



Pontificia Universidad
Católica del Ecuador

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR

CARRERA INGENIERÍA HIDRÁULICA

SEDE MANABÍ

TEMA

DISEÑO DE UNA LAGUNA DE OXIDACIÓN PARA EL TRATAMIENTO DE
AGUAS RESIDUALES GENERADAS EN LA PARROQUIA RICAURTE DEL
CANTÓN CHONE DE LA PROVINCIA DE MANABÍ.

TRABAJO DE TITULACIÓN

PREVIO AL TÍTULO DE:

INGENIERO HIDRÁULICO

AUTOR:

FREDDY MANUEL ZAMBRANO CORNEJO

DIRECTOR DEL TRABAJO DE TITULACIÓN:

ING. MICHEAL DAVID CAICEDO TORO. MG. SC.

CHONE, ECUADOR

DEDICATORIA

Mi trabajo de tesis quiero primordialmente dedicárselo a Dios por darme el regalo más preciado de la vida.

A mis padres Freddy Zambrano y Tania Cornejo por ser quienes me han brindado su apoyo y dedicación, para llegar a cumplir esta meta.

Y sin dejar atrás a mi familia, amigos, compañeros y profesores por ser parte fundamental de mi vida y formación.

FREDDY MANUEL ZAMBRANO CORNEJO

AGRADECIMIENTO

Expreso mi gratitud a mis formadores e institución que hicieron posible la elaboración de la presente investigación:

A mi director de tesis Ing. Michael David Caicedo Toro Mg. Sc. Por su paciencia y dedicación en todo momento del trabajo realizado.

Y a la PUCE, ya que ha sido parte del desarrollo profesional y por haber estado constante en mi camino estudiantil.

FREDDY MANUEL ZAMBRANO CORNEJO

CERTIFICACIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

En mi calidad de director de tesis certifico haber revisado el presente manuscrito de investigación, el mismo que se ajusta a las normas vigentes de la Pontificia Universidad Católica del Ecuador Sede Manabí, cumpliendo los requisitos establecidos por la Dirección de Investigación; en consecuencia, es apto para su presentación y sustentación.

ING. MICHEAL DAVID CAICEDO TORO. MG. SC.
DIRECTOR DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

APROBACIÓN DEL TRIBUNAL

El jurado examinador aprueba el presente manuscrito de investigación en nombre de la Pontificia Universidad Católica del Ecuador, Sede Manabí.

ING. MICHEAL DAVID CAICEDO TORO. MG. SC.
DIRECTOR DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

ING. FABIÁN ESPINALES CEDEÑO. MG. SC

SEGUNDO LECTOR

ING. JOSE RAMÓN ALARCON LOOR. MG. SC.

TERCER LECTOR

DECLARACIÓN DE ORIGINALIDAD

Éste manuscrito no contiene ningún tipo de material que ha sido aceptado para la obtención de un título universitario en otra institución, excepto en forma de información de sustento que ha sido debidamente citada en nuestro trabajo. Este trabajo es de total responsabilidad de los autores, quienes declaran bajo juramento que ninguna sección de esta tesis infringe los derechos de autor de nadie.

FREDDY MANUEL ZAMBRANO CORNEJO

C.C.: 1310820582

DECLARACIÓN DE DERECHOS DE AUTOR Y COAUTOR

Autorizamos a la Pontificia Universidad Católica del Ecuador a distribuir este manuscrito de investigación en medios físicos y electrónicos con el fin de promover la divulgación de nuestros resultados a la comunidad científica y a la sociedad en general. Adicionalmente autorizamos el uso de los contenidos de esta investigación como bibliografía para fines académicos, por cualquier medio o procedimiento, citando como fuente de información a los autores de este trabajo.

**ING. MICHEAL DAVID CAICEDO TORO. MG. SC.
DIRECTOR DEL TRABAJO DE TITULACIÓN**

**FREDDY MANUEL ZAMBRANO CORNEJO
C.C.: 1310820582**

Resumen

Esta investigación tuvo como objetivo calcular y diseñar una planta de tratamiento de aguas residuales -PTAR- en la parroquia Ricaurte, cantón Chone. Actualmente, es indispensable la incorporación de una PTAR en donde exista una cantidad considerable de habitantes. En consecuencia, este proyecto se realizó entre enero y diciembre de 2019, tomando como referencia a los 2293 habitantes de esta parroquia quienes fueron encuestados; además, se usó la metodología de Yáñez para calcular los componentes de la PTAR. Los resultados de la encuesta reflejan que el 90% de los moradores usan pozos sépticos para depurar las aguas servidas con una demanda bioquímica de oxígeno a 5 días -DBO5- de 332.1mg/l. Los resultados de los cálculos de los componentes para la PTAR indican que el canal de llegada tiene 2.35m de longitud, 40cm altura de y 50cm de ancho; seguidamente presenta un desarenador de 5.5m de longitud con una ampliación de 1.00m. Los resultados también revelan que para el post tratamiento son necesarias dos lagunas facultativas en un área de 4323.72m² c/u (41.1m x 105.2m) almacenando 12350m³ para un periodo de retención de 19.6 días con una altura de 4m, para luego verter el agua en la laguna de maduración, que ocupa una extensión de 3758.69m² (37.7m x 99.7m), almacenando 8646m³ para un periodo de 7 días con una altura de 3m. Se concluye que las dimensiones calculadas depuran el agua para la población asignada en un 98% cumpliendo con la normativa ambiental.

Palabras clave: aguas residuales, desarenador, facultativa, maduración, PTAR

ABSTRACT

This research project aimed to calculate and design a wastewater treatment plant –WWTP- in Ricaurte, Canton of Chone. Nowadays, it is necessary to have a WWTP anywhere there is a significant number of inhabitants. Hence, this project was carried out from January through December 2019, considering the 2293 inhabitants as a reference point as they were surveyed; furthermore, it was used the Yanez Method to calculate the components of this WWPT. The findings from the surveys reveal that 90% of the local people use septic tanks for wastewater treatment with indices of the five-day biochemical oxygen demand –BOD5- of 332.1mg / l. The results from the calculations of the components of the WWTP show that the inlet channel is 2.35 m long, 40 cm high, and 50 cm wide; then, it presents a 5.5 m long grit chamber that is increased to 1.00 m. The results also demonstrate that for the post treatment, two facultative lagoons are necessary in an area of 4323.72m² each one of them (41.1 m x 105.2 m), storing 12350 m³ for an overall retention time of 19.6 days and 4m high; and then pouring the water in the maturation pond in an area of 3758.69 m² (37.7m x 99.7 m), storing 8646 m³ with a retention time of 7 days and 3 m high. It is concluded that the dimensions calculated for this WWRP do clean wastewater for local people in about 98% while meeting environmental regulations.

Keywords: wastewater, grit chamber, facultative, maturation, WWTP.

TABLA DE CONTENIDO

1. TEMA:	1
2. INTRODUCCIÓN	1
3. OBJETIVOS:	3
3.1 Objetivo General:.....	3
3.2 Objetivo Específico:.....	3
4. METODOLOGÍA	4
4.1 Área de estudio.	4
4.2 Encuesta aplicada a los pobladores de Ricaurte.	4
4.3 Determinación de la población actual y futura.	5
4.3.1 Método Aritmético o Lineal.....	6
4.3.2 Método Geométrico.	6
4.3.3 Método Exponencial.....	7
4.4 Factores que influyen la calidad de los efluentes de la parroquia.....	8
4.5 Tratamientos preliminares.	8
4.5.1 Rejas.....	9
4.5.2 Tipos de rejas	9
4.5.3 Rejas sencillas de limpieza manual.....	9
4.5.4 Rejas mecanizadas de accionamiento mecanizado	10
4.5.5 Criterios de diseño para rejas de limpieza manual.....	10

4.5.6 Velocidad de flujo.....	10
4.5.7 Inclinación de las barras.....	11
4.5.8 Espaciamiento de barras.	11
4.5.9 Dimensiones de las barras.....	11
4.6 Dimensionamiento del canal de rejas de limpieza manual.	12
4.6.3 Longitud de las barras.....	15
4.6.4 Calculo del número de barras	16
4.6.5 Longitud del depósito o canal	16
4.6.6 Pérdida de carga.....	16
4.7 Desarenador.	17
4.7.1 Determinación de la velocidad de sedimentación.....	18
4.7.2 Sedimentador by Lettinga.	19
4.8 Cálculo de Lagunaje	21
4.9 Laguna Facultativa.....	21
4.9.1. Cálculo de laguna facultativa.....	22
4.10. Laguna de maduración.....	24
4.10.1. Cálculo de laguna de maduración	24
5. RESULTADOS.....	26
5.1. Obtención del número de muestra.	26
5.2. Resultados de encuesta	28

5.3.	Resultados del análisis de agua en el efluente.....	33
5.4.	Determinación de la población futura.	34
5.5.	Determinación del caudal diseño.	36
5.6.	Diseño de la PTAR.....	37
5.7.	Obtención de las medidas de canal de desbaste	37
5.7.1.	Calculo de rejas.....	38
5.8.	Desarenador.....	39
5.9.	Cálculo de laguna facultativa.	41
5.10.	Cálculo de laguna de maduración.....	42
6.	CONCLUSIONES	43
7.	BIBLIOGRAFÍA	44
8.	ANEXOS	46

CONTENIDO DE IMAGENES

Imagen 1.	Sección Transversal del canal de rejas.....	14
Imagen 2.	Esquema de rejas de limpieza manual.	15
Imagen 3.	Esquema de desarenador.....	20

CONTENIDO DE TABLAS

Tabla 1.	Tasa de crecimiento poblacional.....	5
----------	--------------------------------------	---

Tabla 2. Velocidades permisibles en las cribas manuales	10
Tabla 3. Dimensiones de separación entre barras	11
Tabla 4. Clasificación y tamaño de barras	12
Tabla 5. Valores del coeficiente "a".....	19
Tabla 6.Tabla para determinar el valor de z.	26
Tabla 7. Resultados de servicio de alcantarillado.....	28
Tabla 8. Resultados de enfermedades más comunes presentes en la parroquia.	29
Tabla 9. Resultados de depósitos de desechos orgánicos.	30
Tabla 10. Resultados de desechos arrojados a los componentes de descarga de agua doméstica.	31
Tabla 11. Resultados de los agentes contaminantes.	32
Tabla 12. Análisis del agua residual al ingreso de la planta.	33
Tabla 13. Población Futura	35
Tabla 14. Caudal Diseño.....	36
Tabla 15. Datos preliminares.	37
Tabla 16. Resultados del dimensionamiento del canal.	37
Tabla 17. Resultados del dimensionamiento de rejas.	38
Tabla 18. Datos preliminares para cálculo del desarenador.	39
Tabla 19. Obtención del vs por iteraciones sucesivas.....	39
Tabla 20. Resultados del dimensionamiento del desarenador.	40

Tabla 21. Resultados del diseño y dimensionamiento de la laguna facultativa.....41

Tabla 22. Resultados del dimensionamiento de la laguna de maduración.42

1. TEMA:

Diseño de una laguna de oxidación para el tratamiento de aguas residuales generadas en la parroquia Ricaurte del cantón Chone de la provincia de Manabí.

