



UNIVERSIDAD NACIONAL DE LOJA

PLAN DE CONTINGENCIA SEDE ZAMORA

CARRERA DE INGENIERÍA EN MANEJO Y CONSERVACIÓN DEL MEDIO AMBIENTE

“DISEÑO DE UN SISTEMA DE TRATAMIENTO PARA LAS AGUAS RESIDUALES DE LA CABECERA PARROQUIAL TIMBARA DEL CANTÓN ZAMORA”

Tesis previa a la Obtención del Título
de Ingeniera en Manejo y Conservación
del Medio Ambiente.

AUTORA:

Liliana Elizabeth Ortega Vegas

DIRECTOR:

Ing. Hitler Farley Figueroa Mg Sc.

LOJA – ECUADOR

Julio, 2015

CERTIFICACION

AUTORIZACION

Ing. Hitler Farley Figueroa Mg. Sc.

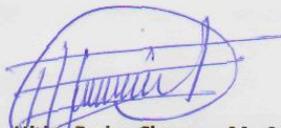
CATEDRATICO DE LA MODALIDAD DE ESTUDIOS PRESENCIAL DE LA CARRERA DE INGENIERIA EN MANEJO Y CONSERVACION DEL MEDIO AMBIENTE DEL PLAN DE CONTINGENCIA DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE LOJA SEDE ZAMORA.

CERTIFICO:

Que la presente tesis titulada: **“DISEÑO DE UN SISTEMA DE TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES DE LA CABECERA PARROQUIAL TIMBARA DEL CANTÓN ZAMORA”**, desarrollada por Liliana Elizabeth Ortega Vegas, ha sido realizada bajo mi dirección y cumple con los requisitos de fondo y de forma que exigen los respectivos reglamentos e instructivos. Por ello autorizo su presentación y sustentación.

Zamora, 12 de febrero del 2015

Atentamente,



Ing. Hitler Farley Figueroa Mg.Sc.
DIRECTORA DE TESIS

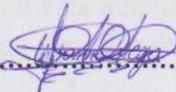
CARTA DE AUTORIZACIÓN / AUTORÍA / PARTE DEL AUTOR PARA LA CONSULTA, REPRODUCCIÓN PARCIAL O TOTAL Y PUBLICACIÓN ELECTRÓNICA DEL TEXTO COMPLETO

Yo, **Liliana Elizabeth Ortega Vegas**, declaro ser autora del presente trabajo de Titulación y eximo expresamente a la Universidad Nacional de Loja y a sus representantes Jurídicos de posibles reclamos o acciones legales, por el contenido de la misma.

Adicionalmente acepto y autorizo a la Universidad Nacional de Loja, la publicación de mi tesis en el Repositorio Institucional-Biblioteca Virtual

AUTORA: Liliana Elizabeth Ortega Vegas

FIRMA:



CÉDULA: 1900495647

FECHA: Loja 15 de Julio del 2015

CARTA DE AUTORIZACIÓN DE TESIS POR PARTE DEL AUTOR, PARA LA CONSULTA, REPRODUCCIÓN PARCIAL O TOTAL, Y PUBLICACIÓN ELECTRÓNICA DEL TEXTO COMPLETO

Yo, Lilibiana Elizabeth Ortega Vegas. Declaro ser autora de la tesis Titulada "DISEÑO DE UN SISTEMA DE TRATAMIENTO PARA LAS AGUAS RESIDUALES DE LA CABECERA PARROQUIAL TIMBARA DEL CANTÓN ZAMORA" de autoría de LILIANA ELIZABETH ORTEGA VEGAS". Como requisito para optar al título de: INGENIERA EN MANEJO Y CONSERVACIÓN DEL MEDIO AMBIENTE; autorizo al Sistema Bibliotecario de la Universidad Nacional de Loja para que con fines académicos, muestre al mundo la producción intelectual de la Universidad, a través de su visibilidad de su contenido de la siguiente manera en el Repositorio Digital Institucional.

Los usuarios pueden consultar el contenido de este trabajo en el RDI, en las redes de Información de país y del exterior, con las cuales tenga convenio la Universidad.

La Universidad Nacional de Loja no se responsabiliza por el plagio o copia de la Tesis que realice un tercero.

Para constancia de esta autorización en la ciudad de Loja a los quince días del mes de Julio de dos mil quince, firma la autora.

FIRMA: 

AUTORA: Lilibiana Elizabeth Ortega Vegas

CÉDULA: 1900495647

DIRECCIÓN: Zamora. Calle Manuelita Cañizares Av. Héroe de Paquisha.

CORREO ELECTRÓNICO: elizaortega24@hotmail.com

TELÉFONO: 0980839692

DATOS COMPLEMENTARIOS

Director de Tesis: Ing. Hitler F. Figueroa S. Mg Sc.

Tribunal de Grado:

Ing. Osmani López Celi Mg. Sc. (Presidente)

Ing. Galo Ramos Mg. Sc. (Vocal)

Ing. María Luisa Díaz Mg. Sc. (Vocal)

DEDICATORIA

A Dios Todo Poderoso.

Por permitirme sentir su presencia y bendecirme cada día de mi vida, por regalarme salud, sabiduría, conocimiento, paciencia y de esta forma darme la oportunidad de cumplir con satisfacción uno de los objetivos de mi vida, así permitir darle este orgullo a mis padres culminando con éxitos mis estudios.

A mis Padres:

Segundo Juan Ortega y María Vegas, por ser mi mayor apoyo infinitamente gracia, ya que con mucho amor y esfuerzo me dieron la oportunidad de continuar mis estudios y poder culminar mi carrera, gracias por el apoyo incondicional en todo este tiempo, gracias porque desde pequeña me educaron y me guiaron por un buen camino, enseñándome que todo esfuerzo vale la pena.

A mis Hermanos

Juan Medardo Ortega, Edwin Humberto Ortega y Karla Jennifer Ortega, por ser los mejores hermanos, por mostrarme su amor y cariño que me hacen sentir muy especial, Gracias por apoyarme en todo momento, por sus oraciones y por estar siempre pendiente de mí y desearme lo mejor.

A mis amigos.

Gracias por formar parte de mi vida, por mostrarme su amistad sincera, por el cariño, por estar siempre conmigo compartiendo alegrías y dándome ánimo en las tristezas, por apoyarme y estar pendiente de mi para que todo salga bien, por desearme los mejor y por hacerme sentir que soy una persona importante en sus vidas mil gracias.

Liliana Elizabeth Ortega Vegas

AGRADECIMIENTO

El presente trabajo de tesis primeramente me gustaría agradecerle a ti Dios por bendecirme para llegar hasta donde he llegado, porque hiciste realidad este sueño anhelado. .

A mi director de tesis, Ing. Jorge Ríos Becerra, al dirigirme en este trabajo de investigación por sus valiosos conocimientos, sus sugerencias, su colaboración y por guiarme durante la elaboración de este trabajo. Por su esfuerzo y dedicación, quien con sus conocimientos, su experiencia, su paciencia y su motivación ha logrado en mí que pueda terminar mis estudios con éxito para el logro de mis objetivos.

También me gustaría agradecer a mis profesores durante toda mi carrera profesional porque todos han aportado con un granito de arena a mi formación, y en especial a mis profesores de la Carrera de Ing. En Manejo y Conservación del Medio Ambiente los Ingenieros, Osmani López, Hítalo Pucha y María Luisa Díaz por sus consejos, su enseñanza y por haberme brindado sus conocimientos y apoyo porque me enseñaron tanto de la profesión como de la vida, impulsándome siempre a seguir adelante.

Gracias a todos los que con bondad, paciencia y oportuna cooperación, hicieron posible la realización de esta investigación.

LA AUTORA

A. TITULO

“DISEÑO DE UN SISTEMA DE TRATAMIENTO PARA LAS AGUAS RESIDUALES DE LA CABECERA PARROQUIAL TIMBARA DEL CANTÓN ZAMORA”

B. RESUMEN

La imperante necesidad de conservar los recursos naturales como consecuencia de los actuales niveles de devastación y contaminación ha conducido al hombre a ser participe en la búsqueda de soluciones prácticas e imparciales con el objeto de mitigar los daños causados al entorno que le rodea y de lograr un equilibrio armonio hombre naturaleza.

En tal virtud en el presente trabajo se realiza un breve análisis de las condiciones actuales de las aguas residuales provenientes de la cabecera Parroquial de Timbara, misma que tiene una población de 960 habitantes de las cuales según la empresa EMAPAZ, sustenta que el consumo de agua potable es de 117 litros/habitante*día, el sistema de alcantarillado que existe actualmente es combinado y tiene dos puntos de descarga debido a la topografía del terreno, el caudal promedio medido en los puntos de descarga es de 2,52 l/s.

A través de la recopilación bibliográfica y en base a la observación directa durante las visitas al área de estudio, se presenta una descripción de la misma detallando aspectos como su ubicación, factores climáticos, rasgos topográficos; todos estos aspectos considerados como básicos para la realización de cualquier trabajo de investigación.

Se realizó la caracterización de las aguas residuales mismas que fueron enviadas para el análisis correspondiente al laboratorio CIESSA Cia.Ltda. Determinándose que existe contaminación de las aguas residuales por presencia básicamente de coliformes fecales, coliformes sedimentales, y en la segunda muestra se evidencia gran cantidad de boro.

Actualmente en Timbara existe un sistema de alcantarillado combinado pero este a su vez ha cumplido con su tiempo de vida útil, por tal motivo la empresa pública EMAPAZ de la ciudad de Zamora, está rediseñando el sistema de

alcantarillado; canalizando separadamente aguas lluvias de aguas servidas; con sus respectivas cajas y pozos de recolección.

Para dimensionamiento del sistema de las aguas residuales de la parroquia Timbara consideramos caudales medios, caudales máximos, numero de pobladores actuales y su respectiva estimación a 20 años.

El sistema propuesto en el presente estudio consta de las siguientes fases: pre-tratamiento, tratamiento primario y secado de lodos. En el pre-tratamiento permite recoger todos los sólidos vistos con la finalidad de evitar que ingresen materiales que deterioren el sistema; en el tratamiento primario se centra en la eliminación de sólidos en suspensión a través de procesos de biodegradación, y finalmente se recoge los lodos para su secado y utilización como abonos.

SUMMARY

The urgent need to conserve natural resources due to current levels of devastation and contamination led man to be involved in finding practical and fair solutions in order to mitigate the damage to the surrounding environment and to achieve a Man balance nature harmonium.

By virtue in this paper is a brief analysis of the current conditions of the wastewater from the Parish header Timbara, it has a population of 960 inhabitants of which the company says EMAPAZ is made, holds that water consumption Drinking is 117 liters / person * day, the sewer system that currently exists is combined with two discharge points because of the topography, the average flow measured at the point of discharge is 2.52 l / s.

Through the bibliography and based on direct observation during visits to the study area, a description of the same detailing aspects such as location, weather conditions, topographical features is presented; all these aspects considered basic for conducting any research.

Waste characterization same waters that were sent to the appropriate laboratory testing was conducted CIESSA Cia.Ltda. Determining that there is pollution of wastewater basically presence of fecal coliforms, sedimentales, and in the second sample lot evidenced boron.

Timbara currently there is a combined sewer system, but this in turn fulfilled its lifetime, for this reason the public company EMAPAZ city of Zamora, is redesigning the sewer system; separately channeling rainwater sewage; with their boxes and collection wells.

Sizing system for wastewater from the parish Timbara consider average flows, peak flows, number of current inhabitants and their respective estimated at 20 years.

The proposed system in this study consists of the following phases: pre-treatment, primary treatment and sludge drying. In the pre-treatment allows to collect all solid watched in order to avoid deterioration materials entering the system; in the primary treatment is focused on the removal of suspended solids through biodegradation processes, and finally the sludge is collected for drying and use as fertilizer.

C. INTRODUCCIÓN

El agua es uno de los recursos naturales que forma parte del desarrollo de cualquier país; es el compuesto químico más abundante del planeta y resulta indispensable para el desarrollo de la vida. Su disponibilidad es paulatinamente menor debido a su contaminación por diversos medios, incluyendo a los mantos acuíferos, lo cual representa un desequilibrio ambiental, económico y social.

Las aguas residuales domésticas que se generan en la parroquia Timbara, son depositadas en forma directa al río Zamora sin el mínimo tratamiento, generando contaminación sobre el ambiente. El agua residual al no recibir ningún tratamiento altera aún más la calidad del agua del río Zamora y sus propiedades físico químicas y microbiológicas, afecta a la flora y fauna existente en la zona y genera un foco de infección que puede ocasionar enfermedades de origen hídrico, afectando gravemente a la vida de las personas que se dedican a actividades agrícolas, piscicultura, minería, ganadería, etc.

El núcleo urbano de esta parroquia, está constituido fundamentalmente por las aguas de abastecimiento después de haber pasado por las diversas actividades domésticas. Estos desechos líquidos, se componen esencialmente de agua con contenido de sólidos orgánicos e inorgánicos. Si estas aguas no se manejan adecuadamente, generan impactos ambientales adversos en el medio.

El tratamiento de las aguas residuales es una operación que utiliza diferentes procesos de depuración: física, químico y microbiológicos, por medio de unidades de tratamiento convencional y natural, permitiendo de esta manera que el agua que se desea tratar pueda eliminar la mayor parte de contaminantes presentes en la misma.

El presente trabajo de tesis se basa en el “Diseño de un Sistema de Tratamiento para las Aguas Residuales de la Cabecera Parroquial Timbara del Cantón Zamora”, cuyo objetivo general y específicos son:

Objetivo general

Diseño un sistema de tratamiento para aguas residuales de la Cabecera Parroquial de Timbara del Cantón Zamora.

Objetivos específicos

- Caracterizar las aguas residuales de la cabecera parroquial de Timbara.
- Diseñar las unidades físicas y los planos correspondientes del sistema de tratamiento de las aguas residuales de la Cabecera Parroquial de Timbara.
- Socializar el diseño del sistema de tratamiento de agua residuales de la Cabecera parroquial de Timbara.

D. REVISIÓN DE LA LITERATURA

1. El Agua Residual

Los términos aguas residuales se utilizan para referirse al agua que presenta una composición variada de líquidos y residuos sólidos que provienen del sistema de abastecimiento de una población y que ha sido modificada debido a diversos usos en actividades como: domésticas, industriales, comerciales, de servicios, agrícolas, pecuarios, entre otros (Arce y otros, 2005).

