentes líquidos. (1995). Decreto N° 883. (publicado en la Gaceta Oficial número 5.021). República Bolivariana de Venezuela. Extraído el día 23 de mayo de 2010 desde: http://www.bahemsconsultores.com/descargas_ng.html
- Norma venezolana COVENIN 2709:2002 Aguas naturales, industriales y residuales. Guía para las técnicas de muestreo. (2002). Fondonorma. República Bolivariana de Venezuela. Extraído el día 23 de mayo de 2010 desde: <http://www.sencamer.gob.ve/sencamer/normas/2709-02.pdf>
- Noyola, A., Terreros, J., & Olmos, A.(2009). Digestión anaerobia de lodo primario y secundario en dos reactores UASB en serie. *Revista Mexicana de Ingeniería Química*. 8(2), 153-161. Extraído el 8 de julio de 2010 desde <http://redalyc.uaemex.mx/pdf/620/62011384001.pdf>
- Organización Daiquí (2010). Nitritos y Nitratos. *Alimentos Ecológicos de Galicia*. Obtenido el día 6 de junio de 2010 desde: <http://www.daiqui.com/castelan/nitrito.html>
- Parra, I (s.f.) *Memorias de cálculo de problemas avanzados de Ingeniería Química I*. Valencia: Universidad de Carabobo.
- Parra, O (1989). La eutroficación de la Laguna Grande de San Pedro, Concepción, Chile: un caso de estudio. Obtenido el día 6 de junio de 2010 desde: http://www.cipma.cl/RAD/1989/1_Parra.pdf
- Prescott, L., Harley, & Klein. (2002). *Microbiology*. New York: Mc-Graw Hill.
- Ramalho, R. (1996). *Tratamiento de aguas residuales*. Quebec: Reverté.
- Revinca C.A. (2008). *Polietileno de alta densidad*. Obtenido el día 3 de mayo de 2011 desde: <http://www.revinca.com>
- Rivas, G. (1978). *Tratamiento de Aguas Residuales*. Madrid: Ediciones Vega SRL.

- Rodríguez, M. (2010) *Análisis Económico: Flujos de Caja, Ingresos, Egresos e Indicadores Económicos*. Trabajo presentado en la cátedra de Diseño de Procesos de la escuela de Ingeniería Química de la Universidad de Carabobo, Mayo, Valencia.
- Sevilla, V., y Comerma, J. (2009). Caracterización de la Cuenca del Río Canoabo en el Estado Carabobo, Venezuela II Suelos y Tierras. *Agronomía Tropical*, 59 (2), 149-160.
- Silva, J. (2003). *Transporte de momento para ingenieros de procesos*. Valencia: Dirección de medios y publicaciones de la Universidad de Carabobo.
- Sistema de remuneraciones de las Empleadas y Empleados de la Administración Pública Nacional (2011). Decreto 8.168 (publicado en la Gaceta 39.660). República Bolivariana de Venezuela.
- Smith, J. M., Van, H. C. y Abbott, M. M. (1997). *Introducción a la Termodinámica en Ingeniería Química*. (5ta ed.) México: Mc-Graw Hill.
- Tchobanoglous, G., Burton, F. L., & Stensel, D. H. (2003). *Wastewater Engineering Treatment and Reuse*. Beijing: Metcalf & Eddy Inc.
- Underwood, A., & Day, R. (1989). *Química Analítica Cuantitativa* (5ta ed.). México: Prentice Hall.
- Welty, J. (1982). *Fundamentos de transferencia de momento, calor y masa*. México: Limusa Noriega Editores.

APÉNDICE A
TABLAS Y FIGURAS BIBLIOGRÁFICAS

Tabla A.1. Tipo de tratamiento a aplicar según el índice de biodegradabilidad

Relación DBO/DQO	Orientación al tratamiento a ser aplicado
De 0,1 a 0,4	Tratamiento físico-químico Tratamiento químico (Pruebas de jarras)
De 0,4 a 0,6	Combinar: Tratamientos físico-químicos con tratamientos biológicos (Prueba de tratabilidad)
Mayor a 0,6	Tratamientos biológicos (Cualquier versión de lodos activados)

Fuente: Metcalf y Eddy, 1996

Tabla A.2. Características de un sistema de desbaste

Característica		Limpieza manual	Limpieza automática
<i>Tamaño de la barra</i>	<i>Anchura (mm)</i>	5-15	5-15
	<i>Profundidad (mm)</i>	25,0-37,5	25,0-37,5
<i>Separación entre barras (mm)</i>		25-50	15-75
<i>Pendiente en relación a la vertical (°)</i>		30-45	0-30
<i>Velocidad de aproximación (m/s)</i>		0,3-0,6	0,6-1,1
<i>Perdida de carga admisible (mm)</i>		150	150
<i>Intervalo de paso (cm)</i>		1,50-3,75	

Fuente: García, 1998

Tabla A.3. Tiempos de retención hidráulicos para la trampa de grasas

Tiempo de retención (minutos)	Caudal de entrada (L/s)
3	2-9
4	10-19
5	20 o más

Fuente: Ministerio de Desarrollo Económico de Colombia, 2000

Tabla A.4 Información típica para el proyecto de tanques de decantación primaria

Características	Valor		
	Intervalo		Típico
<u>Decantación primaria seguida de tratamiento secundario</u>			
Tiempo de detención, tr (h)	1,5	2,5	2
Carga de superficie, Cs (m ³ /m.d):			
A caudal medio	800	1200	
A caudal punta	2000	3000	2500
Carga sobre vertedero	10000	40000	20000
<u>Sedimentación primaria con adición de fango activado en exceso</u>			
Tiempo de detención, tr (h)	1,5	2,5	2

Fuente: Metcalf y Eddy, 1996

Tabla A.5 Información típica para el proyecto de los tanques de decantación rectangulares y circulares utilizados para el tratamiento primario del agua residual

Tipo de Tanque	Valor		
	Intervalo		Típico
<u>Rectangular</u>			
Profundidad, h (m):	3	4,5	3,6
Longitud, L (m):	15	90	25 40
Anchura, A (m):	3	25	5 10
Velocidad de los rascadores, v (m/min):	0,6	1,2	0,9
<u>Circular</u>			
Profundidad, h (m):	3	4,5	3,6
Diámetro, D (m):	3	60	12 45
Pendiente de la solera, $\tan\alpha$, mm/m	6,25	16	8
Velocidad de los rascadores, v (m/min):	0,02	0,05	0,03

Fuente: Metcalf y Eddy, 1996

Tabla A.6. Parámetros de diseño para el proceso de fangos activados

Tipo de proceso	Edad de los lodos θ_c (días)	Relación F/M (kgDBO aplicada/kg SSVLM.d)	Carga volumétrica (kgDBO aplicada/m ³ .d)	Sólidos Suspendidos del licor mezcla (mg/L)	Tiempo de retención V/Q (h)	Retorno Qr/Q (Adim.)
Convencional	5-15	0,2-0,4	0,32-0,64	1500-3000	4-8	0,25-0,75
Completamente mezclado	5-15	0,2-0,6	0,8-1,92	2500-4000	3-5	0,25-1,0
Aireación escalonada	5-15	0,2-0,4	0,64-0,96	2000-3500	3-5	0,25-0,75
Aireación modificada	0,2-0,5	1,5-5	1,2-2,4	200-1000	1,5-3	0,05-0,25
Contacto y Estabilización	5-15 ---	0,2-0,6 ---	0,96-1,2 Incluido ya	1000-3000 4000-10000	0,5-1,0 3-6	0,5-1,5 ---
Aireación prolongada	20-30	0,05-0,15	0,16-0,4	3000-6000	18-36	0,5-1,5
Alta carga	5-15	0,4-1,5	1,6-1,6	4000-10000	2-4	1,0-5,0
Oxígeno puro	3-10	0,25-1,0	1,6-3,2	2000-5000	1-3	0,25-0,5
Zanjón de oxidación	10-30	0,05-0,3	0,08-0,48	3000-6000	8-36	0,75-1,5
Reactor SBR	No aplica	0,05-5,0	0,08-0,24	1500-5000	12-50	No aplica

Fuente: Metcalf y Eddy, 1996

Tabla A.7. Coeficientes cinéticos típicos para procesos de lodos activados en aguas residuales domésticas

Coeficiente	Unidades	Valores a 20°C
		Rango
Y	Adim.	0,4-0,8
Kd	d ⁻¹	0,040-0,075
FPL	Adim.	0,4-0,6

Fuente: Ministerio de Desarrollo Económico de Colombia, 2000

Tabla A.8. Rango de profundidades para distintos tipos de lagunas

Tipo de laguna	Rango de profundidad
Maduración	0,9-1,5m
Facultativa	1,0-2,5m
Anaeróbica	2,5-5,0m

Fuente: Ministerio de Desarrollo Económico de Colombia, 2000

Tabla A.9 Información típica de diseño para decantadores secundarios

Tipo de tratamiento	Carga de superficie m^3/m^2		Carga de sólidos $kg/m^2 \cdot h$		Profundidad (m)
	Media	Punta	Media	Punta	
Sedimentación a continuación del proceso de fangos activados (excepto en aireación prolongada)	0,678-1,356	1,695-2,035	3,90-5,85	9,76	3,6-6,0
Sedimentación a continuación del proceso de fangos activados con oxígeno	0,678-1,356	1,695-2,035	4,88-6,83	9,76	3,6-6,0
Sedimentación a continuación del proceso de aireación prolongada	0,339-0,678	24,420-1,356	0,97-4,88	6,83	3,0-4,5
Sedimentación a continuación de filtros percoladores	0,678-1,017	1,695-2,035	2,93-4,88	7,81	3,0-4,5
Sedimentación a continuación de Biodiscos:					
Efluente secundario	0,678-1,356	1,695-2,035	3,90-5,85	9,76	3,0-4,5
Efluente nitrificado	0,678-1,017	1,356-1,695	2,93-4,88	7,81	3,0-4,5

Fuente: Metcalf y Eddy, 1996

Tabla A.10. Lectura barométrica en función de la altitud.

Altitud (m)	Barómetro (mmHg)
100	750,5
200	741,1
300	731,9
400	722,8
500	713,7
600	704,8
700	696,1
800	687,4
900	678,8
1000	670,3

Fuente: Dautant, 1991

Tabla A.11. Concentración de saturación del oxígeno en agua limpia a nivel del mar y presión de vapor en función de la temperatura.

Temperatura (°C)	Concentración de oxígeno disuelto (mg/L)	Presión de vapor (mmHg)
21	8,99	18,65
22	8,83	19,82
23	8,68	21,07
24	8,53	22,38
25	8,38	23,76
26	8,22	25,21
27	8,07	26,74
28	7,92	28,35
29	7,77	30,04
30	7,63	31,82

Fuente: Dautant, 1991

Tabla A.12. Dosis de cloración para la desinfección.

APLICACIÓN: evacuación (desinfección)	INTERVALO DE DOSIS (mg/L)
Agua residual bruta (pre-cloración)	6-25
Efluente primario	5-20
Efluente del proceso de precipitación química	2-6
Efluente de plantas de filtros percoladores	3-15
Efluente del proceso de fangos activados	2-8
Efluente filtrado (a continuación del proceso de fangos activados)	1-5

Fuente: Metcalf y Eddy, 1996

Tabla A.13. Tubos de polietileno de alta densidad para la conducción de líquidos.

PEAD PE 80					
Diámetro externo del tubo (mm)	Relación diámetro / espesor de pared				
	SDR 21	SDR 17	SDR 13,6	SDR 11	SDR 9
	Espesor de pared nominal (mm)				
16					2,0
20				2,0	2,3
25			2,0	2,3	3,0
32		2,0	2,4	3,0	3,6
40	2,0	2,4	3,0	3,7	4,5
50	2,4	3,0	3,7	4,6	5,6
63	3,0	3,8	4,7	5,8	7,1
75	3,6	4,5	5,6	6,8	8,4
90	4,3	5,4	6,7	8,2	10,1
110	5,3	6,6	8,1	10,0	12,3
125	6,0	7,4	9,2	11,4	14,0
140	6,7	8,3	10,3	12,7	15,7

Fuente: Revinca C.A., 2008

Tabla A.14. Propiedades del oxígeno.

Temperatura (K)	Densidad (kg/m³)
250	1,5620
300	1,3007
350	1,1144
400	0,9749
450	0,8665
500	0,7798
550	0,7089
600	0,6498

Fuente: Welty, 1982

Tabla A.15. Datos técnicos de los aireadores de turbina TA-007

TIPO	Potencia (kW)	∅ Rodete (mm)	Velocidad (r.p.m.)	Oxigenación (kgO₂/h)	Peso sin motor (kg)	A (mm)	B (mm)
TA/007-1	2,2	500	176,0	4,4	50	400	340
TA/007-2	4,0	600	148,0	8,0	60	400	340
TA/007-3	5,5	700	140,0	11,0	70	400	340
TA/007-4	7,5	800	127,0	15,0	100	500	440
TA/007-5	7,5	850	114,0	15,0	110	500	440
TA/007-6	9,0	900	103,0	18,0	125	500	440
TA/007-7	11,0	1000	94,5	22,0	170	800	730
TA/007-8	15,0	1200	78,1	30,0	250	800	730
TA/007-9	22,0	1400	67,5	44,0	340	800	730
TA/007-10	30,0	1700	58,2	60,0	570	1200	1100
TA/007-11	37,0	2000	47,2	74,0	750	1200	1100
TA/007-12	45,0	2250	41,7	90,0	960	1200	1100
TA/007-13	55,0	2500	37,7	110,0	1400	1400	1300
TA/007-14	75,0	2750	37,8	150,0	1700	1400	1300
TA/007-15	95,0	3000	32,8	180,0	2300	1400	1300

Fuente: Estruagua, s.f.

TIPO DE BARRA	FACTOR DE FORMA (β)
	2,42
	1,83
	1,79
	0,76
	1,67

Figura A.1. Factor de forma de acuerdo al tipo de barra del desbaste.

Fuente: Metcalf y Eddy, 1996

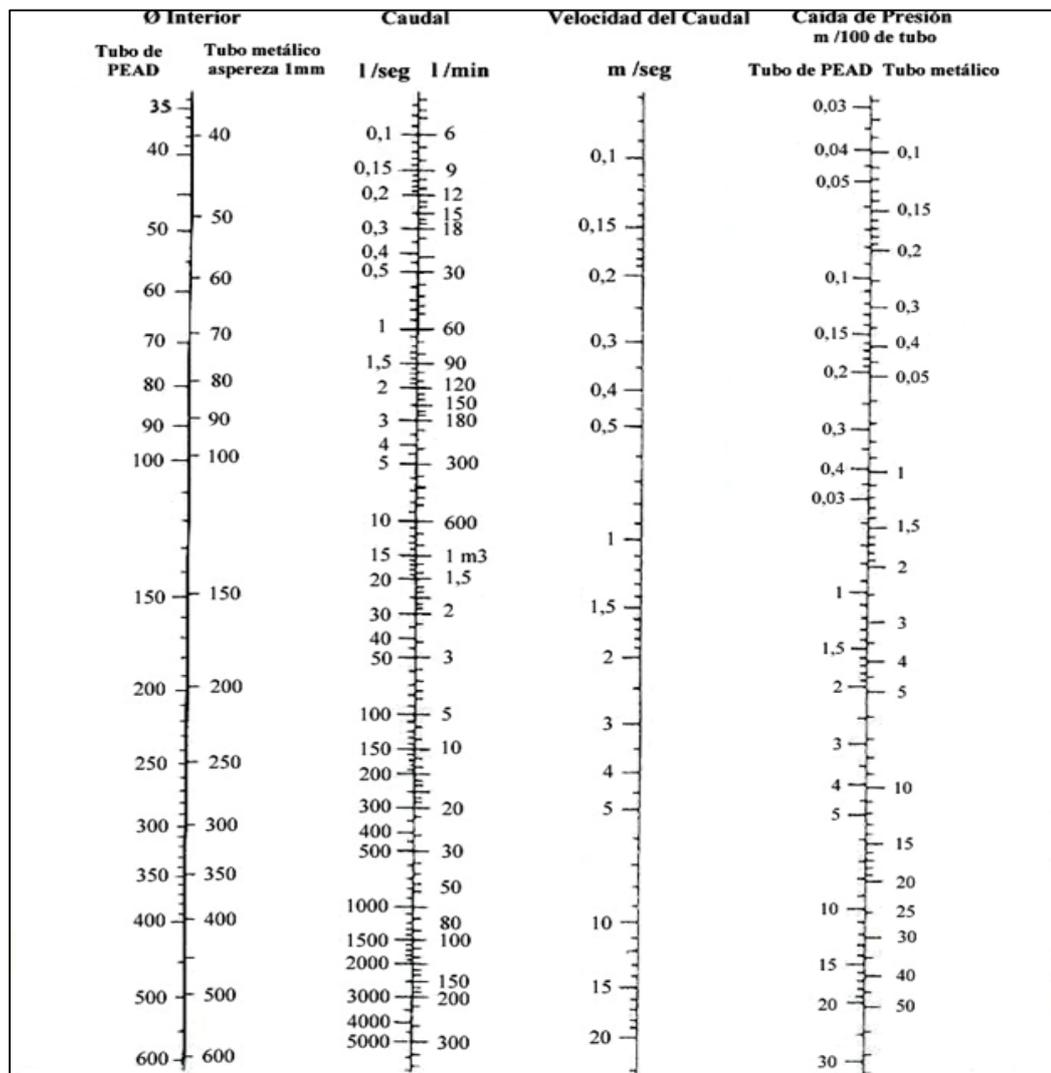


Figura A.2. Tabla para el cálculo de pérdidas de flujo en tuberías de PEAD.

Fuente: Revinca C.A., 2008

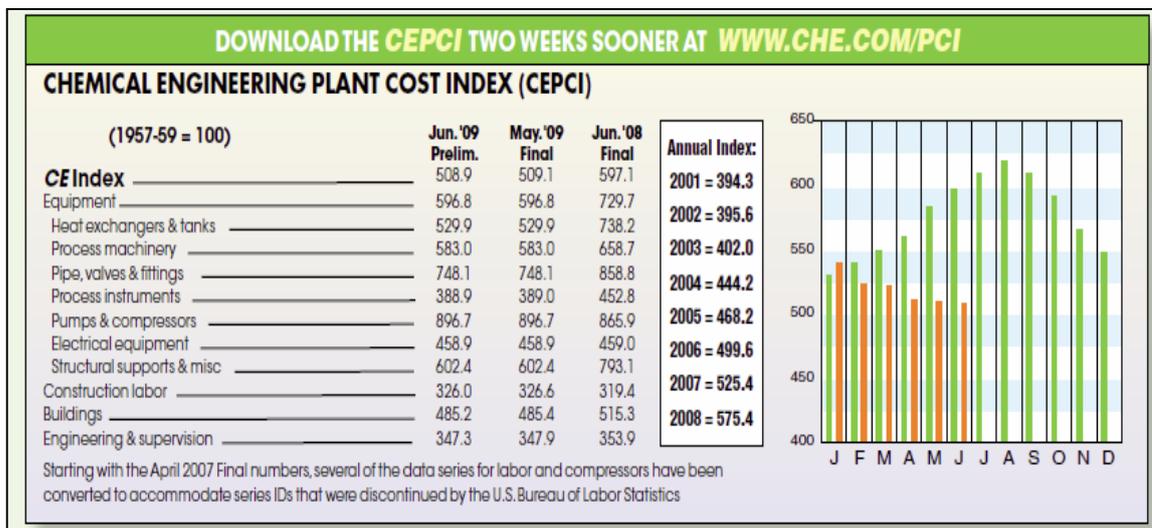


Figura A.3. Índices de costos de plantas.

Fuente: Chemical Engineering Magazine, 2010

APÉNDICE B

CÁLCULOS TÍPICOS

Los cálculos que se muestran a continuación no presentan expresiones de errores puesto que los datos son bibliográficos y ninguna de las medidas experimentales (concentraciones de los parámetros medidos en el laboratorio) se presentó con error en el informe entregado por la empresa.

Objetivo 1. Realizar un reconocimiento del espacio físico para determinar la ubicación de la planta de tratamiento.

- Cálculo del área de los terrenos propuestos para la implementación del proyecto.

Forma de trapecio: esta forma se aplica a los terrenos 1 y 2.

$$A_i = \frac{(B_i + b_i) \cdot h_i}{2} \quad (IV)$$

(Navarro, s.f.)

Donde:

A_i : área del terreno (m^2).

B_i : base mayor del trapecio asumido en el terreno (m).

b_i : base menor del trapecio asumido en el terreno (m).

h_i : altura del trapecio asumido en el terreno (m).

Para el terreno 1 se tiene:

$$A_1 = \frac{(870m + 340m) \cdot 410m}{2} = 248050m^2$$

Para el terreno 2 se conoce que las longitudes son: Base mayor: 290m; base menor: 160m y altura: 580m; utilizando de igual forma la ecuación *IV* se obtiene:

$$A_2 = 130500m^2$$

Forma de rectángulo: esta forma se aplica al terreno 3.

$$A_i = L_i \cdot a_i(V)$$

(Navarro, s.f.)

Donde:

L_i : Lado asumido en el terreno (m).

a_i : Lado asumido en el terreno (m).

$$A_3 = 583m \cdot 481m = 280423m^2$$

- Matriz criterio- criterio

El uso de esta herramienta permite obtener la ponderación para cada criterio a ser usado en la matriz de selección, al realizar una comparación entre los criterios utilizando valores iguales a cero (menor importancia), cero punto cinco (igual importancia) y uno (mayor importancia) (Gando, 2001). Un ejemplo de la matriz se encuentra en el desarrollo sistemático de la investigación del objetivo uno. Luego de establecer la ponderación de cada criterio se realiza la siguiente sumatoria:

$$c = \sum_{i=1}^n c_i \quad (VI)$$

(Gando, 2001)

Donde:

c : criterio (depende de la variable)

i : número de criterios (depende de la variable)

n : cantidad de criterios (depende de la variable)

Los criterios a ser evaluados son: distancia mínima entre la planta de tratamiento de aguas residuales y la comunidad, disponibilidad de tierras públicas, pendiente del terreno, área disponible y cercanía de la mano de obra. Por ejemplo, para el primer criterio se tiene que:

$$DM = 0,5 + 0 + 1 + 0 + 0,5 = 2$$

Luego se procede a totalizar la suma de todos los criterios, utilizando la ecuación siguiente:

$$Total = \sum \sum c_i \quad (VII)$$

(Gando, 2001)

$$Total = 2 + 4,5 + 1,5 + 3,5 + 1 = 12,5$$

Para finalizar se divide cada valor de las sumatorias de los criterios entre el valor total de ellos, todo esto para obtener la ponderación de cada criterio como se muestra a continuación:

$$\%_i = \frac{\sum c}{Total} \cdot 100 \quad (VIII)$$

(Gando, 2001)

Donde:

$\%_i$:ponderación del criterio (%)

Para el primer criterio se obtiene:

$$\%_{DM} = \frac{2}{12,5} \cdot 100 = 16\%$$

De igual manera se procede con el resto de los criterios hasta completar la Tabla que se muestra a continuación:

Tabla B.1. Matriz criterio-criterio para la ponderación de los criterios en la selección del terreno.

	Distancia mínima entre la planta y la comunidad	Disponibilidad de tierras	Pendiente	Área	Cercanía de la mano de obra	Σ	%
Distancia mínima entre la planta y la comunidad	0,5	0	1	0	0,5	2	16
Disponibilidad de tierras públicas	1	0,5	1	1	1	4,5	36
Pendiente del terreno	0	0	0,5	0	1	1,5	12
Área disponible	1	0	1	0,5	1	3,5	28
Cercanía de la mano de obra	0,5	0	0	0	0,5	1	8
Total						12,5	100

- Matriz de selección

Esta herramienta utiliza la ponderación obtenida en la matriz criterio-criterio y al ser multiplicada por el valor que se le otorga a dicho criterio para cada propuesta de terreno se obtendrán las puntuaciones para cada uno. Un ejemplo de esta herramienta se presenta en el desarrollo sistemático de la investigación del objetivo uno.

$$Pc_{ix} = \% \cdot Punt (IX)$$

(García, 1997)

Donde:

Pc_{ix} : valor correspondiente al criterio en estudio para dicha propuesta (Adim.)

$Punt$: puntuación del criterio en la propuesta (Adim.)

Para la primera propuesta de terreno se tiene que:

$$P_{CDM1} = \frac{16}{100} \cdot 1 = 0,16$$

Para el resto de los terrenos y criterios se realizan los mismos cálculos. Ellos se pueden visualizar en la Tabla 7 del Capítulo IV.

Haciendo uso de la ecuación VII se obtiene que:

$$Total_1 = 0,16 + 0,36 + 0,6 + 1,12 + 0,4 = 2,64$$

De igual manera se procede para el resto de los terrenos siendo los resultados los siguientes:

$$Total_2 = 2,04$$

$$Total_3 = 3,28$$

Objetivo 2. Efectuar estudios de caracterización de las aguas residuales a la salida del colector principal de la comunidad de Canoabo con la finalidad de conocer la calidad de las mismas.

- Cálculo del promedio de la concentración:

$$\bar{C}_i = \frac{\sum_{i=1}^n C_i}{n} \quad (X)$$

(Gómez, 1997)

Donde:

\bar{C}_i : concentración promedio de cada parámetro en estudio (mg/L).

C_i : concentración de cada captación de los parámetros en estudio (mg/L).

n : indica la cantidad de valores que conforman la sumatoria.

Este cálculo se realiza para todas las concentraciones de cada parámetro determinado en la caracterización del agua. Por ejemplo, para el color se tiene lo siguiente:

$$\bar{C} = \frac{120 + 200 + 40}{3} = 120 \text{ unidades de Pt - Co}$$

De igual manera se realiza para el resto de los parámetros, los cuales se encuentran registrados en las Tablas 9 y 10 del Capítulo IV.

- Cálculo de la desviación

Para los parámetros donde la concentración excede el límite máximo permitido del Decreto 883 (1995) se procedió a realizar el cálculo entre dichos valores, siendo el valor real el determinado en la caracterización y el valor teórico el límite de la norma. Para ello se sigue el siguiente modelo matemático:

$$\%Des_i = \left| \frac{V_t - V_r}{V_t} \right| \cdot 100 \quad (XI)$$

(Gómez, 1997)

Donde:

$\%Des_i$: porcentaje de desviación para cada parámetro (%)

V_t : valor teórico (depende de la variable)

V_r : valor real (depende de la variable)

Los parámetros a los que se les va a realizar este cálculo son: el hierro, nitratos más nitritos, la DQO, la DBO, sólidos suspendidos totales, detergentes, aceites y grasas vegetales y animales y coliformes totales. Por ejemplo, para el hierro se tiene:

$$\%Des_{hierro} = \left| \frac{1 - 1,27}{1} \right| \cdot 100 = 27\%$$

De igual manera se aplica la ecuación XI al resto de los parámetros, mostrándose en las discusiones de este objetivo ubicadas en el Capítulo IV.