2. INTRODUCCIÓN

El agua, para cumplir parámetros de calidad estándar debe estar libre de microorganismos, sustancias químicas y desechos biológicos, entre otros; ya que la presencia de los agentes mencionados antes, dentro del organismo humano conllevan a una serie de invasiones y afecciones que perjudican el equilibrio del cuerpo de manera que la salud se ve afectada (García, 2010). La importancia del saneamiento radica en la eliminación de coliformes fecales; la remoción de la materia orgánica, también llamada demanda bioquímica de oxígeno (DBO), y de nutrientes: nitrógeno y fósforo (IMTA, 2007).

El presente proyecto se realizó en la parroquia Ricaurte del cantón Chone. El cantón Chone se encuentra en la zona norte de la provincia de Manabí. Limita al norte con el cantón Pedernales y la provincia de Esmeraldas, al sur los cantones Pichincha, Bolívar y Tosagua al este con la provincia de Esmeraldas y los cantones El Carmen y Flavio Alfaro; y al oeste con los cantones San Vicente, Sucre (Parroquia San Isidro), Jama y Pedernales, la parroquia Ricaurte ocupa 361.71 km², con una población de 7 920 habitantes, para efectos del estudio se tienen los siguientes criterios.

Las lagunas de estabilización u oxidación son una opción viable para el tratamiento de aguas residuales en países en desarrollo, los costos de operación son bajos, se garantiza la remoción de la materia orgánica, demanda bioquímica de oxígeno DBO₅ y coliformes fecales con unidades de número más probable NMP/100 ml, además pueden clasificarse en: anaerobias, facultativas y de maduración, teniendo así alternativas para la depuración de aguas residuales (Rolim, 2000).

En el tratamiento de aguas residuales la materia orgánica se refiere a todos los contaminantes que provengan de organismos vivos (CNA, 2000). La demanda bioquímica de oxígeno se usa como medida para dimensionar las lagunas de estabilización, determinar la eficacia de una planta de tratamiento de aguas residuales y el daño que un efluente puede causar al río donde se descarga (Metcalf & Eddy, 1991).

Es importante tener en cuenta que, en cuanto al dimensionamiento la profundidad promedio que se recomienda para lagunas de oxidación es de 1.5 a 2 m. y el tratamiento se lleva a cabo en condiciones aeróbicas (CNA & IMTA, 1996). Es conveniente diseñar y construir series de lagunas en paralelo, con el fin de proporcionar adecuadamente el mantenimiento de las mismas.

Las bacterias de coliformes fecales se encuentran en el sistema digestivo de humanos y animales. Su presencia en el agua indica la posibilidad de que existan organismos dañinos, causantes de varias enfermedades. Una laguna es básicamente una excavación, compactación y construcción de bordes, con el fin de almacenar agua residual por un tiempo determinado, dicha laguna debe ubicarse en un lugar estratégico para mitigar su impacto ambiental (Yáñez, 1995).

La parroquia Ricaurte del cantón Chone perteneciente a la provincia de Manabí, no cuenta con un sistema de depuración de aguas negras y grises adecuado, por este motivo se vio la necesidad de optar como temática de estudio el diseño de una laguna de oxidación para la parroquia y así proponer una alternativa de solución de los efluentes del medio.

3. OBJETIVOS:

3.1 Objetivo General:

- Diseñar una laguna de oxidación para el tratamiento de aguas residuales generadas en la parroquia Ricaurte del cantón Chone de la provincia de Manabí.

3.2 Objetivo Específico:

- Generar el levantamiento de la línea base.
- Determinar los factores que influyen en la calidad de los efluentes de la parroquia.
- Establecer el diseño de la laguna facultativa mediante el método de Yánez.

4. METODOLOGÍA

4.1 Área de estudio.

La presente investigación está localizada en el Cantón Chone, situada en la parroquia rural Ricaurte, cuenta con una extensión territorial de 361,71 km²; correspondiendo el 10,16% con respecto a la extensión del Cantón Chone. Ubicada con latitud Norte -0° 34'57.08 y una longitud Oeste -80° 2'25.68 de la costa ecuatoriana, sus límites referencia al Norte con la parroquia Eloy Alfaro, Sur y Este la ciudad de Chone y al oeste con la Parroquia de Boyacá (Delgado, 2015). En el presente apartado se detallan los métodos empleados para el cumplimiento de los objetivos planteados en el presente Trabajo de Titulación.

4.2 Encuesta aplicada a los pobladores de Ricaurte.

Dentro del levantamiento de la línea base correspondiente a la investigación propuesta, se aplicó una encuesta tomando como referencia a los pobladores del casco urbano de la parroquia Ricaurte la cual se encuentra conformada por 2010 habitantes, según en los estudios generados por (Mendoza, 2015) estadísticamente corresponde una densidad 20,60 habitantes por cada kilómetro correspondiente. Para definir la muestra a utilizarse en la encuesta se utilizó la fórmula recomendada por (Martins, S., 2011), a continuación, se describe la fórmula con sus respectivos componentes.

$$n = \frac{(z\alpha)^2 pqN}{e^2(N - 1) + pq(z\alpha^2)}$$

En donde:

n = tamaño de la muestra

z = nivel de significación

e = máximo error permitido

p = nivel de aceptación

q = nivel de rechazo

N = población total

4.3 Determinación de la población actual y futura.

Un parámetro de gran relevancia para cualquier tipo de cálculo hidráulico es la de la población, para el estudio realizado se tomó información del Instituto Nacional de Estadística y Censo (INEC, 2010) la cual nos reseñó a un valor de la parroquia de Ricaurte de 7920 habitantes en toda su totalidad y 2010 habitantes en el casco urbano referente al último censo que fue en el año 2010. Según el (GAD CHONE, 2014) la parroquia Ricaurte en el censo del 2001 tuvo una población 8030 habitantes por lo que tuvo un decrecimiento poblacional hasta el 2010 con un valor de -1.36%. En función a este cambio que es notorio en un parámetro importante como lo es la población que nos permite determinar el caudal aportador a la planta se utilizara los régimen que tiene la normativa rural para el diseño de construcción dada por (SENAGUA, 2018).

En consecuencia, de lo subsistido con el decrecimiento eminente determinado por el último censo elaborado en el 2010, para el cálculo de la población futura se tiene como variable la tasa de crecimiento poblacional dada en porcentaje se utilizará la que se encuentra en la siguiente tabla.

Tabla 1. Tasa de crecimiento poblacional

TASAS DE CRECIMIENTO POBLACIONAL	
REGIÓN GEOGRÁFICA	r (%)
Sierra	1.0
Costa, Oriente y Galápagos	1.5

Fuente: Secretaria Nacional del Agua (SENAGUA).

Por lo que para la presente investigación se utilizó la tasa de crecimiento en función a la región geográfica en la que se presentaba la zona de estudio, tomando la región Costa con un valor de (r) en porcentaje del 1.5%. Mientras que la población que se escogió para el cálculo fue la tomada en el último censo año 2010 teniendo que la parroquia de Ricaurte en su totalidad cuenca con 7920 habitantes, pero en función a la investigación solo se tomó el casco urbano contando con 2010 habitantes. En el caso de la población diseño es calculada en base a la población presente de la población existente en el año tomado como año cero 2019, también en función a las características de la comunidad a la cual se valla a diseñar determinando una población flotante y la influencia de esta en el sistema a

diseñarse, para el presente proyecto se utilizó la metodología geométrica, exponencial y aritmética; para las cuales se generó un promedio entre las tres metodologías.

4.3.1 Método Aritmético o Lineal.

Esta metodología es una de las más sencillas en lo que respecta al ritmo de crecimiento, debido a que considera un absoluto crecimiento de manera constante en función al número de individuos en una población periodo tras periodo. La ecuación que se emplea para esta metodología es la siguiente:

$$Pf = Pa(1 + (r * n))$$

Donde:

Pf = Población futura (hab).

Pa = Población actual (hab)

r = Tasa de crecimiento poblacional (%)

n = Periodo diseño (años)

4.3.2 Método Geométrico.

Esta metodología de proyección es una que progresa rápidamente que la metodología aritmética o lineal, ya que en caso se podría decir que la población actual se estará reinvertiendo cada intervalo de tiempo. Es decir, que la población en un tiempo (t + 1), va a estar dada por la población en un tiempo t multiplicado por (1 + r_t), mientras que la población en un tiempo (t + 2) va a estar dada por la población actual en un tiempo t y multiplicado por dos veces (1 + r_t) y de esta manera sucesiva hasta llegar a tiempo solicitado. Además es la metodología que la Secretaria Nacional del Agua propone para el cálculo futuro de la población, según (SENAGUA, 2018) se calcula con esta metodología debido a que va en base a la población existente determinada mediante un recuento poblacional.

$$Pf = Pa(1 + r)^n$$

Donde:

Pf = Población futura (hab).

Pa = Población actual (hab)

r = Tasa de crecimiento poblacional (%)

n = Periodo diseño (años)

4.3.3 Método Exponencial.

Esta metodología es un modelo de crecimiento exponencial el cual representa un crecimiento de manera sucesiva y rápida en función de la población. Este tipo de crecimiento resulta más razonable que los anteriores, aunque tiene desventajas, por lo que se necesita tener cuidado al generar su aplicación a corto plazo, pues se corre el riesgo de que en un futuro muy lejano de la población se dispare, lo que podría arrojar resultados poco razonables y con alta incertidumbre. En casos así y de manera muy similar a los supuestos crecimientos anterior, por lo que la ecuación se presenta a continuación:

$$Pf = Pa * e^{(r*n)}$$

Donde:

Pf = Población futura (hab).

Pa = Población actual (hab)

r = Tasa de crecimiento poblacional (%)

n = Periodo diseño (años)

4.4 Factores que influyen la calidad de los efluentes de la parroquia.

Según (Giraldo, 1993) a nivel latinoamericano uno de los factores que alteran los cuerpos hídricos naturales el crecimiento acelerado que se da en poblaciones en desarrollo, lo cual ha impedido a que se pueda lograr a cubrir todas las necesidades de servicios necesarios para toda la población. Mientras que (Lahera, 2010) nos indica que otro de los principales factores es la crisis que se da en las zonas tanto rurales como urbanas, por lo que la contaminación generada por las aguas de uso domésticos e industriales se da por la falta de hacer uso a las leyes de recurso hídrico. Para la determinación de los factores influyentes en la calidad de efluentes de la parroquia Ricaurte se procedió a la recopilación de datos mediante la aplicación de una encuesta dirigida a los habitantes de la misma, además se recopiló información bibliográfica pertinente y se aplicó la técnica de observación “In Situ” para el cumplimiento adecuado del objetivo.

4.5 Tratamientos preliminares.

Este tipo de tratamiento son aquellos propuestos a disponer las aguas residuales, para así poder ser destinadas a un siguiente tratamiento y de esta manera no generar obstrucciones en tuberías o perjudicar algún equipamiento mecánico, su principal objetivo de un tratamiento preliminar es la separación de desechos de material grueso, por lo que esta etapa de las aguas es de gran importancia lo que genera que los siguientes tratamientos se lleven a cabo sin mayor dificultad. Para el caso de las aguas residuales municipales el equipamiento utilizado está conformado por un canal de llegada o desbaste el cual contiene rejillas para retener el material de mayor diámetro. Por lo que los elementos más importantes dentro del tratamiento son:

- Rejas
- Desarenador

4.5.1 Rejas

Las rejas o criba se encuentran constituida por barras metálicas, ubicadas de forma paralelas y espaciadas, son ubicadas de forma transversal al flujo de llegada. Su localización está en el canal de desbaste antes de llegar al desarenador y de esta manera no altere el flujo normal. La forma de las barras puede ser de manera recta o curvada, teniendo en cuenta que su finalidad es la retención de desechos sólidos gruesos, con dimensiones relativamente grandes y a su vez se encuentren suspendidos o flotantes. Este tipo de estructura son la primera unidad en lo que respecta a una Planta de Tratamiento de Aguas Residuales (PTAR).