1.1. Tipos de Aguas Residuales

1.1.1. Aguas Residuales Domésticas

Incluyen las aguas de cocina, las aguas de lavadoras, las aguas de baño y las aguas negras procedentes del metabolismo humano (García, 2004)

1.1.2. Aguas Residuales Industriales

Proceden de actividades industriales que descargan sus vertidos a la red de alcantarillado municipal y presentan una composición muy variable dependiendo del tipo de industria (García, 2004).

1.1.3. Aguas Negras

Líquidos provenientes de inodoros; transportan excrementos humanos y orinas, ricas en sólidos suspendidos, nitrógeno y coliformes fecales (Romalho, 1996).

1.1.4. Aguas Grises

Líquidos provenientes de tinajas, duchas, lavamanos y lavadoras, aportantes de DBO (Demanda Bioquímica de Oxígeno), sólidos suspendidos, fósforo, grasas y coliformes fecales. Además de estos grupos, las aguas residuales también provienen de escorrentías de usos agrícolas y pluviales (Romalho, 1996).

1.2. Características de las aguas residuales urbanas

Se caracterizan por su composición física, química y biológica, apareciendo una interrelación entre muchos de los parámetros que integran dicha composición (García y otros, 2006). Conocer estas características es de vital importancia para poder establecer las diferentes cargas orgánicas y los sólidos que transportan, los efectos del vertimiento a un cuerpo de agua, y la selección de procesos y operaciones que resulten eficaces para el tratamiento de las mismas (Romero, 1999).

1.2.1. Características Físicas

1.2.1.1. Sólidos Totales

Los sólidos que se presentan en el agua residual pueden ser de tipo orgánico e inorgánico y provienen de las diferentes actividades industriales (Guevara, 2012).

1.2.1.2. Olores

Se debe principalmente a la presencia de sustancias producidas por la descomposición anaerobia de la materia orgánica: ácido sulfhídrico, escatoles, mercaptanos y otras sustancias

volátiles. Si las aguas residuales son recientes, no presentan olores desagradables ni intensos (García, 2004)

1.2.1.3. Temperatura

Es el grado calorífico, referido a un cierto cuerpo. La temperatura del agua residual es comúnmente mayor que las aguas de suministro local, debido a la adición de agua caliente en los hogares y a las actividades industriales (Marín y Osés, 2013).

1.2.1.4. Densidad

Se define como la masa del agua residual por unidad de volumen (kg/m^3). De esta característica depende la formación de corrientes de densidad en fangos de sedimentación u otras instalaciones de tratamiento (Metcalf y Eddy, 1995).

1.2.1.5. Color

Es producido por sustancias disueltas y por partículas coloidales. Es preciso establecer la diferencia entre dos tipos de color, como son el aparente y el real. El aparente involucra la turbiedad, no así el color real (Guevara. 2012).

1.2.1.6. Turbiedad

Se emplea para determinar la calidad de las aguas vertidas o de las aguas naturales, en relación con la materia coloidal y residual en suspensión (Marín y Osés, 2013).

1.3. Características Químicas

Según Romero, 1999 estas características pueden tratarse dentro de los siguientes grupos:

1. Materia orgánica
2. Medición del contenido orgánico
3. Materia inorgánica
4. Gases presentes en el agua

1.3.1. Materia Orgánica

Compuesta principalmente por proteínas, carbohidratos, grasas animales. La materia orgánica se mide, la mayoría de las veces, en términos de DBO (Demanda Bioquímica de Oxígeno) y DQO (Demanda Química de Oxígeno) (Rodríguez, 2008).

1.3.2. Demanda Bioquímica de Oxígeno

Es la cantidad equivalente de oxígeno (mg/l) necesaria para oxidar biológicamente los componentes de las aguas residuales. En el transcurso de los cinco días de duración del ensayo (cinco días) se consume aproximadamente el 70% de las sustancias biodegradables (Arellano, 2008).

1.3.3. Demanda Química de Oxígeno

La Demanda Química de Oxígeno es la medida del equivalente de oxígeno del contenido de materia orgánica susceptible de oxidación por medio de un agente químico oxidante fuerte. En otros términos, es la cantidad de oxígeno que requiere el agua para descomponer toda la materia orgánica que contiene (Guevara, 2012).

1.3.4. Carbono Orgánico Total

Es una medida más directa que la DBO en la determinación de la cantidad de materia orgánica carbonácea en el agua. Se basa en la oxidación de la materia orgánica a dióxido de carbono (CO₂); éste es arrastrado por una corriente de oxígeno a un analizador de rayos infrarrojos donde se mide la cantidad de dióxido de carbono que existe en la muestra (Guevara, 2012).

1.3.5. Materia Inorgánica

Las concentraciones de sustancias inorgánicas en el agua aumentan tanto por el contacto con formaciones geológicas como por las aguas residuales (tratadas y sin tratar) que a ella se descargan. Puesto que las concentraciones de varios constituyentes inorgánicos afectan a los usos del agua, es conveniente examinar la naturaleza de algunos de estos (Metcalf y Eddy, 1995).

1.3.6. PH

La importancia dentro del agua residual radica en determinar la acidez de esta y tiende a ser muy corrosiva, la cual puede atacar químicamente tanto a las sistemas de distribución como a los órganos de las plantas de tratamiento un agua residual básica provoca incrustaciones tanto en los sistemas de distribución como en las plantas de tratamientos (Santiago, 1996).

1.3.7. Nitrógeno

Se presenta en las aguas residuales en forma de nitrógeno orgánico, amoníaco y, en menor cantidad, de nitratos y nitritos (Ramírez, 2002).

1.3.8. Fosforo

En las aguas residuales, el fosforo puede encontrarse en forma de sales minerales, pero también en forma de compuestos orgánicos. El fosforo en aguas superficiales generan un crecimiento incontrolado de algas, debido a la evacuación de las aguas servidas domesticas e industriales, acelerado el proceso de eutrofización (Rodier, 1981).

1.3.9. Cloruros

Los cloruros interfieren en el ensayo de la DQO, y en concentraciones mayores a 15.000 mg/L son considerados tóxicos para el tratamiento biológico convencional (Romero, 1999).

1.3.10. Alcalinidad

Esta característica expresa la concentración de iones bicarbonato, carbonato e hidróxido. Se analiza mediante los cambios de pH, por lo que se puede decir que ayuda a regular los mismos. En general el agua residual es alcalina (Gomella y Guerree, 1977).

1.3.11. Metales Pesados

Entre estos se encuentran plata, bario, cadmio, cromo, cobre, cobalto, níquel, plomo, zinc, hierro, mercurio, titanio, vanadio, niobio, molibdeno y manganeso. Algunos residuos industriales pueden contener concentraciones apreciables de metales pesados y requieren de un pretratamiento para permitir su descarga al alcantarillado (Romero, 1999).

1.3.12. Gases

Los que se encuentran con mayor frecuencia en aguas residuales son el nitrógeno (N₂), el oxígeno (O₂), el dióxido de carbono (CO₂), el sulfuro de hidrógeno (H₂S), el amoníaco (NH₃), y el metano (CH₄). Los tres primeros se encuentran en todas las aguas en contacto con la atmósfera, ya que estos gases forman parte de ella. Los tres últimos, en cambio, provienen de la descomposición de la materia orgánica presente en las aguas residuales (Metcalf y Eddy, 1995).

1.4. Características Biológicas

Las aguas residuales contienen gran número de organismos vivos que son los que mantienen la actividad biológica, produciendo fermentación, descomposición y degradación de la materia orgánica. Su importancia se radica, en la existencia en residuos humanos, patogenicidad, uso como indicadores de contaminación y función como ejecutores del tratamiento biológico (Crites y Tchobanoglous, 2000).

1.4.1. Microorganismos

El impacto a la salud pública más grande es la disentería, causada por la calidad microbiológica del agua de consumo humano. Aquí se incluyen enfermedades infecciosas y parasitarias como el cólera, la tifoidea, la disentería, la hepatitis, el gusano de guinea y la esquistosomiasis.

1.4.2. Organismos Patógenos

Como organismos indicadores de contaminación fecal se utilizan normalmente los Coliformes Totales y Fecales (García, 2004)

1.4.2.1. Bacterias

Las bacterias patógenas presentes en el agua residual, contienen una gran variedad de especies que pueden causar enfermedades, en hombres y animales (Crites, 2000).

1.4.2.2. Virus

Los virus presentes en las aguas residuales provienen de excretas intestinales del hombre y de los animales domésticos, existen más de 100 clases diferentes de virus infecciosos en un gramo de heces humanas y su actuación dependen del tipo de virus muchos son resistentes a cualquier tipo de tratamiento (Seoanes, M, 1995).

1.4.2.3. Protozoos

(Crites y Tchobanoglous, 2000) coinciden que los protozoos se alimentan de bacterias y de otros microorganismos así como de materia orgánica en partículas son esenciales en los ríos debido a que mantienen un balance entre los diferentes grupos de microorganismos.

1.4.3. Presencia de Coliformes

Se utiliza el ensayo de fermentación en tubo múltiple y consta de tres fases, la primera es la fase de presunción y se basa en la capacidad de los coliformes para fermentar lactosa en medio fluido, la segunda fase es la de confirmación y se realiza un cultivo de bacterias coliformes en un medio que imposibilite el desarrollo y crecimiento de otros organismos y la tercera fase, que es el ensayo completo, relaciona los dos pasos anteriores (Metcalf y Eddy, 1995).

1.5. Tratamiento de Aguas Residuales

Los tratamientos a los que se deben someter los efluentes tienen que garantizar la recuperación del compuesto orgánico en el grado requerido por la legislación que regula el vertido del efluente.

La aplicación de cualquier tipo de método depende fundamentalmente de la concentración del contaminante y del caudal del efluente (Rodríguez, 2004).

1.5.1. Pretratamiento

Separación previa de la mayor cantidad posible de contaminantes que por naturaleza o tamaño puedan dar problemas posteriormente (sólidos gruesos, arenas y flotantes principalmente) (Romero, 1999).

1.5.1.1. Desbaste

La misión es eliminar los sólidos de tamaño pequeño mediano, mediante:

- a) **Rejas:** Barras paralelas con separación uniforme. Pueden ser rejas de gruesos que no permiten el paso entre barrotes de tamaños superiores o rejas de finos, de limpieza manual (Hernández, 1992)
- b) **Tamices:** Placas perforadas o mallas metálicas. No permiten el paso de partículas de tamaño superior a 6 mm (Davis y Masten, 2005).

1.5.1.2. Desarenado

Elimina la materia de mayor densidad (por ejemplo arenas), con diámetros mayores de 0,2 mm.

Hay dos tipos: estáticos de flujo horizontal (donde el agua circula en horizontal) y aireados (flujo helicoidal) (Hernández, 1992).

1.5.1.3. Desengrasador

Elimina grasas y demás materias flotantes, más ligeras que el agua. Pueden ser: estáticos (el agua sale por debajo del depósito con tabique) o aireados (se inyecta aire por la parte inferior del depósito). Es frecuente realizar el desarenado y desengrasado en un misma etapa o equipo (Huertas y otros, 2013)

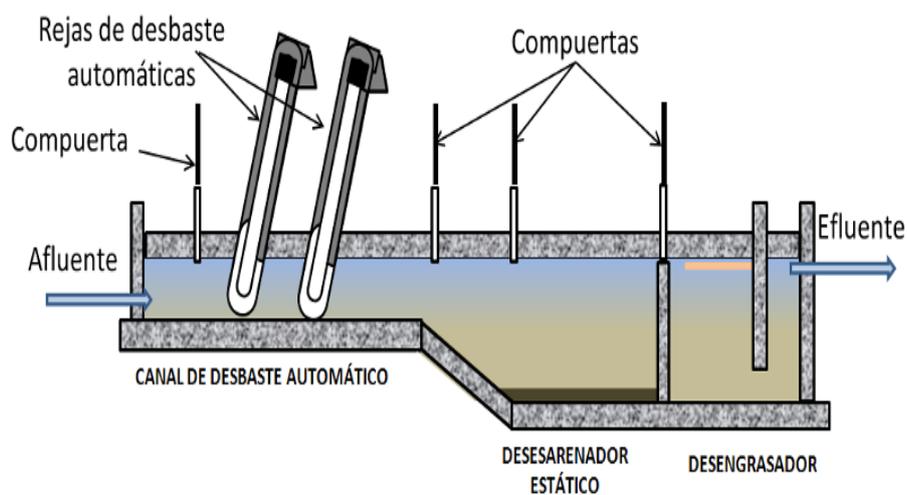


Figura 1. Esquema de pretratamiento

Fuente: (Huertas y otros, 2013)

1.5.2. Tratamiento Primario

El principal objetivo de los tratamientos primarios se centra en la eliminación de sólidos en suspensión, consiguiéndose además una cierta reducción de la contaminación biodegradable, dado que una parte de los sólidos que se eliminan está constituida por materia orgánica (Hernández, 1992).

1.5.2.1. Sedimentación primaria

Su objetivo es la eliminación de la mayor parte posible los sólidos sedimentables, bajo la acción exclusiva de la gravedad. La retirada de estos sólidos es muy importante ya que, en caso contrario, originarían fuertes demandas de oxígeno en el resto de las etapas de tratamiento de la estación y por zonas (Borja, 2012)

1.5.2.2. Tanque Imhoff

El tanque Imhoff consiste en un depósito en el que se distinguen dos zonas claramente separadas. Una parte superior denominada zona de sedimentación, en donde se produce la decantación de los sólidos, y una parte inferior, denominada zona de digestión en donde se almacenan y digieren los sólidos decantados. Ambas zonas se encuentran separadas físicamente por una estructura en forma de casa invertida abierta en el fondo, que impide el paso de los gases de la zona de digestión a la zona de sedimentación (Huertas y otros, 2013).