Objetivo 3. Proponer varios arreglos de plantas de tratamiento de aguas residuales para seleccionar el más adecuado, con el fin de cumplir con los límites exigidos por la norma.

- Cálculo de la relación DBO/DQO:

A partir del cálculo promedio de las concentraciones de DBO y DQO realizadas en los cálculos del objetivo anterior se procede a calcular la siguiente correlación:

$$\frac{\bar{C}_{DBO}}{\bar{C}_{DQO}} = \frac{299mg/L}{397mg/L} = 0,7532Adim. \quad (XII)$$

(Metcalf y Eddy, 1996)

Donde:

\bar{C}_{DBO} : concentración de la demanda bioquímica de oxígeno (mg/L).

\bar{C}_{DQO} : concentración de la demanda química de oxígeno (mg/L).

El valor mostrado anteriormente es comparado con la Tabla A.1 del apéndice A, en donde a partir de éste se muestra que para valores mayores de 0,6 para la relación calculada la orientación al tratamiento a ser aplicado es de tipo biológico, es decir, cualquier versión de lodos activados.

- Cálculo de la concentración después de cada unidad de tratamiento:

Para estos cálculos se hace uso de la ecuación I descrita en el desarrollo sistemático de la investigación del objetivo presente.

Por ejemplo, para la propuesta dos:

- Sedimentador primario

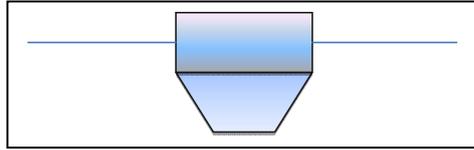


Figura B.1. Volumen de control para el sedimentador primario en la propuesta 2.

Para el DBO:

$$\bar{C}_{sal} = (1 - 0,35) \cdot 299mg/L = 194,35mg/L$$

Para el DQO:

$$\bar{C}_{sal} = (1 - 0,35) \cdot 397mg/L = 258,05mg/L$$

Para los sólidos suspendidos:

$$\bar{C}_{sal} = (1 - 0,65) \cdot 301mg/L = 105,35mg/L$$

- Trampa de aceite-grasas

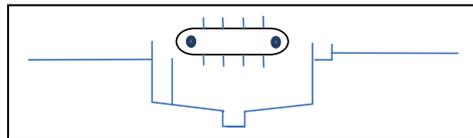


Figura B.2. Volumen de control para la trampa de aceite-grasas en la propuesta 2.

$$\bar{C}_{sal} = (1 - 0,55) \cdot 31mg/L = 13,95mg/L$$

- Zona anóxica

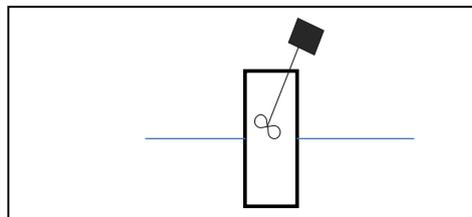


Figura B.3. Volumen de control para la zona anóxica en la propuesta 2.

Para el nitrato (NO_3^-):

$$\bar{C}_{sal} = (1 - 0,80) \cdot 46,5mg/L = 9,3mg/L$$

Para el nitrito (NO_2^-):

$$\bar{C}_{sal} = (1 - 0,80) \cdot 0,11mg/L = 0,022mg/L$$

Para la DBO:

$$\bar{C}_{sal} = (1 - 0,25) \cdot 194,35mg/L = 145,76mg/L$$

Para la DQO:

$$\bar{C}_{sal} = (1 - 0,25) \cdot 258,05mg/L = 193,54mg/L$$

- Reactor biológico: tipo convencional



Figura B.4. Volumen de control para el reactor biológico (tipo convencional) en la propuesta 2.

o Cálculo de la masa de amonio presente en el reactor

Para ello, se toma una base de cálculo de 1 litro y con la concentración del ion amonio (expresada como nitrógeno) presente en dicha unidad y con una relación de pesos moleculares se obtiene la masa del ion amonio.

$$\bar{C}_i = \frac{m_i}{V_i} \quad (XIII)$$

(Underwood y Day, 1989)

Donde:

m_i : masa del parámetro i (mg)

V_i : volumen de muestra (L)

Con la relación de pesos moleculares antes mencionada se logra:

$$m_{NH_4^+} = (\bar{C}_{NH_4^+} \cdot V_{NH_4^+})_{como\ N} \cdot \frac{PM_{NH_4^+}}{PM_N} = \frac{15,21mg}{L} \cdot 1L \cdot \frac{\frac{18mg}{mgmol}}{\frac{14mg}{mgmol}} = 19,56mgNH_4^+$$

- Cálculo de los moles de amonio presentes en el reactor

$$PM_i = \frac{m_i}{n_i} \quad (XIV)$$

(Himmelblau, 1997)

Donde:

PM_i : peso molecular del parámetro i (mg/mgmol)

n_i : moles del parámetro i (mgmol)

Despejando de la ecuación anterior y sustituyendo la masa de amonio, así como también el peso molecular del mismo se obtiene:

$$n_{NH_4^+} = \frac{m_{NH_4^+}}{PM_{NH_4^+}} = \frac{19,56mgNH_4^+}{18mg/mgmol} = 1,086mgmolNH_4^+$$

- Cálculo de los moles de nitritos debido a la conversión

En esta unidad se presenta el proceso de nitrificación descrito por la siguiente reacción:



Por estequiometria y con una conversión de un 20% se logra:

$$n_{NO_2^-} = 0,20 \cdot n_{NH_4^+} \cdot \frac{c \cdot e_{NO_2^-}}{c \cdot e_{NH_4^+}} \quad (XV)$$

(Chang, 1997)

Donde:

c. e: coeficiente estequiométrico de la reacción (mgmol).

$$n_{NO_2^-} = 0,20 \cdot 1,086 \text{mgmol} NH_4^+ \cdot \frac{2 \text{mgmol} NO_2^-}{2 \text{mgmol} NH_4^+} = 0,2173 \text{mgmol} NO_2^-$$

- Cálculo de la masa de nitrito

Utilizando la ecuación XIV, y despejando de ella se obtiene:

$$m_{NO_2^-} = PM_{NO_2^-} \cdot n_{NO_2^-} = 42 \text{mg/mgmol} \cdot 0,2173 \text{mgmol} NO_2^- = 9,995 \text{mg} NO_2^-$$

- Cálculo de la masa de nitrito que entra en la unidad

La masa de nitrito que sale de la zona anóxica es una de las masas que ingresa al reactor, siendo ella igual a 0,134 mg expresados como nitrógeno. Con la relación de pesos moleculares se obtiene:

$$m_{NO_2^-} = (\bar{C}_{NO_2^-} \cdot V_{NO_2^-})_{\text{como N}} \cdot \frac{PM_{NO_2^-}}{PM_N} = \frac{0,134 \text{mg}}{L} \cdot 1L \cdot \frac{\frac{46 \text{mg}}{\text{mgmol}}}{\frac{14 \text{mg}}{\text{mgmol}}} = 0,4416 \text{mg} NO_2^-$$

- Cálculo de la masa total de nitritos presentes en el reactor

Se refiere a la suma de las masas

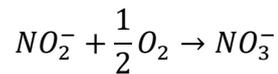
$$m_{NO_2^-} \text{ total} = 9,995 \text{mg} NO_2^- + 0,4416 \text{mg} NO_2^- = 10,437 \text{mg} NO_2^-$$

- Cálculo de los moles de nitritos presentes en el reactor

Con ayuda del peso molecular del nitrito y de la masa calculada anteriormente, se obtienen los moles de dicho parámetro en el reactor, siendo iguales a $0,2269 \text{mgmol} NO_2^-$

- Cálculo de nitratos convertidos en el reactor

Haciendo uso de la siguiente reacción y de los modelos matemáticos antes mencionados se obtiene, con una conversión del 70%, lo siguiente:



$$n_{NO_3^-} = 0,1588 \text{ mgmol} NO_3^-$$

- Cálculo de la masa de nitrato

Con el uso del peso molecular y los moles anteriormente calculados se obtiene la masa, siendo esta igual a $9,847 \text{ mg} NO_3^-$

- Cálculo de la masa de nitratos que entran al reactor

Se realiza el mismo procedimiento para el cálculo de la masa de nitratos de la corriente proveniente de la zona anóxica, resultando dicha masa (una vez estabilizado el sistema) igual a $17,36 \text{ mg} NO_3^-$.

- Cálculo de la masa total de nitratos presentes en el reactor

Al igual que en el caso de los nitritos, la masa total de nitratos viene representada por la suma de los valores antes calculados, siendo el resultado igual a $27,20 \text{ mg} NO_3^-$.

- Cálculo de la masa de nitritos y nitratos expresados como nitrógeno

Con ayuda de las relaciones de peso moleculares se obtienen esos valores siendo para el nitrito el resultado igual a $0,9529 \text{ mgN}$ y para el nitrato $6,1425 \text{ mgN}$.

- Cálculo de la concentración final de nitritos más nitratos

$$(\bar{C}_{NO_2^- + NO_3^-})_N = \left(\frac{m_{NO_2^-}}{V_{NO_2^-}} + \frac{m_{NO_3^-}}{V_{NO_3^-}} \right)_N = \frac{0,9529 \text{ mgN}}{1L} + \frac{6,1425 \text{ mgN}}{1L} = 7,0954 \text{ mgN/L}$$

Para la DBO:

$$\bar{C}_{sal} = (1 - 0,95) \cdot 145,76mg/L = 21,86mg/L$$

Para la DQO:

$$\bar{C}_{sal} = (1 - 0,95) \cdot 193,54mg/L = 29,03mg/L$$

Para los SS:

$$\bar{C}_{sal} = (1 - 0,85) \cdot 105,35mg/L = 15,80mg/L$$

- Cámara de contacto u oxidación química

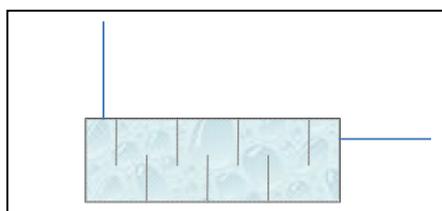


Figura B.5. Volumen de control para la cámara de contacto u oxidación química en la propuesta 2.

Para los coliformes totales:

$$\bar{C}_{sal} = (1 - 0,95) \cdot 16000NMP/ml = 800NMP/ml$$

Todos estos valores se encuentran registrados en la Tabla 12 del Capítulo IV. De igual manera se procede para los cálculos de las propuestas uno y tres, quedando registrados todos los resultados Tablas 11 y 13 del capítulo mencionado anteriormente.

- Matriz criterio-criterio

En este objetivo se utiliza nuevamente la herramienta de comparación denominada matriz de criterio-criterio, la cual fue descrita en el primer objetivo, por lo tanto se utilizarán las ecuaciones VI, VII y VIII. Los criterios a ser evaluados en esta matriz son: área requerida, mano de obra, requerimiento energético, mantenimiento y operación del sistema. Por ejemplo, para el primer criterio se tiene lo siguiente:

$$AR = 0,5 + 0,5 + 0,5 + 0 + 0 = 1,5$$

$$Total = 1,5 + 2,5 + 1 + 3,5 + 4 = 12,5$$

$$\%_{AR} = \frac{1,5}{12,5} \cdot 100 = 12\%$$

De igual manera se procede con el resto de los criterios hasta completar la Tabla que se muestra a continuación:

Tabla B.2. Matriz criterio-criterio para la ponderación de los criterios en la selección de la propuesta del sistema de tratamiento.

	Área requerida	Mano de Obra	Requerimiento energético	Mantenimiento	Operación del sistema	Σ	%
Área requerida	0,5	0,5	0,5	0	0	1,5	12
Mano de Obra	0,5	0,5	1	0,5	0	2,5	20
Requerimiento Energético	0,5	0	0,5	0	0	1	8
Mantenimiento	1	0,5	1	0,5	0,5	3,5	28
Operación del sistema	1	1	1	0,5	0,5	4	32
Total						12,5	100

- Matriz de selección

En este objetivo se utiliza nuevamente la herramienta de selección descrita en el primer objetivo, por lo tanto se utilizaran la ecuación IX.

Por ejemplo, para el primer criterio se tiene lo siguiente:

$$Pc_{AR1} = \frac{12}{100} \cdot 4 = 0,48$$

Para el resto de las propuestas y criterios se realizan los mismos cálculos. Ellos se pueden visualizar en la Tabla 14 del Capítulo IV.

Haciendo uso de la ecuación VII se obtiene que:

$$Total_1 = 0,48 + 0,2 + 0,24 + 0,56 + 0,96 = 2,44$$

De igual manera se procede para el resto de las propuestas siendo los resultados los siguientes:

$$Total_2 = 4,4$$

$$Total_3 = 2,04$$

Objetivo 4. Diseñar el arreglo seleccionado con la finalidad de dimensionar las unidades de tratamiento.

Caudal

- Estimación gráfica de la densidad poblacional

Según los datos proporcionados de diversas fuentes, se tiene que:

Tabla B.3. Variación de la población de Canoabo según el tiempo.

Año	Población	Fuente
1975	4473	Macpherson, 1975
1990	5073	Instituto Nacional de Estadística, 2011
2001	5452	Feo, 1999
2004	7828	Feo, 2005
2015	8106	Barrientos y D'Alessandro (2009)

Al graficar los valores de la tabla anterior se obtiene la siguiente gráfica:

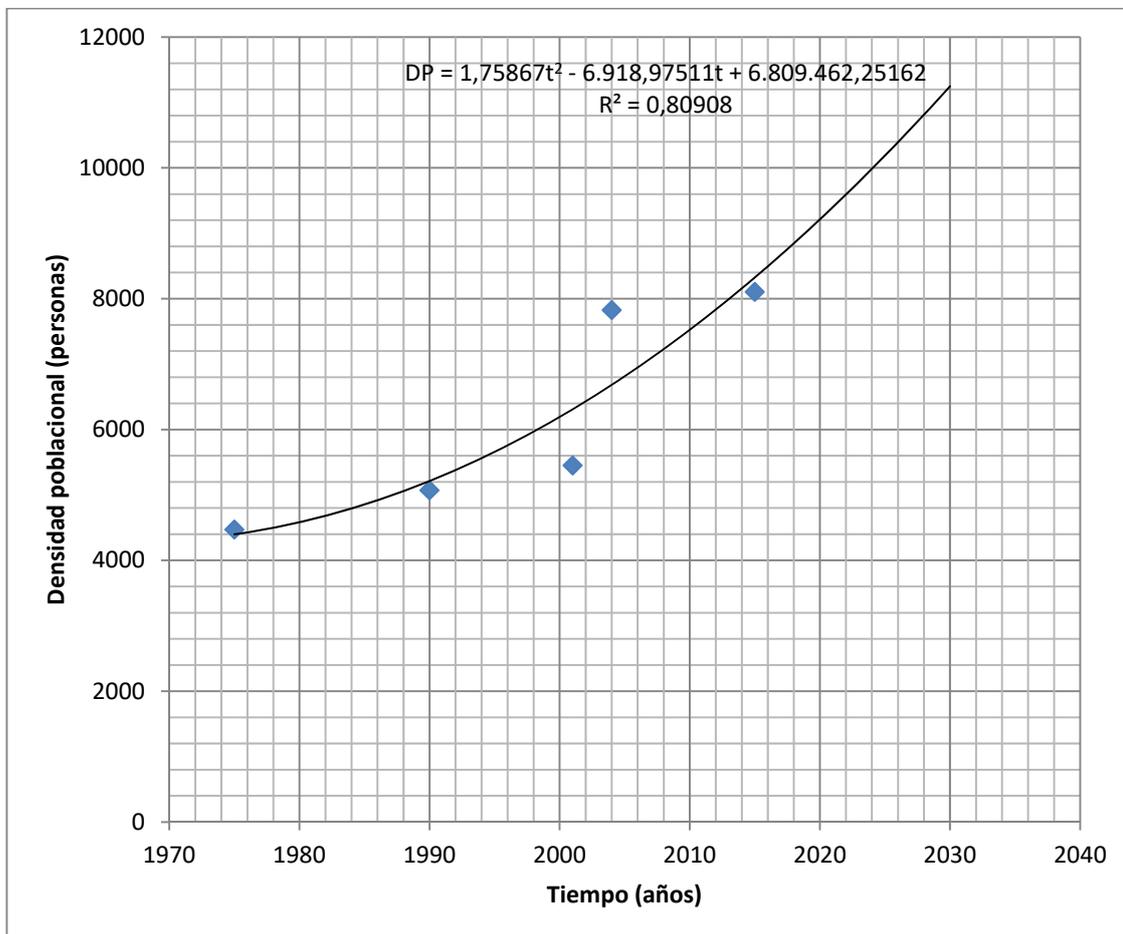


Figura B.6. Variación de la densidad poblacional como una función del tiempo.

A través del uso del programa Microsoft Excel se obtiene la ecuación que representa la gráfica antes mostrada, siendo ésta la siguiente:

$$DP = 1,75867 \cdot T^2 - 6918,97511 \cdot T - 6809462,25162 \quad (XVI)$$

Donde:

DP : densidad poblacional (personas)

T : tiempo (años)

Para el año 2030 se obtiene que:

$$DP = 1,75867 \cdot (2030)^2 - 6918,97511 \cdot (2030) - 6809462,25162 = 11246 \text{ personas}$$

- Cálculo del caudal:

Según la ecuación II mostrada en el desarrollo sistemático de la investigación del objetivo en curso se tiene que:

$$Q = 250 \frac{L}{\text{día} \cdot \text{persona}} \cdot \frac{60}{100} \cdot 11246 \text{ personas} \cdot 1,2 \cdot \frac{\text{día}}{86400 \text{s}} = 23,43 \text{ L/día}$$

Dimensionamiento del Desbaste

Para el diseño del desbaste se tienen como datos:

Caudal promedio (Q)=0,02343 m³/s

Velocidad del efluente (v_e)=0,45m/s

Espesor de la barra (w)=0,95cm

Separación entre barras (b)=1,5cm

Ángulo de inclinación con la horizontal (θ)= 45°

Tipo de barra= circular

Factor de forma (β)=1,79Adim.

Ancho del canal (a_c)= 35cm

Los valores de la velocidad del efluente, espesor de la barra y separación entre barras fueron seleccionados de la Tabla A.2 del apéndice A. De la Figura A.1 del mismo apéndice se extrajo el factor de forma.

- Cálculo del caudal máximo

$$Q_{\text{máx}} = 2 \cdot Q \quad (\text{XVII})$$

(Metcalf y Eddy, 1996)

Donde:

$Q_{m\acute{a}x}$: caudal máximo (m^3/s)

$$Q_{m\acute{a}x} = 2 \cdot 0,02343m^3/s = 0,04686m^3/s$$

- Cculo del área transversal

$$A_t = \frac{Q_{m\acute{a}x}}{v_e} \quad (XVIII)$$

(Metcalf y Eddy, 1996)

Donde:

A_t : rea transversal (m^2)

v_e : velocidad del efluente (m/s)

$$A_t = \frac{0,04686m^3/s}{0,45m/s} = 0,1041m^2$$

- Cculo del número de barras

$$N_b = \frac{a_c - b}{w + b} \quad (XIX)$$

(CUFCCA y SAIC, 1977)

Donde:

N_b : número de barras (Adim.)

a_c : ancho del canal (cm)

$$N_b = \frac{35cm - 1,5cm}{0,95cm + 1,5cm} = 14Adim.$$

- Cálculo del ancho total de las barras

$$a_{tb} = b \cdot N_b \quad (XX)$$

(CUFCCA y SAIC, 1977)

Donde:

a_{tb} : ancho total de las barras(cm)

$$a_{tb} = 0,95cm \cdot 14Adim. = 12,99cm$$

- Cálculo del ancho útil

$$a_u = a_c - a_{tb} \quad (XXI)$$

(CUFCCA y SAIC, 1977)

Donde:

a_u : ancho útil (cm)

$$a_u = 35cm - 12,99cm = 22,01cm$$

- Cálculo de la altura mínima de la reja

$$Alt_{mín} = \frac{A_t}{a_u} \quad (XXII)$$

(CUFCCA&SAIC, 1977)

Donde:

$Alt_{mín}$: altura mínima de la reja (cm)

$$Alt_{mín} = \frac{0,1041m^2}{22,01cm} \cdot \frac{(100cm)^2}{1m^2} = 47,31cm$$

- Cálculo de la altura a utilizar

$$Alt_{us} = 2 * Alt_{mín} \quad (XXIII)$$

(CUFCCA y SAIC, 1977)

Donde:

Alt_{us} : altura a utilizar (cm)

$$Alt_{us} = 2 * 47,31cm = 94,62 \approx 95cm$$

- Cálculo de la pérdida de carga

$$h_L = \beta \cdot \left(\frac{W}{b}\right)^{\frac{4}{3}} \cdot h_v \cdot \text{sen}\theta \quad (XXIV)$$

(Metcalf y Eddy, 1996)

Donde:

h_L : pérdida de carga (m)

h_v : cabezal de velocidad (m)

El cabezal de velocidad se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$h_v = \frac{v_e^2}{2 \cdot g} \quad (XXV)$$

(Metcalf y Eddy, 1996)

Donde:

g : aceleración de la gravedad (m/s^2)

Sustituyendo la ecuación XXV en la ecuación XXIV se obtiene que:

$$h_L = \beta \cdot \left(\frac{W}{b}\right)^{\frac{4}{3}} \cdot \frac{v_e^2}{2 \cdot g} \cdot \text{sen}\theta \quad (XXVI)$$

$$h_L = 1,79 \cdot \left(\frac{0,95\text{cm}}{1,5\text{cm}}\right)^{\frac{4}{3}} \cdot \frac{\left(\frac{0,45\text{m}}{\text{s}}\right)^2}{2 \cdot \frac{9,81\text{m}}{\text{s}^2}} \cdot \text{sen}45^\circ \cdot \frac{100\text{cm}}{1\text{m}} = 0,711\text{cm} < 15\text{cm}$$

Tanque de igualación

En esta unidad los caudales con los que se trabaja son:

Caudal medio: $Q = 23,43 \text{ L/s}$

Caudal máximo: $Q_{\text{máx}} = 46,86 \text{ L/s}$, el cual se asume que dura una hora

Caudal mínimo: $Q_{\text{mín}} = 23,43 \text{ L/s}$

El caudal mínimo se asume que es el caudal medio porque no se posee la data del caudal para el año en el cual se está planteando el diseño.

- Cálculo del volumen de compensación

$$V_{\text{com}} = (Q_{\text{máx}} - Q_{\text{mín}}) \cdot t_{Q_{\text{máx}}} \quad (XXVII)$$

(Tchobanoglous, 2003)

Donde:

V_{com} : volumen de compensación (m^3)

$t_{Q_{\text{máx}}}$: tiempo de duración del caudal máximo (h)

$$V_{\text{com}} = \left(\frac{46,86\text{L}}{\text{s}} - \frac{23,43\text{L}}{\text{s}}\right) \cdot 1\text{h} \cdot \frac{1\text{m}^3}{1000\text{L}} \cdot \frac{3600\text{s}}{1\text{h}} = 84,35\text{m}^3$$

- Cálculo del volumen mínimo

$$V_{\text{mín}} = Q \cdot t_{\text{ret}} \quad (XXVIII)$$

(Tchobanoglous, 2003)

Donde:

V_{\min} : volumen mínimo (m^3)

t_{ret} : tiempo de retención (h)

$$V_{\min} = \frac{23,43L}{s} \cdot 0,5h \cdot \frac{1m^3}{1000L} \cdot \frac{3600s}{1h} = 42,17m^3$$

- Cálculo del volumen total

$$V_{tot} = V_{com} + V_{\min} \quad (XXIX)$$

(Tchobanoglous, 2003)

Donde:

V_{tot} : volumen total (m^3)

$$V_{tot} = 84,35m^3 + 42,17m^3 = 126,52m^3$$

- Cálculo del área del tanque

Utilizando el volumen total calculado como volumen del tanque en la siguiente ecuación se tiene:

$$A = \frac{V}{P} \quad (XXX)$$

(Navarro, s.f.)

Donde:

V : volumen del tanque (m^3)

A : área del tanque (m^2)

P : profundidad del tanque (m)

Fijando una profundidad de 2 metros se tiene que:

$$A = \frac{126,52m^3}{1,9m} = 66,59m^2$$

- Cálculo del diámetro del tanque

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot A}{\pi}} \quad (XXXI)$$

(Navarro, s.f.)

Donde:

D_{ti} : diámetro del tanque circular (m)

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 66,59m^2}{\pi}} = 9,21m$$

Dimensionamiento de la Trampa de Grasa:

- Cálculo del volumen del reactor

Se determina utilizando el caudal promedio y asumiendo un tiempo de retención de 300 segundos según el Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico de Colombia (RAS) que recomienda ese tiempo para caudales de diseño superiores a 20L/s (Ver apéndice A, Tabla A.3)

$$V = Q \cdot t_r \cdot \frac{1m^3}{1000L} \quad (XXXII)$$

(Metcalf y Eddy, 1996)

Donde:

V: volumen (m^3)

Q: caudal (L/s)

t_r : tiempo de retención (s)

$$V = 23,43\text{L/s} \cdot 300\text{s} \cdot \frac{1\text{m}^3}{1000\text{L}} = 7,03\text{m}^3$$

- Cálculo del área transversal horizontal:

Acorde con el Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico de Colombia (RAS) el área transversal horizontal el tanque debe tener $0,25\text{m}^2$ de área por cada litro por segundo, es por ello que se desarrolla la siguiente ecuación a pesar de no ser consistente dimensionalmente.

$$A_h = 0,25 \times Q_m \text{ (XXXIII)}$$

(Ministerio de Desarrollo de Colombia, 2000)

Donde:

A_h: área transversal horizontal (m²)

$$A_h = 0,25\text{m}^2 \times 23,43 \frac{\text{L}}{\text{s}} = 5,86\text{m}^2$$

- Cálculo de la profundidad

Despejando de la ecuación XXX se obtiene la profundidad del tanque, que en este caso es parte de la trampa de grasa.

$$P = \frac{7,03\text{m}^3}{5,86\text{m}^2} = 1,2\text{m}$$

- Cálculo de la longitud del tanque.

Se asume un valor para el ancho del tanque y en conjunto con el área transversal vertical se obtiene el valor de la longitud, para efectos de este tanque se seleccionó un valor igual a 0,9m ya que además se debe cumplir que la relación ancho/longitud esté entre 0,25 y 0,06.

$$L = \frac{Ah}{B} \quad (\text{XXXIV})$$

(Navarro, s.f.)