Los materiales que en su gran mayoría son retenidos dentro de una PTAR de aguas domesticas son principalmente papel, trapos, estopas, productos de higiene femenina, cascaras de frutas, pedazos de madera, tapones de botellas, latas, cepillos y otros objetos que puedan ser conducidos por los inodoros y tuberías o si bien por las aberturas de pozos o cajetines de inspección para la red de alcantarillado. Las cribas son empleadas específicamente para la protección de partes internas de la PTAR tales como son válvulas, bombas, equipos de aireación, tuberías entre otras. Lo que nos lleva a una conclusión de la gran importancia de ubicar un pretratamiento como lo son el proceso de criba.

4.5.2 Tipos de rejas

En función a proceso de limpieza, se ha llegado a la clasificación de dos categorías de cribas la cuales se detallan a continuación:

4.5.3 Rejas sencillas de limpieza manual

Este tipo de cribas son sencillas de limpieza manual que se emplean en pequeñas instalaciones y con espaciamiento relativamente grande. Para este caso de forma manual no se tiene esperador remover grandes volúmenes de desechos, debido que son solo destinadas para objetos de dimensiones relativamente grandes (trapos, botellas, etc). Una de su mayor desventaja es que existe el riesgo de estancamientos debido a los descuidos que se le da por parte del operador o también por la brusca llegada de material vegetativo, lo que genera desbordamiento. (Ver Anexo 1.)

4.5.4 Rejas mecanizadas de accionamiento mecanizado

Este sistema de cribado tiene una ventaja que se destaca de otros, la cual es eliminar los problemas de atascamientos por lo tanto reducen el lapso de tiempo que se lleva para el mantenimiento. Las cribas mecanizadas requieren una labor de un cuidadoso mantenimiento por ello solo deben ser empleados cuando es estrictamente necesario. De las variedades de mecanismo que existen, el más utilizado consiste en un peine móvil, que cada lapso de tiempo barre la reja, extrayendo los sólidos retenidos para la evacuación. (Ver anexo 2).

4.5.5 Criterios de diseño para rejas de limpieza manual.

Para calcular las rejas de limpieza manual se debe realizar según las condiciones más desfavorables, esto quiere decir que será calculada con el caudal máximo horario y de esta manera puedan ser verificador los caudales medio y mínimo. Para determinar las dimensiones principales de una criba manual serán establecidas para que se tenga en una sección con una velocidad adecuada de flujo.

4.5.6 Velocidad de flujo.

La velocidad que se da a través de las cribas no pueden ser muy bajas debido a que pueden contribuir un aumento en el material retenido y de la misma forma a la sedimentación de la arena en el canal de acceso, por lo contrario, las velocidades altas no generan la retención propicia de material retenido. Es por ello que para que no exista este tipo de percances dentro del sistema, se ha recomendado emplear las siguientes velocidades del flujo de ingreso:

Tabla 2. Velocidades permisibles en las cribas manuales

Velocidades	
Mínima	0.3 m/sg
Media	0.4 m/sg
Máxima	0.6 m/sg

Fuente: Ministerio de Desarrollo Humano, Reglamento Técnico de Diseño de Unidades de Tratamiento No Mecanizadas para Aguas Residuales, Norma Boliviana DINASBA, 1996.

4.5.7 Inclinación de las barras

Para las instalaciones de las barras metálicas en las cribas de limpieza manual deben ser ubicadas a un ángulo de 30° a 60° grados en función a la horizontal. Mientras que en las cribas de limpieza mecánica este ángulo viene dado por los fabricantes de este equipo, generalmente las cribas mecanizadas formas ángulos de 60° y 90° en función a la horizontal.

4.5.8 Espaciamento de barras.

Las barras que conforma la criba tiene un espaciamento, este valor se d en función de lo que se pretenda lograr. Las barras de mayor grosor son instaladas aguas arriba de bombas con gran capacidad, mientras que las rejas finas presentan muchas veces problemas de operación y mantenimiento, ya que estas barras son utilizadas más en los procesos mecanizados. A continuación, se presenta una tabla con los espaciamentos recomendados para las barras:

Tabla 3. Dimensiones de separación entre barras

TIPO DE REJILLAS	BARRAS	
	ESPESOR (pigs)	ESPACIAMIENTO (cm)
Rejas Gruesas	1/2 a 3/8	4 - 10
Rejas Medias	5/16 a 3/8	2 - 4
Rejas Finas	1/4 a 5/16	1 - 2

Fuente: Ministerio de Desarrollo Humano, Reglamento Técnico de Diseño de Unidades de Tratamiento No Mecanizadas para Aguas Residuales, Norma Boliviana DINASBA, 1996.

4.5.9 Dimensiones de las barras.

De forma generalizada las barras que se implementan para la criba metálica son de sección rectangular, con un espesor que va de los 5 mm a 15 mm por 30 mm a 75 mm de profundidad, por lo que estas dimensiones dependen mucho de las dimensiones de la barra a lo largo y del proceso de limpieza. Las rejas de mayor grosor van hasta 15 mm x 75 mm las que son más grandes, las instalaciones pequeñas tienen barras de sección mínima de 5 mm x 40 mm. Mientras que Azevedo Netto nos clasifica de acuerdo al tamaño de las rejas a continuación, se presenta un cuadro con las dimensiones:

Tabla 4. Clasificación y tamaño de barras

TIPO	ANCHO POR PROFUNDIDAD mm x mm
Rejas Gruesas	10 x 50 – 10 x 60 – 13 x 40 - 13 x 50
Rejas Comunes	8 x 50 – 10 x 40 – 10 x 50
Rejas Pequeñas	6 x 40 – 8 x 40 – 10 x 40

Fuente: Azevedo Netto et al, 1981

4.6 Dimensionamiento del canal de rejas de limpieza manual.

Para determinar el área de dimensionamiento del canal se deberá sacar los siguientes parámetros que se describe a continuación:

4.6.1 Área transversal de flujo del canal.

Para calcular el área transversal total (A_t) donde está localizado el proceso de criba, se determina tomando una velocidad de flujo asumida para el canal utilizando criterios de velocidades en el cuadro perteneciente a la tabla 2. Posteriormente se debe aplicar la fórmula para determinar el área total del canal, misma que se presenta a continuación:

$$A_t = \frac{Q_{max}}{v}$$

Donde:

A_t = Área total (m^2)

Q_{max} = Caudal máximo horario (L/s)

v = Velocidad de flujo (m/s)

Para determinar el caudal máximo horario se utilizó la fórmula propuesta por SENAGUA, misma que se muestra a continuación:

$$max = KMH \times Q \text{ diseño}$$

Donde:

Q max = Caudal máximo horario (L/s)

Q diseño = Caudal diseño (L/s)

KMH = Factor de mayorización máximo horario 2 (adimensional)

La (SENAGUA, 2018) propone que el factor de mayorización máximo horario (KMH) tiene un valor de 2 para todos los niveles de servicio. Con el valor obtenido del área del canal resulta ser más grande que el diámetro de tubería de llegada y debe ser más ancho que las propias cribas evitando tener espacios muertos. Por lo tanto, el tirante o altura del agua dentro del canal de desbaste será calculado con la siguiente formula:

$$h_a = \frac{At}{b}$$

Donde:

h_a = Altura del agua (m)

b = Base del canal (m)

At = Area total del canal (m²)

Por lo tanto, para la obtención de la altura total del canal de llegada, se obtiene a partir de la ecuación:

$$h = h_a + h_o$$

Donde:

h_a = Altura de agua (m)

h_o = Borde libre (m)

En función al reglamento técnico de diseño para unidades de tratamiento no mecanizados para sistemas de Agua Potable y Aguas Residuales es recomendable tener un borde libre que varíe entre los 0.20 m a 0.25 m

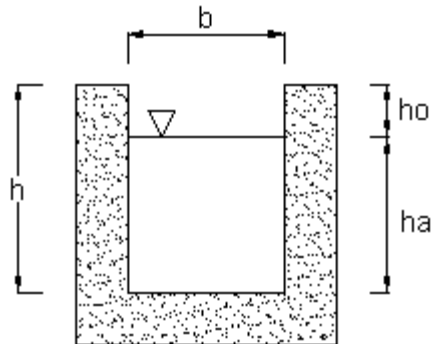


Imagen 1. Sección Transversal del canal de rejillas.

4.6.2 Pendiente del Canal.

La pendiente se da de forma descendente con trayectoria de circulación a través de las rejillas, evitando tener imperfecciones tales como baches, donde se puede quedar atrapados sólidos. Para determinar la pendiente del canal se dará a partir de la ecuación propuesta por Manning:

$$s = \left(\frac{v \times n}{Rh^{2/3}} \right)^2$$

Donde:

s = Pendiente (m/m)

v = Velocidad del flujo (m/s)

n = Coeficiente de rugosidad de Manning (0.013 para revestimiento de hormigón)

Rh = Radio Hidráulico (m)

El radio hidráulico se encuentra dado por la fórmula:

$$Rh = \frac{At}{P}$$

Donde:

Rh = Radio Hidráulico (m)

At = Área total de la sección transversal del canal (m²)

P = Perímetro mojado (m)

4.6.3 Longitud de las barras.

Para determinar la longitud de las barras de la criba manual esta dependiente del grado de inclinación que se les dé en función a la horizontal y en función a la altura del canal de rejas. Para el cálculo de este parámetro viene expresado por la siguiente ecuación:

$$L_b = \frac{h}{\text{sen}(\alpha)}$$

Donde:

L_b = Longitud de las barras (m.)

h = Tirante de agua máximo del canal (m)

α = Grado de inclinación de las barras con la horizontal (Grados)

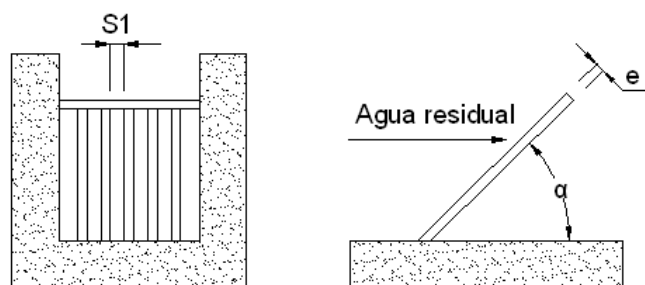


Imagen 2. Esquema de rejas de limpieza manual.

4.6.4 Cálculo del número de barras

Para determinar el número de barras siendo N_b y el número de espacios ($N_b - 1$), se puede realizar el cálculo a partir de la ecuación que se presenta a continuación:

$$N_b = \frac{b - S_1}{e + S_1}$$

Donde:

b = Ancho del canal (cm.)

e = Espesor de barras (cm.)

S₁ = Separación entre barras (cm.)