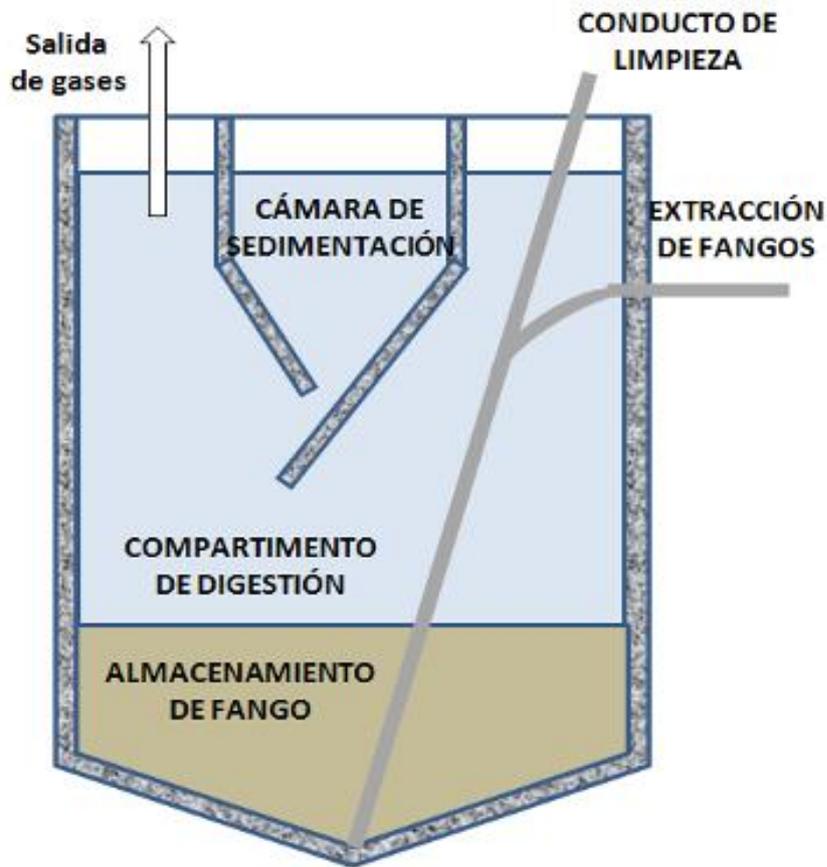


Figura 2. Esquema de un Tanque Imhoff

Fuente: (Huertas y otros, 2013)

1.5.3. Lechos de Secados

En el lecho de secado al aire, el lodo proveniente, ya sea de: un tanque Imhoff, el proceso es natural, el agua contenida en los lodos filtra, por efecto de la gravedad, a través de un lecho filtrante de arena y grava, y es recogida por ductos perforados para ser luego conducida al cuerpo receptor final. Otra parte del agua contenida en los lodos se evapora. (Wikimania, 2015)

2. Parámetros de diseño para un sistema de tratamiento

Los parámetros de diseño constituyen los elementos básicos para el desarrollo de un sistema de tratamiento, tales como vida útil del sistema, población de diseño, caudal de diseño (Cervantes, 2003).

2.1. Período de diseño

El período de diseño, depende de la programación de inversiones, la factibilidad de ampliaciones y las tasas de crecimiento de la población. Los sistemas de tratamiento deben proyectarse para los siguientes períodos (López y Ricardo, 1995)

Tabla 1. Período de planeación de redes de recolección y evacuación de aguas residuales y lluvias.

Nivel de complejidad del sistema	Período de diseño
Bajo y medio	15
Medio alto	20
Alto	25

Fuente: RAS, 2000.

2.2. Población de Diseño

La población de diseño corresponde a la población futura servida, la misma que se calcula utilizando varios métodos para la proyección demográfica, uno de los más empleados es el método geométrico con la siguiente expresión (Cervantes, 2003).

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

Dónde:

Pf= población futura, hab

Pa= población Actual, hab

r= tasa de crecimiento

n= período de diseño, años

2.3. Estructuras Complementarias

Las estructuras complementarias incluyen canal de llegada, medidor de caudal y aliviadero (López y Ricardo,1995).

2.3.1. Canal de Llegada

El canal por el cual ingresa el afluente al sistema tratamiento, debe ser diseñado de tal manera que soporte el caudal de diseño.

Según la norma EX-IEOS la velocidad en el canal debe ser mayor a 0,6 m/s para el caudal medio diario, y una velocidad menor a 2,5 m/s para el caudal máximo o de diseño.

2.3.1.1. Velocidad para el caudal que a traviesa el canal de llegada.

La velocidad se calcula tanto para el caudal medio como para el caudal máximo, mediante la ecuación de Manning, descrita anteriormente (Granda, 2007).

Coeficiente de Manning para el cálculo del tirante de agua:

$$k = \frac{Q \times n}{\frac{8}{b^2} \times \frac{1}{S^2}}$$

Donde:

K= coeficiente de manning para el cálculo del tirante de agua.

Q= caudal máximo de diseño, m³/s

n= coeficiente de rugosidad de manning

b= base del canal, m

S= pendiente del canal.

2.3.2. Aliviaderos de crecida

Los aliviaderos tienen la finalidad de evacuar, en el curso de agua más próximo, el excedente de caudal sobre el que se ha calculado como tope para funcionamiento del sistema depurador (Cervantes, 2003).

El caudal vertido por el aliviadero se diseña con la siguiente ecuación propuesta por Uralita:

$$Q_v = Q_{max} - \text{cof.dilucion} * Q_{me} d$$

Donde el caudal máximo (Q_{max}), resulta de multiplicar 4 veces el caudal medio diario (Q_{md}).

Para lo cual, el coeficiente de dilución se determina de acuerdo a los siguientes casos:

- De 3 a 4 en aliviaderos previo al pre tratamiento
- De 2 a 3 en pequeñas plantas con aliviadero

Luego se determina la altura del aliviadero de acuerdo a la ecuación:

$$Q_v = C \times L \times H^{\frac{3}{2}}$$

$$H = \left(\frac{Q_v}{C \times L} \right)^{\frac{2}{3}}$$

Donde:

C= coeficiente del vertedero, 1,71 para vertederos de cresta fina

L= longitud para el aliviadero, 1m

2.3.2.1. Aforador Parshall

Es una estructura hidráulica que permite medir la cantidad de agua que pasa por una sección de un canal. Consta de cuatro partes principales: entrada, sección convergente, garganta, sección divergente.

En la entrada, el piso se eleva sobre el fondo original del canal, son una pendiente suave y las paredes se van cerrando, ya sea en línea recta o circular.

En la sección convergente, el fondo es horizontal y el ancho va disminuyendo.

En la garganta el piso vuelve a bajar para terminar con otra pendiente ascendente en la sección divergente.

Con valores de caudales máximos y mínimos, se recurre a estándares del canal parshall y se establece la garganta del aforador (Basán, 2008)

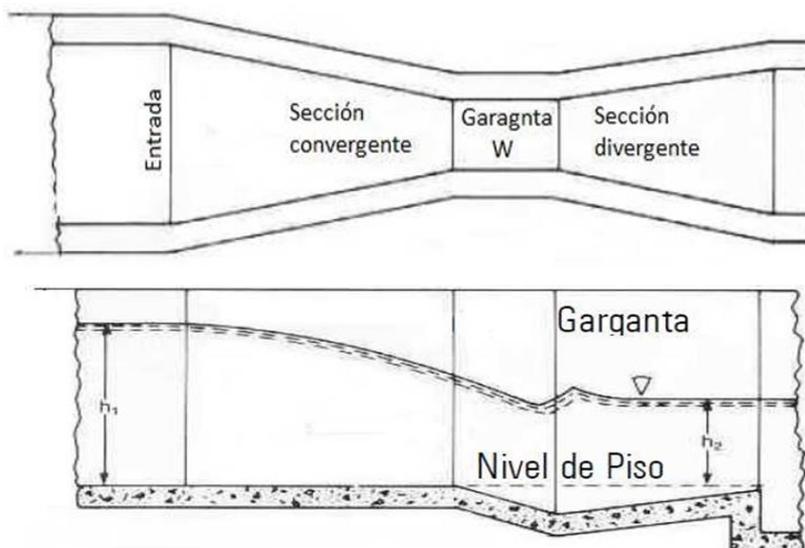


Figura 3. Partes del aforador Parshall

Fuente: Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA) y Coordinación Nacional del Agua (CNA).

2.4. Rejillas

El propósito fundamental de estos dispositivos es permitir el desarrollo eficaz de tratamientos posteriores. Pueden ser de limpieza manual o mecánica. Se recomienda instalar rejillas de limpieza manual para gastos menores a 50 L/s; cuando el gasto es mayor o igual, es conveniente utilizar rejillas con limpieza mecánica (Quevedo, 2006).

2.4.1. Criterios de Diseño

2.4.1.1. Localización

Las rejillas deben colocarse aguas arriba de las estaciones de bombeo o de cualquier dispositivo de tratamiento subsecuente que sea susceptible de obstruirse por el material grueso que trae el agua residual sin tratar.

2.4.1.2. Espaciamiento

Se recomienda un espaciamiento entre las barras de la rejilla de 15 a 50 mm para rejillas limpiadas manualmente, y entre 3 y 77 mm para rejillas limpiadas mecánicamente.

2.4.1.3. Velocidad mínima de aproximación

Para garantizar un área de acumulación adecuada, la velocidad de aproximación a las rejillas debe estar entre 0,3 y 0,6 m/s para rejillas limpiadas manualmente, entre 0,3 y 0,9 m/s para rejillas limpiadas mecánicamente.

2.4.1.4. Velocidad mínima entre barras

Se debe usar un rango de velocidades entre 0,3 y 0,6 m/s y entre 0,6 y 1,2 m/s para rejillas limpiadas manualmente y mecánicamente respectivamente (Fernández, 2010).

2.4.2. Dimensionamiento de Rejillas

Con el gasto de diseño y la velocidad mínima recomendada, calcular el área libre al paso del agua.

$$Al = \frac{Q}{vR}$$

Donde:

Al = área libre, m²

Q = caudal o gasto de diseño, m³/s

vR = velocidad a través de las rejillas, m/s

Proponer el tirante del agua en el canal (h).

Calcular la suma de las separaciones entre barras.

$$bg = \frac{Al}{h}$$

Donde:

bg = suma de las separaciones entre barras, m

Al = área libre, m²/s

h = tirante del agua en el canal, m

Proponer las características de las rejillas: espesor (s) y separación entre barras (e), para ello se considera las características más utilizadas y confiables, en este caso se utilizará un espesor entre 25 y 40 mm, y una separación entre barras entre 25 y 50 mm (Mayorga, 2012).

Con estos datos se procede a calcular el ancho del canal (b), con la expresión:

$$b = \left(\frac{b_g}{e} - 1 \right) \times (S + e) + e$$

Donde:

b = ancho del canal, mm

b_g = suma de las separaciones entre barras, mm

e = espesor de las barras, mm

s = separación entre barras, mm

Las pérdidas de carga a través de las rejillas dependen de la frecuencia con la que se limpian y de la cantidad de material basto que llevan las aguas. Para el cálculo de la pérdida de carga es recomendable usar la siguiente ecuación:

$$hf = \frac{1}{0.7} \left(\frac{vR^2 - va^2}{2g} \right)$$

Donde:

hf = pérdida de carga, m

vR = velocidad a través de la rejilla, m/s

va = velocidad en el canal de aproximación, m/s

g = aceleración de gravedad, 9,81 m/s²

2.5. Desarenador

Se trata de un componente destinado a la remoción de las arenas y sólidos que están en suspensión en el agua, mediante un proceso de sedimentación (Mayorga, 2012).

2.5.1. Componentes

Esta unidad se puede dividir en cuatro partes o zonas.

2.5.1.1. Zona de entrada

Tiene como función el conseguir una distribución uniforme de las líneas de flujo dentro de la unidad, uniformizando a su vez la velocidad.

2.5.1.2. Zona de desarenación

Parte de la estructura en la cual se realiza el proceso de depósito de partículas por acción de la gravedad.

2.5.1.3. Zona de salida

Conformada por un vertedero de rebose diseñado para mantener una velocidad que no altere el reposo de la arena sedimentada (López y Ricardo, 1995).

2.5.1.4. Zona de depósito y eliminación de la arena sedimentada

Constituida por una tolva con pendiente mínima de 10% que permita el deslizamiento de la arena hacia el canal de limpieza de los sedimentos.

2.5.2. Criterios de diseño

2.5.2.1. Geometría

En la siguiente tabla aparecen las características geométricas y recomendadas dependiendo del tipo de desarenador que se diseñe (Basán, 2008)

Tabla 2. Geometría recomendada para desarenadores de diferente tipo

Parámetro	Desarenador de flujo horizontal	Desarenador aireado	Desarenador tipo vórtice
Profundidad (m)	2 -5	2 - 5	2,5 – 5
Longitud (m)	-----	8-20	-----
Ancho (m)	-----	2,5:7	-----
Relación largo: ancho	2,5: 1-5:1	3:1- 5:1	----
Relación ancho : profundidad	1: 1 – 5: 1	1: 1- 5:1	----
Diámetro (m)	----	----	
Cámara superior	----	----	1-7
Cámara inferior	----	----	1-2

Fuente: RAS, 2000.

2.5.2.2. Localización

Deben localizarse después de rejillas y antes de tanques de sedimentación primaria y estaciones de bombeo.

2.5.2.3. Velocidad mínima del agua

Los desarenadores deben diseñarse de manera tal que la velocidad pueda controlarse. La variación debe estar únicamente en un rango entre 0,2 m/s y 0,4 m/s.

2.5.2.4. Número

El número de desarenadores es característico a cada diseño. Se recomienda un mínimo de dos unidades en cualquiera de los niveles de complejidad.

2.5.2.5. Tasa de desbordamiento superficial

Es recomendable utilizar un rango entre 700 y 1600 m³/m²/día.

2.5.2.6. Tiempo de retención hidráulico

El tiempo de retención debe basarse en el tamaño de las partículas que deben separarse; se recomienda un tiempo entre 20 segundos y 3 minutos (Mayorga, 2012)

2.5.3. Dimensionamiento de un desarenador rectangular de flujo horizontal.

Se determina la velocidad de sedimentación de acuerdo a los criterios indicados en la siguiente tabla.

Tabla 3. Relación entre diámetro de las partículas y velocidad de sedimentación.