Donde:

L: longitud (m)

B: ancho (m)

$$L = \frac{5,86\text{m}^2}{0,9\text{m}} = 6,51\text{m}$$

- Cálculo de la relación ancho/longitud:

$$B/L = \frac{B}{L} \quad (\text{XXXV})$$

(Ministerio de Desarrollo de Colombia, 2000)

Donde:

B/L: relación ancho-longitud (Adim.)

$$B/L = \frac{0,9\text{m}}{6,51\text{m}} = 0,138\text{Adim.}$$

- Cálculo de la velocidad de ascensión.

$$Vt = 0,0241 \times \left(\frac{S_w - S_o}{\mu} \right) \times \frac{1\text{min}}{60\text{s}} \times \frac{1\text{m}}{3,2808\text{m}} \quad (\text{XXXVI})$$

(Ministerio de Desarrollo de Colombia, 2000)

Donde:

Vt: velocidad de ascensión (m/s)

Sw: gravedad específica del agua (Adim.)

So: gravedad específica del aceite (Adim.)

μ : viscosidad absoluta del agua (poise)

$$V_t = 0,0241 \times \left(\frac{0,997 - 0,7}{0,00894p} \right) \times \frac{1\text{min}}{60\text{s}} \times \frac{1\text{m}}{3,2808\text{m}} = 0,00406 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

🚧 Diseño del Sedimentador Primario

- Volumen del cilindro del sedimentador

El cálculo del volumen del sedimentador se hace asumiendo un tiempo de retención que entra en el rango de 1,5h a 2,5h según recomendaciones de la bibliografía. Se determina utilizando la ecuación XXXII

$$V_{cil} = 23,43 \frac{\text{L}}{\text{s}} \times 6480\text{s} \times \frac{1\text{m}^3}{1000\text{L}} = 151,82\text{m}^3$$

- Cálculo del área superficial

Asumiendo una profundidad de 3 m en vista de que el rango recomendado está comprendido entre 3m y 4,5m se utiliza la ecuación XXX

$$A_s = \frac{151,82\text{m}^3}{3\text{m}} = 50,61\text{m}^2$$

- Cálculo de la velocidad de desbordamiento:

$$C_s = \frac{Q}{A_s} \quad (\text{XXXVII})$$

(Metcalf y Eddy, 1996)

Donde:

Cs: velocidad de desbordamiento (L/m².s)

$$C_s = \frac{23,43 \frac{\text{L}}{\text{s}}}{50,61\text{m}^2} \cdot \frac{3600\text{s} \cdot 24\text{h} \cdot \text{m}^3}{1\text{h} \cdot 1\text{d} \cdot 1000\text{L}} = 40 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{d}}$$

- Cálculo del diámetro del sedimentador circular.

Se determina con ayuda de la ecuación XXXI

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 50,61\text{m}^2}{\pi}} = 8,03\text{m}$$

- Cálculo del diámetro de extracción de lodo

Acorde con la bibliografía, el diámetro de extracción de lodo corresponde con un 15% del diámetro de la sección cilíndrica.

$$d = 0,15 \times D \quad (\text{XXXVIII})$$

(Metcalf y Eddy, 1996)

Donde:

d: diámetro de extracción de lodo (m)

$$d = 0,15 \times 8,03\text{m} = 1,20\text{m}$$

- Cálculo de la altura del cono truncado.

$$h_c = \frac{D \times \tan \alpha}{2} \quad (\text{XXXIX})$$

(Navarro, s.f.)

Donde:

h_c : altura del cono truncado (m)

$\tan \alpha$: pendiente de la solera (mm/m)

En la bibliografía se establece un rango de pendiente de la solera entre 0,00625 y 0,016 asumiendo una pendiente de 0,013 se tiene que la altura del cono truncado es:

$$h_c = \frac{8,03\text{m} \times 0,013}{2} = 0,0522\text{m}$$

- Cálculo del volumen del cono truncado.

$$V_c = \frac{hc \times \left[\frac{\pi D^2}{4} + \frac{\pi d^2}{4} + \sqrt{\frac{\pi D^2}{4} \times \frac{\pi d^2}{4}} \right]}{3} \quad (XL)$$

(Navarro, s.f.)

Donde:

V_c: Volumen del cono truncado (m³)

$$V_c = \frac{0,0522\text{m} \times \left[\frac{\pi(8,03\text{m})^2}{4} + \frac{\pi(1,20\text{m})^2}{4} + \sqrt{\frac{\pi(8,03\text{m})^2}{4} \times \frac{\pi(1,20\text{m})^2}{4}} \right]}{3} = 1,03\text{m}^3$$

- Re-cálculo del volumen del sedimentador.

$$V_t = V_{\text{cil}} + V_c \quad (XLI)$$

(Navarro, s.f.)

Donde:

V_t: Volumen del sedimentador (m³)

$$V_t = 151,82\text{m}^3 + 1,03\text{m}^3 = 152,85\text{m}^3$$

- Re-cálculo del tiempo de residencia

Sustituyendo en la ecuación XXVIII y despejando el tiempo de residencia se tiene:

$$tr = \frac{152,85\text{m}^3}{23,43 \frac{\text{L}}{\text{s}} \times \frac{1\text{m}^3}{1000\text{L}}} = 6524,05\text{s}$$

- Cálculo de la cantidad de sólido seco removido

$$SSR = \frac{\eta}{100} \times SS \quad (\text{XLII})$$

(Metcalf y Eddy, 1996)

Donde:

SSR: Cantidad de sólido seco removido (mg/L)

SS: Concentración de sólidos suspendidos en el agua (mg/L)

η : eficiencia (%)

La eficiencia característica de los sedimentadores primarios circulares oscila entre 50 y 65% asumiendo que la eficiencia es 65% y sabiendo que la concentración de sólidos suspendidos presente es de 301mg/L. se tiene:

$$SSR = \frac{65}{100} \times 301 \frac{\text{mg}}{\text{L}} = 195,65 \frac{\text{mg}}{\text{L}}$$

- Volumen de lodo removido

$$VL = \frac{Q \times \frac{3600s}{1h} \times \frac{24h}{1d} \times SSR \times \frac{1kg}{1000000mg}}{\rho_{\text{agua}} \times \rho_{\text{lodo}}} \quad (\text{XLIII})$$

(Dautant, 1991)

Donde:

VL: volumen de lodo removido (m³/d)

ρ_{agua} : densidad del agua (kg/m³)

ρ_{lodo} : densidad relativa del lodo (Adim.)

$$VL = \frac{23,42 \frac{\text{L}}{\text{s}} \times \frac{3600s}{1h} \times \frac{24h}{1d} \times 195,65 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \times \frac{1kg}{1000000mg}}{997 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \times 1,02} = 0,3895 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}$$

Zona anóxica

Es importante explicar antes de dar inicio a los cálculos que esta unidad de tratamiento presenta una corriente de recirculación proveniente del reactor biológico, por lo que es necesario realizar un proceso iterativo, siendo utilizado para este caso la herramienta “Cálculo Iterativo” del paquete “Microsoft Office Excel 2007” con la que se logra la obtención de un sistema estacionario en el proceso.

En la estabilización:

- Cálculo del caudal a la entrada de la unidad

El caudal que ingresa a la zona anóxica es una combinación del caudal proveniente del sedimentador primario y una corriente de recirculación derivada del tratamiento biológico.

$$Q_{za} = Q_{sp} + Q_{r,za} \quad (XLIV)$$

(Himmelblau, 1997)

Donde:

Q_{za} : caudal que entra en la zona anóxica (L/s)

Q_{sp} : caudal que sale del sedimentador primario (L/s)

$Q_{r,za}$: caudal que es recirculado del reactor biológico (L/s)

$$Q_{za} = 23,43L/s + 46,86L/s = 70,29L/s$$

- Cálculo de la concentración de Nitratos a la entrada de la unidad

Adaptando la ecuación III a las variables necesarias se obtiene:

$$Q_{sp} \cdot (NO_3^-)_{sp} + Q_{r,za} \cdot (NO_3^-)_r = Q_{za} \cdot (NO_3^-)_e \quad (XLV)$$

(Himmelblau, 1997)

Donde:

$(NO_3^-)_{sp}$: concentración de nitrato en la salida del sedimentador primario (mg/L)

$(NO_3^-)_r$: concentración de nitrato en la recirculación proveniente del reactor biológico (mg/L)

$(NO_3^-)_e$: concentración de nitrato en la entrada de la zona anóxica (mg/L)

$$(NO_3^-)_e = \frac{Q_{sp} \cdot (NO_3^-)_{sp} + Q_{r,za} \cdot (NO_3^-)_r}{Q_e} = \frac{\frac{23,43L}{s} \cdot \frac{46,5mg}{L} + \frac{46,86L}{s} \cdot \frac{6,14mg}{L}}{\frac{70,29L}{s}} = 19,59mg/L$$

- Cálculo de la concentración de Nitritos a la entrada de la unidad

Para esto se utiliza el balance por componentes descrito en la ecuación XLV, sustituyendo la concentración de nitratos por la de nitritos

$$(NO_2^-)_e = \frac{Q_{sp} \cdot (NO_2^-)_{sp} + Q_{r,za} \cdot (NO_2^-)_r}{Q_{za}} = \frac{\frac{23,43L}{s} \cdot \frac{0,11mg}{L} + \frac{46,86L}{s} \cdot \frac{0,95mg}{L}}{\frac{70,29L}{s}} = 0,67mg/L$$

Donde:

$(NO_2^-)_{sp}$: concentración de nitrato en la salida del sedimentador primario (mg/L)

$(NO_2^-)_r$: concentración de nitrato en la recirculación proveniente del reactor biológico (mg/L)

$(NO_2^-)_e$: concentración de nitrato en la entrada de la zona anóxica (mg/L)

- Cálculo de la concentración de nitratos a la salida de la zona anóxica

Se realiza una adaptación de la ecuación I, definiendo las variables necesarias para el desarrollo de las ecuaciones siguientes.

$$(NO_3^-)_s = (NO_3^-)_e \cdot \frac{(100 - \eta)}{100} \quad (XLVI)$$

(Metcalf y Eddy, 1996)

Donde:

$(NO_3^-)_s$: concentración de nitrato a la salida de la unidad (mg/L)

$(NO_3^-)_e$: concentración de nitrato a la entrada de la unidad (mg/L)

$$(NO_3^-)_s = 19,59 \text{ mg/L} \cdot \frac{(100 - 80)}{100} = 3,92 \text{ mg/L}$$

- Cálculo de la biomasa desnitrificante

Realizando un balance por componente se obtiene:

$$Q_{sp} \cdot (X_{DN})_{sp} + Q_{r,za} \cdot (X_{DN})_r = Q_{za} \cdot (X_{DN})_e \quad (XLVII)$$

(Himmelblau, 1997)

Donde:

$(X_{DN})_{sp}$: concentración de biomasa desnitrificante MLVSS proveniente del sedimentador primario (mg/L)

$(X_{DN})_r$: concentración de biomasa desnitrificante MLVSS proveniente del reciclo del reactor biológico (mg/L)

$(X_{DN})_e$: concentración de biomasa desnitrificante MLVSS a la entrada de la zona anóxica (mg/L)

$$(X_{DN})_e = \frac{Q_{sp} \cdot (X_{DN})_{sp} + Q_{r,za} \cdot (X_{DN})_r}{Q_{za}} = \frac{\frac{23,43L}{s} \cdot \frac{0mg}{L} + \frac{46,86L}{s} \cdot \frac{2000mg}{L}}{\frac{70,29L}{s}} = 1333,33 \text{ mg/L}$$

- Cálculo del volumen

$$V_{anóx} = \frac{1}{(X_{DN})_e} \cdot \frac{Q_e \cdot [(NO_3^-)_e - (NO_3^-)_s]}{k_{DN}} \quad (XLVIII)$$

(Ramalho, 1996)

Donde:

$V_{anóx}$: volumen de la zona anóxica (L)

k_{DN} : coeficiente de desnitrificación (h^{-1})

$$V_{anóx} = \frac{1}{1333,33 \text{ mg/L}} \cdot \frac{70,29 \text{ L} \cdot \left[\frac{19,59 \text{ mg}}{\text{L}} - \frac{3,92 \text{ mg}}{\text{L}} \right]}{0,011 \text{ h}^{-1}} \cdot \frac{3600 \text{ s}}{\text{h}} = 270448,114 \text{ L}$$

- Cálculo del tiempo de residencia

Se determina utilizando la ecuación XXVIII, despejando el tiempo de residencia

$$t_h = \frac{270448,114 \text{ L}}{\frac{70,29 \text{ L}}{\text{s}}} \cdot \frac{1 \text{ h}}{3600 \text{ s}} = 1,069 \text{ h}$$

- Cálculo de la producción de biomasa

$$\Delta X_{DN} = 0,53 \cdot (NO_3^-)_e + 0,32 \cdot (NO_2^-)_e + 0,19 \cdot OD \quad (\text{XLIX})$$

(Lin, 2007)

Donde:

ΔX_{DN} : producción de biomasa (mg/L)

$(NO_2^-)_o$: concentración de nitrito en la entrada de la zona anóxica (mg/L)

OD : concentración de oxígeno disuelto en el afluente (mg/L)

$$\Delta X_{DN} = 0,53 \cdot 19,59 \text{ mg/L} + 0,32 \cdot 0,67 \text{ mg/L} + 0,19 \cdot 2 \text{ mg/L} = 10,98 \text{ mg/L}$$

- Cálculo de la concentración de biomasa a la salida de la unidad

$$(X_{DN})_{sal} = X_{DN} + \Delta X_{DN} \quad (\text{L})$$

(Ramalho, 1996)

Donde:

$(X_{DN})_{sal}$: concentración de biomasa desnitrificante a la salida de la zona anóxica (mg/L)

$$(X_{DN})_{sal} = 1333,33\text{mg/L} + 10,98\text{mg/L} = 1344,31\text{mg/L}$$

- Cálculo del área

Se estima utilizando la ecuación XXX

$$A = \frac{270448,114\text{L}}{2,45\text{m}} \cdot \frac{1\text{m}^3}{1000\text{L}} = 110,39\text{m}^2$$

- Cálculo del diámetro

Se determina con ayuda de la ecuación XXXI

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 110,39\text{m}^2}{\pi}} = 11,86\text{m}$$

Reactor Biológico

Es importante explicar antes de dar inicio a los cálculos que este tratamiento incluye una recirculación que viene del sedimentador secundario, sin embargo este caudal se calcula después de terminar de diseñar el reactor biológico, y se suma al caudal de entrada al tratamiento secundario, es por ello que se debe utilizar la herramienta “Cálculo Iterativo” en el paquete “Microsoft Office Excel 2007” con la que se logra la obtención de un sistema estacionario en el proceso.

- Concentración de DBO a la salida del tratamiento:

Conociendo que el reactor de lodos biológicos de tipo convencional tiene una eficiencia de 85 al 95% según el Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico, se asume una eficiencia de 95% para disminuir la concentración de DBO hasta

Llevarla por debajo del límite establecido por la norma. Se hace uso de la ecuación I para determinarla.

$$\bar{C}_{sal} = (1 - 0,95) \times 145,76 \frac{mg}{L} = 7,29 \frac{mg}{L}$$

- Carga orgánica que entra al tratamiento:

$$C = Q \times S_o \times \frac{3600s}{1h} \times \frac{24h}{1d} \times \frac{1kg}{1000000mg} \quad (LI)$$

(Metcalf y Eddy, 1996)

Donde:

C: carga orgánica (kgDBO/d)

Q: caudal (L/s)

$$C = 105,43 \frac{L}{s} \times 145,76 \frac{mg}{L} \times \frac{3600s}{1h} \times \frac{24h}{1d} \times \frac{1kg}{1000000mg} = 1327,79 \frac{kg}{d}$$

- Volumen del reactor biológico

$$V_r = Q \times t_{RH} \times \frac{3600s}{1h} \times \frac{1m^3}{1000L} \quad (LII)$$

(Metcalf y Eddy, 1996)

Donde:

V_r: volumen del reactor (m³)

t_{RH}: tiempo de retención hidráulico (h)

Conociendo que el tiempo de retención hidráulico debe oscilar entre 4 y 8 horas según el Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico para un reactor de lodos activados convencional, se asume un valor de 6 horas.

$$V_r = 105,43 \frac{\text{L}}{\text{s}} \times 6\text{h} \times \frac{3600\text{s}}{1\text{h}} \times \frac{1\text{m}^3}{1000\text{L}} = 2277,32\text{m}^3$$

- Tasa de utilización específica

$$U = Q \times \frac{(S_o - S)}{X \times V_r} \times \frac{3600\text{s}}{1\text{h}} \times \frac{24\text{h}}{1\text{d}} \times \frac{1\text{m}^3}{1000\text{L}} \quad (\text{LIII})$$

(Metcalf y Eddy, 1996)

Donde:

U: tasa de utilización específica (d^{-1})

X: concentración de sólidos suspendidos a la salida del reactor (mg/L)

Se asume una concentración de sólidos suspendidos igual a 2000mg/L , valor que entra en el rango estimado por el Reglamento antes mencionado

$$U = 105,43 \frac{\text{L}}{\text{s}} \times \frac{\left(145,76 \frac{\text{mg}}{\text{L}} - 18,22 \frac{\text{mg}}{\text{L}}\right)}{2000 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \times 2277,32\text{m}^3} \times \frac{3600\text{s}}{1\text{h}} \times \frac{24\text{h}}{1\text{d}} \times \frac{1\text{m}^3}{1000\text{L}} = 0,2769\text{d}^{-1}$$

- Tiempo de residencia celular medio

$$\theta_c = \frac{1}{Y \times U - K_d} \quad (\text{LIV})$$

(Metcalf y Eddy, 1996)

Donde:

θ_c : Tiempo de residencia celular medio (d)

Y: Coeficiente de producción de bacterias heterótrofas (Adim.)

K_d : Coeficiente de descomposición microbiana (d^{-1})

Se conoce que el coeficiente de producción de bacterias heterótrofas está entre 0,4 y 0,8 y por recomendación del libro "Tratamiento de Aguas Residuales" (Ramalho,

1996) se escoge 0,6. De igual modo el coeficiente de descomposición microbiana se ubica entre 0,04 y 0,075d⁻¹ y se selecciona un valor de 0,06.

$$\theta_c = \frac{1}{0,73 \times 0,2769d^{-1} - 0,06d^{-1}} \cong 8d$$

- Producción de lodos

$$PL = \frac{V_r \times X}{\theta_c} \times \frac{1000L}{1m^3} \times \frac{1kg}{1000000mg} \quad (LV)$$

(Metcalf y Eddy, 1996)

Donde:

PL: producción de lodos (kg/d)

$$PL = \frac{2277,32m^3 \times 2000 \frac{mg}{L}}{8d} \times \frac{1000L}{1m^3} \times \frac{1kg}{1000000mg} = 569,33 \frac{kg}{d}$$

- Factor de producción de lodos

$$FPL = \frac{PL}{Q \times \frac{3600s}{1h} \times \frac{24h}{1d} \times (S_o - S) \times \frac{1kg}{1000000mg}} \quad (LVI)$$

(Metcalf y Eddy, 1996)

Donde:

FPL: factor de producción de lodos (Adim.)

$$FPL = \frac{569,33 \frac{kg}{d}}{105,43 \frac{L}{s} \times \frac{3600s}{1h} \times \frac{24h}{1d} \times \left(145,76 \frac{mg}{L} - 7,29 \frac{mg}{L}\right) \times \frac{1kg}{1000000mg}} = 0,4513Adim.$$

- Composición de sólidos en el reciclo

Se conoce según el libro “Ingeniería de Aguas Residuales” que es aproximadamente 3 veces la concentración de sólidos a la salida del reactor biológico.

$$X_r = 3 \times X \quad (\text{LVII})$$

(Metcalf y Eddy, 1996)

Donde

Xr: concentración de los sólidos en la recirculación (mg/L)

$$X_r = 3 \times 2000 \frac{\text{mg}}{\text{L}} = 6000 \frac{\text{mg}}{\text{L}}$$

- Caudal de purga del sedimentador secundario

$$Q_w = \frac{V_r \times \frac{1000\text{L}}{1\text{m}^3} \times X}{\theta_c \times X_r \times \frac{24\text{h}}{1\text{d}} \times \frac{3600\text{s}}{1\text{h}}} \quad (\text{LVIII})$$

(Metcalf y Eddy, 1996)

Donde:

Qw: caudal de purga del sedimentador secundario (L/s)

$$Q_w = \frac{2277,32\text{m}^3 \times \frac{1000\text{L}}{1\text{m}^3} \times 2000 \frac{\text{mg}}{\text{L}}}{8\text{d} \times 6000 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \times \frac{24\text{h}}{1\text{d}} \times \frac{3600\text{s}}{1\text{h}}} = 1,098 \frac{\text{L}}{\text{s}}$$

- Caudal de recirculación del sedimentador secundario al reactor

Este cálculo se realiza para el primer pase y se mantiene a pesar de la estabilización del sistema.

$$Q_r = \frac{Q \times X}{X_r - X} \quad (LIX)$$

(Metcalf y Eddy, 1996)

Donde:

Q_r: caudal de recirculación del sedimentador secundario al reactor (L/s)

$$Q_r = \frac{105,43 \frac{\text{L}}{\text{s}} \times 2000 \frac{\text{mg}}{\text{L}}}{6000 \frac{\text{mg}}{\text{L}} - 2000 \frac{\text{mg}}{\text{L}}} = 35,14 \frac{\text{L}}{\text{s}}$$

- Fracción de retorno

$$r = \frac{Q_r}{Q} \times 100 \quad (LX)$$

(Metcalf y Eddy, 1996)

Donde:

r: fracción de retorno (%)

$$r = \frac{35,14 \frac{\text{L}}{\text{s}}}{105,43 \frac{\text{L}}{\text{s}}} \times 100 = 33,33\%$$

- Relación entre la cantidad de DBO a la entrada y la cantidad de sólidos suspendidos volátiles a la salida del tratamiento biológico.

$$\frac{F}{M} = \frac{S_o}{X \times t_{RH} \times \frac{1d}{24h}} \quad (LXI)$$

(Metcalf y Eddy, 1996)

Donde:

F/M: relación entre la DBO que entra y los sólidos suspendidos que salen cada día (kgDBO/kgMLVSS.d)

$$\frac{F}{M} = \frac{145,76 \frac{\text{mg}}{\text{L}}}{2000 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \times 6\text{h} \times \frac{1\text{d}}{24\text{h}}} = 0,291525 \frac{\text{kgDBO}}{\text{kgMLVSS} \cdot \text{d}}$$

- Carga volúmica del reactor

$$Cv = \frac{So}{Trh} \times \frac{1000L}{1m^2} \times \frac{1kg}{1000000mg} \times \frac{24h}{1d} \quad (\text{LXII})$$

(Metcalf y Eddy, 1996)

Donde:

Cv: carga volúmica (kgDBO/m³.d)

$$Cv = \frac{145,76 \frac{\text{mg}}{\text{L}}}{6\text{h}} \times \frac{1000L}{1m^2} \times \frac{1kg}{1000000mg} \times \frac{24h}{1d} = 0,58305 \frac{\text{kgDBO}}{m^3 \cdot d}$$

- Área transversal del reactor

$$Ar = \frac{Vr}{hu} \quad (\text{LXIII})$$

(Navarro, s.f.)

Donde:

Ar: área transversal del reactor (m²)

hu: altura útil del reactor biológico (m)

Se conoce que la altura útil del reactor biológico debe estar comprendida entre 3,05m y 4,6m acorde con el Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico por ello se asume una altura útil de 4,6 m.

$$Ar = \frac{2277,32m^3}{4,1m} = 555,4m^2$$

- Largo del reactor

Se asume que el largo del reactor es 2 veces el ancho del mismo y sabiendo que es un reactor rectangular se dice que:

$$L_r = \sqrt[2]{2 \times A_r} \quad (LXIV)$$

(Navarro, s.f.)

Donde:

L_r : longitud del reactor (m)

$$L_r = \sqrt[2]{2 \times 555,4\text{m}^2} = 33,33\text{m}$$

- Ancho del reactor

$$B_r = \frac{L_r}{2} \quad (LXV)$$

(Ministerio de Desarrollo de Colombia, 2000)

Donde:

B_r : ancho del reactor (m)

$$B_r = \frac{33,33\text{m}}{2} = 16,66\text{m}$$

- Altura real del reactor biológico

Según el reglamento mencionado, el reactor biológico debe tener un borde libre igual o superior a los 40cm, es por ello que se le suma esta altura a la altura útil del reactor.

$$h = h_u + 0,4\text{m} \quad (LXVI)$$

(Ministerio de Desarrollo de Colombia, 2000)

Donde:

h: altura real del reactor (m)

$$h = 4,1\text{m} + 0,4\text{m} = 4,5\text{m}$$

- Requerimiento de oxígeno

$$RO = \frac{Q \times (S_o - S)}{f} - 1,42 \times P_L \quad (LXVII)$$

(Metcalf y Eddy, 1996)

Donde:

RO: requerimiento de oxígeno (kg/d)

f: factor que relaciona la DBO⁵ y la DBO²⁰ (Adim.)

$$RO = \frac{105,43 \frac{\text{L}}{\text{s}} \times \left(145,76 \frac{\text{mg}}{\text{L}} - 7,29 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \right)}{0,6} - 1,42 \times 569,33 \frac{\text{kg}}{\text{d}} = 1293,88 \frac{\text{kg}}{\text{d}}$$

- Concentración de saturación del oxígeno disuelto en el agua residual

Para efectos de este cálculo se trabaja con la concentración de saturación del oxígeno en el agua limpia a nivel del mar a 25°C, este dato se obtiene de la tabla A.11. Los datos de presión de vapor y presión barométrica en Canoabo a 297m.s.n.m (Este y cols, 1996) se pueden encontrar en las tablas A.11 y A.10 respectivamente.

$$Cs'w = Cs \times \frac{P - b}{760 - P} \times \beta \quad (LXVIII)$$

(Dautant, 1991)

Donde:

Cs'w: concentración de saturación del oxígeno disuelto en el agua residual (mg/L)

Cs: concentración de saturación del oxígeno disuelto en el agua limpia a nivel del mar (mg/L)

P: presión de vapor saturado (mmHg)

b: presión barométrica en Canoabo a 327m.s.n.m (mmHg)

β : factor de corrección de la concentración saturada (Adim.)

$$Cs'w = 8,38 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \times \frac{23,76\text{mmHg} - 733,1\text{mmHg}}{760 - 733,1\text{mmHg}} \times 0,95 = 7,67 \frac{\text{mg}}{\text{L}}$$

- Coeficiente de transferencia de oxígeno desde el aireador al agua residual

$$N = N_0 \times \frac{(Cs'w - C)}{C's} \times \alpha \times 1,024^{T-20^\circ\text{C}} \quad (\text{LXIX})$$

(Dautant, 1991)

Donde:

N: coeficiente de transferencia de oxígeno desde el aireador hacia el agua residual (kgO₂/h-hp)

N₀: coeficiente de transferencia de oxígeno desde el aireador hacia el agua limpia (kgO₂/h-hp)

C's: concentración de saturación de oxígeno disuelto a nivel del mar a 20°C (mg/L)

C: concentración de saturación de oxígeno disuelto deseada en el reactor (mg/L)

α : Coeficiente de transferencia de oxígeno (Adim.)