4.6.5 Longitud del depósito o canal

El canal de desbaste debe ser lo suficientemente dimensionado evitando turbulencias cuando tenga contacto con las barras, por lo tanto, es recomendable utilizar la siguiente expresión:

$$L = 3.50 \times b$$

Donde:

L = Longitud de depósito o canal (m)

b = Ancho útil del canal (m)

4.6.6 Pérdida de carga

Los sistemas hidráulicos generan pérdidas que se producen por las paredes del canal y dadas también por las barras de la criba dependiendo de la velocidad de aproximación del agua y la velocidad de circulación a través del elemento, la pérdida de carga se calculó empleando la expresión conocida por los autores (Metcalf & Eddy, 1991) que se muestra a continuación:

$$h_f = \frac{1}{0.7} x \left(\frac{v_c^2 - v^2}{2 x g} \right)$$

Donde:

h_f = Pérdida de carga (m)

v = Velocidad de aproximación a la reja (m/s)

v_c = Velocidad de circulación entre las barras de la reja (m/s)

g = Aceleración de la gravedad (9.81 m/s²)

Para calcular el parámetro de velocidad de circulación que tiene el flujo en las rejillas, se empleó la siguiente ecuación:

$$v_c = \frac{Q \text{ max}}{A_1}$$

Para calcular A₁ se empleó la siguiente ecuación:

$$A_1 = h_a x [b - (N_b x e)]$$

Donde:

Q max = Caudal máximo horario de diseño (m³/s)

A₁ = Área transversal de flujo de la reja de barras (m²)

v_c = Velocidad de circulación a través de la reja (m/s)

e = Espesor de barras (transversal al caudal que fluye) (m)

4.7 Desarenador.

Este componente es aquello que se encuentran destinados a la retención de sólidos inorgánicos tales como arena, cenizas y grava, mismo que son nombrados en su particularidad como partículas discretas que por lo general se presentan en las aguas residuales. El volumen articulado es variable ya que depende de muchos factores, pero

uno de sus principales es el tipo de alcantarillado (separados o combinados). La ubicación de una PTAR es de suma importancia ya que las arenas suelen dañar los equipos mecánicos por abrasión y causan dificultades en la operación de tanques sedimentadores, ya que obstruyen o pierden capacidad las unidades de depósitos de aguas residuales.

4.7.1 Determinación de la velocidad de sedimentación.

Para determinar la velocidad que una partícula suspendida decanta de acuerdo a criterios va en relación de los diámetros que está presente. Como primera aproximación se utilizó la ley de Stokes, que presenta algunas características que esta debe presentar, entre ellas el régimen debe ser laminar ($Re < 1$) reemplazado en Cd. La ecuación general se presenta a continuación:

$$v_s = \frac{(s - 1) \times g \times d^2}{18 \times \nu}$$

Se comprueba el número de Reynolds:

$$Re = \frac{v_s \times d}{\nu}$$

Si el número de Reynolds no cumple con la aplicación de la ley de Stokes ($Re < 1$), se debe realizar un reajuste al valor de la velocidad de sedimentación (v_s) considerando la sedimentación como régimen turbulento ($Re > 2000$) la cual es denominada como ley de Newton. La ecuación general de la sedimentación para esta ley es la siguiente:

$$v_s = \sqrt{2.66 \times g \times d \times (s - 1)}$$

Si Reynolds en la comprobación no cumple para la aplicación de la ley de Newton ($Re > 2000$), se debe realizar un ajusta al valor v_s considerando que la sedimentación del material particulado como régimen en transición mediante ley de Allen, la sedimentación para régimen de flujo en transición ($1 < Re < 2000$)

$$C_d = \frac{24}{Re} + \frac{3}{\sqrt{Re}} + 0.34$$

La velocidad horizontal crítica de arrastre en el según (Camp) es

$$v_d = a \times \sqrt{d}$$

Donde:

V_d = Velocidad crítica (cm/s.)

a = Constante en función del diámetro

d = Diámetro de la partícula (mm)

Por lo tanto, la velocidad en horizontal a de arrastre viene expresada por la siguiente ecuación:

$$v_h = v_d = \frac{Q_{maxh}}{A}$$

Donde:

Q_{maxh} = Caudal máximo horario (m³/s)

A = Área transversal de flujo del desarenador (m²)

Tabla 5. Valores del coeficiente "a".

a	DIÁMETRO
36	$d > 1 \text{ mm}$
44	$1 \text{ mm} > d > 0.1 \text{ mm}$
51	$d > 0.1 \text{ mm}$

Fuente: Texto guía de Obras Hidráulicas

4.7.2 Sedimentador by Lettinga.

Para la investigación se escogió el sedimentador creado por las investigaciones de la autoría Lettinga, para la cual determina una longitud teórica del canal desarenador (L), la cual está dada por la altura que requiere la velocidad de sedimentación y la sección de control. El reglamento técnico de diseño para unidades de tratamiento no mecanizadas de Agua Potable y Aguas Residuales nos recomienda que la longitud oscile entre las 15 h a 25 h. Pero para determinar el largo es necesario generar un cálculo más exacto para los canales que necesitan retener arena se emplea la siguiente ecuación:

$$L = \frac{v_d \times h}{v_s - 0.04 \times v_d}$$

Donde:

L = Longitud teórica (m)

h = Altura de agua (m)

v_s = Velocidad de sedimentación (m/s)

v_d = Velocidad de desplazamiento de flujo (m/s)

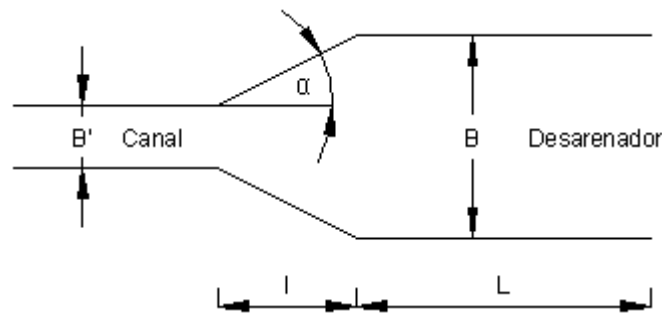


Imagen 3. Esquema de desarenador.

Para la obtención de *l*, se calcula a partir de la siguiente ecuación:

$$l = \frac{B - B'}{2 \tan \alpha} < \frac{L}{3}$$

Par el diseño de desarenadores de flujo horizontal debe generarse una verificación bajo condiciones adversas, por lo que deberá cumplir la siguiente condición

$$T_d > T_s$$

El tiempo de sedimentación (T_s), es el tiempo en que una particular de arena en particular se deposite en el fondo del canal o se decante y viene expresado por la siguiente formula.

$$T_s = \frac{h}{V_s}$$

Mientras que el tiempo de desplazamiento, es el periodo que emplea un volumen de flujo en alcanzar la salida del canal del desarenador desde el ingreso y viene expresado de la siguiente ecuación.

$$T_d = \frac{L}{v_d}$$

4.8 Cálculo de Lagunaje

La presente investigación pretende realizar una investigación para el cálculo y diseño de una PTAR, para la cual se ha definido utilizar el método tradicional que consiste en el diseño de lagunas (facultativas y maduración), Según (Olukanni, 2011) los sistemas de lagunajes son la forma más simple para el tratamiento de las aguas residuales. Para este cálculo se utilizará un análisis matemático, mismo que consiste en tomar datos dependiendo de la zona y la temperatura que frecuente el sitio. Por lo tanto, utilizaremos un método simplificado de diseño el cual fue dado por la autoría de (Collí, et all., 1992) donde se presentará las formulas y variables correspondientes.

4.9 Laguna Facultativa

Una laguna facultativa es una estructura simple, lo cual consiste en un reservorio básicamente excavado en el suelo, con mayor o menor protección en los taludes en el fondo, todo esto dependiendo del tipo de suelo donde se valla a ejecutar el sistema, cuando las aguas residuales son vertidas en el depósito de laguna ocurre un proceso de autodepuración o también denominado estabilización natural, lo cual ocurre de manera espontánea. De acuerdo con los autores (Kellner & Pires, 1998) este tipo de lagunas son proyectadas específicamente para aguas residuales, ya que interaccionan algas, bacterias, protozoarios entre otros, ingresando y saliendo después de un lapso de tiempo de retención denominado tiempo de retención hidráulico, contando con procesos únicamente biológicos que se dan en un cuerpo natural de agua.

4.9.1. Cálculo de laguna facultativa.

Por lo tanto, para el cálculo diseño de la laguna facultativa, se utilizó la metodología propuesta por el autor Yáñez, las ecuaciones se muestran a continuación.

- Carga Orgánica.

$$C.O = \frac{Q_i * DBO_5}{100}$$

- Carga superficial de diseño

$$\lambda_s = 250(1.085)^{T-20}$$

- Área de la laguna facultativa

$$Af = \frac{10 * Li * Q_{med}}{\lambda_s}$$

- Volumen de la laguna

$$V = Af * z$$

- Tiempo medio de retención hidráulica

$$O_F = \frac{V}{Q_i}$$

- Dimensionamiento

Para este parámetro la relación largo ancho será $X = 3$.

$$B_{prom} = \sqrt{\frac{Af}{X}}$$

$$L_{prom} = \frac{Af}{B_{prom}}$$

- Ancho y largo

$$B_{sup} = B_{prom} + (z * talud)$$

$$L_{sup} = L_{prom} + (z * talud)$$

- Área superficial

$$A_{Sup} = B_{Sup} * L_{Sup}$$

- Gasto en el efluente

$$Q_e = Q_i - (0.001 * A_{Sup}e)$$

- Remoción de coliformes fecales

$$d = \frac{X}{-0.26118 + 0.25392(X) + 1.0136(X)^2}$$

- Coeficiente de reducción bacteriana

$$K_b = 0.841(1.075)^{T-20}$$

- Constante a

$$a = \sqrt{1 + (4 * K_b * O_F * d)}$$

- Coliformes fecales en el efluente de la laguna facultativa

$$\frac{N_f}{N_o} = \frac{4ae^{1-a/2d}}{(1+a)^2} Ni$$

- Coliformes fecales corregidos por evaporación

$$N_e = \frac{\left(\frac{N_f}{N_o}\right) Q_i}{Q_o}$$

- Constante de decaimiento a temperatura en cualquier día

$$K_f = \frac{K_{f35}}{(1.085)^{35-T}}$$

- Concentración de la demanda bioquímica de oxígeno en el efluente de la laguna.

$$DBO_{ef} = \frac{DBO_i}{(K_f * O_F) + 1}$$

- Eficiencia de remoción de la DBO

$$\% = \frac{DBO_i - DBO_e}{DBO_i} * 100$$

- DBO corregido por evaporación

$$DBO_e = \frac{DBO_i * Q_i}{Q_e}$$

4.10. Laguna de maduración

Este tipo de lagunas son eficientes en la eliminación de elementos patógenos, por lo que operan con un mínimo de agua residual que ya ha sido tratada previo al verterlas. De forma general se construyen lagunas de maduración como un proceso o etapa final de una PTAR.

4.10.1. Cálculo de laguna de maduración

Por lo tanto, para el cálculo diseño de la laguna de maduración, se utilizó la metodología denominada método de flujo disperso, las ecuaciones se muestran a continuación.

- Tiempo de retención

Para el tiempo de retención hidráulica, será basado en función al diseñador que por lo general varía entre 7 a 10 días, y viene representado con la letra O.