Material	Φ Límite de las partículas (cm)	N _{Re}	V _s (cm/s)	Régimen	Ley Aplicable
Grava	>1,0	>10000	100	Turbulento	$V_s = 1,82 \sqrt{dg \left(\frac{Pa - P}{P} \right)}$ Newton
Arena gruesa	0,100 0,080 0,050 0,050 0,040 0,030 0,020 0,015	1000 600 180 27 17 10 4 2	10,0 8,3 6,4 5,3 4,2 3,2 2,1 1,5	Transición	$V_s = 0,22 \left(\frac{Pa - P}{P} g \right) \left[\frac{d}{(\mu/p)^{1/3}} \right]$ Allen
Arena fina	0,010 0,008 0,006 0,005 0,004 0,003 0,002 0,001	0,8 0,5 0,24 1,0 1,0 1,0 1,0 1,0	0,8 0,6 0,4 0,3 0,2 0,13 0,06 0,015	Laminar	$V_s = \frac{1}{18} g \left(\frac{Pa - P}{\mu} \right) d^2$ Stokes

FUENTE: OPS/CEPIS/05.158

Por lo general, como primera aproximación se utiliza la ley de Stokes.

$$V_s = \frac{1}{18} g \left(\frac{Pa - 1}{\eta} \right) d^2$$

Donde:

vs= velocidad de sedimentación, cm/seg

g= aceleración de la gravedad, cm/s

pa = densidad de la arena, g/cm³

d = diámetro de la partícula, cm

η = viscosidad cinemática del agua, cm²/seg

Comprobar el número de Reynolds:

$$N_{Re} = \frac{V_s \times d}{\eta}$$

Donde:

Re= número de Reynolds

Vs= velocidad de sedimentación, cm/seg

d= diámetro de la partícula, cm

η = viscosidad cinemática del agua, cm²/seg

Se determina el coeficiente de arrastre (CD), con el valor del número de Reynolds a partir del nuevo valor de vs hallado.

$$C_D = \frac{24}{N_R} + \frac{3}{\sqrt{N_R}} + 0.24$$

Donde:

CD= coeficiente de arrastre

NRe= número de Reynolds

Se determina la velocidad de sedimentación de la partícula en la zona de transición mediante la ecuación:

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

Determinar la velocidad límite que resuspende el material o velocidad de arrastre:

$$v_a = 125[(P_s - P)d] \times \frac{1}{2}$$

Donde:

va= velocidad de arrastre, cm/s

ps = densidad de la arena, g/cm³

ρ = densidad del agua/cm³

d= diámetro de la partícula, cm

Determinar el área superficial mediante la expresión:

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

Donde:

A_s= área superficial, m²

Q= caudal de diseño, m³/s

v_s= velocidad de sedimentación, m/s

Determina las dimensiones de largo, ancho y profundidad tomando en cuenta los criterios de diseño.

Calcular la longitud de la transición de ingreso mediante la ecuación:

$$L_t = \frac{B - b}{2 \times \operatorname{tg} \theta}$$

Donde:

θ= ángulo de divergencia (12° 30')

B= ancho del sedimentador (m)

b= ancho del canal de llegada a la transición (m)

Determinar la velocidad horizontal mediante:

$$v_h = \frac{Q}{A_t}$$

Donde:

v_h= velocidad horizontal, m/s

Q= caudal de diseño, m³/s

A_t= área total, m²

Comparar que se cumpla $V_a > V_h$

Calcular el período de retención:

$$PR = \frac{V}{Q} = \frac{L \times B \times H}{Q}$$

Donde:

PR= período de retención, s

V= volumen del tanque desarenador, m³

l= largo del desarenador, m

B= ancho del desarenador, m

H= profundidad del desarenador, m

Q= caudal de diseño, m³/s

2.6. Tanques Imhoff

El tanque Imhoff es una unidad de tratamiento primario cuya finalidad es la remoción de sólidos suspendidos. El tanque Imhoff elimina del 40 al 50% de sólidos suspendidos y reduce la DBO de 25 a 35%. Los lodos acumulados en el digestor del tanque Imhoff se extraen periódicamente y se conducen a lechos de secados.

Debido a esta baja remoción de la DBO y coliformes, lo que se recomendaría es enviar el efluente hacia una laguna facultativa para que haya una buena remoción de microorganismos en el efluente (Basán, 2008).

2.6.1. Componentes

Es de forma rectangular y consta de las siguientes partes:

2.6.1.1. Cámara de sedimentación.

Unidad del tanque Imhoff, donde se remueven gran parte de los sólidos sedimentables (Basán, M .2008)

2.6.1.2. Cámara de digestión de lodos

Unidad de los tanques Imhoff, donde se almacenan y digieren los lodos.

2.6.1.3. Área de ventilación y acumulación de natas.

Durante la operación, las aguas residuales fluyen a través de la cámara de sedimentación, donde se remueven gran parte de los sólidos sedimentables, estos resbalan por las paredes inclinadas del fondo de la cámara de sedimentación pasando a la cámara de digestión a través de la ranura con traslape existente en el fondo del sedimentador (Basán, 2008).

2.6.2. Criterios de Diseño

Para el dimensionamiento de los tanques Imhoff, se recomienda los siguientes parámetros de diseño:

Tabla 4. Dimensiones recomendadas de tanques Imhoff.

CRITERIOS DE DISEÑO		
PARÁMETRO	VALOR	UNIDAD
Compartimento de sedimentación		
Relación longitud a ancho	2:1 a 5:1	
Pendiente	1,25:1 a 1,75:1	
Abertura de las ranuras	15 a 30	cm
Proyección de las ranuras	15 a 30	cm
Bafle de espumas:		
encima de la superficie	45 a 60	cm
debajo de la superficie	15	cm
Carga de desbordamiento superficial	25 a 40	m ³ /m ² *d
Tiempo de retención	2 a 4	horas
Área de ventilación del gas		
Área superficial	15 – 30	% del total
Ancho de la abertura	45 a 75	cm
Cámara de digestión de lodos		
Volumen	55 a 100	litros / cápita
Tubería de recolección de lodos	200 a 300	mm
Profundidad debajo de la ranura hasta la superficie superior del lecho de lodos	30 a 90	cm
Profundidad del tanque (desde la superficie del agua hasta el fondo del tanque)	7 a 10	m

FUENTE: RAS – 2000.

2.6.3. Dimensionamiento del Tanque Imhoff

2.6.3.1. Dimensionamiento de la Cámara de Sedimentación

- **Área del sedimentador**

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

Donde:

A_s= área del sedimentador, m²

Q= caudal de diseño, m³/h

C_s= carga superficial, 1 m³/ (m²*hora).

- **Volumen del sedimentador**

$$V_{sed} = Q_{DISEÑO} \times PRH$$

Donde:

V_{sed}= volumen del sedimentador, m³

Q_{DISEÑO}= caudal de diseño, m³/s

PRH= Período de retención hidráulica, entre 1,5 a 2,5 horas, recomendable 2 horas

El fondo del tanque será de sección transversal en forma de V y la pendiente de los lados respecto a la horizontal tendrá de 50° a 60° (Basán, 2008).

2.6.3.2. Dimensionamiento del digestor

1) Volumen de almacenamiento y digestión

Para el compartimiento de almacenamiento y digestión de lodos (cámara inferior) se tendrá en cuenta la siguiente tabla:

Tabla 5. Valores del factor de capacidad relativa

Temperatura °C	Factor de capacidad relativa (fcr)
5	2,0
10	1,4
15	1,0
20	0,7
>25	0,5

Fuente: OPS-CEPIS, 2005

$$Vd = \frac{70 \times P \times fcr}{1000}$$

Donde:

Vd= volumen de digestión, m³

P = población de diseño

fcr= factor de capacidad relativa, ver tabla anterior

2) Tiempo requerido para digestión de lodos

El tiempo requerido para la digestión de lodos varía con la temperatura, para esto se empleará la siguiente tabla.

Tabla 6. Valores de tiempos de digestión en función de la temperatura

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

Fuente: (OPS-CEPIS, 2005)

3) Frecuencia del retiro de lodos

Los lodos digeridos deberán retirarse periódicamente, para estimar la frecuencia de retiros de lodos se usarán los valores consignados en la tabla anterior.

4) Extracción de lodos

El diámetro mínimo de la tubería para la remoción de lodos será de 200 mm y deberá estar ubicado 15 cm por encima del fondo del tanque. Para la remoción se requerirá de una carga hidráulica mínima de 1,80 m.

5) Área de ventilación y cámara de natas

Para el diseño de la superficie libre entre las paredes del digestor y el sedimentador (zona de espuma o natas) se tendrán en cuenta los siguientes criterios:

- El espaciamiento libre será de 1,0 m como mínimo.
- La superficie libre total será por lo menos 30% de la superficie total del tanque.
- El borde libre será como mínimo de 0,30 cm.

2.7. Lechos de Secado

Los lechos de secado son generalmente el método más simple y económico de deshidratar los lodos digeridos, son dispositivos que eliminan una cantidad de agua suficiente de los lodos para que el resto pueda manejarse como material sólido, con un contenido de humedad inferior al 70%. El lodo se aplica sobre el lecho en capas de 20 a 40 cm y se deja secar (Basán, 2008).

2.7.1. Dimensionamiento de un Lecho de Secado

Carga de sólidos que ingresan al sedimentador a nivel de proyecto se puede estimar la carga en función a la contribución per cápita de sólidos en suspensión, de la siguiente manera (Morales, 2004):

Donde:

C = carga de sólidos, Kg de SS/día

Masa de sólidos que conforman los lodos.

$$Msd = (0,5 \times 0,7 \times 0,5 \times C) + (0,5 + 0,3 \times C)$$

Donde:

Msd = masa de sólidos, Kg de SS/día

C = carga de sólidos, Kg de SS/día

Volumen diario de lodos digeridos.

$$Vld = \frac{Msd}{\rho_{lodo} \times \left(\frac{\% \text{ de solidos}}{100} \right)}$$

Donde:

Vld = volumen de lodos digeridos, L/día

ρ_{lodo} = densidad de los lodos, Kg/L

% de sólidos = % de sólidos contenidos en el lodo, %

Volumen de lodos a extraerse del tanque.

$$Vle = \frac{Vld \times Td}{1000}$$

Donde:

Vle = volumen de lodos a extraerse, m³

Vld = volumen de lodos digeridos, L/día

Td = tiempo de digestión, días

Área del lecho de secado.

$$Als = \frac{Vle}{Ha}$$

Donde:

Als = área de lecho de secado, m²

Vle = volumen de lodos a extraerse, m³

Ha = profundidad de aplicación, m

3. Sistemas de Alcantarillado

Se define al sistema de alcantarillado como el conducto de servicio público cerrado conformado por una red de alcantarillas que son generalmente tuberías enterradas, destinadas a recolectar, transportar y evacuar en forma rápida y segura las aguas residuales y pluviales producidas en una población hacia una planta de tratamiento establecida (Chicas, 2007).

3.1. Tipos de Sistemas de Alcantarillado

3.1.1. Sistema de Alcantarillado Sanitario

Conduce solamente las aguas residuales de una población. Esta red de tuberías permite que las aguas residuales puedan ser almacenadas o transportadas hacia las plantas de tratamiento (Linsley y Franzini, 1967)

3.1.2. Sistema de Alcantarillado Pluvial

Conduce solamente las aguas que son de origen pluvial. Esta red de tuberías permite que las aguas lluvia puedan ser almacenadas o transportadas hacia los arroyos naturales (Linsley y Franzini, 1967).

3.1.3. Sistema de Alcantarillado por Separado

Cuando se desea que las aguas residuales sean conducidas por una red de tuberías independientes del agua pluvial (Orozco, 2004).

3.1.4. Sistema de Alcantarillado Combinado

Cuando se desea que las aguas residuales y pluviales sean conducidas por una misma red de tuberías (Orozco, 2004).

3.1.5. Sistema de Alcantarillado Mixto

Es una combinación de los dos anteriores. Se utiliza cuando dentro de una misma área urbana se desea construir una red de alcantarillado separado para una zona y una red de alcantarillado combinado para otra (Linsley y Franzini, 1967).

4. Caudal

El caudal corresponde a una cantidad de agua que pasa por un lugar (canal, tubería, etc.) en una cierta cantidad de tiempo, o sea, corresponde a un volumen de agua, por unidad de tiempo (Bello y Pino, 2000).

4.1. Unidades de medición de caudal

- *Litros por segundo= L/s*
- *Litros por minuto= L/min*
- *Litros por hora = L/t*
- *Metros cúbicos por hora= m³/h*

4.2. Método para la medición de caudales

Entre los métodos más utilizados para medir caudales de agua, cuando se trata de surcos de riego, acequias o tuberías, se utiliza el Método Volumétrico

4.2.1. Método Volumétrico

Este método permite medir pequeños caudales de agua, como son los que escurren en surcos de riego o pequeñas acequias. Para ello es necesario contar con un depósito (balde) de volumen conocido en el cual se colecta el agua, anotando el tiempo que demoró en llenarse. Esta operación puede repetirse 2 o 3 veces y se promedia, con el fin de asegurar una mayor exactitud (Mayorga, 2012).

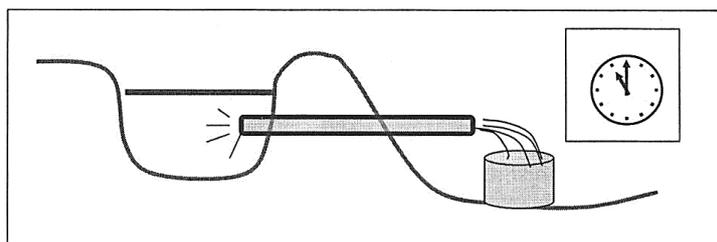


Figura 4. Medición de caudales utilizando un balde y un cronómetro.

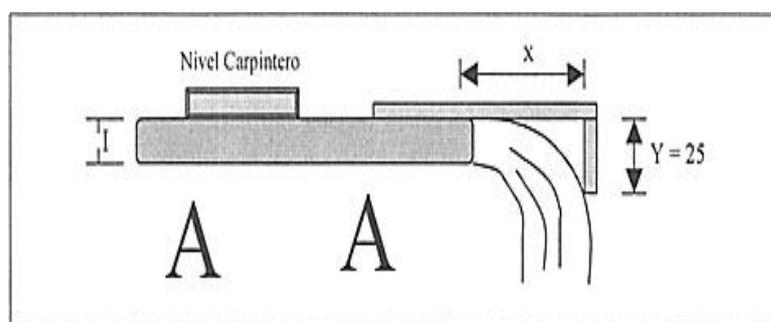


Figura 5. Medición de caudal en una tubería llena horizontal

5. Marco Legal

5.1. Constitución de la Republica

Art. 411.- El Estado garantizará la conservación, recuperación y manejo integral de los recursos hídricos, cuencas hidrográficas y caudales ecológicos asociados al ciclo hidrológico. Se regulará toda actividad que pueda afectar la calidad y cantidad de agua, y el equilibrio de los ecosistemas, en especial en las fuentes y zonas de recarga de agua. La sustentabilidad de los ecosistemas y el consumo humano serán prioritarios en el uso y aprovechamiento del agua.

Art. 412.- La autoridad a cargo de la gestión del agua será responsable de su planificación, regulación y control. Esta autoridad cooperará y se coordinará con la que tenga a su cargo la gestión ambiental para garantizar el manejo del agua con un enfoque ecosistémico.

Art. 14.- Se reconoce el derecho de la población a vivir en un ambiente sano y ecológicamente equilibrado, que garantice la sostenibilidad y el buen vivir, *sumak kawsay*.

Art. 15.- El Estado promoverá, en el sector público y privado, el uso de tecnologías ambientalmente limpias y de energías alternativas no contaminantes y de bajo impacto. La soberanía energética no se alcanzará en detrimento de la soberanía alimentaria, ni afectará el derecho al agua.