T: temperatura del fluido (°C)

$$N = 1,36 \frac{\text{kgO}_2}{\text{h} - \text{HP}} \times \frac{\left(7,67 \frac{\text{mg}}{\text{L}} - 2 \frac{\text{mg}}{\text{L}}\right)}{9,17 \frac{\text{mg}}{\text{L}}} \times 0,90 \times 1,024^{25^\circ\text{C} - 20^\circ\text{C}} = 0,85 \frac{\text{kgO}_2}{\text{h} - \text{HP}}$$

- Potencia requerida por los aireadores

$$P = \frac{RO}{N} \times \frac{1d}{24h} \quad (\text{LXX})$$

(Dautant, 1991)

Donde:

P: potencia requerida por los aireadores (hp)

$$P = \frac{1293,88 \frac{\text{kg}}{\text{d}}}{0,85 \frac{\text{kgO}_2}{\text{h-HP}}} \times \frac{1\text{d}}{24\text{h}} = 63,27\text{hp}$$

- Cálculo del número de difusores en el reactor biológico.

Se estima sabiendo que se utilizarán aireadores de turbina con un diámetro de 2,5m y una transferencia efectiva de oxígeno de 4 metros, por lo tanto debe haber un espacio entre los aireadores de 8 metros. Si la longitud del reactor biológico es de 33,33m entonces debe haber 3 difusores distribuidos a lo largo del mismo, de igual modo sabiendo que el ancho del tanque es de 16,67m se conoce que debe haber 2 difusores distribuidos a lo ancho del mismo, esto implica dos filas de tres aireadores cada una, lo que da un total de seis (6) aireadores dentro del tanque.

- Caudal de recirculación a la zona anóxica

$$Q_{r,za} = \frac{200\%}{100\%} \times Q_{pp} \quad (LXXI)$$

(Ramalho, 1996)

Donde:

Q_{pp} : caudal del reactor biológico en el primer pase (L/s)

$$Q_{r,za} = \frac{200\%}{100\%} \times 23,43\text{L/s} = 46,86\text{L/s}$$

- Caudal que continúa hacia el sedimentador secundario

Haciendo un balance de masa en el reactor biológico se sabe que el caudal que entra al mismo es igual a la suma del caudal que recircula a la zona anóxica y el caudal que sigue hacia el sedimentador secundario, despejando se tiene la siguiente ecuación:

$$Q_{SS} = Q - Q_{r,za} \quad (LXXII)$$

(Himmelblau, 1997)

Donde:

Q_{SS} : Caudal que va hacia el sedimentador secundario (L/s)

$$Q_{SS} = 105,43 \frac{L}{s} - 46,86 \frac{L}{s} = 58,57 \frac{L}{s}$$

- Consumo de nutrientes en el reactor biológico

Se sabe que por cada 100mg/L de DBO removido, se remueven 5mg/L de nitrógeno orgánico y amoniacal y 1mg/L de fósforo. (Metcalf y Eddy, 1996)

- DBO consumida:

$$DBO = S_o - S \quad (LXXIII)$$

(Metcalf y Eddy, 1996)

Donde:

DBO: cantidad de DBO estabilizada (mg/L)

$$DBO = 145,76 \frac{mg}{L} - 7,29 \frac{mg}{L} = 138,47 \frac{mg}{L}$$

- Nitrógeno consumido

$$N = \frac{DBO \times 5 \frac{mg}{L}}{100 \frac{mg}{L}}$$

Donde:

N: nitrógeno consumido como nutriente (mg/L)

$$N = \frac{138,47 \frac{mg}{L} \times 5 \frac{mg}{L}}{100 \frac{mg}{L}} = 6,92 \frac{mg}{L}$$

- Fósforo consumido

$$P = \frac{DBO \times 1 \frac{mg}{L}}{100 \frac{mg}{L}}$$

Donde:

P: fósforo consumido como nutriente (mg/L)

$$P = \frac{138,47 \frac{mg}{L} \times 1 \frac{mg}{L}}{100 \frac{mg}{L}} = 1,38 \frac{mg}{L}$$

✚ Sedimentador secundario

- Volumen del sedimentador

Haciendo uso de la ecuación XXXII se determina el volumen del sedimentador con un tiempo de retención asumido como 2,2h

$$V = 58,57 \frac{L}{s} \times 2,2h \times \frac{3600s}{1h} \times \frac{1m^3}{1000L} = 463,90m^3$$

- Área transversal del sedimentador

Asumiendo una altura útil de 3,6m se determina el área utilizando la ecuación XXX

$$As = \frac{463,90m^3}{3,6m} = 128,86m^2$$

- Carga de superficie

$$C_s = \frac{Q_s}{A_s} \times \frac{3600s}{1h} \times \frac{24h}{1d} \times \frac{1m^3}{1000L} \quad (LXXIV)$$

(Ministerio de Desarrollo de Colombia, 2000)

Donde:

Cs: carga de superficie (m³/m².d)

$$C_s = \frac{58,57 \frac{L}{s}}{128,86m^2} \times \frac{3600s}{1h} \times \frac{24h}{1d} \times \frac{1m^3}{1000L} = 39,27 \frac{m^3}{m^2 \cdot d}$$

- Tasa de sólidos aplicados

$$TSA = Q_{SS} \times X_{MLSS} \times \frac{3600s}{1h} \times \frac{24h}{1d} \times \frac{1kg}{100000mg} \quad (LXXV)$$

(Metcalf y Eddy, 1996)

Donde:

TSA: tasa de sólidos aplicados (kg/d)

X_{MLSS}: concentración de sólidos suspendidos de licor mezcla que entran al sedimentador (mg/L)

$$TSA = 58,57 \frac{L}{s} \times 2000 \frac{mg}{L} \times \frac{3600s}{1h} \times \frac{24h}{1d} \times \frac{1kg}{100000mg} = 10121,4 \frac{kg}{d}$$

- Carga de sólidos

$$C_{sol} = \frac{TSA}{A_s} \times \frac{1d}{24h} \quad (LXXVI)$$

(Metcalf y Eddy, 1996)

Donde:

C_{sol} : tasa de sólidos ($kg/m^2.h$)

$$C_{sol} = \frac{10121,4 \frac{kg}{d}}{105,43m^2} \times \frac{1d}{24h} = 4 \frac{kg}{m^2.h}$$

- Diámetro de la sección cilíndrica

Se determina con la ecuación XXXI

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 128,86m^2}{\pi}} = 12,81m$$

- Radio de la sección cilíndrica

$$r = \frac{D}{2} \quad (LXXVII)$$

(Navarro, s.f.)

Donde:

r: radio de la sección cilíndrica (m)

$$r = \frac{12,81m}{2} = 6,41m$$

- Altura del cono truncado

Se determina con ayuda de la ecuación XXXIX sabiendo que la pendiente de la solera es 0,083m/m.

$$h_c = \frac{12,81m \times 0,083 \frac{m}{m}}{2} = 0,53m$$

- Altura de la sección cilíndrica

Conociendo que la altura total del sedimentador es 3,6m por diferencia con la altura del cono truncado se obtiene la altura de la sección cilíndrica.

$$h_{cil} = h - h_c \quad (LXXVIII)$$

(Navarro, s.f.)

Donde:

h_{cil} : altura de la sección cilíndrica (m)

h : altura del sedimentador (m)

$$h_{cil} = 3,6\text{m} - 0,53\text{m} = 3,07\text{m}$$

- Volumen de la sección cilíndrica

$$V_{cil} = \frac{\pi \times D^2 \times h_{cil}}{4} \quad (LXXIX)$$

(Navarro, s.f.)

$$V_{cil} = \frac{\pi \times (12,81\text{m})^2 \times 3,07\text{m}}{4} = 395,12\text{m}^3$$

- Diámetro de extracción de lodos

Se determina utilizando la ecuación XXXVIII

$$d = 0,15 \times 12,81\text{m} = 1,92\text{m}$$

- Volumen del cono truncado

Se calcula con ayuda de la ecuación XL

$$V_c = \frac{0,53\text{m} \times \left[\frac{\pi(12,81\text{m})^2}{4} + \frac{\pi(1,92\text{m})^2}{4} + \sqrt{\frac{\pi(12,81\text{m})^2}{4} \times \frac{\pi(1,91\text{m})^2}{4}} \right]}{3} = 26,88\text{m}^3$$

- Volumen real del sedimentador

$$V_s = V_{cil} + V_c \quad (LXXX)$$

(Navarro, s.f.)

Donde:

Vs: Volumen real del sedimentador (m³)

$$V_s = 395,12\text{m}^3 + 26,88\text{m}^3 = 422,00\text{m}^3$$

- Tiempo de retención real

Despejando de la ecuación XXVIII y trabajando con el volumen real del sedimentador se obtiene el tiempo de retención real

$$t_r = \frac{V_s}{Q_{ss}} \times \frac{1\text{h}}{3600\text{s}} \times \frac{1000\text{L}}{1\text{m}^3} = \frac{422,00\text{m}^3}{\frac{58,57\text{L}}{\text{s}}} \times \frac{1\text{h}}{3600\text{s}} \times \frac{1000\text{L}}{1\text{m}^3} = 2,00\text{h}$$

- Caudal del efluente clarificado

Se realiza este cálculo con el caudal de purga y de recirculación determinados para el reactor biológico, realizando un balance de masa en el sedimentador donde el caudal a la entrada es igual a la sumatoria de los caudales de purga, de recirculación y de efluente clarificado, despejando este último se realiza este cálculo.

$$Q_e = Q_{ss} - Q_w - Q_r \quad (LXXXI)$$

(Himmelblau, 1997)

Donde:

Q_e : caudal del efluente clarificado (L/s)

$$Q_e = 58,57 \frac{L}{s} - 1,098 \frac{L}{s} - 35,14 \frac{L}{s} = 22,33 \frac{L}{s}$$

- Cantidad de sólido seco removido

Haciendo uso de la ecuación $XLII$ se determina la cantidad de sólido seco removido.

$$SSR = \frac{85\%}{100\%} \times 2000 \frac{mg}{L} \times 422,00 \times \frac{1kg}{1000000mg} \times \frac{1000L}{m^3} = 717,40kg$$

Lecho de secado

- Cálculo de la cantidad de lodo extraído de la purga del sedimentador secundario

$$L_p = \frac{Q_w \cdot SSR}{Q_w + Q_r} \quad (LXXXII)$$

(Tchobanoglous, 2003)

Donde:

L_p : cantidad de lodo extraído de la purga del sedimentador secundario (kg)

$$L_p = \frac{1,098L/s \cdot 717,41kg}{1,098L/s + 35,1438L/s} = 21,74kg$$

- Cálculo de la cantidad de lodo extraído del sedimentador secundario en un día

$$L_{p-d} = \frac{L_p}{t_r} \cdot 24h \quad (LXXXIII)$$

(Tchobanoglous, 2003)

Donde:

L_{p-d} : cantidad de lodo extraído de la purga del sedimentador secundario en un día (kg)

$$L_{p-d} = \frac{21,74kg}{2,00h} \cdot 24h = 260,7027kg$$

- Cálculo del volumen total del lecho de secado para un día

$$V_d = \frac{L_{p-d}}{\rho_l} + VL \quad (LXXXIV)$$

(Tchobanoglous, 2003)

Donde:

V_d : volumen de lodo total en un día (m^3)

ρ_l : densidad aproximada de los lodos (kg/m^3)

La densidad de los lodos se encuentra en un rango aproximado entre 890 y 2430 kg/m^3 , seleccionando un valor igual a 2145 kg/m^3 y con el volumen de lodo primario calculado en la sección del sedimentador primario se obtiene:

$$V_d = \frac{260,7027kg}{2145kg/m^3} + 0,3895m^3 = 0,5110m^3$$

- Cálculo del volumen del lecho de secado para cinco años

$$V_{5a} = V_d \cdot \frac{365días}{1año} \cdot 5años \quad (LXXXV)$$

(Tchobanoglous, 2003)

Donde:

V_{5a} : volumen de lodo total en cinco años (m^3)

$$V_{5a} = 0,5110m^3 \cdot \frac{365días}{1año} \cdot 5años = 932,56m^3$$

- Área del lecho de secado

$$A_{ls} = \frac{V_{5a}}{P} \quad (LXXXVI)$$

(Metcalf y Eddy, 1996)

Donde:

A_{ls} : área del lecho de secado (m^2)

$$A_{ls} = \frac{932,56m^3}{1,5m} = 621,71m^2$$

- Ancho del lecho de secado

$$a_{ls} = \frac{A_{ls}}{l_{ls}} \quad (LXXXVII)$$

(Tchobanoglous, 2003)

Donde:

a_{ls} : ancho del lecho de secado (m)

l_{ls} : largo del lecho de secado (m)

Asumiendo un largo de 50 metros se obtiene que:

$$a_{ls} = \frac{621,71m^2}{50m} = 12,43m$$

🚧 Cámara de contacto u oxidación química

- Cálculo del volumen

$$V_{cc} = Q_e \cdot t_r \quad (LXXXVIII)$$

(Metcalf y Eddy, 1996)

Donde:

V_{cc} : volumen de la cámara de contacto (m^3)

t_r : tiempo de residencia (min)

$$V_{cc} = \frac{22,33L}{s} \cdot 30min \cdot \frac{1m^3}{1000L} \cdot \frac{60s}{1min} = 40,20m^3$$

- Cálculo del área

$$A_{cc} = \frac{V_{cc}}{h_{cc}} \quad (LXXXIX)$$

(Metcalf y Eddy, 1996)

Donde:

A_{cc} : área de la cámara de contacto (m^2)

h_{cc} : altura de la cámara de contacto(m)

$$A_{cc} = \frac{40,20m^3}{1,45m} = 27,72m^2$$

- Cálculo del largo y ancho

$$\text{Relación: } \frac{\text{Largo}}{\text{Ancho}} = \frac{10}{1}$$

Según la relación anterior se obtiene:

$$L_{cc} = 10 \cdot a_{cc} \quad (XC)$$

(Ramalho, 1996)

Donde:

L_{cc} : largo de la cámara de contacto (m)

a_{cc} : ancho de la cámara de contacto (m)

$$A_{cc} = L_{cc} \cdot a_{cc} \quad (XCI)$$

(Navarro, s.f.)

Sustituyendo y despejando se tiene:

$$A_{cc} = (10 \cdot a_{cc}) \cdot a_{cc} = 10 \cdot a_{cc}^2$$

$$a_{cc} = \sqrt{\frac{A_{cc}}{10}}$$

Sustituyendo el valor del área se obtiene:

$$a_{cc} = \sqrt{\frac{27,72m^2}{10}} = 1,67m$$

Con la ecuación XC se obtiene el largo de la cámara:

$$L_{cc} = 10 \cdot 1,67m = 16,70m$$

- Cálculo de los baffles y separaciones de la cámara

$$b_{cc} = \frac{L_{cc} - 0,2 \cdot a_{cc}}{0,2 \cdot a_{cc} + e} \quad (XCII)$$

(Ramalho, 1996)

Donde:

b_{cc} : cantidad de baffles de la cámara de contacto (Adim.)

e : espesor del baffle (m)

$$b_{cc} = \frac{16,70m - 0,2 \cdot 1,67m}{0,2 \cdot 1,67m + 0,07m} = 40$$

- Cálculo de la dosificación del hipoclorito de calcio al 65%

$$C_{dos} = \frac{[clo] \cdot Q}{\%_p \cdot fc} \quad (XCIII)$$

(Calles, 2011)

Donde:

C_{dos} : cantidad de dosificación del hipoclorito de calcio (kg/h)

$\%_p$: porcentaje de pureza del hipoclorito de calcio (%)

$[clo]$: concentración del hipoclorito de calcio (mg/L)

fc : factor de conversión (277,78mg.h/kg.s)

$$C_{dos} = \frac{3mg/L \cdot 22,33L/s}{0,65 \cdot 277,78mg \cdot h/kg \cdot s} = 0,3710kg/h$$

Luego en un día será necesario:

$$C_{dos} = \frac{0,3710kg}{h} \cdot \frac{24h}{1dia} = 8,91kg/dia$$

- Cálculo del área total, según el dimensionamiento de las unidades

$$A_t = \sum_{y=1}^g A_y \quad (XCIV)$$

(Gómez, 1997)

Donde:

A_t : área total según el dimensionamiento de las unidades (m^2)

y : indica cada una de las unidades

g : indica el número total de unidades a tomar en cuenta para la sumatoria

A_y : área transversal horizontal de cada unidad (m^2)

$$\begin{aligned}A_t &= A_{TI} + A_{TG} + A_{SP} + A_{ZA} + A_{RB} + A_{SS} + A_{LS} + A_{CC} \\A_t &= 66,59m^2 + 5,86m^2 + 50,61m^2 + 110,39m^2 + 555,4m^2 + 128,86m^2 + 621,71m^2 \\&\quad + 27,72m^2 = 1567,14m^2\end{aligned}$$

- Remoción global de un parámetro en el sistema

Para determinar la remoción global de un parámetro en el arreglo se trabaja con las concentraciones obtenidas una vez estabilizado el sistema, para ello se utiliza como concentración inicial la determinada en las captaciones realizadas por el equipo y como concentración final aquella a la que sale el parámetro del sistema una vez circulado el fluido por todas las unidades de tratamiento.

Se utiliza la ecuación / mostrada en el desarrollo sistemático de la investigación del objetivo III despejando el porcentaje de remoción como se muestra:

$$\% \eta = \left[1 - \left(\frac{\bar{C}_{sal}}{\bar{C}_{ent}} \right) \right] \times 100$$

Por ejemplo, para la DBO se sabe que disminuye su concentración al pasar por el sedimentador primario, la zona anóxica y el reactor biológico; se trabaja entonces con el valor alcanzado a la salida de la última unidad que disminuye la concentración de este parámetro, es decir con la concentración de la DBO a la salida del reactor biológico.

$$\% \eta = \left[1 - \left(\frac{14,58 \frac{mg}{L}}{299 \frac{mg}{L}} \right) \right] \times 100 = 95,12\%$$

Objetivo 5. Estimar el costo del sistema de tratamiento seleccionado con la finalidad de obtener el presupuesto para su realización.

- Bomba ubicada entre el tanque de igualación y la trampa de grasa

La bomba que estará ubicada entre dichas unidades de tratamiento será autocebante con una eficiencia de la bomba igual al 70%

- Cálculo del peso específico

$$\gamma = \rho_a \cdot \frac{g}{g_c} \quad (XCV)$$

(Silva, 2003)

Donde:

γ : peso específico del fluido (kgf/m³)

ρ_a : densidad del agua residual (kg/m³)

g : aceleración de la gravedad (m/s²)

g_c : factor de conversión de Newton (kg · m/kgf · s²)

Asumiendo que la densidad del agua residual es igual al agua limpia, se obtiene:

$$\gamma = \frac{997,967 \text{ kg}}{\text{m}^3} \cdot \frac{\frac{9,8 \text{ m}}{\text{s}^2}}{9,8 \frac{\text{kg} \cdot \text{m}}{\text{kgf} \cdot \text{s}^2}} = 997,967 \text{ kgf/m}^3$$

- Cálculo del diámetro interno

$$D_{int} = D_{ext} - 2 \cdot e \quad (XCVI)$$

(Silva, 2003)

Donde:

D_{int} : diámetro interno (mm)

D_{ext} : diámetro externo (mm)

e : espesor de la tubería (mm)

Con un diámetro nominal de 4" se obtiene que, para catalogo 80, el $D_{ext} = 110mm$ y siendo el espesor igual a 5,3mm se obtiene:

$$D_{int} = 110mm - 2 \cdot 5,3mm = 99,4mm$$

- Cálculo del cabezal de la bomba

Utilizando la ecuación de Bernoulli entre la succión y descarga del tramo de tubería, y tomando como consideraciones régimen de flujo turbulento, flujo incompresible, estado estacionario, flujo isotérmico, no hay transferencia de calor ni de trabajo, se tiene:

$$\frac{P_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2 \cdot g} + Z_1 + H = \frac{P_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2 \cdot g} + Z_2 + h \quad (XCVII)$$

(Silva, 2003)

Donde:

$\frac{P_1}{\gamma}, \frac{P_2}{\gamma}$: cabezal de presión en la succión y descarga del tramo respectivamente (m)

$\frac{v_1^2}{2 \cdot g}, \frac{v_2^2}{2 \cdot g}$: cabezal de velocidad en la succión y descarga del tramo respectivamente (m)

Z_1, Z_2 : cabezal de altura en la succión y descarga del tramo respectivamente (m)

H : cabezal de la bomba (m)

h : pérdidas por fricción (m)

Asumiendo que las presiones en la succión y descarga son iguales a la ambiente, las velocidades entre dichos puntos son iguales porque se mantiene el diámetro de la tubería constante, y la altura entre los puntos se mantienen iguales se simplifica la ecuación obteniendo:

$$H = h$$

Las pérdidas por fricción en las tuberías se calculan a través de la Figura A.2 del Apéndice A. Utilizando el caudal que se desea extraer del tanque de igualación, el cual es igual a 23,43 L/s, y con el diámetro se obtienen unas pérdidas iguales a 6,56 metros para 100 metros de tuberías. Entre las unidades no se presentará dicha longitud de tubería, se presentará en realidad tres metros, por lo tanto se realiza una relación entre dichas distancias y el valor resultante de las pérdidas para obtener finalmente:

$$H = h = 6,56m \cdot \frac{3m}{100m} = 0,2m$$

- Cálculo de la potencia eléctrica de la bomba

$$P_e = \frac{Q \cdot H \cdot \gamma}{76 \cdot \eta_b} \quad (XCVIII)$$

(Silva, 2003)

Donde:

P_e : potencia eléctrica (hp)

Q : caudal (m^3/s)

η_b : eficiencia de la bomba (Adim.)

$$P_e = \frac{23,43L/s \cdot \frac{1m^3}{1000L} \cdot 0,2m \cdot 997,967kgf/m^3}{76 \cdot 0,70} = 0,0879hp$$

- Bomba ubicada en la recirculación hacia la zona anóxica

La bomba que estará ubicada en dicha recirculación será autocebante con una eficiencia de la bomba igual al 70%

- Cálculo del peso específico

Se utiliza la ecuación *XCV*, siendo la densidad a utilizar la misma puesto que se aproxima dicha propiedad a la densidad del licor mezcla. Se obtiene:

$$\gamma = \frac{997,967 \text{ kg}}{\text{m}^3} \cdot \frac{\frac{9,8 \text{ m}}{\text{s}^2}}{9,8 \frac{\text{kg} \cdot \text{m}}{\text{kgf} \cdot \text{s}^2}} = 997,967 \text{ kgf/m}^3$$

○ Cálculo del diámetro interno

Para este tramo se selecciona la tubería de PEAD y 4" de diámetro nominal, obteniéndose un valor igual a:

$$D_{int} = 110 \text{ mm} - 2 \cdot 5,3 \text{ mm} = 99,4 \text{ mm}$$

○ Cálculo del cabezal de la bomba

Se utiliza la ecuación de Bernoulli entre la succión y descarga del tramo de tubería y se toman las consideraciones antes descritas para obtener: $H = h$

Las pérdidas por fricción en las tuberías se calculan a través de la Figura A.2 del Apéndice A. Utilizando el caudal que se desea recircular hacia la zona anóxica, el cual es igual a 46,86 L/s, y con el diámetro se obtienen unas pérdidas iguales a 24 metros para 100 metros de tuberías. La longitud de tubería que deberá recorrer el fluido se representa a través de la siguiente Figura:

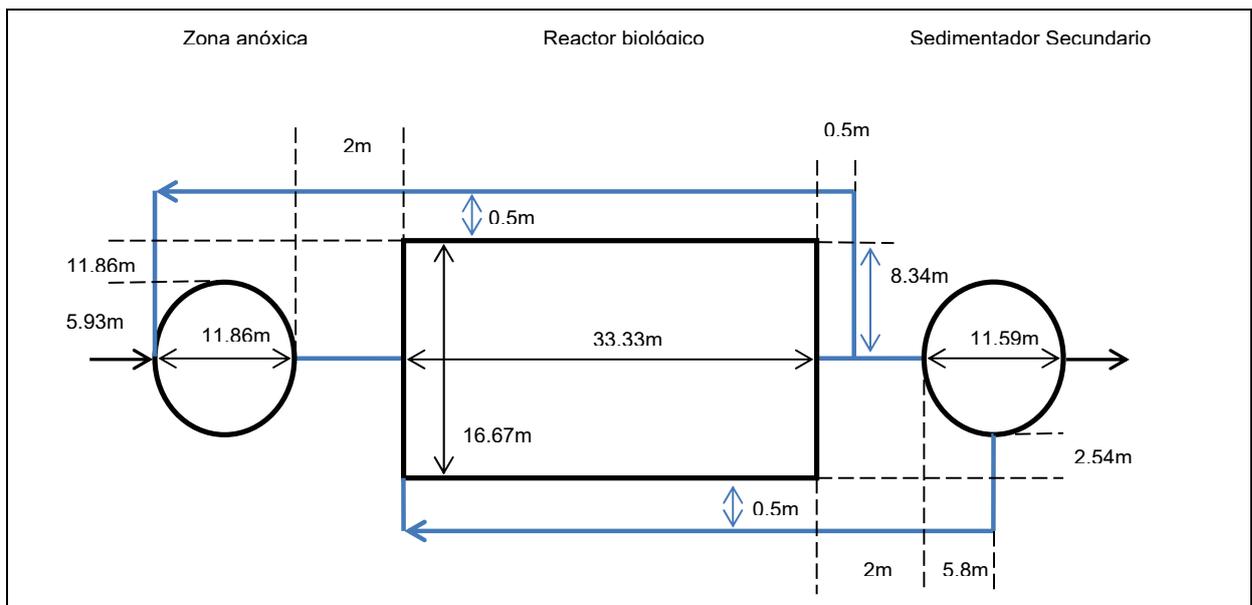


Figura B.7. Dimensiones de las tuberías para las recirculaciones a la zona anóxica y al reactor biológico

La longitud de tubería desde el reactor biológico hasta la zona anóxica es igual a 65,36m, por lo tanto las pérdidas y finalmente el cabezal resultan igual a:

$$H = h = 24m \cdot \frac{65,36m}{100m} = 15,68m$$

- Cálculo de la potencia eléctrica de la bomba

Utilizando la ecuación *XCVIII* se obtiene:

$$P_e = \frac{46,86L/s \cdot \frac{1m^3}{1000L} \cdot 15,68m \cdot 997,967kgf/m^3}{76 \cdot 0,70} = 13,78hp$$

- Cálculo de la potencia de la bomba ubicada en la recirculación hacia el reactor biológico

La bomba que estará ubicada en dicha recirculación será también autocebante con una eficiencia de la bomba igual al 70%

- Cálculo del peso específico

Se utiliza la ecuación *XCV*, siendo la densidad a utilizar la de los lodos obteniéndose:

$$\gamma = 2145kgf/m^3$$

- Cálculo del diámetro interno

Para este tramo se selecciona la tubería de PEAD y 4" de diámetro nominal, obteniéndose un valor igual a:

$$D_{int} = 110mm - 2 \cdot 5,3mm = 99,4mm$$

- Cálculo del cabezal de la bomba

Se utiliza la ecuación de Bernoulli entre la succión y descarga del tramo de tubería y se toman las consideraciones antes descritas para obtener:

$$H = h$$

Las pérdidas por fricción en las tuberías se calculan a través de la Figura A.2 del Apéndice A. Utilizando el caudal que se desea recircular hacia el reactor biológico, el cual es igual a 35,14 L/s, y con el diámetro se obtienen unas pérdidas iguales a 14 metros para 100 metros de tuberías. La longitud de tubería que deberá recorrer el fluido, según la Figura B.7, es igual a 44,67 metros, por lo que se obtiene:

$$H = h = 14m \cdot \frac{44,67m}{100m} = 6,25m$$

- Cálculo de la potencia eléctrica de la bomba

Utilizando la ecuación *XCVIII* se obtiene:

$$P_e = \frac{35,14L/s \cdot \frac{1m^3}{1000L} \cdot 6,25m \cdot 2145kgf/m^3}{76 \cdot 0,70} = 8,86hp$$

- Cálculo del caudal para la bomba de dosificación

- Cálculo de la masa total

$$M_t = M_a + M_{hc} \quad (XCIX)$$

(Himmelblau, 1997)

Donde:

M_t : masa total (kg)

M_a : masa de agua (kg)

M_{hc} : masa de hipoclorito de calcio (kg)

Para un día:

$$M_t = 250L \cdot \frac{997,967kg}{m^3} \cdot \frac{1m^3}{1000L} + 8,91kg = 258,40kg$$

- Cálculo de la fracción másica

$$X_i = \frac{M_i}{M_t} \quad (C)$$

(Himmelblau, 1997)

Donde:

X_i : fracción másica del agua o hipoclorito de sodio (Adim.)