- Volumen de la laguna

$$V = Q_i * O$$

- Área de la laguna

$$A = \frac{V}{Z}$$

- Dimensionamiento

Para este parámetro la relación largo ancho será X = 3.

$$B_{prom} = \sqrt{\frac{Af}{X}}$$

$$L_{prom} = \frac{Af}{B_{prom}}$$

- Ancho y largo

$$B_{Sup} = B_{prom} + (z * talud)$$

$$L_{Sup} = L_{Prom} + (z * talud)$$

- Área superficial

$$A_{Sup} = B_{Sup} * L_{Sup}$$

- Gasto en el efluente

$$Q_e = Q_i - (0.001 * A_{Sup} * e)$$

- Remoción de coliformes fecales

$$d = \frac{X}{-0.26118 + 0.25392(X) + 1.0136(X)^2}$$

- Coeficiente de reducción bacteriana

$$K_b = 0.841(1.075)^{T-20}$$

- Constante a

$$a = \sqrt{1 + (4 * K_b * O_F * d)}$$

- Coliformes fecales en el efluente de la laguna facultativa

$$\frac{N_f}{N_o} = \frac{4ae^{1-a/2d}}{(1+a)^2} N_i$$

- Coliformes fecales corregidos por evaporación

$$N_e = \frac{\left(\frac{N_f}{N_o}\right) Q_i}{Q_o}$$

- Constante de decaimiento a temperatura en cualquier día

$$K_f = \frac{K_{f35}}{(1.085)^{35-T}}$$

- Concentración de la demanda bioquímica de oxígeno en el efluente de la laguna.

$$DBO_{ef} = \frac{DBO_i}{(K_f * O_F) + 1}$$

5. RESULTADOS.

5.1. Obtención del número de muestra.

Para determinar la muestra objeto para el levantamiento de la línea base de la investigación se realizó a partir de la formula empírica dada por los autores (Martins, S., 2011), partiendo de la población registrada en el año del último censo registrado que fue en el 2010, tomando como dato la población de 2010 habitantes pertenecientes en ese entonces al casco urbano de la parroquia de Ricaurte. A continuación, se detalla el resultado obtenido, dada por la ecuación:

$$n = \frac{z^2 pqN}{e^2(N - 1) + pq(z^2)}$$

Donde:

z = Nivel de confianza

p = Probabilidad de éxito

q = Probabilidad de fracaso

N = Población

e = Límite aceptable de error muestral. Suele usarse un valor que varía entre el 1% y 9 %.

Para el valor de (z) se consideró el siguiente cuadro:

Tabla 6. Tabla para determinar el valor de z.

% Error	Nivel de confianza	Valor de z calculado en tablas
1	99 %	2.58
5	95 %	1.96
10	90 %	1.645

Por lo tanto, los datos para calcular la población de muestra se muestran a continuación:

Datos:

$$z = 1.96$$

$$p = 95\%$$

$$q = 5\%$$

$$N = 2010$$

$$e = 5\%$$

$$n = \frac{1.96^2 * 0.95 * 0.05 * 2010}{0.05^2(2010 - 1) + 0.95 * 0.05(1.96^2)}$$

$$n = 70$$

Dando como resultado una muestra de 70 habitantes, los cuales fueron encuestados respectivamente para obtención de información y poder levantar una línea base del área a investigar.

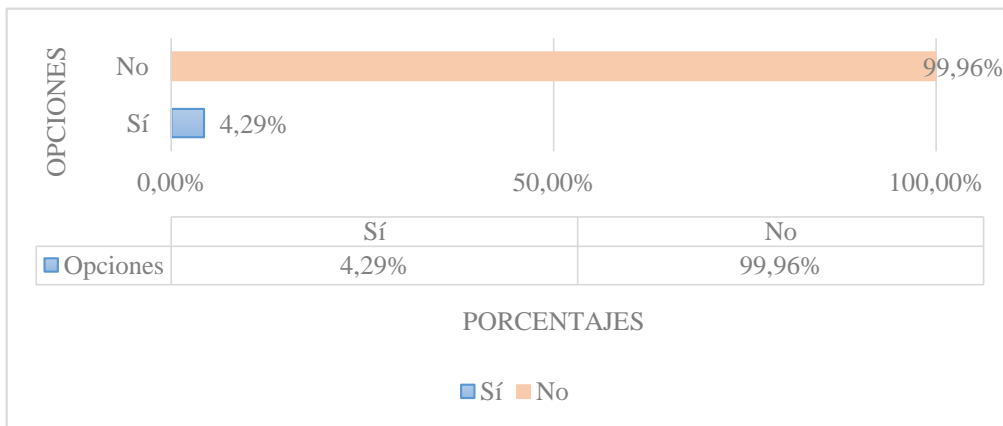
5.2. Resultados de encuesta

A continuación, se detallan los resultados de la encuesta aplicada a 70 habitantes de la parroquia Ricaurte.

1. ¿Cuenta con servicio de alcantarillado sanitario?

Tabla 7. Resultados de servicio de alcantarillado.

ALTERNATIVA	FRECUENCIA
SÍ	3
NO	67
TOTAL	70

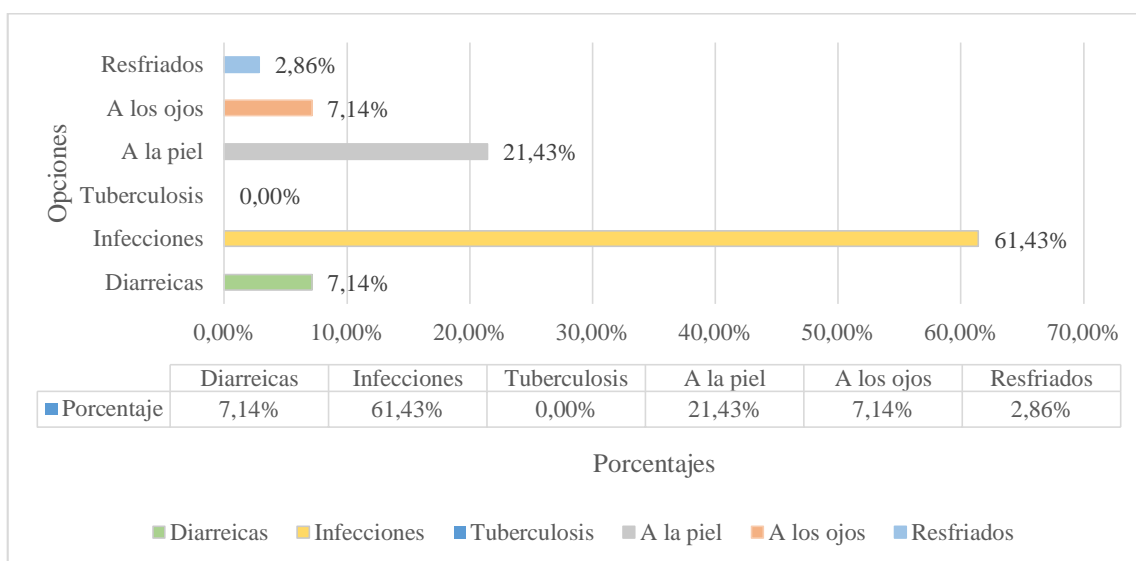


ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN: De los 70 habitantes encuestados en la parroquia Ricaurte, 3 de ellos correspondientes al 4,29% respondieron que sí cuentan con servicio de alcantarillado sanitario, mientras que los otros 67 habitantes correspondientes al 99,96% respondieron que no cuentan con el servicio.

2. ¿Cuáles son las enfermedades más comunes que se presentan en la parroquia son producto de la contaminación por agua residual domestica?

Tabla 8. Resultados de enfermedades más comunes presentes en la parroquia.

ALTERNATIVA	FRECUENCIA
Diarreicas	5
Infecciones	43
Tuberculosis	0
A la piel	15
A los ojos	5
Resfriados	2
TOTAL	70

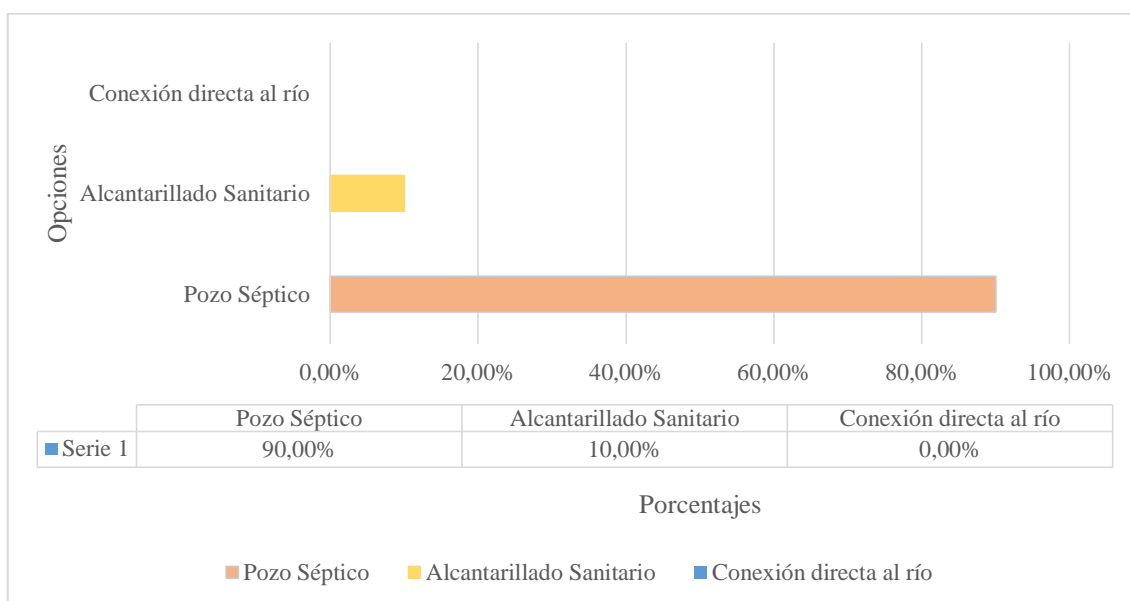


ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN: De los 70 habitantes encuestados en la parroquia Ricaurte, 5 de los encuestados correspondientes al 7,14 % respondieron que entre las enfermedades más comunes están las diarreas, seguidamente 43 encuestados correspondientes al 61,43% piensan que son las infecciones, continuando con los 15 encuestados correspondientes al 21,43% que señalan que son las enfermedades a la piel, otros 5 de los encuestados correspondientes al 7,41% señalan que prevalecen las enfermedades a los ojos y por ultimo 2 de los encuestados correspondientes al 2,86% nos indican que prevalecen los resfriados.

3. ¿Mediante qué proceso usted deposita sus desechos orgánicos/domésticos?

Tabla 9. Resultados de depósitos de desechos orgánicos.