5.2. Ley de Prevención y Control de la Contaminación de las Aguas. Capítulo II

Art. 6.- Queda prohibido descargar, sin sujetarse a las correspondientes normas técnicas y regulaciones, a las redes de alcantarillado, o en las

quebradas, acequias, ríos, lagos naturales o artificiales, o en las aguas marítimas, así como infiltrar en terrenos, las aguas residuales que contengan contaminantes que sean nocivos a la salud humana, a la fauna, a la flora y a las propiedades.

Art. 7.- El Consejo Nacional de Recursos Hídricos, en coordinación con los Ministerios de Salud y del Ambiente, según el caso, elaborarán los proyectos de normas técnicas y de las regulaciones para autorizar las descargas de líquidos residuales, de acuerdo con la calidad de agua que deba tener el cuerpo receptor.

Art. 8.- Los Ministerios de Salud y del Ambiente, en sus respectivas áreas de competencia, fijarán el grado de tratamiento que deban tener los residuos líquidos a descargar en el cuerpo receptor, cualquiera sea su origen.

Art. 9.- Los Ministerios de Salud y del Ambiente, en sus respectivas áreas de competencia, también, están facultados para supervisar la construcción de las plantas de tratamiento de aguas residuales, así como de su operación y mantenimiento, con el propósito de lograr los objetivos de esta Ley.

5.3. Acuerdo Ministerial No. 028 Sustituyese El Libro VI del Texto Unificado de Legislación Secundario.

Art. 5.2.1.9. Se prohíbe todo tipo de descarga en:

- a) Las cabeceras de las fuentes de agua.
- b) Aguas arriba de la captación para agua potable de empresas o juntas administradoras de agua potable rural.

Art. 5.2.4. Normas generales para descarga de efluentes a cuerpos de agua dulce.

Art. 5.2.4.1. Dentro del límite de actuación, los municipios tendrán la facultad de definir las cargas máximas permisibles a los cuerpos receptores de los sujetos de control, como resultado del balance de masas para cumplir con los criterios de calidad para defensa de los usos asignados en condiciones de caudal crítico y cargas contaminantes futuras.

Estas cargas máximas serán aprobadas y validadas por la Autoridad Ambiental Nacional y estarán consignadas en los permisos de descarga.

Si el sujeto de control es un municipio, esta podrá proponer las cargas máximas permisibles para sus descargas, las cuales deben estar justificadas técnicamente; y serán revisadas y aprobadas por la Autoridad Ambiental Competente.

Tabla 7. Límites de descarga a un cuerpo de agua dulce

Parámetros	Expresado como	Unidad	Límite máximo permisible
Aceites y Grasas	Sust. Soluble en hexano	Mg/l	30.0
Alki mercurio			No detectable
Aluminio	Al	Mg/l	5.0
Arsénico total	As	Mg/l	0.1
Bario	Ba	mg/l	2,0
Boro total	B	mg/l	2,0
Cadmio	Cd	mg/l	0,02
Cianuro total	CN-	mg/l	0,1
Cinc	Zn		5,0
Cloro Activo	Cl	mg/l	0,5
Cloroformo	Ext. Carbón cloroformo ECC	mg/l	0,1
Cloruros	Cl-	mg/l	1 000
Cobre	Cu	mg/l	1,0
Cobalto	Co	mg/l	0,5
Coliformes Fecales	NMP	NMP/100 ml	10000
Color real	Color real	Unidades de color	Inapreciable en dilución; 1/20
Compuestos Fenólicos	Fenol	mg/l	0,2

Cromo hexavalente	Cr+6	mg/l	0,5
Demanda Bioquímica de Oxígeno (5días)	DBO5	mg/l	100
Demanda Química de Oxígeno	D.Q.O.	mg/l	200
Estaño	Sn	mg/l	5,0
Fluoruros	F	mg/l	5,0
Fosforo Total	P	mg/l	10,0
Hierro Total	Fe	mg/l	10,0
Hidrocarburos Total de Petróleo	TPH	mg/l	20,0
Magnesio Total	Mn	mg/l	2,0
Materia Flotante	Visible		Ausencia
Mercurio Total	Hg	mg/l	0,005
Níquel	Ni	mg/l	2,0
Nitrógeno amoniacal	N	mg/l	30,0
Nitrógeno Total Kjeldahl	N	mg/l	50,0
Compuestos Organoclorados	Organoclorados totales	mg/l	0,05
Compuestos Organofosforados	Organofosforados totales	mg/l	0,1
Plata	Ag	mg/l	0,1
Plomo	Pb	mg/l	0,2
Potencial de hidrogeno	pH		6-9
Selenio	Se	mg/l	0,1
Sólidos Suspendidos Totales	SST	mg/l	130
Sólidos Totales	ST	mg/l	1600
Sulfatos	SO-2	mg/l	1000
Sulfuros	S-2	mg/l	0,5
Temperatura	°C	mg/l	Condición natural ≠ 3
Tensoactivos	Activas al azul de metileno	mg/l	0,5
Tetracloruro de carbono	Tetracloruro de carbono	mg/l	1,0

Fuente: Libro VI de la calidad ambiental (TULSMA)

E. MATERIALES Y MÉTODOS

1. Materiales

1.1. Materiales de campo

Entre los materiales de campo que se utilizó para para el cumplimiento de los objetivos planteados se detallan a continuación:

- Balde plástico de 10 L
- Botas de Caucho
- Cinta Métrica
- Flexómetro
- Guantes
- Machete
- Mascarilla
- Pala
- Regla geométrica
- Cámara Fotográfica
- Cronómetro
- GPS
- Envases plásticos de 1L
- Frasco estéril de 150 m L

1.2. Materiales de oficina

- Entre los materiales de oficina más utilizados fueron:
- Computador, impresora, scanner e Internet
- Calculadora
- Fuentes de información: Internet, libros y revistas
- Hojas de papel bond, anillados
- Medios de almacenamiento: flas memory, CDs
- Bolígrafos, tablero, borrador, etc.

2. Métodos

2.1. Ubicación Política del Área de estudio.

De acuerdo a la estructura policia administrativa de la República del Ecuador, la parroquia Timbara pertenece al Cantón Zamora de la Provincia de Zamora Chinchipe.

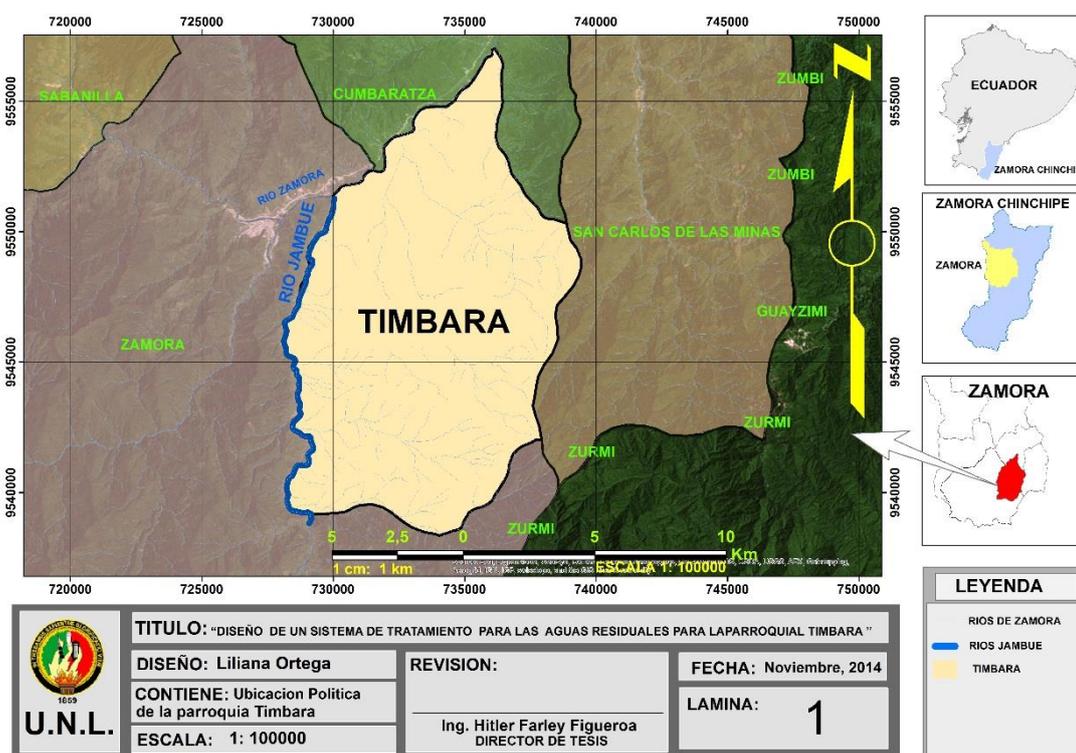


Figura 6. Ubicación Política de la parroquia Timbara

2.2. Ubicación Geográfica del Área de estudio.

Geográficamente Timbara se encuentra ubicada de acuerdo a las coordenadas UTM 9558627 N y 737200 E; limitando al norte con el Barrio Mejeche, al sur con el Barrio Quebrada de Cumbaratza, al este con el Río Zamora y al Oeste con la Cordillera de las Palmas, a una altitud de 700 -1400 m.s.n.m., tiene una extensión actual de 4985,52 ha.

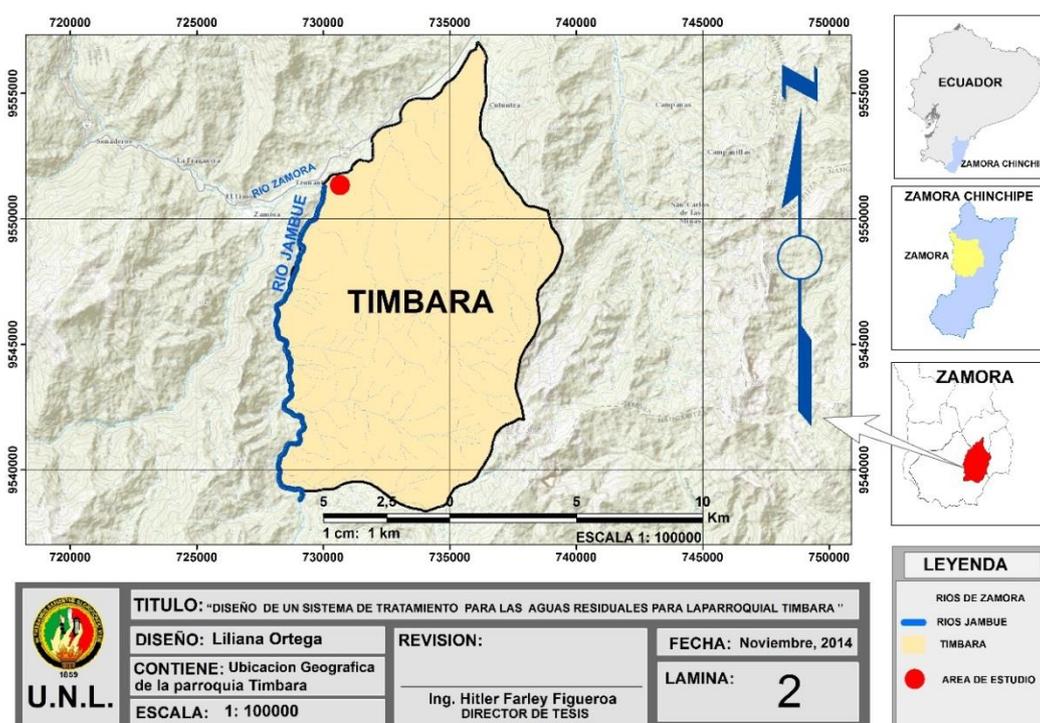


Figura 7. Ubicación geográfica del área de estudio

- **Clima**

El clima de la provincia de Zamora y la parroquia Timbara es cálido húmedo, con una temperatura promedio 22. °C, hay precipitaciones durante todo el año, hasta el mes más seco aún tiene mucha lluvia, la precipitación es de 1916mm al año.

- **Temperatura**

La temperatura promedio oscila entre los 18° y 22°C; la humedad relativa es bastante alta y alcanza hasta un 92%. (www.zamora.gob.ec)

- **Relieve**

El relieve es accidentado y forma las cuencas del río Zamora cuyos afluentes principales son los ríos Yacuambi, Nangaritzza, Sabanilla, Bombuscaro, Jamboé, Nambija, y la cuenca del río Chinchipe con sus afluentes como los ríos Vergel, Numbala, y Palanda. (www.zamora.gob.ec)

3. Metodología

3.1. Metodología para caracterizar las aguas residuales de la cabecera parroquial de Timbara.

Protocolo de Muestreo

La gran variedad de clases de aguas y de circunstancias que se pueden presentar, hace que no exista un método normalizado que pueda ser aplicado, por tanto, para seleccionar la clase de muestras a tomar como para seleccionar el tipo de muestro, es necesario realizar correctamente la operación, coordinar el método, la localización y el momento en realizarlo, en tal virtud para el área de estudio se ha considerado los siguientes parámetros.

Identificación y delimitación de puntos para la toma de muestras en los sitios de descarga.

Tipo de Muestra

Se ha definido el tipo de muestra simple.

Frecuencia de Muestreo

El muestro se realizó por una sola vez en los dos puntos de descarga de aguas residuales de la cabecera parroquial.

Volumen de muestra a tomar.

Para el análisis físico químico y biológico el volumen de la muestra fue de 1l por cada sitio de descarga.

Recipientes para muestreo y almacenamiento.

Los recipientes utilizados para la toma de muestras en los sitios de descarga fueron dos botellas de ámbar de 1l y en el laboratorio fue traspuesta las muestras en un recipiente de vidrio.

Etiquetado y hoja de ruta.

La información relevante de la etiqueta comprende los siguientes datos:

- Numero de muestro
- Ubicación geográfica
- Condiciones Ambientales
- Responsable
- Fecha y hora de la colecta
- Origen de la Muestra

Envió al laboratorio

Las muestras fueron enviadas al laboratorio CIESSA Clta. De la ciudad de Loja para sus respectivos análisis, el tiempo empleado desde la toma de la muestra hasta la recepción del laboratorio fue de 60 minutos.

Análisis de laboratorio

Los análisis de laboratorio realizados fueron físico, químicos y biológicos.

3.1.1. Medición de Caudales

Para la medición del caudal de las descargas de aguas domésticas de la cabecera parroquial de Timbara se realizó mediante la aplicación del método volumétrico; de la siguiente manera:

En los puntos de descarga de caída de agua se interpuso un balde plástico de 20 litros. Primero se procedió a purgar el balde con tres porciones de agua residual de aproximadamente de un litro (Fotografía 1-2).