Para el agua:

$$X_a = \frac{M_a}{M_t} = \frac{249,49kg}{258,40kg} = 0,9655Adim.$$

Para el hipoclorito de calcio:

$$X_{hc} = \frac{M_{hc}}{M_t} = \frac{8,91kg}{258,40kg} = 0,0345Adim.$$

- Cálculo de la densidad de la mezcla

$$\rho_m = X_a \cdot \rho_a + X_{hc} \cdot \rho_{hc} \quad (CI)$$

(Smith, 1997)

Donde:

ρ_m : densidad de la mezcla (g/cm³)

ρ_{hc} : densidad del hipoclorito de calcio (g/cm^3)

$$\rho_m = 0,9655Adim \cdot \frac{0,997g}{cm^3} + 0,0345Adim \cdot \frac{2,35g}{cm^3} = 1,0437g/cm^3$$

- Cálculo del caudal de dosificación

$$Q_{dos} = \frac{C_{dos}}{\rho_m} \quad (CII)$$

(Calles, 2011)

Donde:

Q_{dos} : caudal a dosificar (L/h)

$$Q_{dos} = \frac{0,3710kg}{h} \cdot \frac{cm^3}{1,0437g} \cdot \frac{1000g}{1kg} \cdot \frac{1m^3}{(100cm)^3} \cdot \frac{1000L}{1m^3} = 0,355L/h$$

APÉNDICE C

CÁLCULOS ECONÓMICOS

Objetivo 5. Estimar el costo del sistema de tratamiento seleccionado con la finalidad de obtener el presupuesto para su realización.

- Cálculo del costo del desbaste
 - Peso de una barra de acero

$$P = L \times P_L \quad (CIII)$$

(Navarro, s.f.)

Donde:

P: peso de una barra de acero de 3/8" de diámetro (kg)

P_L: peso por unidad de longitud de una barra de acero de 3/8" de espesor (kg/m)

Para efecto de las barras de acero inclinadas L=0,95m, en el caso de las barras de acero horizontales L=0,35m

$$P = 0,95m \times 0,557 \frac{kg}{m} = 0,53kg$$

- Peso de todas las barras de acero

$$P_D = N_i \times P_i + N_h \times P_h \quad (CIV)$$

(Navarro, s.f.)

Donde:

P_D: peso del desbaste (kg)

N_i: número de barras inclinadas (Adim.)

P_i : Peso de una barra inclinada (kg)

N_h : número de barras horizontales (Adim.)

P_h : Peso de una barra horizontal (kg)

$$P_D = 14 \times 0,53kg + 2 \times 0,19kg = 7,798kg$$

- Costo del desbaste

$$C_D = P_D \times P_u \quad (CV)$$

(McGivney y Kawamura, 2008)

Donde:

C_D : costo del desbaste (Bs)

P_D : peso del desbaste (kg)

P_U : precio unitario del acero (Bs/kg)

$$C_D = 7,798kg \times 5,04 \frac{Bs}{kg} = 39,301Bs$$

- Cálculo del volumen de las unidades

- Cálculo del diámetro externo del cilindro

$$D_o = D_i + (2 \times e) \quad (CVI)$$

(Navarro, s.f.)

Donde:

D_o : diámetro externo (m)

D_i : diámetro interno (m)

e : espesor de la pared (m)

Por ejemplo para el tanque de igualación:

$$D_o = 9,2m + (2 \times 0,2m) = 9,6m$$

- Cálculo del volumen de la pared circular

$$V_{PC} = h_c \times \pi \times \left(\frac{D_o^2 - D_i^2}{4} \right) \quad (CVII)$$

(Navarro, s.f.)

Donde:

V_{PC} : Volumen de la pared del cilindro (m^3)

h_c : altura del cilindro (m)

$$V_{PC} = 1,9m \times \pi \times \left(\frac{(9,6m)^2 - (9,2m)^2}{4} \right) = 11,23m^3$$

- Volumen del fondo cilíndrico

$$V_{FC} = \frac{e \times \pi \times D_o^2}{4} \quad (CVIII)$$

(Navarro, s.f.)

Donde:

V_{FC} : volumen del fondo del cilindro (m^3)

Continuando con el ejemplo del tanque de igualación:

$$V_{FC} = \frac{0,2m \times \pi \times (9,6m)^2}{4} = 14,5m^3$$

- Volumen de pared rectangular

$$V_{PFR} = L \times A \times e \text{ (CIX)}$$

(Navarro, s.f.)

Donde:

V_{PFR} : volumen de pared/Fondo rectangular (m^3)

L: longitud (m)

A: ancho (m)

e: espesor (m)

Tomando como ejemplo la trampa de grasa

$$V_{PFR} = 6,508m \times 1,2m \times 0,15m = 1,17m^3$$

- Volumen de paredes cónicas

$$V_c = \frac{h_c \cdot \left[\frac{\pi \cdot (D_o^2 - D_i^2)}{4} + \frac{\pi \cdot (d_o^2 - d_i^2)}{4} + \sqrt{\frac{\pi \cdot (D_o^2 - D_i^2)}{4} \cdot \frac{\pi \cdot (d_o^2 - d_i^2)}{4}} \right]}{3} \text{ (CX)}$$

(Navarro, s.f.)

Donde:

V_c : volumen de la pared cónica (m^3)

d_o : diámetro externo de extracción de lodos (m)

d_i : diámetro interno de extracción de lodos (m)

h_c : altura del cono (m)

Tomando como ejemplo el cono truncado del sedimentador primario

$$V_c = \frac{h_c \cdot \left[\frac{\pi \cdot ((8,42)^2 - (8,02)^2)}{4} + \frac{\pi \cdot ((1,6)^2 - (1,2)^2)}{4} + \sqrt{\frac{\pi \cdot ((8,42)^2 - (8,02)^2)}{4} \cdot \frac{\pi \cdot ((1,6)^2 - (1,2)^2)}{4}} \right]}{3} = 0,11m^3$$

- Costo de casa unidad de concreto:

$$C = \sum Vi \times Pu \quad (CXI)$$

(McGivney y Kawamura, 2008)

Donde:

Cj: costo de casa unidad de concreto (Bs)

Vi: volumen cada pieza o pared de la unidad (m³)

Pu: precio unitario (Bs/m³)

Para el tanque de igualación por ejemplo

$$C_j = \left(11,23m^3 \cdot 2227,51 \frac{Bs}{m^3} \right) + \left(14,5m^3 \cdot 1335,87 \frac{Bs}{m^3} \right) = 44387,05Bs$$

- Costo de los aireadores:

Se conoce que los aireadores son de tipo turbina y para el año 2007 tenían un costo de 7200Bs, graficando los datos obtenidos en la Figura A.3 utilizando Microsoft Office Excel se obtiene la función que relaciona el índice de ajuste con el año mostrada en la Figura C.1. Con esa función se obtiene el índice de ajuste del año 2011, de modo que con la ecuación CXII se pueda calcular el costo de un aireador en la actualidad.

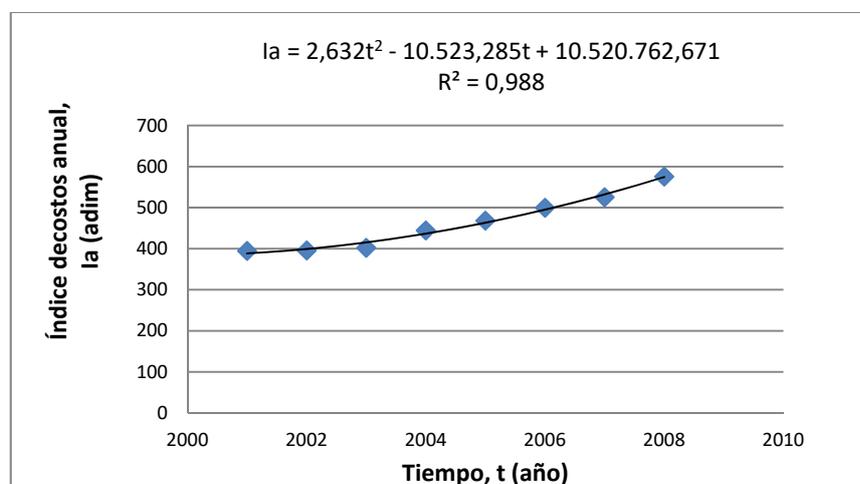


Figura C.1. Índices de costos anuales de plantas desde el año 2001 hasta el año 2008

$$C_{a2011} = C_{a2007} \times \frac{I_{\text{ajuste } 2011}}{I_{\text{ajuste } 2007}} \quad (\text{CXII})$$

(Rodríguez, 2010)

Donde:

C_{a2011} : costo de un aireador en el año 2011 (Bs)

C_{a2007} : Costo de un aireador en el año 2007 (Bs)

$I_{\text{ajuste } 2011}$: Índice de ajuste en el año 2011 (Adim.)

$I_{\text{ajuste } 2007}$: Índice de ajuste en el año 2007 (Adim.)

$$C_{a2011} = 7200\text{Bs} \times \frac{733,29}{525,4} = 10048,83\text{Bs}$$

- **Inversión inicial**

Viene integrada por los costos de capital fijo y capital de trabajo.

- **Capital fijo**

- Costo de los equipos principales

$$C_{ep} = \sum_{i=1}^n N \times C_j \quad (\text{CXIII})$$

(Rodríguez, 2010)

Donde:

C_{ep} : costo de equipos principales (Bs)

N: número de unidades de un mismo equipo (Bs)

C_j : costo obtenido por cada equipo (Bs)

Es importante acotar que entre los equipos principales además del costo del concreto en la construcción de las unidades se incluyen las bombas correspondientes al tanque

de igualación, a la recirculación de licor mezcla desde el reactor biológico hacia la zona anóxica, los aireadores del reactor biológico, la bomba de recirculación de lodos activados desde el sedimentador secundario hacia el tratamiento biológico y la bomba de dosificación de desinfectante en la cámara de contacto, además se incluyen los ocho aireadores de turbina determinados en el cálculo del reactor biológico.

$$\begin{aligned}
 C_{ep} = & (1 \times 39,3Bs) + (1 \times 44387,1Bs) + (1 \times 5452,3Bs) + (1 \times 34895,4Bs) \\
 & + (1 \times 72649,6Bs) + (1 \times 215150,8Bs) + (1 \times 61479,5Bs) \\
 & + (1 \times 165741,6Bs) + (1 \times 38862,8Bs) + (1 \times 40789Bs) \\
 & + (1 \times 57271,5Bs) + (1 \times 77050,5Bs) + (1 \times 5253,5Bs) \\
 & + (6 \times 10048,8Bs) = 879315,9Bs
 \end{aligned}$$

- Acondicionamiento de terreno:

$$\begin{aligned}
 C_{aco} = & 15\% \cdot Costo_{ep} (CXIV) \\
 & (Rodríguez, 2010)
 \end{aligned}$$

Donde:

C_{aco} : costo por acondicionamiento del terreno (Bs)

$$C_{aco} = 0,15 \cdot 879315,9Bs = 131897,4Bs$$

- Costo de edificaciones:

$$\begin{aligned}
 C_{edi} = & \% \cdot Costo_{ep} (CXV) \\
 & (Rodríguez, 2010)
 \end{aligned}$$

Donde:

C_{edi} : Costo de edificaciones (Bs)

Este costo depende del tipo de proceso y de la existencia o construcción de las edificaciones necesarias para la actividad productiva. Dependiendo de las condiciones se tendrán los valores de porcentaje necesario para la ecuación antes descrita.

Tabla C.1. Porcentaje de consumo de inversión para la construcción de edificaciones.

%	Edificios existentes	Edificios nuevos
Proceso sólido	29%	68%
Proceso sólido-fluido	25%	47%
Proceso fluido	18%	45%

Fuente: Rodríguez, 2010

Para un proceso fluido y sin edificaciones existentes se obtiene:

$$C_{edi} = 0,45 \cdot 879315,9Bs = 395692,2Bs$$

- Costo instrumentación y control:

$$C_{inst/cont} = 13\% \cdot Costo_{ep} \text{ (CXVI)}$$

(Rodríguez, 2010)

Donde:

$C_{inst/cont}$: Costo de instrumentación y control (Bs)

$$C_{inst/cont} = 0,13 \cdot 879315,9Bs = 114311,1Bs$$

- Costo de servicios industriales:

$$C_{si} = 55\% \cdot Costo_{ep} \text{ (CXVII)}$$

(Rodríguez, 2010)

Donde:

C_{si} : Costo de servicios industriales (Bs)

$$C_{si} = 0,55 \cdot 879315,9Bs = 483623,7Bs$$

- Costo de tuberías:

$$Costo_{tub} = \% \cdot Costo_{ep} \cdot [(15 - 25)\%_{aislante} + 1] \quad (CXVIII)$$

(Rodríguez, 2010)

Donde:

$Costo_{tub}$: costo de tuberías (Bs)

Tabla C.2. Porcentaje de consumo de inversión según el tipo de proceso.

Tipo de proceso	%
Proceso sólido	16
Proceso sólido-fluido	31
Proceso fluido	66

Fuente: Rodríguez, 2010

Para un proceso fluido y sin aislantes se obtiene que:

$$Costo_{tub} = 0,66 \cdot 879315,9Bs \cdot [1] = 580348,5Bs$$

- Costo de equipos eléctricos

$$Costo_{ee} = 0,15 \times C_{ep} \quad (CXIX)$$

(Rodríguez, 2010)

Donde:

$Costo_{ee}$: costo de equipos eléctricos (Bs)

$$\text{Costo}_{ee} = 0,15 \times 879315,9Bs = 131897,4Bs$$

- Costo de estudios y proyectos

$$\text{Costo}_{eyp} = 0,35 \times C_{ep} \quad (CXX)$$

(Rodríguez, 2010)

Donde:

Costo_{eyp} : costo de estudios y proyectos (Bs)

$$\text{Costo}_{eyp} = 0,35 \times 879315,9Bs = 307760,6Bs$$

- Costo de supervisión y entrenamiento

$$\text{Costo}_{se} = 0,07 \times C_{ep} \quad (CXXI)$$

(Rodríguez, 2010)

Donde:

Costo_{se} : costo de supervisión y entrenamiento (Bs)

$$\text{Costo}_{se} = 0,07 \times 879315,9Bs = 61552,1Bs$$

- Costo de arranque, pruebas y contingencia

$$\text{Costo}_{apc} = 0,1 \times C_{ep} \quad (CXXII)$$

(Rodríguez, 2010)

Donde:

Costo_{apc} : costo de arranque, pruebas y contingencia (Bs)

$$\text{Costo}_{\text{apc}} = 0,1 \times 879315,9\text{Bs} = 220708,3\text{Bs}$$

- Total de capital fijo:

$$C_{\text{fijo}} = \sum C_i \text{ (CXXIII)}$$

(Rodríguez, 2010)

Donde:

C_{fijo} : capital fijo

C_i : cada uno de los costos calculados en la sección de capital fijo (Bs)

$$C_{\text{fijo}} = 879315,9\text{Bs} + 131897,4\text{Bs} + 395692,2\text{Bs} + 114311,1\text{Bs} + 483623,7\text{Bs} + 58048,5\text{Bs} \\ + 131897,4\text{Bs} + 307760,6\text{Bs} + 61552,1\text{Bs} + 220708,3\text{Bs} = 3307107,1\text{Bs}$$

- **Capital de trabajo**

- Costo de inventario de materia prima

$$C_{\text{mp}} = \sum m \times C_m \text{ (CXXIV)}$$

(Rodríguez, 2010)

Donde:

C_{mp} : costo de inventario de materia prima (Bs)

m : masa de materia prima (kg)

C_m : costo de materia prima (Bs/kg)

$$C_{\text{mp}} = \sum 40\text{kg} \times 7200 \frac{\text{Bs}}{\text{kg}} = 288000\text{Bs}$$

- Costo de inventario de repuestos

$$C_{ir} = 0,15 \times C_{ep} \quad (CXXV)$$

(Rodríguez, 2010)

Donde:

C_{ir} : costo de inventario de repuestos (Bs)

$$C_{ir} = 0,15 \times 879315,9Bs = 131897,4Bs$$

- Costo por salarios

$$C_{ps} = \sum (n \times S_{p,m})_i \quad (CXXVI)$$

(Rodríguez, 2010)

Donde:

C_{ps} : costo por salarios (Bs)

n : cantidad de personas con el mismo salario (personas)

$S_{p,m}$: Salario mensual por persona (Bs/persona-mes)

Sabiendo que serán 7 operadores contratados que cobran el mismo sueldo se tiene que:

$$C_{ps} = 7 \text{ personas} \times 2701,5 \frac{\text{Bs}}{\text{persona} - \text{mes}} = 37821,0 \frac{\text{Bs}}{\text{mes}}$$

- Efectivo en caja

$$E_{caja} = 60d \times Q_{AT} \times C_{AT} \quad (CXXVII)$$

(Rodríguez, 2010)

Donde:

E_{caja} : efectivo en caja (Bs)

Q_{AT} : caudal del agua tratada (m^3/d)

C_{AT} : costo del agua tratada (Bs/m^3)

$$E_{caja} = 60d \times 1929,31 \frac{m^3}{d} \times 0,25 \frac{Bs}{m^3} = 28939,68Bs$$

- Total de capital de trabajo

$$C_{trabajo} = \sum C_j \text{ (CXXVIII)}$$

(Rodríguez, 2010)

Donde:

$C_{trabajo}$: capital de trabajo (Bs)

C_j : cada costo calculado en la sección de capital de trabajo (Bs)

$$C_{trabajo} = 288000Bs + 131897,4Bs + 37821,0Bs + 28939,7Bs = 486658,1Bs$$

- Total de inversión inicial

$$I = C_{fijo} + C_{trabajo} \text{ (CXXIX)}$$

(Rodríguez, 2010)

Donde:

I: inversión inicial (Bs)

$$I = 3307107,1Bs + 486658,1Bs = 3793765,2Bs$$

Anexos

 HIDROCENTRO C.A. HIDROLOGICA DEL CENTRO Gerencia de Captación, Tratamiento y Mantenimiento	LABORATORIO CENTRAL CARABOBO AREA DE FISICOQUIMICA	Formato: F-PT10-24
		Informe N°: 1261
		N° de muestra: 1261
		Pág: 1 / 1

INFORME DE RESULTADOS DE ANALISIS FISICOQUIMICOS EN AGUA

Nombre del cliente: Tesistas Allison Baró y Carla Rosales
Dirección del cliente:
Lugar de captación: Canoabo. Colector principal
Punto de captación: Salida del colector
Fecha de captación de muestra: 08/09/2010
Fecha de recepción de muestra: 08/09/2010
Descripción de la muestra: Agua Residual
Fecha de Analisis: Inicio: 08/09/2010 Culminación: 09/09/2010

ANÁLISIS	MÉTODO	* Máximo Aceptable	RESULTADOS	ANÁLISIS	MÉTODO	* Máximo Aceptable	RESULTADOS
Color Aparente/Real (Pt/Co)	2120 B	150	120/60	Cloro Residual (mg/l)		1.0	0.0
Turbiedad (NTU)	2130 B	250	52.63	Calcio (mg/l)	2340 C	N/R	15.85
Temperatura (°C)		N/R	22.50	Magnesio (mg/l)	2340 C	N/R	9.61
pH	4500-H ⁺ B	6.0-8.5	7.20	Sulfuro (mg/l)	4500-S D	N/R	0.212
Cloruros (mg/l)	4500-Cl B	600	30.25	Silice (mg/l)	4500-Si D	N/R	19.72
Sulfatos (mg/l)	4500-SO ₄ ²⁻ E	400	61.0	Sodio+Potasio (mg/l)		N/R	125.72
Aluminio (mg/l)	3500-Al D	0.2	Dióxido de Carbono (mg/l)	4500-H B 2320 B	N/R	17.86
Hierro Total (mg/l)	3500-Fe D	1	1.30	Cobre (mg/l)	3500-Cu C	1	0.91
				Dureza Total (mg/l)	2340 C	500	79.66
Fluoruro (mg/l)	4500-F ⁻ D	1.7	0.088	Alcalinidad Total (mg/l)	2320 B	N/R	142.87
Nitritos (mg/l)	4500-NO ₂ ⁻ B	N/R	0.282	Fosfato (mg/l)		N/R	11.10
Nitratos (mg/l)	4500-NO ₃ ⁻ B	N/R	127.6	Cond. Esp. a 25°C (mmhos/cm)	2510 B	N/R	503.0
Minerales Disueltos (mg/l)		N/R	405.03	Índice de Langelier		N/R	-0.643

Metodologías Utilizadas según APHA- AWWA WEF (Metodos Normalizados) Edición 21. Año 2005

* Maximos Permisible según Gaceta Oficial # 5021 de fecha 18/12/95

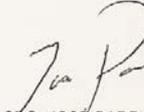
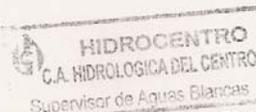
Opiniones e interpretaciones:

Observaciones:

Muestras captadas según procedimiento de captación HCLE-PT-07.

Declaración solo objeto de ensayo. Los resultados presentados se refieren unicamente a la muestra analizada.

Declaración de Incertidumbre. La incertidumbre estimada para los resultados se encuentran a la disposición del cliente en las instalaciones del Laboratorio Central Carabobo.


LCDO. JOSÉ PARRA TSU. OSCAR DELGADO
 SUPERVISOR DE FISICOQUIMICO ANALISTA

Nota: Este documento no podrá ser reproducido total o parcialmente sin autorización por escrito de HIDROCENTRO C.A.

Urb. Terrazas de Los Nisperos. Av. Julio Centeno. Laboratorio Carabobo Valencia-Edo. Carabobo. Telefono: 0245-5601740. Fax: 0241-8211022

 HIDROCENTRO C.A. HIDROLOGICA DEL CENTRO Gerencia de Captación, Tratamiento y Mantenimiento	LABORATORIO CENTRAL CARABOBO AREA DE AGUAS SERVIDAS	Formato	AS- 634
		Informe N°	
		Pag 1/1	
		N° de Análisis	634

INFORME DE RESULTADOS ANÁLISIS QUÍMICOS SANITARIOS EN AGUA

Nombre de cliente:	KARLA
Dirección de cliente:	No Indica
Lugar y punto de captación:	Salida Colector Principal de Aguas Servidas, Población Canoabo
Fecha de captación de muestras:	08/09/2010
Fecha de recepción de muestras:	08/09/2010
Fecha de inicio del análisis:	08/09/2010
Fecha de Culminación del análisis:	14/09/2010
Descripción muestras:	MUESTRA COMPUESTA (11:30 am - 1:30 pm) A LA SALIDA DEL COLECTOR

TABLA DE RESULTADOS

ANÁLISIS	MÉTODO	* Máximo Permissible (mg/l)	RESULTADOS
pH	4500-B	8.5	7.24
Demanda Bioquímica de Oxígeno (mg/l)	5210-B	50	253
Demanda Química de Oxígeno (mg/l)	5220-B	350	507.0
Nitrógeno Amoniacal (mg N/l)	4500-NH -D	N/R	22.878
Nitrógeno Orgánico (mg N/l)	4500-Norg-B	N/R	9.602
Nitrógeno Total Kjeldahl (mg NH ₃ -N/L)	4500-Norg-B	N/R	32.480
Fosforo (mg/l)	4500-P-D	10	5.874
Aceites y Grasas (mg/l)	5620-B	20	-
Detergentes (mg/l)	5540-C	2.0	-
Carbono Orgánico Total (mg/l)	10128-HACH	N/R	-
Sólidos Disueltos Totales (mg/l)	2540-C	N/R	295.56
Sólidos Totales (mg/l)	2540-B	N/R	540.00
Sólidos Suspendedos (mg/l)	2540-D	80	244.44

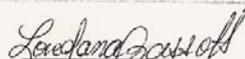
(1) Según Arboleda
 ND. No Detectable

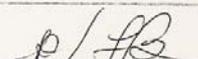
Declaración solo objeto de ensayo: Los resultados presentados se refieren unicamente a las muestras analizadas
Procedimiento de captación: HCLE-PT-07
Bibliografía: Metodologías Utilizadas segun APHA- AWWA-WPCF (Métodos Normalizados). Edición 20 año 98
Declaración de Incertidumbre: La Incertidumbre estimada para estos resultados se encuentran a la disposición del cliente en las instalaciones del Laboratorio Central Carabobo.