ALTERNATIVA	FRECUENCIA
Pozo séptico	610
Alcantarillado sanitario	4
Conexión directa al río	0
TOTAL	614

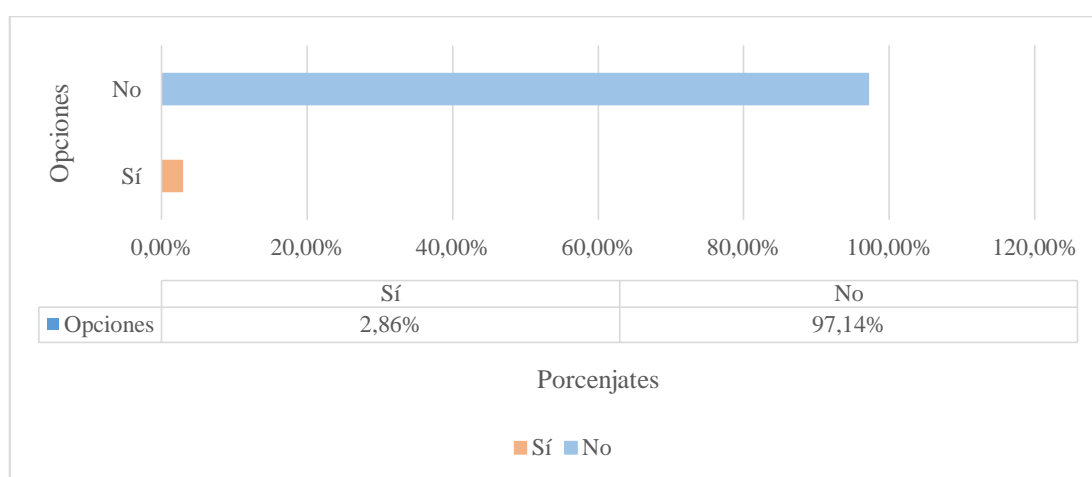


ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN: De los 70 habitantes encuestados en la parroquia Ricaurte, 63 de los encuestados correspondientes al 90% respondieron a la opción que cuentan con pozo séptico, mientras que 7 de los encuestados que corresponden al 10% indicaron que poseen alcantarillado sanitario por lo tanto ningún habitante posee conexión directa al río.

4. ¿Arroja usted basura, desechos, sustancias químicas, entre otros a los inodoros, fregaderos, lavamanos?

Tabla 10. Resultados de desechos arrojados a los componentes de descarga de agua doméstica.

ALTERNATIVA	FRECUENCIA
SÍ	2
NO	68
TOTAL	70

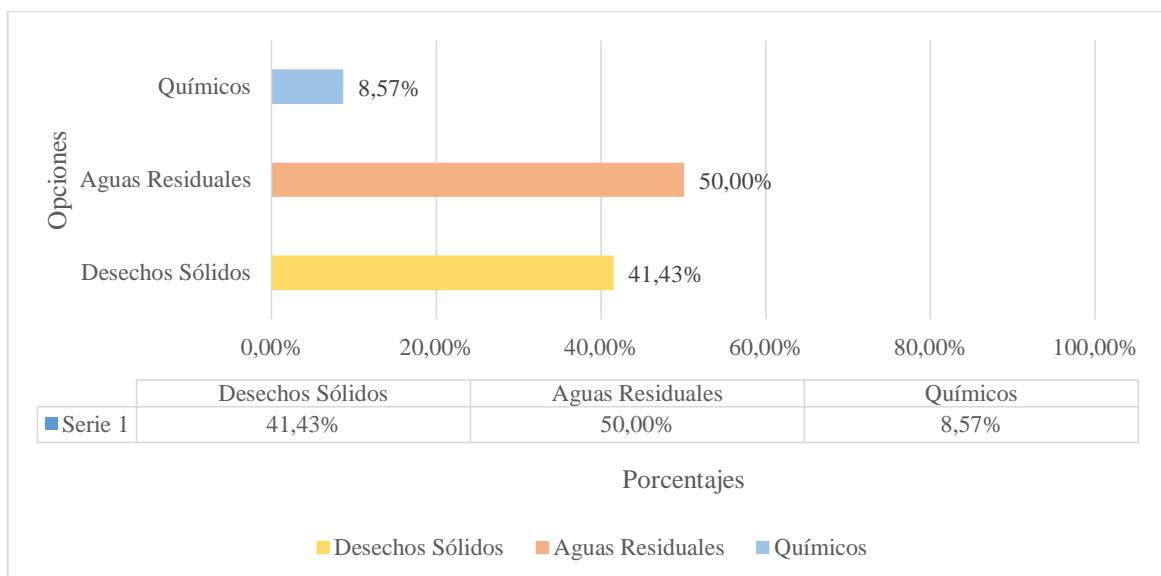


ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN: De los 70 habitantes encuestados en la parroquia Ricaurte, 68 personas encuestadas correspondientes al 97,14% indicaron que no arrojan basura, desechos, sustancias químicas, entre otros a los cuerpos de agua, mientras que los otros 2 encuestados correspondientes al 2,86% especificaron que, si arrojan basura, desechos, entre otros.

5. ¿Cuál crees que es el principal agente contaminante del agua en la parroquia?

Tabla 11. Resultados de los agentes contaminantes.

ALTERNATIVA	FRECUENCIA
Desechos sólidos	29
Aguas residuales	35
Químicos	6
TOTAL	70



ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN: De los 70 habitantes encuestados en la parroquia Ricaurte, 29 que corresponden al 41,43% consideran que el principal agente contaminante del agua en la parroquia son los desechos sólidos, seguidamente 35 de los encuestados que corresponden al 50% creen que son las aguas residuales y por ultimo 6 de los encuestados correspondientes al 8,57% indican que son los químicos.

5.3. Resultados del análisis de agua en el efluente.

Los análisis procedentes de las aguas residuales de Ricaurte nos arrojaron los siguientes resultados:

Tabla 12. Análisis del agua residual al ingreso de la planta.

MUESTRA TOMADA EN EL AFLUENTE		
PARÁMETROS	UNIDAD	RESULTADOS
<i>Ph</i>		7,25
<i>Conductividad eléctrica</i>	μS/cm	983
<i>Sólidos disueltos totales</i>	mg/l	198,2
<i>Sólidos suspendidos totales</i>	mg/l	218
<i>Sólidos sedimentables</i>	mg/l	18
<i>Fosfato</i>	mg/l	5,6
<i>Nitratos</i>	mg/l	6,9
<i>Nitritos</i>	mg/l	0,2
<i>N Amoniacal</i>	mg/l	7,1
<i>Nitrógenos totales</i>	mg/l	35,1
<i>Oxígeno disuelto</i>	mg/l	0,3
<i>DBO5</i>	mg/l	332,1
<i>DQO</i>	mg/l	563
<i>Coliformes fecales</i>	Nmp	271x10 ³

En función a estos resultados se puede determinar que es un agua típica en la clasificación de aguas residuales domesticas en función a la tabla 8 del libro VI del Texto Unificado De Legislación Secundaria del Ministerio del Ambiente (revisar anexo 5 y 6).

5.4. Determinación de la población futura.

Tomando los conceptos de cada una de las metodologías aplicables para determinar la población futura se llegó a la conclusión de tomar las tres alternativas y promediarlas para llegar a la obtención de un resultado más confiable y con menos margen de error.

Partiendo con los siguientes datos:

P. Actual: 2293 hab

Periodo diseño (n): 25 años

Índice de crecimiento poblacional (r): 1.5

Para el método aritmético tenemos:

$$Pf = Pa(1 + (r * n))$$

$$Pf = 2293 (1 + (0.015 * 25))$$

$$Pf = 3035 \text{ hab}$$

Para el método geométrico tenemos:

$$Pf = Pa(1 + r)^n$$

$$Pf = 2293 (1 + 0.015)^{25}$$

$$Pf = 3347 \text{ hab}$$

Para el método geométrico tenemos:

$$Pf = Pa * e^{(r*n)}$$

$$Pf = 2293 * e^{(0.015*25)}$$

$$Pf = 3335 \text{ hab}$$

Por lo tanto, se promedió los tres resultados de la siguiente manera:

$$PF = \frac{3035 + 3347 + 3335}{3}$$

$$PF = 3239 \text{ hab}$$

De esta manera se llegó a la obtención de los siguientes valores que se presentan a continuación:

Tabla 13. Población Futura

PERIODO	ARITMÉTICO	GEOMÉTRICO	EXPONENCIAL	PROMEDIO
2010	2010	2010	2010	2010
2011	2040	2040	2040	2040
2012	2070	2071	2071	2071
2013	2100	2103	2102	2102
2014	2131	2134	2133	2133
2015	2161	2167	2165	2164
2016	2191	2199	2198	2196
2017	2221	2233	2231	2228
2018	2251	2266	2264	2261
2019	2281	2301	2298	2293
2020	2312	2335	2333	2326
2021	2342	2371	2368	2360
2022	2372	2406	2403	2394
2023	2402	2443	2439	2428
2024	2432	2480	2476	2463
2025	2462	2517	2513	2497
2026	2492	2555	2551	2533
2027	2523	2594	2589	2568
2028	2553	2633	2628	2604
2029	2583	2673	2667	2641
2030	2613	2713	2707	2678
2031	2643	2754	2748	2715
2032	2673	2796	2789	2753
2033	2703	2838	2831	2791
2034	2734	2881	2873	2829
2035	2764	2925	2916	2868
2036	2794	2969	2960	2908
2037	2824	3014	3005	2947
2038	2854	3059	3050	2988
2039	2884	3105	3095	3028
2040	2915	3152	3142	3070
2041	2945	3200	3189	3111
2042	2975	3248	3237	3153
2043	3005	3297	3285	3196
2044	3035	3347	3335	3239

De los resultados obtenidos se tomó como año cero el 2019, partiendo de la población obtenida en el censo del 2010 hasta llegar al 2019, de ahí se llegó a la obtención de la población futura para un periodo diseño de 25 años teniendo un valor de 3239 habitantes para el año 2044.

5.5.Determinación del caudal diseño.

Para la determinación del caudal de diseño de la PTAR, se realizó un cálculo del caudal domestico para la cual se tomó como dato la dotación de 100 L/hab/día. Seguidamente para caudal de infiltración se tomó un área estimada en función a una imagen satelital descargada desde Google Earth obteniendo un área aproximada de 24 Ha y un coeficiente de 0,1 L/Ha/s, mientras que para el caudal de aguas ilícitas se utilizó un coeficiente de 80 L/hab/día en lo que respecta a conexiones ilícitas.

Tabla 14. Caudal Diseño.

PERIODO	Q DOMÉSTICO	SIMULTANEIDAD	Q INFILTRACIÓN	Q ILÍCITAS	Q DISEÑO
AÑOS	L/s	M	L/s	L/s	L/s
2019	1,99	2,12	2,4	2,12	8,74
2020	2,02	2,12	2,4	2,15	8,83
2021	2,05	2,11	2,4	2,19	8,92
2022	2,08	2,11	2,4	2,22	9,00
2023	2,11	2,11	2,4	2,25	9,09
2024	2,14	2,11	2,4	2,28	9,18
2025	2,17	2,11	2,4	2,31	9,28
2026	2,20	2,10	2,4	2,35	9,37
2027	2,23	2,10	2,4	2,38	9,46
2028	2,26	2,10	2,4	2,41	9,56
2029	2,29	2,10	2,4	2,45	9,65
2030	2,32	2,09	2,4	2,48	9,75
2031	2,36	2,09	2,4	2,51	9,84
2032	2,39	2,09	2,4	2,55	9,94
2033	2,42	2,09	2,4	2,58	10,04
2034	2,46	2,09	2,4	2,62	10,14
2035	2,49	2,08	2,4	2,66	10,24
2036	2,52	2,08	2,4	2,69	10,35
2037	2,56	2,08	2,4	2,73	10,45
2038	2,59	2,08	2,4	2,77	10,55
2039	2,63	2,08	2,4	2,80	10,66
2040	2,66	2,07	2,4	2,84	10,77
2041	2,70	2,07	2,4	2,88	10,88
2042	2,74	2,07	2,4	2,92	10,98
2043	2,77	2,07	2,4	2,96	11,09
2044	2,81	2,07	2,4	3,00	11,21

Lo que se obtuvo como resultado fue el caudal diseño obteniendo un valor de 11,21 L/s para diseñar la planta de tratamiento de la parroquia de Ricaurte.