Luego se colocó el recipiente debajo del flujo de descarga de manera que recibiera todo el contenido del agua residual y a través de un proceso simultáneo, se obtuvo el tiempo de llenado del balde con un cronómetro (Fotografía 3). Por último utilice la siguiente fórmula:

$$Q = \frac{V \text{ (lt.)}}{t \text{ (seg.)}}$$

Q= Caudal medida en Litros por segundo.

V= Volumen (Litros)

t= Seg. (Segundos)



Fotografía 1. Graduación del recipiente



Fotografía 2. Graduación en litros del recipiente.



Fotografía 3. Medición volumétrica del agua residual.

3.2. Metodología para diseñar las Unidades físicas y los planos del sistema de tratamiento de aguas residuales.

3.2.1. Diagnóstico de la Red de Alcantarillado

La Cabecera Parroquial de Timbara tiene un alcantarillado construido por el Ilustre Municipio de Zamora en el periodo 1978 y 1985 mismos que recogen aguas hervidas y pluvial.

Para poder determinar si la red de alcantarillado de la comunidad ha cumplido ya su vida útil se tomó en cuenta tres puntos básicos:

- a)** El incremento de la Población desde el momento en que se instaló la red de alcantarillado hasta la actualidad.
- b)** El tiempo de vida, año y uso de la tubería.
- c)** Presencia de industrias y otras infraestructuras.

3.2.2. Levantamiento Topográfico del Área en Estudio

El mapa topográfico de la Cabecera Parroquial Timbara fue facilitado por la Empresa Pública Municipal de Agua Potable y Alcantarillado, Área de Planificación y Catastros, de la Ciudad de Zamora con sus respectivas coordenadas y alturas, por lo que no será necesario realizar un nuevo levantamiento topográfico ya que éste está actualizado.

3.2.3. Dimensionamiento del Sistema de Alcantarillado Combinado

Una vez determinado el consumo de agua per cápita de la población de Timbara se procede al diseño del sistema de alcantarillado combinado, el mismo que parte de una triangulación, levantamiento de curvas de nivel, identificación de áreas, análisis de dirección de flujo y diseño del

plano del sistema de alcantarillado. Para el dimensionamiento del sistema de alcantarillado para aguas residuales se utilizó el programa de Diseño AUTOCAD junto con la aplicación CIVILCAD, para ello se ingresara las coordenadas (x, y, z) del mapa topográfico de la Cabecera Parroquial de Timbara.

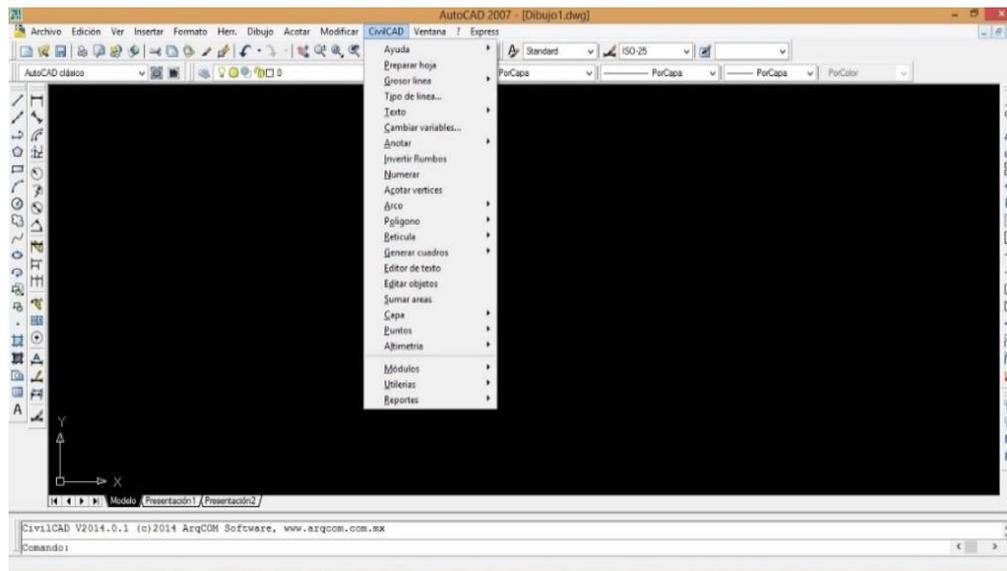


Figura 8. Ventana de AutoCAD y CivilCad 2007

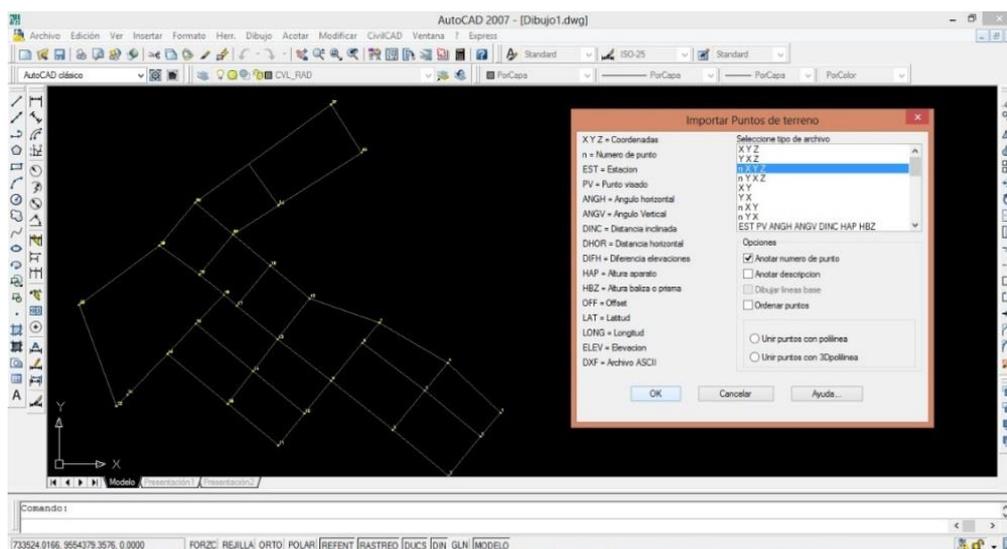


Figura 9. Ingreso y trazado de las coordenadas

Se reconoció el mapa como una nueva red de alcantarillado y se procedió a obtener:

- **La triangulación**

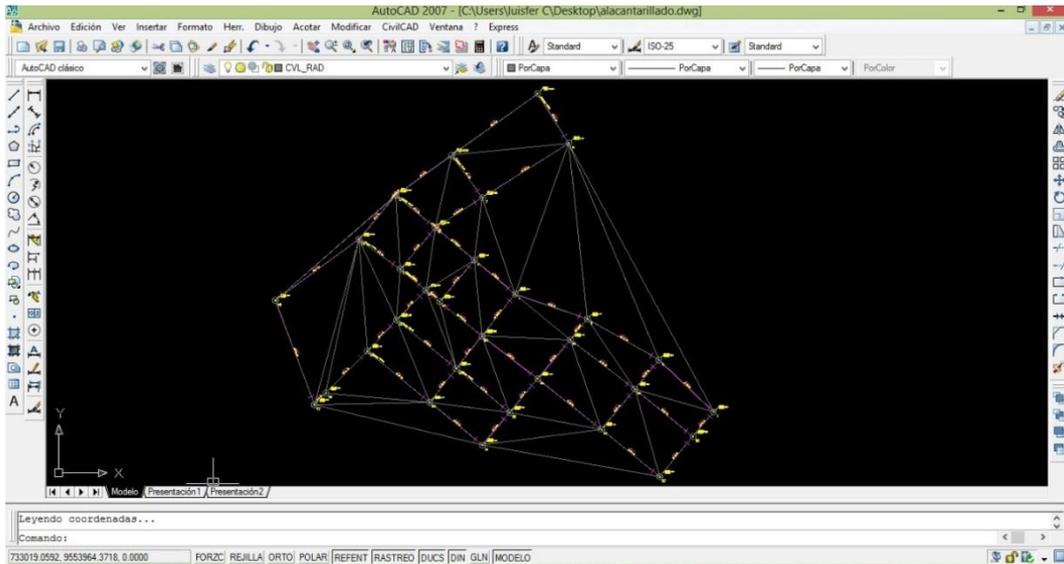


Figura 10. Triangulación del área de estudio

- **Curvas de nivel**

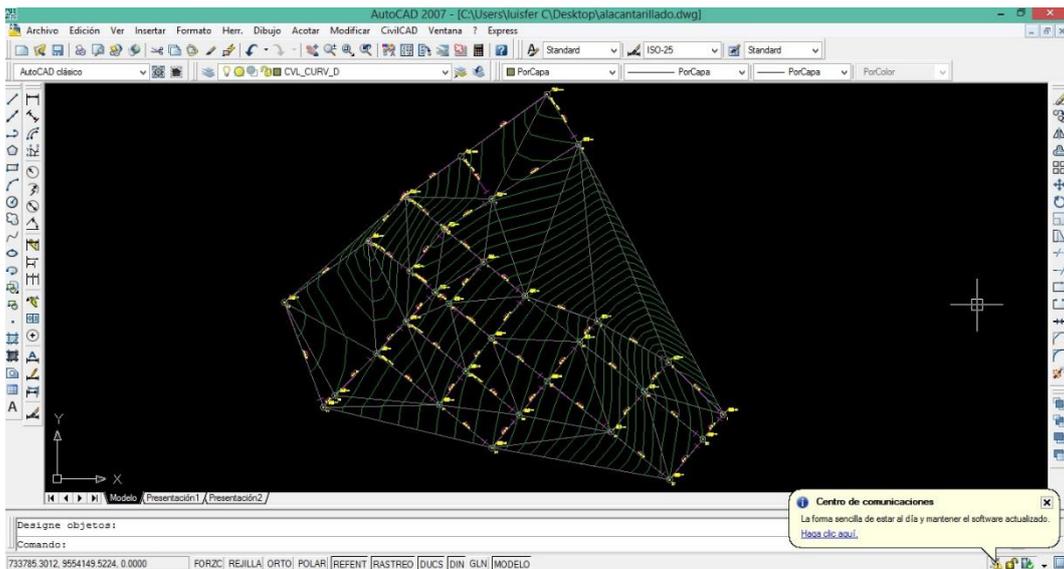


Figura 11. Curvas de nivel del área de estudio

- Áreas

Las áreas serán los caudales que aportarán flujo a cada estructura de captación del sistema de alcantarillado

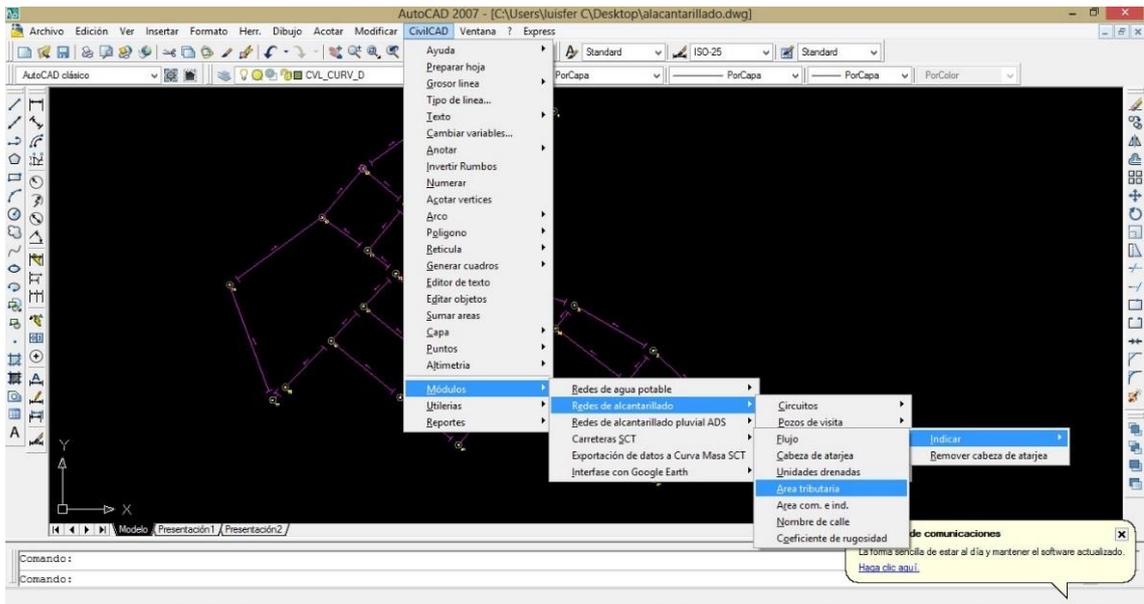


Figura 12. Áreas del sistema de alcantarillado

- Dirección del flujo

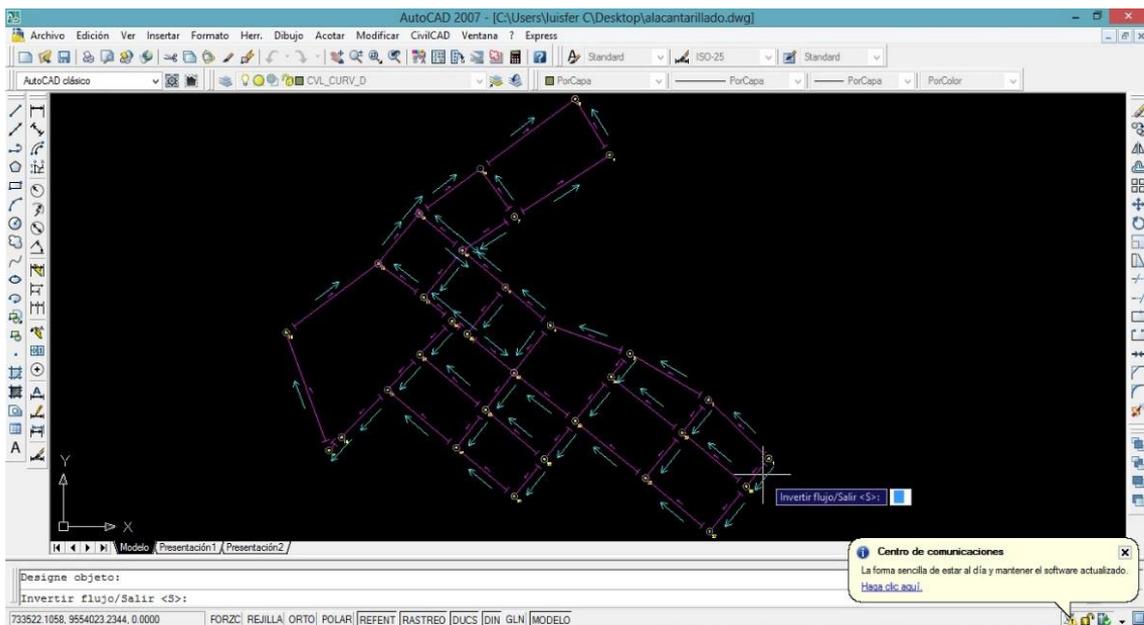


Figura 13. Dirección de flujo del caudal

3.2.4. Diseño de la Planta de Tratamiento para Aguas Residuales

Para el dimensionamiento de la Planta de Tratamiento para las Aguas Residuales de la parroquia de Timbara se consideró sistemas de depuración que mejor se adaptaron a las condiciones de la zona. Para ello, se identificó el área de emplazamiento del sistema siendo éste un lugar accesible y adecuado a su topografía. Posteriormente se continuó con el procesamiento de información el mismo que consta básicamente de lo siguiente:

3.2.4.1. Características topográficas del lugar y condiciones ambientales

Para esta caracterización se hizo el levantamiento mediante coordenadas UTM dejando los puntos de descarga y el área de donde serán recolectadas las aguas residuales.