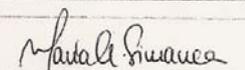
(*) Gaceta Oficial No. 5.021 de fecha 18/12/1995, Decreto 883 de fecha 11/10/1995 donde se dictan: "Normas para la Clasificación y el Control de la Calidad de los Cuerpos de Agua y Vertidos o Efluentes Líquidos" Capítulo III, Sección III, Art. 10 De la descargas a cuerpos de agua

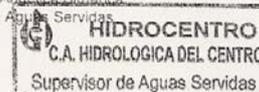
Opiniones e interpretaciones:

Observaciones:


 T.S.U. Loreljana Bassotto
 Analista


 T.S.U. Carhen Aparicio
 Analista


 Ing. M.Sc. María Angélica Simanca
 Supervisora de Aguas Servidas



Nota: Este documento no podrá ser reproducido total o parcialmente sin autorización por escrito de HIDROCENTRO C.A.

 HIDROCENTRO C.A. HIDROLOGICA DEL CENTRO Gerencia de Captación, Tratamiento y Mantenimiento	LABORATORIO CENTRAL CARABOBO ÁREA DE MICROBIOLOGIA	Formato N° F - PT10 - 93 Informe N° : 2926 Pág. 1/1
---	--	---

INFORME DE RESULTADOS DE ANALISIS BACTERIOLOGICOS EN AGUA

Nombre del cliente: Laboratorio Central Carabobo / Tesisistas Allison Barro y Carla Rosales.

Dirección del cliente:

Lugar de captación:

Fecha de captación, recepción: 8/09/10 **Fecha de inicio de análisis:** 8/09/10 **Fecha de culminación de análisis:** 10/09/10

Descripción de las muestras:

N° del análisis	N° de frasco	Hora de captación	Cloro residual (mg/L)	Punto de Captación	⁽¹⁾ Resultados (Método NMP/100ml)	
					9221 B Colif. Total/100ml	9221 F Colif. Fecal/100ml
2926	51	11:30/1:30	-	Colector principal de Canosabo salida	> 16000	> 16000

⁽¹⁾ Declaración solo objeto de ensayo. Los resultados presentados se refieren únicamente a las muestras analizadas.

Muestras captadas según procedimiento de captación: HCLE - PT - 07

Muestras analizadas por la técnica NMP según método 9221B, 9221F, 9215 B y 9223 B (Método Estándar para análisis de agua ección N° 21, 2005)

Declaración de incertidumbre: No aplica

Opiniones e interpretaciones:

Observaciones:

⁽²⁾ Gaceta Oficial N° 36395 de fecha 13/02/98. Normas sanitarias de calidad del agua potable.

⁽³⁾ Gaceta Oficial N° 5021 de fecha 18/12/95. Normas para la clasificación y control de la calidad de los cuerpos de agua y vertidos o efluentes líquidos.


Analista de Microbiología


Lcda. Lorena Jonte M. Sc.
 Supervisor de Microbiología

 HIDROCENTRO C.A. HIDROLOGICA DEL CENTRO Gerencia de Captación, Tratamiento y Mantenimiento	LABORATORIO CENTRAL CARABOBO AREA DE FISICOQUIMICA	Formato: F-PT 10-24
		Informe N°: 1426
		N° de muestra: 1426
		Pág: 1 / 1

INFORME DE RESULTADOS DE ANALISIS FISICOQUIMICOS EN AGUA

Nombre del cliente: Tesistas Allison Baró y Carla Rosales
Dirección del cliente:
Lugar de captación: Canoabo. Colector principal
Punto de captación: Salida del colector
Fecha de captación de muestra: 10/10/2010
Fecha de recepción de muestra: 11/10/2010
Descripción de la muestra: Agua Residual
Fecha de Analisis: Inicio: 11/10/2010 Culminación: 11/10/2010

ANÁLISIS	MÉTODO	* Máximo Aceptable	RESULTADOS	ANÁLISIS	MÉTODO	* Máximo Aceptable	RESULTADOS
Color Aparente/Real (Pt/Co)	2120 B	150	200/100	Cloro Residual (mg/l)		1.0	0.0
Turbiedad (NTU)	2130 B	250	80,62	Calcio (mg/l)	2340 C	N/R	17,04
Temperatura (C°)		N/R	21,70	Magnesio (mg/l)	2340 C	N/R	8,65
pH	4500-H ⁺ B	6,0-8,5	6,94	Sulfuro (mg/l)	4500-S D	N/R	0,280
Cloruros (mg/l)	4500- Cl B	600	30,82	Silice (mg/l)	4500-Si D	N/R	21,73
Sulfatos (mg/l)	4500- SO ₄ ²⁻ E	400	64,8	Sodio+Potasio (mg/l)		N/R	214,45
Aluminio (mg/l)	3500-Al D	0,2	Dióxido de Carbono (mg/l)	4500-H B 2320 B	N/R	32,36
Hierro Total (mg/l)	3500-Fe D	1	1,61	Cobre (mg/l)	3500- Cu C	1	1,17
				Dureza Total (mg/l)	2340 C	500	78,67
Fluoruro (mg/l)	4500- F ⁻ D	1,7	0,098	Alcalinidad Total (mg/l)	2320 B	N/R	131,07
Nitritos (mg/l)	4500- NO ₂ ⁻ B	N/R	0,537	Fosfato (mg/l)		N/R	9,65
Nitratos (mg/l)	4500- NO ₃ ⁻ B	N/R	374	Cond. Esp a 25°C (mmhos/cm)	2510 B	N/R	443,3
Minerales Disueltos (mg/l)		N/R	488,54	Índice de Langelier		N/R	-0,909

Metodologías Utilizadas según APHA AWWA WEF (Métodos Normalizados) Edición 21. Año 2005

* Máximos Permisible según Gaceta Oficial # 5021 de fecha 18/12/95

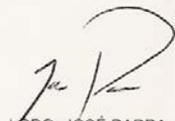
Opiniones e interpretaciones:

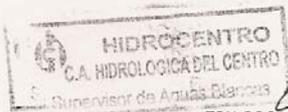
Observaciones:

Muestras captadas según procedimiento de captación HCLE-PT-07.

Declaración solo objeto de ensayo. Los resultados presentados se refieren únicamente a la muestra analizada.

Declaración de Incertidumbre: La incertidumbre estimada para los resultados se encuentran a la disposición del cliente en las instalaciones del Laboratorio Central Carabobo.


 LICDO. JOSÉ PARRA
 SUPERVISOR DE FISICOQUIMICO


 TSU. OSCAR DELGADO
 ANALISTA

Nota: Este documento no podrá ser reproducido total o parcialmente sin autorización por escrito de HIDROCENTRO C.A.

Urb. Terrazas de Los Nisperos, Av Julio Centeno, Laboratorio Carabobo Valencia-Edo Carabobo. Telefono 0245-5601740. Fax: 0241-8211022

 HIDROCENTRO C.A. HIDROLOGICA DEL CENTRO <small>Gerencia de Captacion, Tratamiento y Mantenimiento</small>	LABORATORIO CENTRAL CARABOBO AREA DE AGUAS SERVIDAS	Formato:	AS-717
		Informe N°:	
		Pag: 1/1	
		N° de Analisis:	717

INFORME DE RESULTADOS ANÁLISIS QUÍMICOS SANITARIOS EN AGUA

Nombre de cliente: CARLA ROSALES	
Dirección de cliente: No Indica	
Lugar y punto de captación: Salida Colector Principal de Aguas Servidas Población Canoabo	
Fecha de captación de muestras: 15/10/2010	
Fecha de recepción de muestras: 17/10/2010	
Fecha de Inicio del análisis: 17/10/2010	Fecha de Culminación del análisis: 18/10/2010
Descripción muestras: MUESTRA COMPUESTA (11:30 am - 2:30 pm) A LA SALIDA DEL COLECTOR	

TABLA DE RESULTADOS

ANALISIS	MÉTODO	* Máximo Permisible (mg/l)	RESULTADOS
pH	4500-B	6-9	6,54
Demanda Bioquímica de Oxígeno (mg/l)	5210-D	00	274
Demanda Química de Oxígeno (mg/l)	5220-B	350	403
Nitrógeno Amoniacal (mg N/l)	4500-NH -D	N/R	11,627
Nitrógeno Organico (mg N /l)	4500-Norg-B	N/R	4,893
Nitrógeno Total Kjeldahl (mg NH3-N/L)	4500-Norg-B	N/R	16,520
Fósforo (mg/l)	4500-P-D	10	9,494
Aceites y Grasas (mg/l)	5520-B	20	-
Detergentes (mg/l)	5540-C	2,0	-
Carbono Orgánico Total (mg/l)	10128-HACH	N/R	-
Sólidos Disueltos Totales (mg/l)	2540-C	N/R	68,89
Sólidos Totales (mg/l)	2540-B	N/R	680,00
Sólidos Suspensidos (mg/l)	2540-D	80	611,11

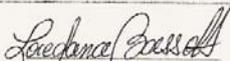
(1) Segun Arboleda
 ND: No Detectable

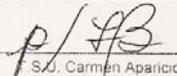
<i>Declaración solo objeto de ensayo:</i> Los resultados presentados se refieren unicamente a las muestras analizadas.
<i>Procedimiento de captación:</i> HCLE-PT-07
<i>Bibliografía:</i> Metodologías Utilizadas según APHA- AWWA-WPCF (Metodos Normalizados). Edición 20. año 98
<i>Declaración de incertidumbre:</i> La incertidumbre estimada para estos resultados se encuentran a la disposición del cliente en las instalaciones del Laboratorio Central Carabobo.

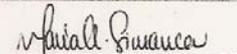
(*) Gaceta Oficial No. 5.021 de fecha 18/12/1995. Decreto 883 de fecha 11/10/1995 donde se dictan: "Normas para la Clasificación y el Control de la Calidad de los Cuerpos de Agua y Vertidos o Efluentes Líquidos". Capítulo III, Sección III. Art. 10 De la descargas a cuerpos de agua.

Opiniones e interpretaciones:

Observaciones:


 S.U. Loreana Bassotto
 Analista


 S.U. Carmen Aparicio
 Analista


 Ing. MSc. Maria Angélica Simón
 Supervisora de Aguas Servidas



Nota: Este documento no podrá ser reproducido total o parcialmente sin autorización por escrito de HIDROCENTRO C.A.



PLANILLA DE RESULTADOS

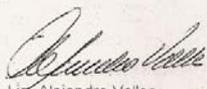
SOLICITADO POR: ALLISON BARO Y CARLA ROSALES
LUGAR DE CAPTACION: SALIDA COLECTOR PRINCIPAL CANOABO.
MOTIVO DE ANALISIS: DETERMINACION DE ACEITES Y GRASAS, HIDROCARBUROS TOTALES Y DETERGENTES
APARIENCIA DE LAS MUESTRAS: AGUAS CON UNA COLORACION GRISACEA.
TIPO DE MUESTRA: COMPUESTA
FECHA DE CAPTACION: 15/10/2010
OBSERVACIONES: LAS AGUAS DRENAN A CUERPO DE AGUA NATURAL

PARAMETRO	METODO	RESULTADOS	LIMITE ARTICULO DECRETO 883	MAX. 10	CUMPLIMIENTO ART 10. D. 883 VERTIDO FINAL
Aceites y grasas (mg/L)	5520-B	36	20		NO CUMPLE
Aceites Minerales e Hidrocarburos totales (mg/L)	5520-F	29	20		NO CUMPLE
Detergentes (mg/L)	5540-C	5,7	2,0		NO CUMPLE

* Decreto 883, Capitulo III, Art. 10 De las descargas a Cuerpos de aguas "Normas para la clasificacion y el control de la calidad de los cuerpos de agua y vertidos o efluentes liquidos", Gaceta Oficial N° 5.021 Extraordinaria del 15/12/1995.

Conclusión

Las aguas del colector principal de Canoabo, no cumplen con los parámetros evaluados para ser descargados a cuerpos de aguas naturales según el artículo 10 del Decreto 883.


Lic. Alejandro Valles
Coordinador (E) Lab. Calidad Ambiental

 HIDROCENTRO C.A. HIDROLOGICA DEL CENTRO Gerencia de Captación Tratamiento y Mantenimiento	LABORATORIO CENTRAL CARABOBO AREA DE FISICOQUIMICA	Formato: F-PT10-24
		Informe N°: 1502
		N° de muestra: 1502
		Pág: 1 / 1

INFORME DE RESULTADOS DE ANALISIS FISICOQUIMICOS EN AGUA

Nombre del cliente: Tesistas Allison Baró y Carla Rosales
Dirección del cliente:
Lugar de captación: Canoabo, Colector principal
Punto de captación: Salida del colector
Fecha de captación de muestra: 31/10/2010
Fecha de recepción de muestra: 01/11/2010
Descripción de la muestra: Agua Residual
Fecha de Analisis: Inicio: 01/11/2010 Culminación: 02/11/2010

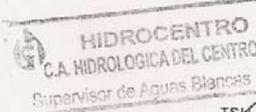
ANÁLISIS	MÉTODO	* Máximo Aceptable	RESULTADOS	ANÁLISIS	MÉTODO	* Máximo Aceptable	RESULTADOS
Color Aparente/Real (Pt/Co)	2120 B	150	40/20	Cloro Residual (mg/l)	1,0	0,0
Turbiedad (NTU)	2130 B	250	40,19	Calcio (mg/l)	2340 C	N/R	18,59
Temperatura (C°)		N/R	22,00	Magnesio (mg/l)	2340 C	N/R	10,96
pH	4500-H ⁺ B	6,0-8,5	7,01	Sulfuro (mg/l)	4500-S D	N/R	0,170
Cloruros (mg/l)	4500-Cl B	600	22,95	Silice (mg/l)	4500-Si D	N/R	18,67
Sulfatos (mg/l)	4500-SO ₄ ⁻² E	400	53,1	Sodio+Potasio (mg/l)	N/R	93,74
Aluminio (mg/l)	3500-Al D	0,2	Dióxido de Carbono (mg/l)	4500-H B 2320 B	N/R	22,87
Hierro Total (mg/l)	3500-Fe D	1	0,90	Cobre (mg/l)	3500-Cu C	1	0,50
				Dureza Total (mg/l)	2340 C	500	92,14
Fluoruro (mg/l)	4500-F ⁻ D	1,7	0,098	Alcalinidad Total (mg/l)	2320 B	N/R	116,62
Nitritos (mg/l)	4500-NO ₂ ⁻ B	N/R	0,289	Fosfato (mg/l)	N/R	9,10
Nitratos (mg/l)	4500-NO ₃ ⁻ B	N/R	112,2	Cond. Esp a 25°C (mmhos/cm)	2510 B	N/R	438,5
Minerales Disueltos (mg/l)	N/R	334,66	Índice de Langelier	N/R	-0,810

Metodologías Utilizadas según APHA- AWWA-WEF (Métodos Normalizados). Edición 21. Año 2005
 * Máximos Permisibles según Gaceta Oficial # 5021 de fecha 18/12/95

Opiniones e interpretaciones:

Observaciones:

Muestras captadas según procedimiento de captación HCLE-PT-07
 Declaración solo objeto de ensayo: Los resultados presentados se refieren únicamente a la muestra analizada.
 Declaración de Incertidumbre: La incertidumbre estimada para los resultados se encuentran a la disposición del cliente en las instalaciones del Laboratorio Central Carabobo


LCOO. JOSÉ PARRA TSU OSCAR DELGADO
 SUPERVISOR DE FISICOQUIMICO ANALISTA

Nota: Este documento no podrá ser reproducido total o parcialmente sin autorización por escrito de HIDROCENTRO C.A.

Urb. Terrazas de Los Nísperos, Av. Julio Centeno, Laboratorio Carabobo Valencia-Edo. Carabobo. Telefono: 0245-5601740. Fax: 0241-8211022

 HIDROCENTRO C.A. HIDROLOGICA DEL CENTRO Dirección de Captación, Tratamiento y Mantenimiento	LABORATORIO CENTRAL CARABOBO AREA DE AGUAS SERVIDAS	Formato	AS- 772
		Informe N°	772
		Pag: 1/1	
		N° de	772
		Análisis.	

INFORME DE RESULTADOS ANÁLISIS QUÍMICOS SANITARIOS EN AGUA

Nombre de cliente: CARLA ROSALES	
Dirección de cliente: No Indica	
Lugar y punto de captación: Salida Colector Principal de Aguas Servidas Población Carabobo	
Fecha de captación de muestras: 31/10/2010	
Fecha de recepción de muestras: 01/11/2010	
Fecha de Inicio del análisis: 01/11/2010	Fecha de Culminación del análisis: 08/11/2010
Descripción muestras: MUESTRA COMPUESTA (11:30 am - 2:30 pm) A LA SALIDA DEL COLECTOR	

TABLA DE RESULTADOS

ANÁLISIS	MÉTODO	* Máximo Permisible (mg/l)	RESULTADOS
pH	4500-B	6-9	6,77
Demanda Bioquímica de Oxígeno (mg/l)	5210-B	60	369
Demanda Química de Oxígeno (mg/l)	5220-B	350	282
Nitrógeno Amoniacal (mg N/l)	4500-NH -D	N/R	11,136
Nitrógeno Orgánico (mg N/l)	4500-Norg-B	N/R	1,866
Nitrógeno Total Kjeldahl (mg NH3-N/L)	4500-Norg-B	N/R	13,002
Fósforo (mg/l)	4500-P-D	10	2,147
Acidos y Grasas (mg/l)	5520-B	20	-
Detergentes (mg/l)	5540-C	2,0	-
Carbono Orgánico Total (mg/l)	10128-HACH	N/R	-
Sólidos Disueltos Totales (mg/l)	2540-C	N/R	316,87
Sólidos Totales (mg/l)	2540-B	N/R	365,00
Sólidos Suspendedos (mg/l)	2540-D	80	48,33

(*) Según Arboleada

ND No Detectable

Declaración solo objeto de ensayo. Los resultados presentados se refieren unicamente a las muestras analizadas

Procedimiento de captación: HCLE-PT-07

Bibliografía: Metodologías Utilizadas según APHA- AWWA-WPCF (Metodos Normalizados) Edición 20 año 98

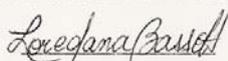
Declaración de incertidumbre: La incertidumbre estimada para estos resultados se encuentran a la disposición del cliente en las instalaciones del Laboratorio Central Carabobo.

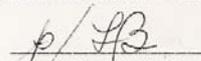
(*) Gaceta Oficial No. 5.021 de fecha 18/12/1995 Decreto 883 de fecha 11/10/1995 donde se dictan: "Normas para la Clasificación y el Control de la Calidad de los Cuerpos de Agua y Vertidos o Efluentes Líquidos" Capítulo III Sección III Art. 10 De la descargas a cuerpos de agua.

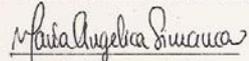
Opiniones e Interpretaciones:

Observaciones:

--


 T.S.U. Loredana Bassotto
 Analista


 T.S.U. Carmen Aparicio
 Analista


 Ing. MSc. Maria Angelica Simanca
 Supervisora de Aguas Servidas



Nota: Este documento no podrá ser reproducido total o parcialmente sin autorización por escrito de HIDROCENTRO C.A.



REPUBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA
DIRECCION ESTADAL AMBIENTAL ARAGUA
LABORATORIO DE CALIDAD AMBIENTAL

PLANILLA DE RESULTADOS

SOLICITADO POR: ALLISON BARO Y CARLA ROSALES
LUGAR DE CAPTACION: SALIDA COLECTOR PRINCIPAL CANOABO.
MOTIVO DE ANALISIS: DETERMINACION DE ACEITES Y GRASAS, HIDROCARBUROS TOTALES Y DETERGENTES
APARIENCIA DE LAS MUESTRAS: AGUAS CON UNA COLORACION GRISACEA.
TIPO DE MUESTRA: COMPUESTA
FECHA DE CAPTACION: 29/11/2010
OBSERVACIONES: LAS AGUAS DRENAN A CUERPO DE AGUA NATURAL

PARAMETRO	METODO	RESULTADOS	LIMITE ARTICULO DECRETO 883	MAX. 10	CUMPLIMIENTO ART 10. D. 883 VERTIDO FINAL
Aceites y grasas (mg/L)	5520-B	26		20	NO CUMPLE
Aceites Minerales e Hidrocarburos totales (mg/L)	5520-F	2,0		20	CUMPLE
Detergentes (mg/L)	5540-C	6,2		2,0	NO CUMPLE

* Decreto 883. Capitulo III. Art. 10 De las descargas a Cuerpos de aguas "Normas para la clasificación y el control de la calidad de los cuerpos de agua y vertidos o efluentes líquidos". Gaceta Oficial N° 5.021 Extraordinaria del 18/12/1995.

Conclusión

Las aguas del colector principal de Canoabo, no cumple con los parámetros aceites y grasa y detergentes para ser descargados a cuerpos de aguas naturales según el artículo 10 del Decreto 883.


Lic. Alejandro Valles
Coordinador (E) Lab. Calidad Ambiental



UNIVERSIDAD DE CARABOBO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA QUÍMICA

Una decoración circular formada por dos círculos concéntricos, uno interior y uno exterior, ambos en un color morado claro, ubicada en el centro de una línea horizontal discontinua que separa la parte superior de la inferior.

PROPUESTA DE UN SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA LA SALIDA DEL COLECTOR PRINCIPAL DE CANOABO

Tutor académico: Prof. Auxilia Mallia

Tutor industrial: Ing. M.Sc María A. Simanca

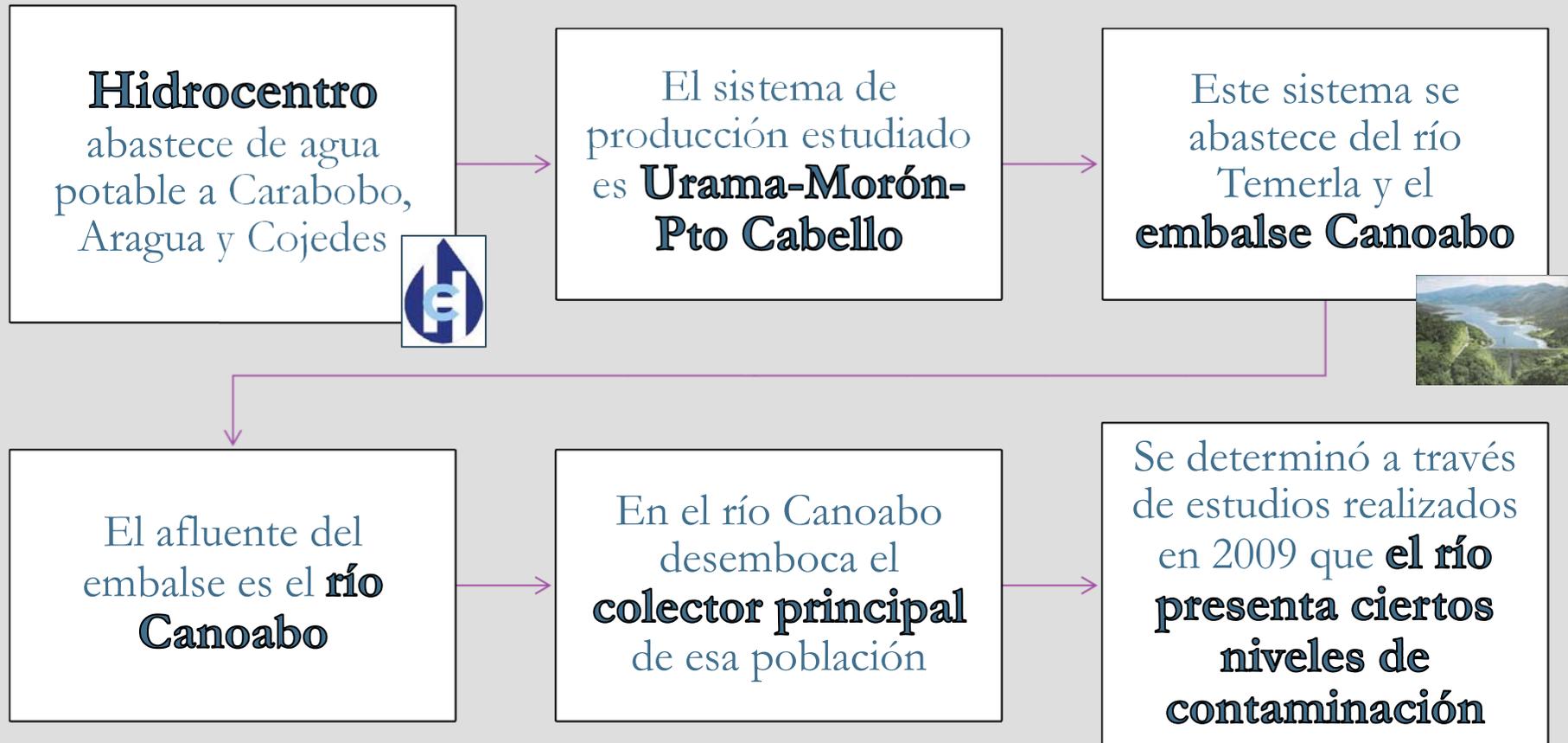
Allison Baró

Carla Rosales

Valencia, 8 de junio de 2011

Planteamiento del Problema

Descripción del Problema



Planteamiento del Problema

Descripción del Problema

Parámetro	Río Canoabo								Decreto 883
	50/25	50/25	40/20	20/10	60%	else			
Color A/R (Color ₂₅) (Pt/Co)/100mL	50/25 > 1600	50/25 > 1600	40/20 > 1600	20/10 > 1600	60%	else			1000/500 <1000
Turbiedad (Turb \pm 0,01) NTU Coliformes fecales /100mL	7,96 > 1600	7,88 > 1600	7,77 > 1600	2,02	130				----- -----
Temperatura (T \pm 0,1) $^{\circ}$ C	26,2	25,9	25,8	26,1					-----
Demanda bioquímica de oxígeno pH (pH \pm 0,01)	7,35	7,33	6,28	8,10					6,00 - 9,00 6,0
Cloruros (Cl \pm 0,01) mg/L	24,12	23,12	23,37	21,38					1000
Sulfatos (Sulfatos \pm 1) mg/L Demanda química de oxígeno	23	26	26	11					1000
Hierro total (CFe \pm 0,01) mg/L (DQO \pm 1) mg/L	1,00	ND	1,06	0,52	188	0,16	ND		10 ³ 50
Fluoruro (Cfluoruro \pm 0,001) mg/L	135,11%	0,0	36,29%	0,098	51,51%	8	19,1%	8	5
Fósforo (CP \pm 0,001) mg/L						0,5		0,113	10
Nitritos + Nitratos (expresados como N) (Cnitratos \pm 0,001) mg/L	23,511	ND	13,629	ND	15,151	ND	11,910	ND	10 20
Acetatos y grasas (AG \pm 0,005) mg/L									
Detergentes (Deterg \pm 0,005) mg/L		ND		ND		ND		ND	2
Sulfuro (Csulf \pm 0,001) mg/L	0,012	0,014	0,011	0,009					0,500
Cobre (CCu \pm 0,01) mg/L	0,11	1,21	0,13	7,33	0,08	15,00	0,11	0,95	1 80
Sólidos suspendidos (Ss \pm 0,01) mg/L									
Dureza total (Du \pm 0,01) mg/L	93,54	93,54	94,55	89,52					-----

Fuente: Barrientos, N. D'Alessandro, M., 2009.