5.6. Diseño de la PTAR.

Mediante la aplicación de las fórmulas mencionadas se logró diseñar de manera adecuada las lagunas de oxidación, los resultados se detallan a continuación.

Tabla 15. Datos preliminares.

DATOS		
P. FUTURA	3239	hab
DOTACIÓN AAPP	100	L/hab/día
C. RETORNO	0.7	Adimensional
C. INFILTRACIÓN	0.1	L/Ha/s
C. ILÍCITAS	80	L/hab/día
% DESCARGA AAPP	0.75	Adimensional
ÁREA URBANA	24	Ha

5.7. Obtención de las medidas de canal de desbaste

Para calcular el canal de desbaste se utilizaron las formulas propuestas en la metodología y de la cual se obtuvieron los siguientes datos.

Tabla 16. Resultados del dimensionamiento del canal.

CANAL DESBASTE		
CAUDAL DISEÑO	11.21	L/s
C. SIMULTANIDAD	2.07	Adimensional
Q. MAX. HORARIO	22.41	L/s
VELOCIDAD	0.40	m/s
ÁREA	0.06	m ²
BASE	0.5	m
LÁMINA DE AGUA	0.11	m
BORDE LIBRE	0.29	m
ALTURA TOTAL DEL CANAL	0.40	m
RADIO HIDRÁULICO	0.724	m
PENDIENTE	0.004	%

Para determinar el caudal máximo horario (Q_{max}), se empleó la siguiente fórmula:

$$Q_{max} = KMH \times Q_{diseño}$$

$$Q_{max} = 2 \times 11.205 \text{ l/s}$$

$$Q_{max} = 22.41 \text{ l/s}$$

Nota: En la parte de metodología se explica el valor del coeficiente máximo horario (KMH) utilizado para determinar el valor del caudal.

Los valores obtenidos para el diseño de la sección transversal del canal de desbaste son que cuenta con un área de 0.06 m^2 para la cual, asumiendo una base de 50 cm, con una altura de la estructura de 40 cm para la cual se realizó una suma del tirante de agua (11 cm) con la del borde libre (29 cm) con una pendiente de $s = 0.004\%$. Estos dimensionamientos se encuentran reflejados en la parte de planos dentro de los anexos (**lámina 002 – 007**).

5.7.1. Cálculo de rejas

Luego de haber calculado la sección del canal, se procede al cálculo de la criba o rejas de limpieza manual. En la siguiente tabla se expresan los valores obtenidos de las ecuaciones propuestas en la metodología.

Tabla 17. Resultados del dimensionamiento de rejas.

REJILLAS		
TIRANTE (H)	0.30	m
LONGITUD	0.35	m
DIÁMETRO BARRA	0.50	plg
SEPARACIÓN	4	cm
NÚMERO DE BARRAS	9	u
ÁREA	0.04	m ²
VELOCIDAD	0.51	m/s
PÉRDIDA DE CARGA	0.01	m
LONGITUD DEPOSITO CANAL	1.75	m

De los resultados obtenidos se escogió un diámetro de $\frac{1}{2}$ " con separaciones cada 4 cm, con la cual el diseño tendrá un número de barras de 9 unidades, cada una con una longitud de 35 cm para un ángulo de inclinación de 60° y serán ubicada en el canal a la distancia

de 1.75 m generando una pérdida de carga de 1cm. Estos dimensionamientos se encuentran reflejados en la parte de planos dentro de los anexos (**lámina 002 – 007**).

5.8. Desarenador

Para el cálculo del desarenador se partió de los siguientes datos:

Tabla 18. Datos preliminares para cálculo del desarenador.

DATOS		
Q DISEÑO	22.41	L/s
° TRANSICION	12.5	Grados
P. ESPECIFICO PART.	2.65	g/cm ³
D. PARTÍCULA	0.0002	mm
T° AGUA	20	°C
BASE CANAL	0.4	m
COEF. VISCOSIDAD	0.000001011	m ² /s
GRAVEDAD	9.81	m/s ²
A	51	adimensional

El dato del factor A fue obtenido de la tabla 5 propuesta en la metodología por lo que el diámetro es menor a 0.1 se tomó el 51, con estos datos se llegó a la conclusión de que los datos no aplican para la ley de Stokes ni de Newton ya que el flujo pertenece a un régimen en transición por lo tanto se optó por la ley de Allen para la cual se obtuvo una tabla con los siguientes resultados de vs.

Tabla 19. Obtención del vs por iteraciones sucesivas.

VS ASUMIDO	CD	VS
0.01	14.60	0.017
0.015	10.17	0.021
0.02	7.91	0.023
0.025	6.54	0.026
0.026	6.326	0.026

Por lo tanto, se obtuvieron los siguientes valores que describen las dimensiones del desarenador tipo horizontal.

Tabla 20. Resultados del dimensionamiento del desarenador.

VELOCIDAD DE LA PARTÍCULA	0.197	M/S
ÁREA DEL DESARENADOR	0.11	m ²
VELOCIDAD DEL FLUJO	0.197	m/s
LONGITUD DEL DESARENADOR	11	m
ALTURA DE AGUA	0.4	m
BORDE LIBRE	4.3	m
ALTURA DEL DESARENADOR	0.4	m
LONGITUD DEL ENSANCHAMIENTO	1.1	m
TIEMPO DE SEDIMENTACIÓN	15.314	s
TIEMPO DE DESPLAZAMIENTO	21.918	s
BASE MENOR	0.5	m
BASE MAYOR	1	m
PENDIENTE	0.004	%

De esta tabla se obtuvieron los dimensionamientos del desarenador, tomando en cuenta que para el ensanchamiento se utilizó un ángulo de 12.5°, mismo que se revisara en los planos detalles. Estos dimensionamientos se encuentran reflejados en la parte de planos dentro de los anexos (**lámina 003 – 007**).

5.9. Cálculo de laguna facultativa.

Las ecuaciones empíricas utilizadas en la metodología la cual fue creada por la autoría de Yanes se obtuvo los siguientes datos:

Tabla 21. Resultados del diseño y dimensionamiento de la laguna facultativa.

DISEÑO DE LAGUNA FACULTATIVA		
CARGA ORGANICA C.O	2102	mg/día
DBO	334	mg/l
Q AFLUENTE	629	m ³ /día
TEMP PROMEDIO	27	*C
CARGA SUPERFICIAL DE DISEÑO λ_s	443	*C
AREA DE LA LAGUNA FACULTATIVA (Af)	3087	m ²
CONCENTRACION DEL (DBO5) EN EL AFLUENTE (Li)	217	mg/l
VOLUMEN DE LA LAGUNA (V)	12350	m ³
ALTURA DE LAGUNAZA (Z)	4	m
RELACION LARGO ANCHO (Bprom) x=3	32,08	m
RELACION LARGO ANCHO (Lprom) x=3	96,24	m
PARA ANCHO Y LARGO (Bsup)	41,02	m
PARA ANCHO Y LARGO (Lsup)	105,18	m
CALCULO DEL AREA SUPERFICIAL (Asup)	4315,13	m ²
GASTO EN EL EFLUENTE (Qo)	617,60	m ³ /día
REMOLICION DE COLIFORME FECALES <i>d</i>	0,33	adm
COEFICIENTE DE REDUCCION BACTERIANA <i>Kb</i>	1,40	adm
TIEMPO MEDIO DE RETENCION HIDRAULICO DE LA LAGUNA FACUTATIVA <i>OF</i>	19,62	días
CONSTANTE <i>a</i>	6,09	adm
COLIFORME FECALES EN EL EFLUENTE DE LA LAGUNA FACULTATIVA <i>Nf/No</i>	2146,03	(NMP/100 mL)
COLIFORME FECALES CORREGIDOS POR EVAPORACION <i>Ne</i>	2186,79	(NMP/100 mL)
CONSTANTE DE DECAIMIENTO DE TEMPERATURA UN DIA CUALQUIERA <i>Kf</i>	12,50	adm
CONCENTRACION DE LA DBO EN EL EFLUENTE DE LA LAGUNA <i>DBOef</i>	1,357	mg/l
EFICIENCIA DE REMOCION DE LA DBO	99,594	%
DBO CORREGIDA POR EVAPORACION <i>DBOe</i>	340,343	mg/l

Nota: Para el dimensionamiento de este tratamiento, se tomó el caudal dividido entre dos, debido a que se realizó dos lagunas facultativas, por lo tanto, el caudal se repartió para ambas lagunas.

Por lo que se llegó a la obtención de los valores reflejados en la tabla, obteniendo los dimensionamientos exactos, pero para momento de dibujarlos se manejó con dimensionamientos múltiplos de 5. Estos dimensionamientos se encuentran reflejados en la parte de planos dentro de los anexos (**lámina 004 – 007**).

5.10. Cálculo de laguna de maduración.

Las ecuaciones empíricas utilizadas en la metodología la cual denominada flujo disperso se obtuvo los siguientes datos:

Tabla 22. Resultados del dimensionamiento de la laguna de maduración.

DISEÑO DE LAGUNA DE MADURACION		
TIEMPO DE RETENCION HIDRAULICO DIAS (O)	7	días
DBO i	1	mg/l
Q EN EL AFLUENTE DE LLG (Qi)	1235	m ³ /día
TEMP PROMEDIO EST CHONE*	27	*C
CARGA SUPERFICIAL DE DISEÑO λ_s	443	*C
ÁREA DE LA LAGUNA MADURACION	2882	m ²
CONCENTRACION DEL (DBO5) EN EL EFLUENTE (Li)	1	mg/l
VOLUMEN DE LA LAGUNA (V)	8646	m ³
ALTURA DE LAGUNAZA (Z)	3	m
RELACION LARGO ANCHO (Bprom) x=3	31,00	m
RELACION LARGO ANCHO (Lprom) x=3	92,99	m
PARA ANCHO Y LARGO (Bsup)	37,70	m
PARA ANCHO Y LARGO (Lsup)	99,69	m
CALCULO DEL AREA SUPERFICIAL (Asup)	3758,84	m ²
GASTO EN EL EFLUENTE (Qo)	1224,98	m ³ /día
REMOLICION DE COLIFORME FECALES d	0,33	adm
COEFICIENTE DE REDUCCION BACTERIANA Kb	1,40	adm
CONSTANTE a	3,73	adm
COLIFORME FECALES EN EL EFLUENTE DE LA LAGUNA FACULTATIVA Nf/No	624,85	(NMP/100 mL)
COLIFORME FECALES CORREGIDOS POR EVAPORACION Ne	630,06	(NMP/100 mL)
CONSTANTE DE DECAIMIENTO DE TEMPERATURA UN DIA CUALQUIERA Kf	12,50	adm
CONCENTRACION DE LA DBO EN EL EFLUENTE DE LA LAGUNA DBOef	0,015	mg/l
EFICIENCIA DE REMOCION DE LA DBO	98,870	%
DBO CORREGIDA POR EVAPORACION DBOe	1,368	mg/l

Con los valores obtenidos de las tablas se llegó a los dimensionamientos exactos para la laguna, pero para dibujarla se manejó con dimensionamientos múltiples de 5. Estos dimensionamientos se encuentran reflejados en la parte de planos dentro de los anexos (lámina 005 – 007).