3.2.4.2. Población futura a servir y periodos

Para determinar la población futura a servir se recurrió a información secundaria proporcionada por EMAPAZ; donde se recabo los datos demográficos de la cabecera parroquial, con los cuales se procedió a realizar los respectivos cálculos de proyección futura de población.

3.2.4.3. Calidad del agua residual descargada

Esta se determinó con la caracterización física, química y biológica del agua residual y se comparó con TULSMA.

3.2.4.4. Diseño de unidades de tratamiento

Se utilizando ecuaciones y criterios de diseño sugeridos por las normas para tratamiento de aguas residuales para determinar las medidas que

deben tener los componentes de la planta de tratamiento. (Canal de entrada, cribado, canal de Parshall, desarenador, desengrasado, y bay paz.

3.2.5. Elaboración de Planos

Con la información obtenida anteriormente se procedió a elaborar los planos respectivos utilizando el Programa de Diseño AutoCAD.

3.3. Metodología para socializar el diseño del sistema de tratamiento de agua residuales de la Cabecera parroquial de Timbara.

Una vez concluido con la caracterización, el cálculo y diseño del sistema de tratamiento de aguas residuales se planifico la socialización con las autoridades de la parroquia y la comunidad en general, la reunión se la realizo el día martes 18 de noviembre del año 2014 a las 14h00, para dicho evento se dio a conocer los resultados del estudio, así como también se hizo la presentación de los planos del sistema de tratamiento. Cabe mencionar que los datos obtenidos son meramente referenciales ya que se necesita un estudio minucioso donde se separe las aguas lluvias de las aguas servidas.

F. RESULTADOS

1. Caracterizar las aguas residuales de la cabecera parroquial de Timbara.

1.1. Medición de caudales

La medición de caudales se llevó a cabo en dos puntos de descarga de aguas residuales en la parroquia Timbara, el primer punto de descarga está ubicado a 90 m del puente de entrada hacia la parroquia Timbara y el otro punto está a ½Km aproximadamente del puente de entrada.

La toma de muestra de agua se la realizo en los dos puntos de descarga de la aguas residuales provenientes de la parroquia Timbara. Los puntos se detallan a continuación:

Coordenadas del punto de descarga 1

COORDENADAS			
SISTEMA	N	X	Y
UTM WGS 84 17 S	1	733240	9554538

Autor. Liliana Ortega

Coordenadas del punto de descarga 2

COORDENADAS			
SISTEMA	N	X	Y
UTM WGS 84 17 S	1	733240	9554538

Autor. Liliana Ortega

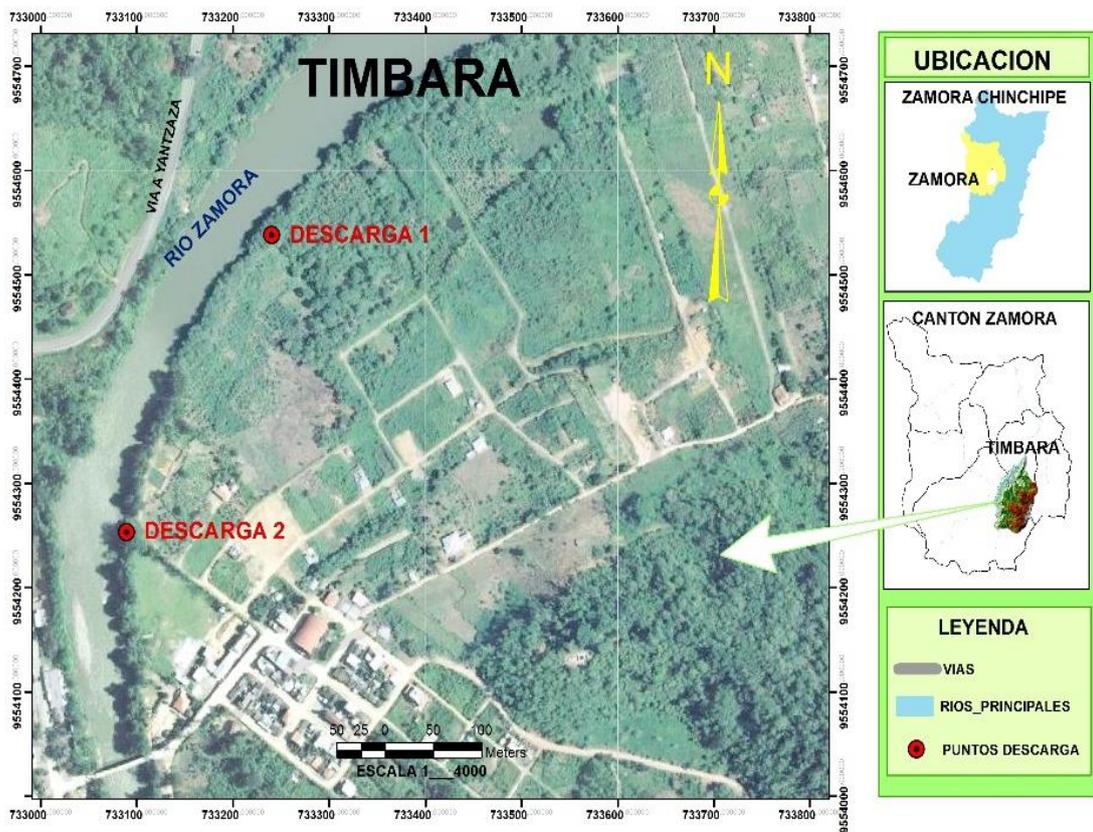


Figura 14. Puntos de descarga del agua residual

Cuadro 1. Descarga 1 de aguas residuales

HORA	LUNES	MARTES	MIÉRCOLES	JUEVES	VIERNES	SÁBADO
	CAUDA	CAUDAL	CAUDAL	CAUDAL	CAUDAL	CAUDAL
	L (L/s)	(L/s)	(L/s)	(L/s)	(L/s)	(L/s)
6:30	1,35	1,2	1,45	1,36	1,37	1,35
12:00	1,9	1,8	1,76	1,86	1,45	1,85
18:00	1,86	1,79	1,85	1,78	1,56	1,75
C. PROMEDIO	1,70	1,60	1,69	1,67	1,46	1,65
C. MÍNIMO	1,35	1,2	1,45	1,36	1,37	1,35
C. MÁXIMO	1,9	1,8	1,85	1,86	1,56	1,85
CAUDAL PROM	1,63					

Autor. Liliana Ortega

$$\text{Caudal promedio: } \frac{CL+CMa+CMi+CJ+CV+C5}{6}$$

$$\text{Caudal promedio: } \frac{1,70+1,60+1,69+1,67+1,46+1,65}{6}$$

$$\text{Caudal promedio: } \frac{9,77}{6}$$

Caudal promedio: 1,62833333

Caudal promedio: 1,63

El caudal promedio de descarga del punto 1 desde el día lunes al sábado es de 1,63 l/s, el mínimo es 1,2 l/s y el máximo 1,9 l/s.



Figura 15. Nivel de descarga de aguas residuales en el punto 1

Cuadro 2. Descarga 2 de aguas residuales

DESCARGA #2						
HORA	LUNES CAUDAL (L/s)	MARTES CAUDAL (L/s)	MIÉR. CAUDAL (L/s)	JUEVES CAUDAL (L/s)	VIERNES CAUDAL (L/s)	SÁBADO CAUDAL (L/s)
6:30	1,8	1,7	1,78	1,81	1,72	1,67
12:00	2,1	1,95	1,87	2,2	1,97	2,12
18:00	1,87	1,94	1,93	1,79	1,96	1,88
C. PROM.	1,92	1,86	1,86	1,93	1,88	1,89
C. MÍNIMO	1,8	1,7	1,78	1,79	1,72	1,67
C. MÁXIMO	2,1	1,95	1,93	2,2	1,97	2,12
CAUDAL PROM 2	1,89					

Autor. Liliana Ortega

$$\text{Caudal promedio: } \frac{CL+CMa+CMi+CJ+CV+C5}{6}$$

$$\text{Caudal promedio: } \frac{1,92+1,86+1,86+1,93+1,88+1,89}{6}$$

$$\text{Caudal promedio: } \frac{11,34}{6}$$

Caudal promedio: 1,89

El caudal promedio de descarga de las aguas residuales del punto 2 es de 1,89 l/s, el mínimo es 1,7 l/s y el máximo 2,2 l/s

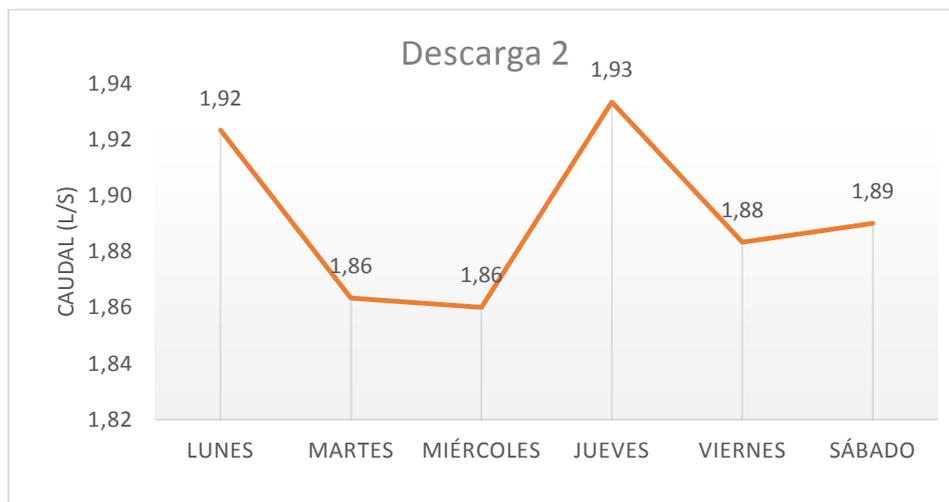


Figura 16. Nivel de descarga de aguas residuales en el punto 2

Resultado:

De acuerdo a la medición del caudal de aguas residuales en los dos puntos de descarga de la tubería de alcantarillado tenemos:

$$Q1 = 1,63 \text{ lt/s}$$

$$Q2 = 1,89 \text{ lt/s}$$

$$Qt = Q1 + Q2$$

$$Qt = 1,63 \text{ lt/s} + 1,89 \text{ lt/s}$$

$$Qt = 3,52 \text{ lt/s}$$

1.2. Característica de las Aguas Residuales

Tabla 9. Características Físicas descarga 1

PARÁMETROS	EXPRESADO COMO	RESULTADOS	LIMITES DESEABLES	LIMITE MAX PERMISIBLE	MÉTODO	NORMA
Temperatura	°C	19,8	Menor a 35		AWWA	TULSMA
Aceites Y Grasas	PELICULAVISIBLE	Presencia	-	0,3 mg/l	ETAS	MSP-TULSMA
Materia Flotante	MATERIA VISIBLE	Ausencia	-	Ausencia	TULSMA	TULSMA
Color Real	U.pt-Co	10	Inapreciable	dilución 1/20	APHA	TULSMA
Color Aparente	U.pt-Co	380	-		APHA	USPHS-OMS
Turbiedad	N.T.U.o.F.T.U	60	-	100	AWWA	TULSMA
Solidos Totales	mg/l	201,2	-	1600	AOAC 920.193	TULSMA
Solidos Disueltos Totales	mg/l	120	-	1000	AOAC 920.193	TULSMA
Solidos Disueltos Fijos	mg/l	19	-	-	AOAC 920.193	-
Solidos Disueltos Volátiles	mg/l	101	-	-	AOAC 920.193	-
Solidos Suspendidos	mg/l	80	-	100	AOAC 920.193	TULSMA
Solidos Suspendidos Fijos	mg/l	22,0	-	-	AOAC 920.193	-
Solidos Suspendidos Volátiles	mg/l	58,0	-	-	AOAC 920.193	-
Solidos Sedimentables	mg/l	4,3	-	1,0	IMHOFF	MSP-TULSMA

Fuente: Laboratorios CIESSA Cía. Ltda., 2014

Tabla 10. Características Físico- Químicas y Biológicas Muestra 1

PARÁMETROS	EXPRESADO COMO	RESULTADOS	LIMITES DESEABLES	LIMITE MAX PERMISIBLE	MÉTODO	NORMA
Potencial de Hidrogeno	PH	6,60	5,0	9,0	AOAC973,41	TULAS
Nitratos+ Nitritos	mg/l	3,32	-	10	AWWA	TULAS
Manganeso Total	mg/l	0,11	-	2,0	AWWA	TULAS
Hierro Total	mg/l	0,33	-	10,0	1,10-PHENANTHROLINE	TULAS
Cianuro Total	mg/l	0,00	-	0,1	Pyridine – pyrazolone	TULAS
Fosforo Total	mg/l	2,10	-	10	ÁCIDO ASCÓRBICO	TULAS
Cloro	mg/l	0,00	-	0,5	AWWA	TULAS
Nitrógeno Total	mg/l	2,91	-	15,0	NESSLER	TULAS
Sulfatos	mg/l	120	-	1000	TURBIDIMETRO	TULAS
Aluminio	mg/l	0,002	-	5,0	ALUMINON	TULAS
Níquel	mg/l	0,004	-	2,0	1(2Pyridylazo)2 - Nephthel	TULAS
Zinc	mg/l	0,002	-	5,0	Zincon	TULAS
DBO5	mg/l	28	-	100	AOAC973-44	TULAS
DQO	mg/l	8	-	250	AOAC973-46	TULAS
Coliformes Fecales	NMP/100ml	1,8E+02	=Remoción>al99,9%		INEN1529-8	TULAS

La manera más sencilla y practica de estimar la calidad del agua consiste en la definición de índices de las medidas de ciertos parámetros físicos, químicos o biológicos, referenciados con otra situación que se considere admisible o deseable y que viene definidos por ciertos estándares o criterios.