Planteamiento del Problema

Formulación



Situación Actual



Situación Deseada



Se desea que las aguas residuales del colector principal de Canoabo sean tratadas antes de ser vertidas al río para evitar la degradación del mismo.

Figura 1. Punto de unión del colector principal de la población con el río Canoabo.

Planteamiento del Problema

Objetivos



Objetivo general

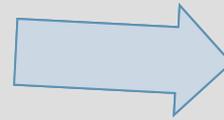
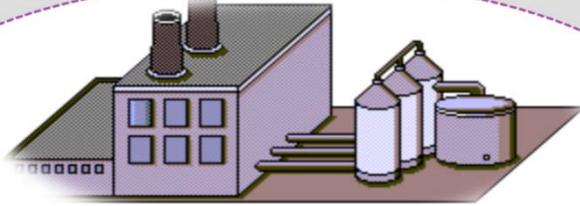
Proponer un sistema de tratamiento de aguas residuales para la salida del colector principal de Canoabo con el fin de adecuar la calidad del agua descargada a la presa Ingeniero Pedro Palacios Herrera.

Objetivos específicos

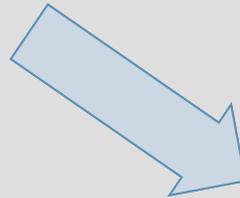
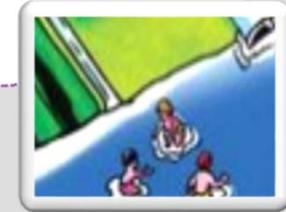
- 1.- Realizar un reconocimiento del espacio físico para determinar la ubicación de la planta de tratamiento de aguas residuales
- 2.- Efectuar estudios de caracterización de las aguas residuales a la salida del colector principal de la comunidad de Canoabo para conocer la calidad de las mismas.
- 3.- Proponer varios arreglos de plantas de tratamiento de aguas residuales para seleccionar el más adecuado, con el fin de cumplir con los límites exigidos por la norma.
- 4.- Diseñar el arreglo seleccionado a fin de dimensionar las unidades de tratamiento.
- 5.- Estimar el costo del sistema de tratamiento seleccionado con la finalidad de obtener el presupuesto para su realización.

Planteamiento del Problema

Justificación



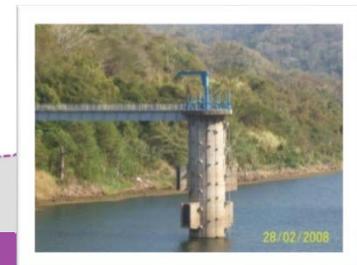
**Río y embalse
limpios**



**Fuente de
empleo**



**Sistema Urama-Morón-Pto
Cabello abastecido de agua
limpia**



Resultados y Discusiones

Objetivo 1. Realizar un reconocimiento del espacio físico para determinar la ubicación de la planta de tratamiento de aguas residuales



Figura 4. Ubicación de la salida del colector principal de Canoabo.

Resultados y Discusiones

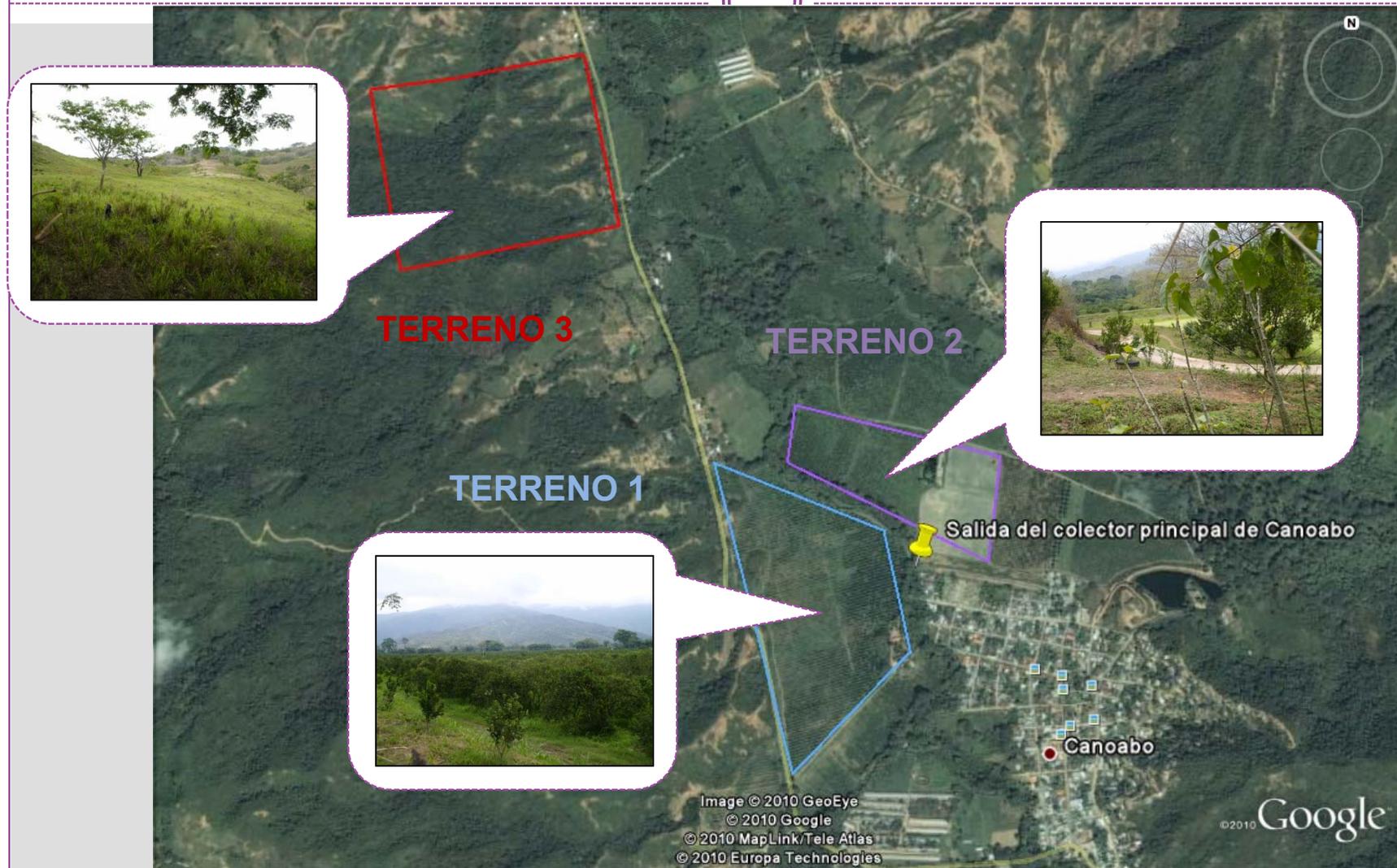


Figura 5. Terrenos propuestos para la implementación del proyecto

Resultados y Discusiones

$$A_1 = 248.050m^2$$

$$A_2 = 130.500m^2$$

$$A_3 = 280.423m^2$$



Figura 6. Área de los terrenos 1.

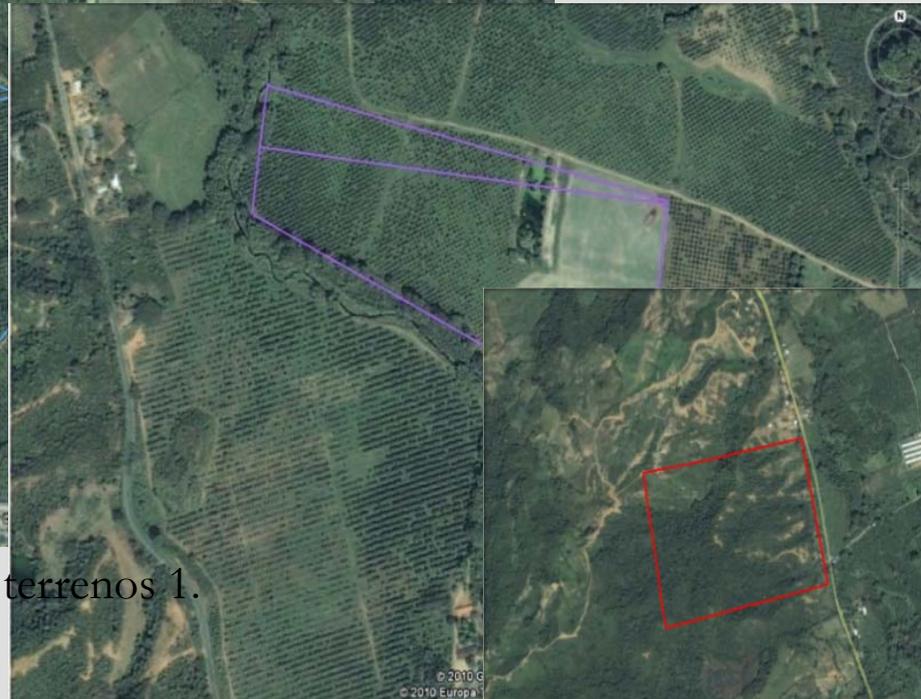


Figura 6. Área de los terrenos 2.

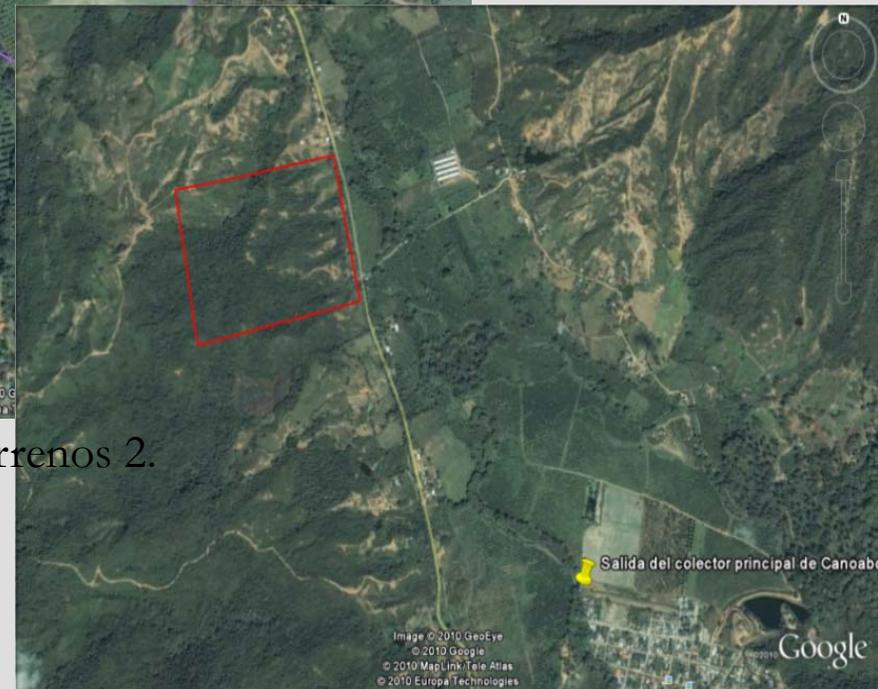


Figura 6. Área de los terrenos 3.

Resultados y Discusiones

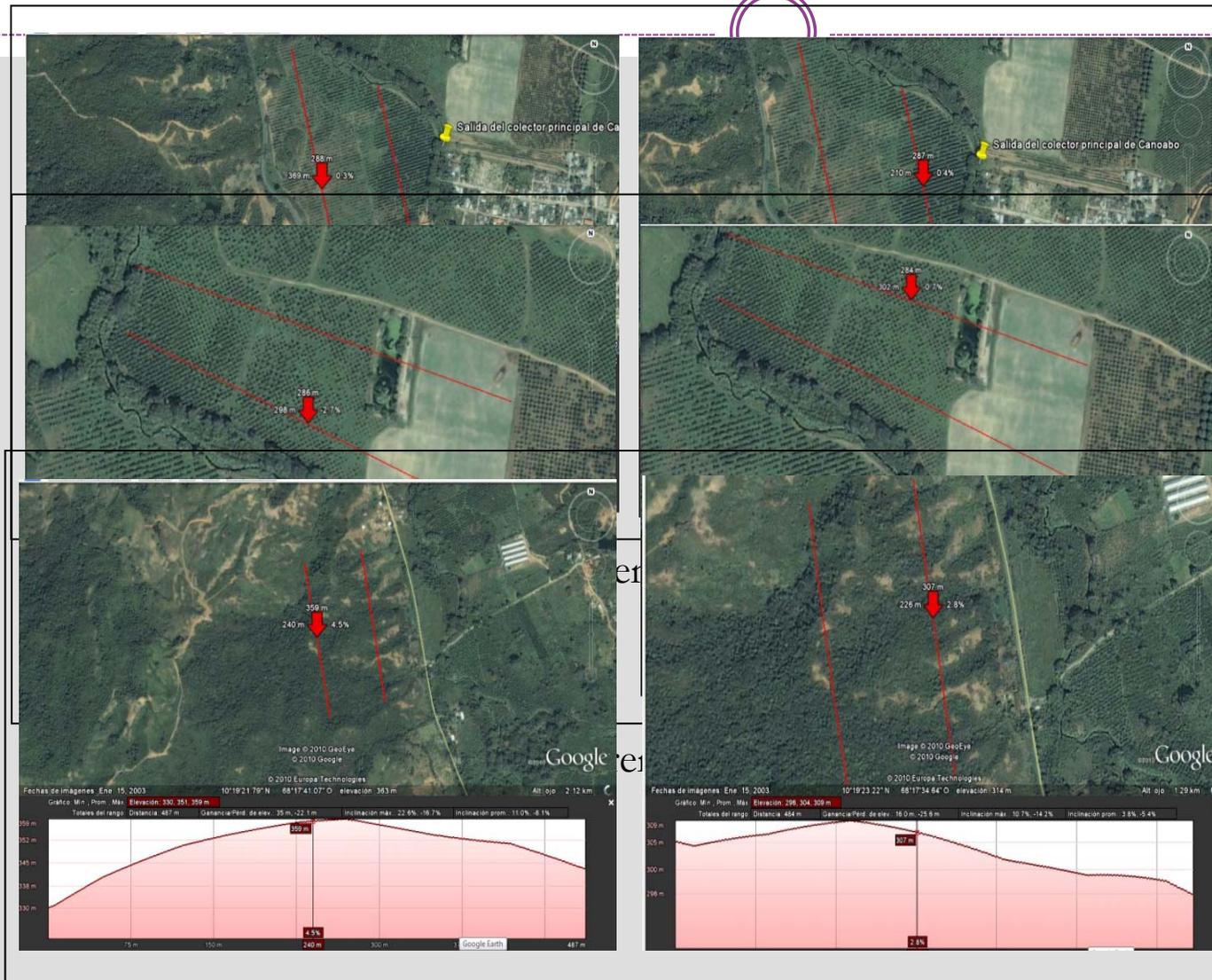


Figura 9. Perfil de altura para el terreno 3.

Resultados y Discusiones



Figura 11. Distancia entre la zona residencial más cercana y los terrenos propuestos

Resultados y Discusiones



Figura 10. Rutas de acceso a los terrenos 1, 2 y 3.

Resultados y Discusiones

Matriz de Criterio-Criterio

	Distancia mínima entre la planta y la comunidad	Disponibilidad de tierras públicas	Pendiente del terreno	Área	Cercanía de la mano de obra	Σ	%	
Distancia mínima entre la planta y la comunidad	0,5	0	1	0	0,5	2	16	
Disponibilidad de tierras públicas	1	0,5	1	1	1	4,5	36	
Pendiente del terreno	0	0	0,5	0	1	1,5	12	
Área disponible	1	0	1	0,5	1	3,5	28	
Cercanía de la mano de obra	0,5	0	0	0	0,5	1	8	
						Total	12,5	100

Resultados y Discusiones



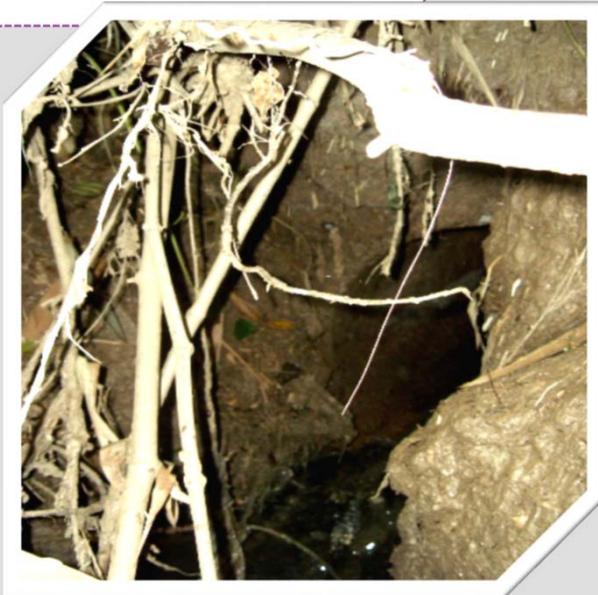
Matriz de selección de comparación por puntos

Criterio	Porcentaje (%)	Valor			Ponderación		
		Terreno 1	Terreno 2	Terreno 3	Terreno 1	Terreno 2	Terreno 3
Distancia mínima entre la planta y la comunidad	16	1	2	5	0,16	0,32	0,8
Disponibilidad de tierras públicas	36	1	1	2	0,36	0,36	0,72
Pendiente del terreno	12	5	4	1	0,6	0,48	0,12
Área disponible	28	4	2	5	1,12	0,56	1,4
Cercanía de la mano de obra	8	5	4	3	0,4	0,32	0,24
				Σ	2,64	2,04	3,28

Resultados y Discusiones

Objetivo 2. Efectuar estudios de caracterización de las aguas residuales a la salida del colector principal de la comunidad de Canoabo para conocer la calidad de las mismas

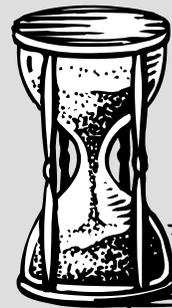
Visita técnica al colector principal de Canoabo



Estudio de la Norma COVENIN 2709:2002 “Aguas naturales, industriales y residuales. Guía para las técnicas de muestreo”

Se determinó que el muestreo debía ser compuesto a volumen constante

Se estudio el “*Standard Methods for examination of water and wastewater*” para adquirir los conocimiento acerca de los análisis a realizar



Resultados y Discusiones



Análisis Físico-Químico de muestras en el laboratorio

Parámetro	1era	2da	3era	Promedio	Decreto 883
Color Aparente/Real (Pt/Co)	120/60	200/100	40/20	120/60	1000/500
Turbiedad (NTU)	52,63	80,62	40,19	57,81	----
pH	7,20	6,94	7,01	7,05	6,0-9,0
Cloruros (mg/L)	30,25	30,82	22,95	28,01	1000
Sulfatos (mg/L)	61	64,8	53,1	59,6	1000
Hierro (mg/L)	1,3	1,61	0,9	1,27	1,0
Fluoruro (mg/L)	0,098	0,098	0,098	0,098	5
Nitritos(mgN/L)	0,085	0,16	0,085	0,110	---
Nitratos (mgN/L)	29,0	85,0	25,5	46,5	---
Nitratos+Nitritos (mgN/L)	29,085	85,16	25,585	46,610	10
Minerales disueltos (mg/L)	405,03	488,54	334,66	409,41	----
Calcio (mg/L)	15,85	17,04	18,59	17,16	----

27%

366,1%

Resultados y Discusiones



Análisis Físico-Químico de muestras en el laboratorio

<u>Parámetro</u>	<u>1era</u>	<u>2da</u>	<u>3era</u>	<u>Promedio</u>	<u>Decreto 883</u>
Magnesio (mg/L)	9,61	8,65	10,96	9,74	----
Sulfuro (mg/L)	0,212	0,28	0,17	0,22	0,5
Sílice (mg/L)	19,72	21,73	18,67	20,04	----
Sodio+Potasio (mg/L)	125,72	214,45	93,74	144,64	----
Dióxido de carbono (mg/L)	17,86	32,36	22,87	24,36	----
Cobre (mg/L)	0,91	1,17	0,5	0,86	1
Dureza total (mg/L)	79,66	78,67	92,14	83,49	-----
Alcalinidad total (mg/L)	142,87	131,07	116,92	130,29	-----
Fosfato (mg/L)	11,1	9,65	9,1	9,95	-----
Conductividad a 25°C (mmhos/cm)	503	443,3	438,5	461,6	----

Resultados y Discusiones



Análisis Bacteriológico de muestras en el laboratorio

<u>Parámetro</u>	<u>1era</u>	<u>2da</u>	<u>3era</u>	<u>promedio</u>	<u>Decreto</u>
Coliformes totales	>16000	>16000	>16000	>16000	1000
Coliformes fecales	>16000	>16000	>16000	>16000	----

1500%

>16000



Resultados y Discusiones



Análisis Químico-Sanitario de muestras en el laboratorio

<u>Parámetro</u>	<u>1era</u>	<u>2da</u>	<u>3era</u>	<u>Promedio</u>	<u>Decreto</u> <u>883</u>
Nitrógeno amoniacal (mg/L)	22,878	11,627	11,136	15,21	---
Oxígeno disuelto (mg/L)	6,1	0,7	3,3	3,4	---
Fósforo (mgP/L)	5,874	9,494	2,147	5,838	10
DQO (mg/L)	507	403	282	397	350
DBO (mg/L)	253	274	369	299	60
Sólidos Totales (mg/L)	540	680	365	528,33	---
Sólidos suspendidos totales (mg/L)	244,44	611,11	48,33	301	80
Sólidos suspendidos volátiles (mg/L)	184,44	451,39	41,66	225,83	---

13,43%

398,3%

276,3%

Resultados y Discusiones



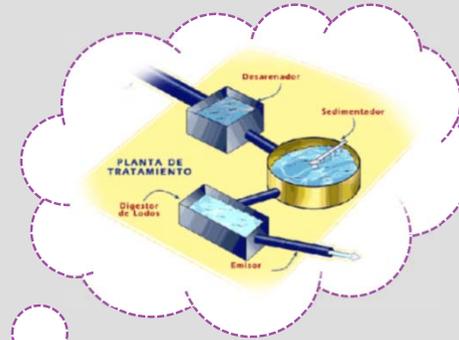
Análisis Químico-Sanitario de muestras en el laboratorio

<u>Parámetro</u>	<u>1era</u>	<u>2da</u>	<u>3era</u>	<u>Promedio</u>	<u>Decreto</u> <u>883</u>
Sólidos suspendidos fijos (mg/L)	60	159,72	6,67	75,46	---
Nitrógeno total (mg/L)	32,48	16,52	13,002	22,741	40
Nitrógeno orgánico (mg/L)	9,602	4,893	1,866	5,454	---
Detergentes (mg/L)	ND	5,72	6,19	5,96	2
Aceites minerales e hidrocarburos (mg/L)	ND	32	2	17	20
Aceites y grasas vegetales y animales (mg/L)	ND	36	26	31	20

Resultados y Discusiones

Objetivo 3. Proponer varios arreglos de plantas de tratamiento de aguas residuales para seleccionar el más adecuado, con el fin de cumplir con los límites exigidos por la norma