Nota: El Agua del efluente del sistema de tratamiento convencional o por lagunaje, sale depurada con una remoción de DBO del 98.8%, mientras que los coliformes fecales con los que sale son relativamente bajos teniendo 624.8 NMP/100 mL que es lo aceptable dentro de la normativa, se estima que este sistema convencional depure solidos suspendidos entre un 70% a 90%. Por lo tanto, es un sistema confiable que la depura de aguas residuales de uso doméstico.

6. CONCLUSIONES

- Mediante la recolección de datos primarios obtenidos por medio de la aplicación de la encuesta se pudo verificar el diagnóstico de la parroquia, el cual es crítico con respecto a la contaminación del agua en la misma y las enfermedades en consecuencia, prevaleciendo las infecciones en un 80% de la totalidad de encuestados.
- Se calcularon adecuadamente los caudales de diseño, necesarios para la implementación de la laguna de oxidación que se acoplaron a las necesidades de depuración de aguas servidas de la parroquia Ricaurte.
- Se logró diseñar de manera adecuada el diseño más óptimo de una laguna de oxidación en la parroquia tomando en consideración los aspectos técnicos, económicos y especialmente ambientales, favoreciendo así a las necesidades sanitarias de la parroquia con aspectos ecológicos.

7. BIBLIOGRAFÍA

- CNA. (2000). Manual de Diseño de Agua Potable, Alcantarillado Saneamiento. Guía para el Control de Descargas a los Sistemas de Alcantarillado Urbano o Municipal. *México*.
- Collí, M. J.; Rico, M. M.; Rivas, H. A.; Escalante, E. V. E. y Luyendijk, R. (1992). Manual simplificado para el diseño, operación y evaluación de lagunas de estabilización de aguas residuales. *CONAGUA-IMTA. Jiutepec, México. 36 P.*
- Delgado, R. (2015). *PLAN DE DESARROLLO Y ORDENAMIENTO TERRITORIAL DE LA PARROQUIA RURAL RICAURTE.*
- Eddy, M. &. (1991). Wastewater engineering. Treatment, Disposal, Reuse. *E.U.A., (McGraw-Hill).*
- GAD CHONE. (2014). Plan de desarrollo y ordenamiento territorial del Cantón Chone. In *Ecuador.*
- García, P. (2010). Agua, medio ambiente y desarrollo en el siglo XXI. *México: Instituto Mexicano de Tecnología Del Agua., 1ª ed.*
- Giraldo, E. (1993). Tratamientos anaerobios de las aguas residuales domésticas. Limitaciones y potencialidades. *Quito- Ecuador, 3–7.*
- IMTA, C. (1996). Manual de Diseño de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento. Manual de Diseño de Lagunas de Estabilización. *México: Instituto Mexicano de Tecnología Del Agua.*
- IMTA, C. (2007). Manual de diseño de agua potable, alcantarillado y saneamiento. *México: Instituto Mexicano de Tecnología Del Agua., 56–83.*
- INEC. (2010). Base de datos - Censo de población y viviendas. *Ecuador.*
- Kellner, E., Pires, E. C. (1998). Lagoas de Estabilizacao-projeto e Operacao. *Rio de Janeiro: ABES, 13–17, 28–36, 48–59.*

- Lahera, R. (2010). INFRAESTRUCTURA SUSTENTABLE: LAS PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES. *Quivera - Universidad Autónoma Del Estado de México México*, 12, 58–69.
- Martins, S., P. F. (2011). Metodología de la investigación cuantitativa. *Caracas: Fedupel*, (3ª ed.).
- Olukanni, D. O. (2011). Hydraulic modeling and optimization of waste stabilization ponds design for developing nations. *Tesis Doctoral. Covenant University, Ota, Ogun State, Nigeria. 357 P.*
- Rolim, M. S. (2000). Lagunas de Estabilización. En: Como utilizar Aguas Residuales Tratadas en Sistemas de Regadío. *Santa Fé de Bogotá. McGraw-Hill.*
- SENAGUA. *Diseño, norma de sistemas, para abastecimiento de agua potable, disposición de excretas y residuos líquidos en el área rural.* , (2018).
- Yáñez, C. (1995). Water Quality, Sanitation Technology for the Americas. *México: Instituto Mexicano de Tecnología Del Agua.*, 37, 264–275. Retrieved from <http://www.cepis.org.pe/bvsacd/scan2/015767/015767.pdf>

8. ANEXOS

Anexo N° 1. Criba de limpieza manual



Fuente: Libro Universidad Mayor de San Simón

Anexo N° 2. Criba de limpieza mecánica.



Fuente: Libro Universidad Mayor de San Simón



ENCUESTA

INSTRUCCIONES: Lea detenidamente las preguntas y responda con sinceridad las mismas.

NOTA: Los datos recolectados serán utilizados para fines investigativos.

1. ¿Cuenta con servicio de alcantarillado sanitario?
Sí _____
No _____
2. ¿Cuáles son las Enfermedades más comunes que se presentan en la parroquia son producto de la contaminación por agua residual domestica?
Diarreicas _____
Infecciones _____
Tuberculosis _____
A la piel _____
A los ojos _____
Resfriados _____
Ninguna _____
3. ¿Mediante qué proceso usted deposita sus desechos orgánicos/domésticos?
Pozo séptico _____
Alcantarillado sanitario _____
Conexión directa al río _____
4. ¿Arroja usted basura, desechos, sustancias químicas, entre otros a los inodoros, fregaderos, lavamanos?
Sí _____
No _____
5. ¿Cuál crees que es el principal agente contaminante del agua en la parroquia?
Desechos sólidos _____
Aguas residuales _____
Químicos _____

Anexo N° 4. Lugar de implantación de la PTAR.



Fuente: Estudiante de la Universidad Católica del Ecuador.



Fuente: Estudiante de la Universidad Católica del Ecuador

Anexo N°5. Tabla 8 TULSMA: Límites de descarga de Aguas Residuales.

Parámetros	Expresado como	Unidad	Límite máximo permisible
Aceites y grasas	Sust. solubles en hexano	mg/l	70,0
Explosivos o inflamables	Sustancias	mg/l	Cero
Alkil mercurio		mg/l	No detectable
Aluminio	Al	mg/l	5,0
Arsénico total	As	mg/l	0,1
Cadmio	Cd	mg/l	0,02
Cianuro total	CN ⁻	mg/l	1,0
Cinc	Zn	mg/l	10,0
Cloro Activo	Cl	mg/l	0,5
Cloroformo	Extracto carbón cloroformo	mg/l	0,1
Cobalto total	Co	mg/l	0,5
Cobre	Cu	mg/l	1,0
Compuestos fenólicos	Expresado como fenol	mg/l	0,2
Compuestos organoclorados	Organoclorados totales	mg/l	0,05
Cromo Hexavalente	Cr ⁺⁶	mg/l	0,5
Demanda Bioquímica de Oxígeno (5 días)	DBO ₅	mg/l	250,0
Demanda Química de Oxígeno	DQO	mg/l	500,0
Dicloroetileno	Dicloroetileno	mg/l	1,0
Fósforo Total	P	mg/l	15,0
Hidrocarburos Totales de Petróleo	TPH	mg/l	20,0
Hierro total	Fe	mg/l	25,0
Manganeso total	Mn	mg/l	10,0
Mercurio (total)	Hg	mg/l	0,01
Níquel	Ni	mg/l	2,0
Nitrógeno Total Kjeldahl	N	mg/l	60,0
Organofosforados	Especies Totales	mg/l	0,1
Plata	Ag	mg/l	0,5
Plomo	Pb	mg/l	0,5
Potencial de hidrógeno	pH		6-9
Selenio	Se	mg/l	0,5
Sólidos Sedimentables	SD	ml/l	20,0
Sólidos Suspendedos Totales	SST	mg/l	220,0
Sólidos totales	ST	mg/l	1 600,0
Sulfatos	SO ₄ ⁻²	mg/l	400,0
Sulfuros	S	mg/l	1,0
Temperatura	°C		< 40,0
Tensoactivos	Sustancias Activas al azul de metileno	mg/l	2,0
Tetracloruro de carbono	Tetracloruro de carbono	mg/l	1,0
Tricloroetileno	Tricloroetileno	mg/l	1,0

Fuente: Libro VI del Texto Unificado De Legislación Secundaria Del Ministerio Del Ambiente (TULSMA, 2015)

Anexo N°6. Análisis del agua residual de la parroquia Ricaurte.



**LABORATORIO DE ANÁLISIS DE AGUAS Y
DESECHOS LÍQUIDOS INDUSTRIALES**

DR. JOHN FARFÁN UBILLÚS

Químico – Master en Tecnología del Agua. Especializado en la U. Politécnica de Cataluña-España, Análisis y Tratamiento de Aguas de: industrias, potable, residuales, camaroneras, riego, piscinas, recreativas, etc. Asesoría y Consultoría

TELÉFONOS: 05-2696-193

Celular: 0986856881

e mail: lafaro@outlook.com

MANABÍ- ECUADOR

PROYECTO: "DISEÑO DE UNA LAGUNA DE OXIDACION PARA EL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES GENERADAS EN LA PARROQUIA RICAURTE DEL CANTON CHONE DE LA PROVINCIA DE MANABÍ"

Ref: RE-20

Muestra No. 1

Solicitado Por: Sr. Freddy Manuel Zambrano Cornejo.

En fecha: febrero 06 de 2020

Dirección: Vía Chone – Ricaurte

Población: Ricaurte

Provincia: MANABÍ

Fuente: Agua residual doméstica

Fecha y hora de muestreo: 06-02-2020 09H:15

ANÁLISIS FÍSICO-QUÍMICO

	UNIDAD	METODO	RESULTADO	LIMITES DE DESCARGA AL SISTEMA DE ALCANTARILLADO PÚBLICO TABLA 8 TUSMA
PARAMETROS FÍSICOS				
pH	---	4500-H ⁺ B	7.25	6 - 9
Conductividad Eléctrica	µS/cm	2510B	983	--
Sólidos Disueltos	mg/L	JF-AF-04	198.2	--
Totales				
Sólidos Suspendidos	mg/L	2540D	218	220
Totales				
Sólidos Sedimentables	ml/L	2540F	18	20

PARAMETROS QUÍMICOS

Fosfatos	mg/L	4500-P	5.6	15
----------	------	--------	-----	----

Nitratos	mg/L	4500-NO ₃ E	6.9	--
Nitritos	mg/L	4500-NO ₂ B	0.2	--
N Amoniacal	mg/L	4500 NH ₃ C	7.1	--
Nitrógeno Total	mg/L	4500 N D	35.1	60

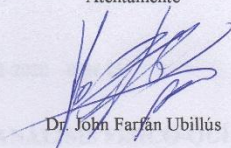
PARAMETROS ESPECIALES

Oxígeno Disuelto	mg/L	4500-O G	0.3	--
DQO	mg/L	5220 D	563	500
DBO ₅	mg/L	5210 D	332.1	250

ANÁLISIS BACTERIOLÓGICO

COLIFORMES FECALES	NMP	9221 F	271 X 10 ³	--
--------------------	-----	--------	-----------------------	----

Atentamente


Dr. John Farfan Ubillús

NOTA: La muestra fue recolectada, almacenada, conservada y transportada por el cliente.

EL PRESENTE TRABAJO FUE REALIZADO USANDO LAS TÉCNICAS DEL STÁNDAR METHODS FOR EXAMINATION WATER AND WASTEWATER DE LA AWWA, APHA y WPCF 23^{ER} EDITION