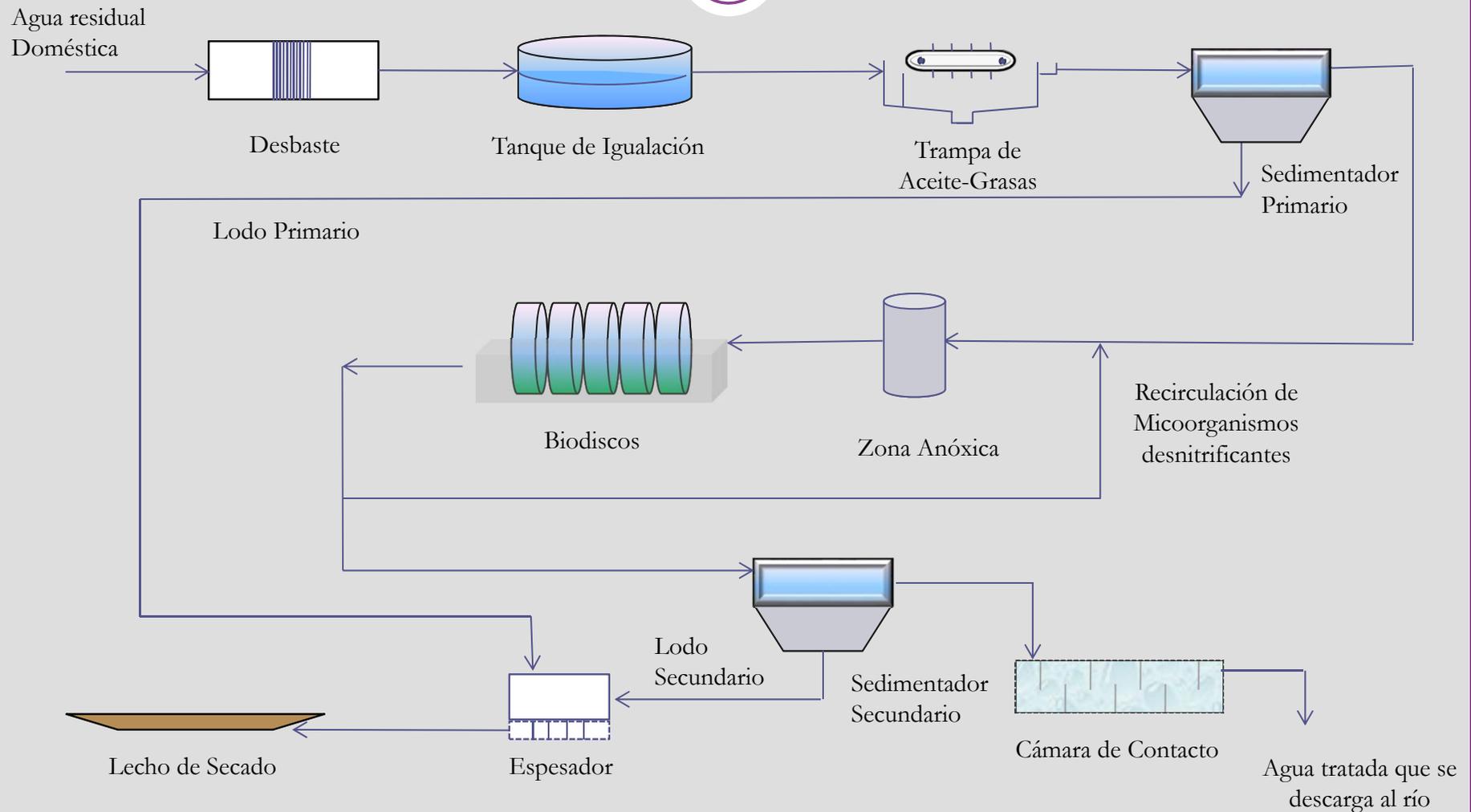
De acuerdo a los compuestos que se encuentran en concentraciones superiores a la exigida por la norma, se procedió a proponer tres arreglos de sistemas de tratamiento y, de acuerdo con una matriz de selección, se escogió el más adecuado para este proyecto



$$\frac{DBO}{DQO} = 0,75$$

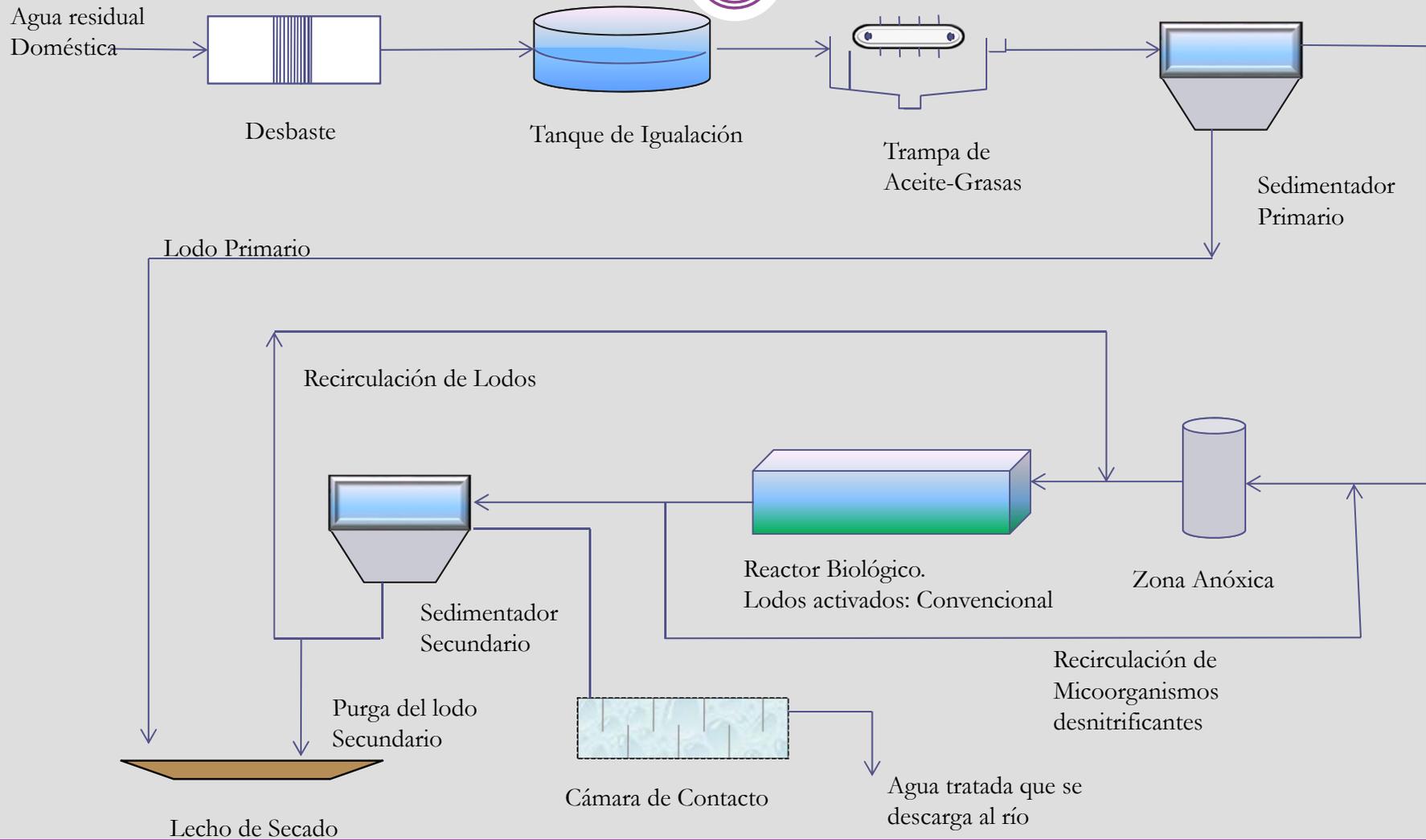
Resultados y Discusiones

Primera propuesta



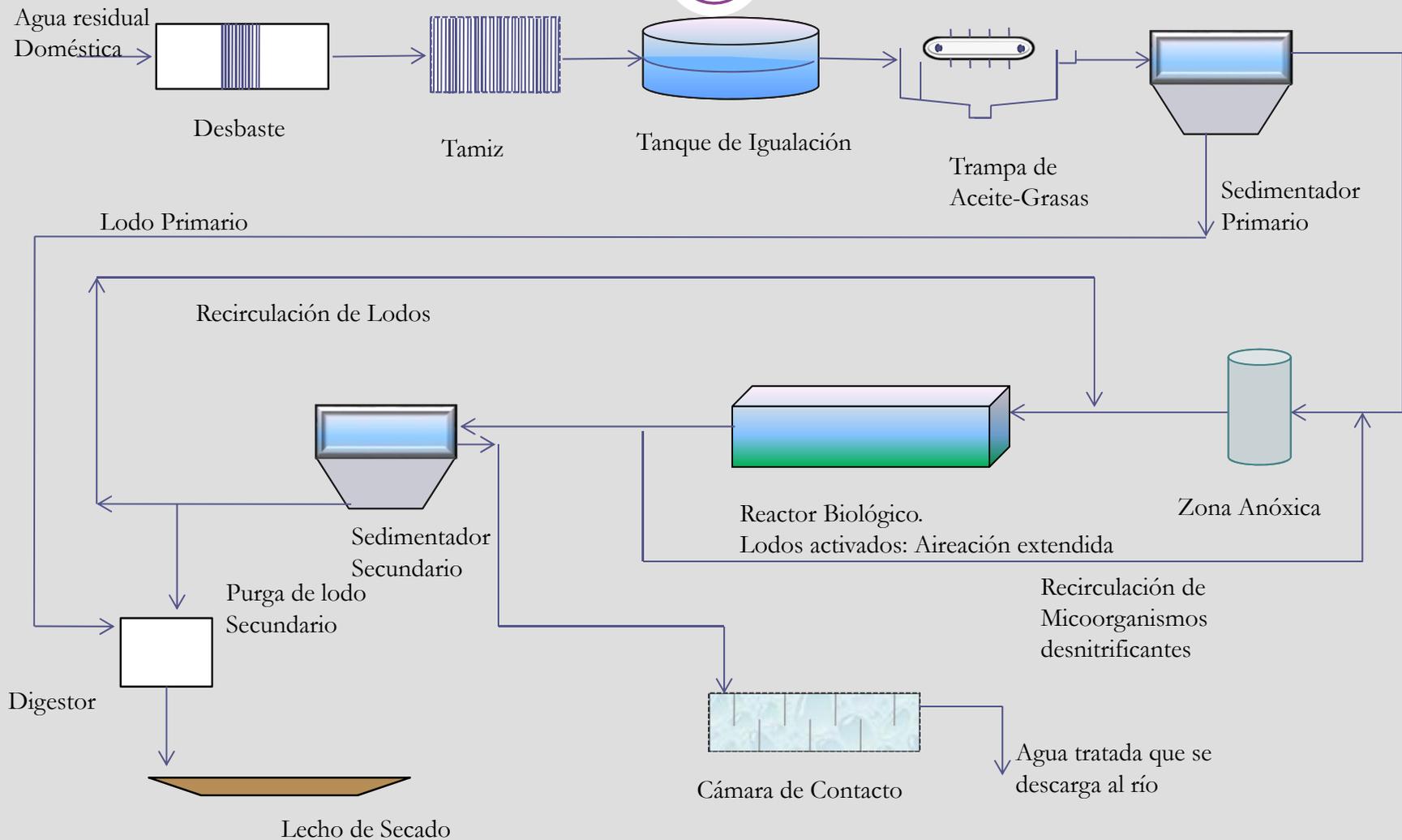
Resultados y Discusiones

Segunda propuesta



Resultados y Discusiones

Tercera propuesta



Resultados y Discusiones

Matriz de Criterio-Criterio



	Área requerida	Mano de Obra	Requerimiento energético	Mantenimiento	Operación del sistema	Σ	%
Área requerida	0,5	0,5	0,5	0	0	1,5	12
Mano de Obra	0,5	0,5	1	0,5	0	2,5	20
Requerimiento Energético	0,5	0	0,5	0	0	1	8
Mantenimiento	1	0,5	1	0,5	0,5	3,5	28
Operación del sistema	1	1	1	0,5	0,5	4	32
					Total	12,5	100

Resultados y Discusiones



Matriz de selección de comparación por puntos

Criterio	Porcentaje (%)	Valor			Ponderación		
		Propuesta 1	Propuesta 2	Propuesta 3	Propuesta 1	Propuesta 2	Propuesta 3
Área Requerida	12	4	3	1	0,48	0,36	0,12
Mano de obra	20	2	5	3	0,4	1	0,6
Requerimiento energético	8	3	4	2	0,24	0,32	0,16
Mantenimiento	28	5	4	3	1,4	1,12	0,84
Operación del sistema	32	3	5	1	0,96	1,6	0,32
				Σ	3,48	4,4	2,04

Resultados y Discusiones

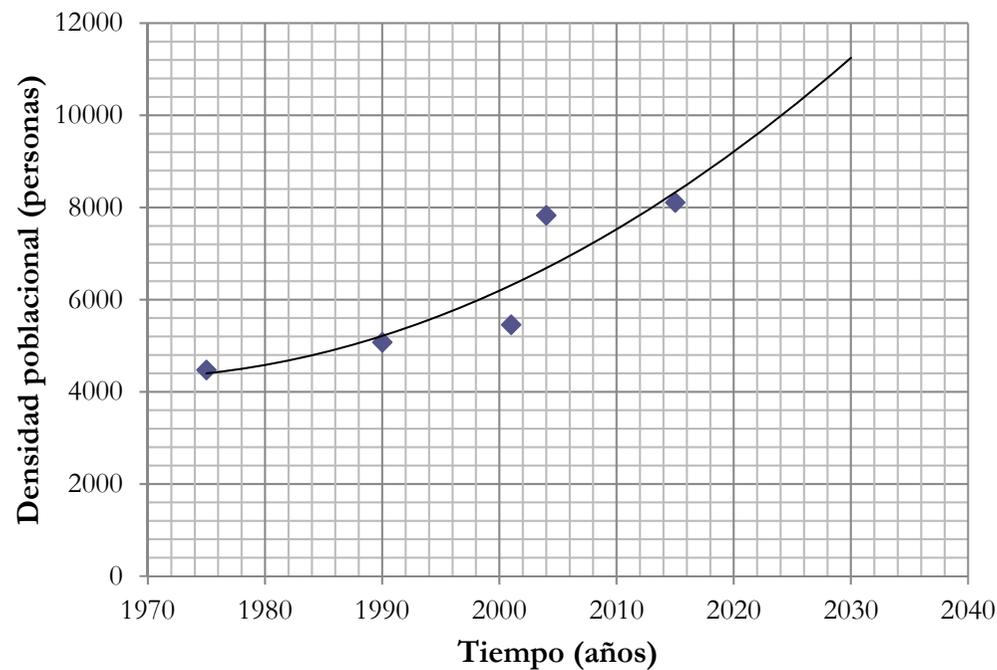
Objetivo 4. Diseñar el arreglo seleccionado a fin de dimensionar las unidades de tratamiento

Caudal
estimado para
el año 2030

Año	Población
1975	4473
1990	5073
2001	5452
2004	7828
2015	8106

$$D = 1,75867t^2 - 6918,97511t + 6809462,24162$$

$$R^2 = 0,80908$$



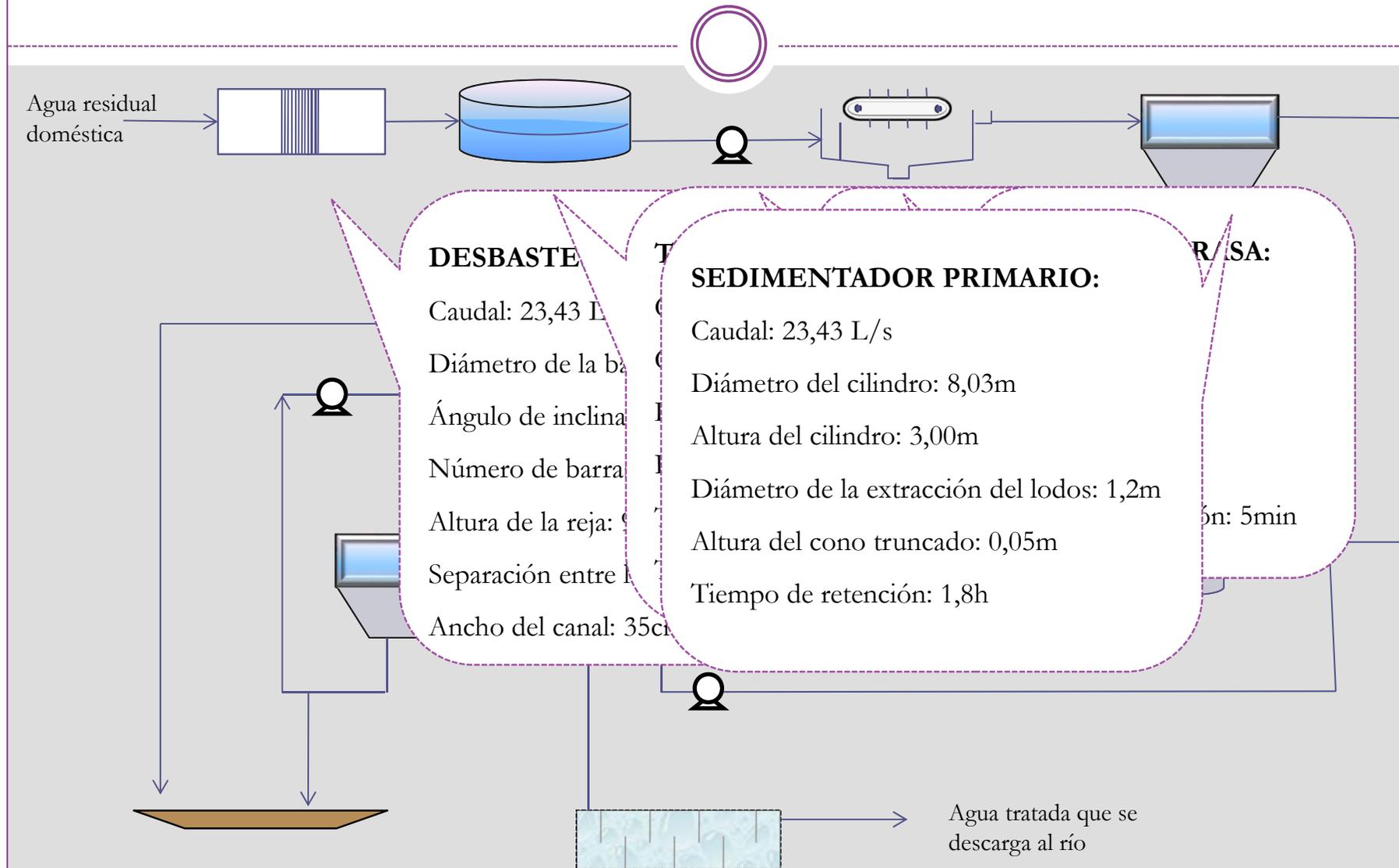
$$Q = Dot \cdot Ret \cdot hab \cdot f_{sd} \cdot f_c$$

Retorno = 60 – 85%

Año	Población
2030	11246

$$Q = 23,43 \frac{L}{s}$$

Resultados y Discusiones



Resultados y Discusiones

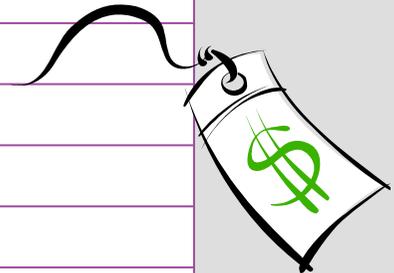


Resultados y Discusiones

Objetivo 5. Estimar el costo del sistema de tratamiento seleccionado con la finalidad de obtener el presupuesto para su realización



Unidad de tratamiento	Precio (Bs)
Desbaste	39,30192
Tanque de Igualación	44387,0489
Trampa de Grasa	5452,29683
Sedimentador Primario	34895,3884
Zona Anóxica	72649,5982
Reactor Biológico	215150,828
Sedimentador Secundario	61479,5332
Lecho de Secado	165741,6439
Cámara de contacto	38862,8022
1 Bomba para el Tanque de Igualación	40789
1 Bomba de recirculación de licor mezcla	77050,5
1 Bomba de recirculación de lodos activados	57271,5
1 bomba dosificadora	5253,5
6 aireadores	60292,9525



Resultados y Discusiones



Capital Fijo

Tipo de inversión	Capital a invertir (Bs)
Equipos principales	879315,9
Acondicionamiento de terreno	131897,4
Edificaciones	395692,2
Instrumentación y control	114311,1
Servicios Industriales	483623,7
Tuberías	580348,5
Equipos eléctricos	131897,4
Estudios y proyectos	307760,6
Supervisión y entrenamiento	61552,1
Arranque, pruebas y contingencia	220708,3



Resultados y Discusiones



Capital de Trabajo

Tipo de inversión	Capital a invertir (Bs)
Costo de inventario de materia prima	288000
Costo de inventario de repuestos	131897,3841
Costo por salarios	41811,0
Efectivo en caja	28939,68



El precio total del sistema de tratamiento dimensionado es: 3797755,2Bs

Conclusiones



- En base a la distancia mínima entre la planta y la comunidad, disponibilidad de tierras públicas, pendiente del terreno, área disponible y cercanía de la mano de obra se seleccionó el terreno número 3 como el más adecuado para la ubicación de la planta de tratamiento de aguas residuales para el colector principal de Canoabo.
- Las desviaciones en la concentración de los parámetros presentes en el agua residual que exceden el límite máximo permitido por el Decreto 883 varían entre 13% y 1500%.
- La propuesta del sistema de tratamiento seleccionada para realizar el diseño es la número 2, de acuerdo con los criterios de mantenimiento, operación, requerimiento energético, área requerida y mano de obra.
- El arreglo seleccionado está conformado por un desbaste, tanque de igualación, trampa de aceites y grasas, sedimentador primario, zona anóxica, reactor biológico, sedimentador secundario, lecho de secado de lodos y la cámara de contacto, cuyas dimensiones son las mencionadas en el cuarto objetivo.
- El costo del sistema de tratamiento seleccionado se estimó en 3797755,2 Bs.

Recomendaciones



1. Realizar una norma más completa, por parte del Ministerio del Poder Popular para el Ambiente, en cuanto a la concentración de los parámetros, puesto que existen algunos que no están normados y son importantes de disminuir.
2. Utilizar un sistema GPS para una ubicación más exacta de la salida del colector principal de Canoabo.
3. Proponer un sistema de alcantarillado para las poblaciones aledañas a Canoabo con el fin de anexar sus aguas residuales al sistema de tratamiento.
4. Realizar una matriz de impacto ambiental que considere la construcción y operación de la planta al momento de ejecutar el proyecto.
5. Determinar los coliformes totales con un mayor factor de dilución para obtener un parámetro más exacto de su concentración.

CICLO DE PREGUNTAS



Agradecimientos



Nuestro más sincero agradecimiento a:

Juan Romero, María Angélica Simanca, Auxilia Mallía...

Loredana Bassoto, Elio Aguirre , Marina de Estaba y todo el personal que labora en el Laboratorio Central Carabobo de Hidrológica del Centro...

Griselda Dominguez y a todo el personal del Laboratorio de Calidad Ambiental del Ministerio del Ambiente...

Aleida Pachecho, Manuel Gorrín...

A Alina Huie, Alberto Baró, Francis Arenas y Manuel Rosales...

De todo corazón: Muchas Gracias!

Gracias por su Atención



Si quieres lograr algo que nunca has logrado, debes hacer algo que nunca has hecho

LECHO DE SECADO

DATOS

<i>Cantidad de sólido seco removido en el SP, SSR (kg)</i>	195,65
<i>Cantidad de sólido seco removido en el SS, SSR (kg)</i>	717,404734
<i>Tiempo real de retención en el sedimentador secundario, tr (h)</i>	2,00131737
<i>Caudal de retorno en el sedimentador secundario, Qr (L/s)</i>	35,14375
<i>Caudal de purga en el sedimentador secundario, Qw (L/s)</i>	1,09824219
<i>Caudal total extraído del sedimentador secundario, Qt (L/s)</i>	36,2419922
<i>densidad de los lodos (kg/m³)</i>	2145
<i>Profundidad del lecho de secado, (m)</i>	1,5

CALCULOS DE DISEÑO

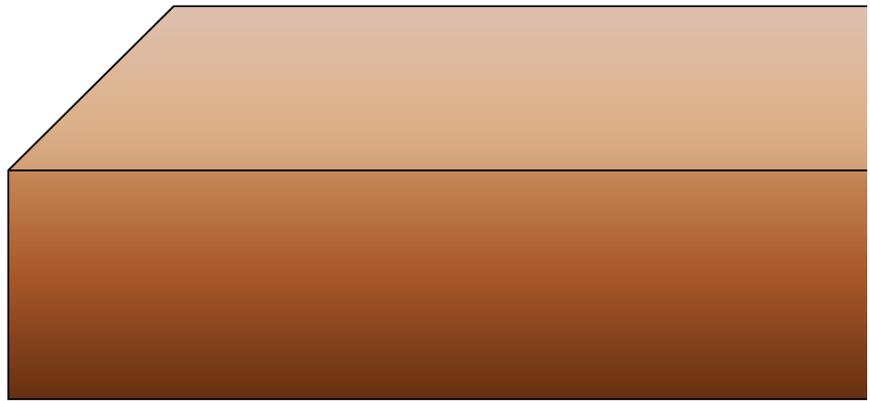
<i>Cantidad de Lodo Secundario extraído de la purga, (kg)</i>	21,7395374
<i>Cantidad de lodo Secundario extraído en un día, (kg/d)</i>	260,7027
<i>Volumen de lodo Secundario en un día (m³)</i>	0,12153973
<i>Volumen de lodo Primario en un día (m³)</i>	0,38945305
<i>Volumen de lodo total en un día (m³)</i>	0,51099278
<i>Volumen de lodo en cinco años (m³)</i>	932,561824
<i>Área del lecho (m²)</i>	621,707883
<i>Largo del lecho de secado (m)</i>	50
<i>Ancho del lecho de secado (m)</i>	12,4341577

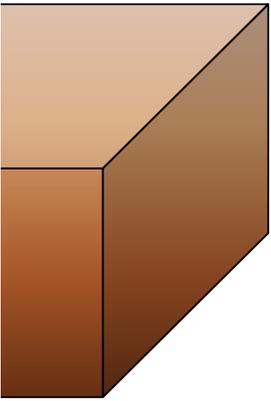
1 dia



24 horas

rango 890-2430





Capital

Cantidad	equipo	Costo individual en el pasado
1	Desbaste	N/A
1	Tanque de Igualación	N/A
1	Trampa de Grasa	N/A
1	Sedimentador Primario	N/A
1	Zona Anóxica	N/A
1	Reactor Biológico	N/A
1	Sedimentador Secundario	N/A
1	Lecho de Secado	N/A
1	Cámara de Cloración	N/A
1	Bomba del Tanque de Igualción	N/A
1	Bomba de recirculación de MLSS	N/A
1	Bomba de recirculación de lodos	N/A
1	Bomba dosificadora	N/A
6	Aireador	7200

Total en equipos principales

Acondicionamiento de terreno (15%)

Costo de edificaciones (45%)

Costo de instrumentación y control (13%)

Costo de servicios industriales (55%)

Costo de tuberías (66%)

Costo de equipos eléctricos (15%)

Costo de estudios y proyectos (35%)

Costo de supervisión y entrenamiento (7%)

Costo de arranque. Pruebas y contingencias (10%)

Total de capital fijo (Bs):

Presupuesto del sistema de tratamiento

fijo

<i>Índice de ajuste de costos</i>	<i>costo individual en el 2011 (Bs)</i>	<i>Total</i>
N/A	39,30192	39,30192
N/A	44387,04888	44387,04888
N/A	5452,296833	5452,296833
N/A	34895,3884	34895,3884
N/A	72649,59817	72649,59817
N/A	215150,8279	215150,8279
N/A	61479,53318	61479,53318
N/A	165741,6439	165741,6439
N/A	38862,80221	38862,80221
N/A	40789	40789
N/A	57271,5	57271,5
N/A	77050,5	77050,5
N/A	5253,5	5253,5
1,395670197	10048,82542	60292,9525
		879315,8939
		131897,3841
		395692,1523
		114311,0662
		483623,7416
		580348,49
		131897,3841
		307760,5629
		61552,11257
		220708,2894
		3307107,077

Capital de Trabajo

Costo de inventario de materia prima

Materia prima	masa (kg)	Costo (Bs/kg)
Hipoclorito de Calcio	40	7200
Total (Bs)		288000

Costo de inventario de repuestos

131897,3841

Costo por salarios

Salario p/m operador (Bs/operador-mes)	2986,5	
Cantidad de operadores	7	
Total (Bs)		41811

Efectivo en caja

Caudal de agua tratada (m3/d)	1929,312	
Costo del agua tratada (Bs/m3)	0,25	
Total (Bs)		28939,68

Total de capital de trabajo (Bs)

490648,0641

INVERSIÓN INICIAL

Total inversión inicial (Bs)

3797755,141