Sobre la base de los parámetros y estándares considerados se concluye que el agua posee un PH de 6,6. Tiene presencia de aceites y grasas lo cual disminuye la calidad de agua. Existe gran cantidad de solidos totales y solidos suspendidos. Existe gran cantidad de coliformes fecales 180NMP (Numero más probable de bacterias)-100ml. La cantidad de oxígeno disuelto (DBO5), que se requiere para la descomposición de la materia orgánica es relativamente bajo comparado con el límite máximo permisible para descarga a un cuerpo de agua dulce. Los parámetros que no se los mencionan son debido a que los resultados obtenidos en el laboratorio se encuentran muy por debajo del límite máximo permisible. El agua se encuentra relativamente limpia; se sugiere tratamiento por la gran cantidad de colonias bacterianas y la presencia de aceites y grasas.

Tabla 11. Características Físicas muestra 2

PARÁMETROS	EXPRESADO COMO	RESULTADOS	LIMITES DESEABLES	LIMITE MAX PERMISIBLE	MÉTODO	NORMA
Temperatura	°C	19,8	Menor a 35		AWWA	TULSMA
Aceites Y Grasas	PELÍCULA VISIBLE	Presencia	0,3 mg/l		ETAS	MSP-TULSMA
Materia Flotante	MATERIA VISIBLE	Ausencia	-	Ausencia	TULSMA	TULSMA
Color Real	U.pt-Co	10	Inapreciable	dilución 1/20	APHA	TULSMA
Color Aparente	U.pt-Co	420	-	-	APHA	USPHS-OMS
Turbiedad	N.T.U.o.F.T.U	50	-	100	AWWA	TULSMA
Solidos Totales	mg/l	283,8	-	1600	AOAC 920.193	TULSMA
Solidos Disueltos Totales	mg/l	190	-	1000	AOAC 920.193	TULSMA
Solidos Disueltos Fijos	mg/l	12	-	-	AOAC 920.193	-
Solidos Disueltos Volátiles	mg/l	178	-	-	AOAC 920.193	-
Solidos Suspendidos	mg/l	92	-	100	AOAC 920.193	TULSMA
Solidos Suspendidos Fijos	mg/l	32,0	-	-	AOAC 920.193	-
Solidos Suspendidos Volátiles	mg/l	60,6	-	-	AOAC 920.193	-
Solidos Sedimentables	mg/l	5,2	-	1,0	IMHOFF	MSP-TULSMA

Fuente: Laboratorios CIESSA Cía. Ltda., 2014

De acuerdo a las características físicas de la muestra se evidencia una alta presencia de solidos sedimentales 5,2mg/l que supera los límites permisibles

aceptados de 1,0 mg/l, existe un nivel alto de solidos suspendidos de 92mg/l aunque no supera los límites máximos permisibles.

Tabla 12. Características Físico- Químicas y Biológicas Muestra 2

PARÁMETROS	EXPRESADO COMO	RESULTADOS	LIMITES DESEABLES	LIMITE MAX PERMISIBLE	MÉTODO	NORMA
Potencial de Hidrogeno	PH	7,20	5,0	9,0	AOAC973,41	TULAS
Nitratos+ Nitritos	mg/l	6,10	-	10	AWWA	TULAS
Manganeso Total	mg/l	0,21	-	2,0	AWWA	TULAS
Hierro Total	mg/l	0,70	-	10,0	1,10-PHENANTHROLINE	TULAS
Cianuro Total	mg/l	0,00	-	0,1	Pyridine – pyrazolone	TULAS
Fosforo Total	mg/l	2,30	-	10	ÁCIDO ASCÓRBICO	TULAS
Cloro	mg/l	0,00	-	0,5	AWWA	TULAS
Nitrógeno Total	mg/l	2,80	-	15,0	NESSLER	TULAS
Sulfatos	mg/l	2,50	-	1000	TURBIDIMETRO	TULAS
Aluminio	mg/l	0,002	-	5,0	ALUMINON	TULAS
Níquel	mg/l	0,004	-	2,0	1(2Pyridylazo)2 - Nephthel	TULAS
Zinc	mg/l	0,002	-	5,0	Zincon	TULAS
DBO5	mg/l	120	-	100	AOAC973-44	TULAS
DQO	mg/l	20	-	250	AOAC973-46	TULAS
Coliformes Fecales	NMP/100ml	1,9E+03	=Remoción>al99,9%		INEN1529-8	TULAS

Sobre la base de los parámetros y estándares considerados se concluye que el agua posee un Ph de 7,2 que tiende hacer neutro. Existe gran cantidad de coliformes fecales 1900 NMP/1000ml. La cantidad de oxígeno disuelto (DBO5), que se requiere para la descomposición de la materia orgánica sobre pasa en un 20% al límite máximo permisible. Los parámetros que no se los mencionan son debido a que los resultados obtenidos en el laboratorio se encuentran muy por debajo del límite máximo permisible; se sugiere tratamiento por la gran cantidad de colonias bacterianas, gran cantidad de materia orgánica y la presencia de aceites y grasas.

Tabla 13. Criterios de calidad para preservación de la vida acuática y silvestre en aguas dulces.

Parámetros	Unidades	Muestra 1	Muestra 2	Límite Máximo Permissible
Temperatura	°C	19,8	19,9	Natural+3%-20
Solidos Disueltos Totales	mg/l	120	190	3000
Potencial de Hidrogeno	PH	6,60	7,20	9,0
Coliformes Totales	MNP/100ml	1100	3700	1000
Materia Flotante	Materia Visible	Ausencia	Ausencia	Ausencia
Coliformes Fecales	NMP/100ML	180	1900	200
Ácido Sulhídrico	mg/l	0,0001	0,0001	0,0002
Aceites y Grasas	Película Visible	Presencia	Presencia	0,3
Amoniaco	mg/l	3,0	3,40	0,02
Cianuro Total	mg/l	0,0	0,0	0,01
Cloro Libre	mg/l	0,0	0,0	0,01
Hierro Total	mg/l	0,33	0,70	0,30
Manganeso Total	mg/l	0,11	0,21	0,10
Fluoruro Total	mg/l	0,0	0,0	4
Aluminio	mg/l	0,002	0,002	0,10
Níquel	mg/l	0,004	0,004	0,025
Zinc	mg/l	0,002	0,002	0,18
Boro	mg/l	0,60	0,78	0,75

En las muestras colectadas en los puntos de descargas se puede evidenciar que la temperatura (19,8 y 19,9) está muy cerca del límite máximo permisible, los sólidos disueltos totales están muy por debajo del límite máximo permisible como también su potencial de hidrogeno que tiende a ser neutro. Los coliformes totales sobrepasan en aproximadamente en un 10% en la muestra 1 y en un 270% en la muestra 2. En relación a los coliformes fecales sobrepasan ampliamente al límite máximo permisible en los dos puntos de descarga así como también la presencia de aceites y grasas en estas aguas. Cabe recalcar que en el área de influencia de este estudio no existen industrias que aporten aguas residuales al sistema de alcantarillado tan solo es aguas de usos doméstico.

Por las características que presentan estas aguas es totalmente aceptable y recomendable realizar el diseño e implementación de un sistema de tratamiento para estas aguas residuales. Previo a la descarga a un cuerpo de agua dulce como es el rio Zamora.

Diseño de unidades físicas del sistema de tratamiento de aguas residuales de la cabecera parroquial Timbara.

2. Diagnóstico de la Red de Alcantarillado

La Cabecera Parroquial de Timbara actualmente posee instalaciones de alcantarillado combinado, el alcantarillado sanitario y el alcantarillado pluvial construidos por el Ilustre Municipio de Zamora aproximadamente en el año 1985. De los datos obtenidos de los personeros del Ilustre Municipio de Zamora y del GAD parroquial de Timbara desde aquel entonces, no ha sido renovado y/o extendido el sistema de alcantarillado. Razón por la cual la Empresa Pública de Agua Potable y Alcantarillado de Cantón Zamora (EMAPAZ) en la actualidad, señala que ha iniciado los trabajos correspondientes al Plan Maestro de agua potable y alcantarillado. Tal iniciativa implica el cambio de una buena parte de la tubería de concreto

a PVC con un mayor diámetro, debido a que la red existente se obstruía con facilidad y provocaba graves daños tales como taponamientos y la construcción de una planta de tratamiento para estas aguas residuales.

Para poder determinar si las redes de alcantarillado han cumplido su vida útil se tomó en cuenta 3 puntos básicos:

a) El incremento de la Población desde el momento en que se instaló la red de alcantarillado hasta la actualidad.

En base a datos estadísticos del *INEC* se pudo constatar que en el año 1990 han existieron 665 habitantes, en el año 2001 la población se incrementado a 704 habitantes y según los últimos datos del censo poblacional realizados en el 2010 existen 960 habitantes.

La parroquia Timbara se caracteriza por tener una población infanto-juvenil (0 años - 18 años) considerable (457 personas, 283 hombres y 219 mujeres, correspondientes al 47.61% de la población total), la población que se encuentran entre la etapa juvenil y adultez (19 - 55 años), es de 387 personas (191 hombres y 196 mujeres), correspondiente al 40.31% de la población total, los que se encuentran en etapa de adulto mayor 56-95 años son 116 personas (65 hombre y 51 mujeres) correspondientes al 12.08%. Es por eso que en la actualidad la parroquia.

Método Aritmético

$$r = \frac{1}{a} \left(\frac{P^{t+n} - P^t}{P^t} \right)$$

$$r = \frac{1}{20} \left(\frac{960 - 665}{665} \right)$$

$$r = \frac{1}{20} \left(\frac{295}{665} \right)$$

$$r = \frac{1}{20} (0.44)$$

$$r = 0.022$$

$$r = 0.022 \times 100$$

$$r = 2.2\%$$

b) El tiempo de vida, año y uso de la tubería.

El sistema de alcantarillado sanitario combinado de la cabecera parroquial de Timbara son de tuberías de hormigón, la misma que en la actualidad abastece a comunidades cercanas a la cabecera parroquial, esto según visitas de campo que se realizó través de la observación directa, la red de alcantarillado, los sumideros que se encuentran en las calles están en malas condiciones por lo cual se podría decir que esta red de alcantarillado ya ha cumplido su vida útil, en la actualidad la empresa (EMAPAZ) se encuentra rediseñando la red de alcantarillado con tubería PVC, en las siguientes fotografías podemos observar cómo se encuentran:

- Pozos de alcantarillado en mal estado



Fotografía 4. Pozo de alcantarillado

- Sumideros obstruidos



Fotografía 5. Sumideros obstruidos

c) La presencia de Industrias y otras infraestructuras.

Timbara en la antigüedad era pueblo muy pequeño con pocos habitantes, es conocida por ser un centro de producción de panela, aguardiente y guarapo debido al intenso cultivo de la caña de azúcar, en la actualidad se encuentra muy desarrollada, cuenta con grandes inversiones provenientes de entidades públicas, tiene una buena infraestructura y buenos servicios básicos (Luz, Agua, Teléfono, Internet).

En el recorrido por las calles de Timbara se pudo constatar la presencia de industrias y el tipo de infraestructura, y así tener una idea más clara de aguas residuales que se generan y que son descarga al sistema de alcantarillado; con base a estos datos poder planificar el tipo de muestreo y finalmente el diseño de tratamiento de aguas residuales. Estos datos fueron complementados con los resultados estadísticos obtenidos del INEC del último censo de población y vivienda.

Tabla 14. Tipo de vivienda de Timbara

Tipo de la vivienda	Casos	%
1. Casa/Villa	334	89,07
3. Cuarto(s) en casa de inquilinato	4	1,07
4. Mediagua	19	5,07
5. Rancho	12	3,20
6. Covacha	2	0,53
7. Choza	1	0,27
8. Otra vivienda particular	2	0,53
16. Otra vivienda colectiva	1	0,27
Total	375	100,00

Fuente: Inec, 2010

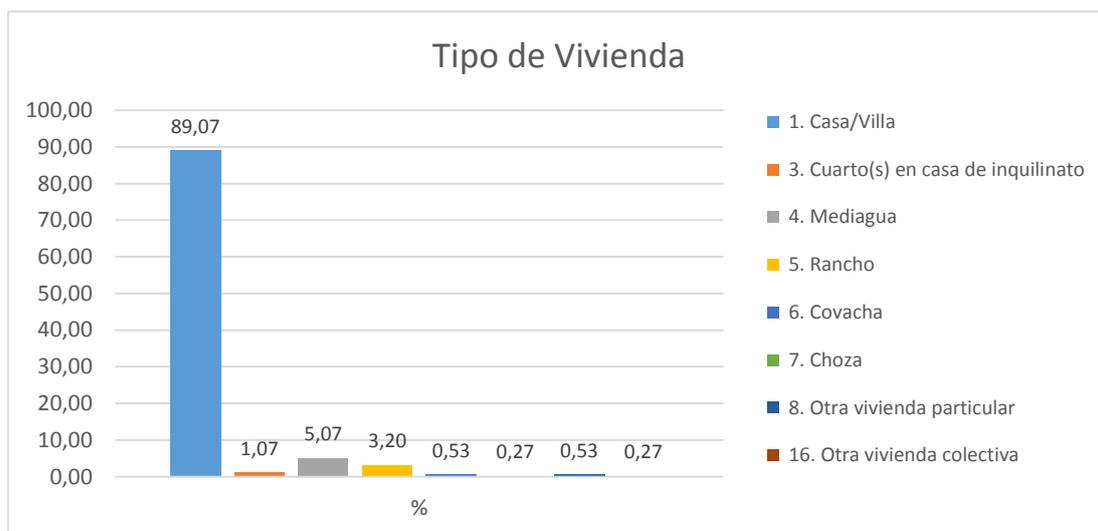


Figura 17. Tipo de vivienda de Timbara

3. Levantamiento Topográfico del Área en Estudio

El levantamiento topográfico del área de estudio consistió en una revisión bibliográfica cuyo mapa topográfico de la cabecera parroquial Timbara fue facilitado por la Empresa Pública Municipal de Agua Potable y Alcantarillado (EMAPAZ), con sus respectivas coordenadas y alturas.

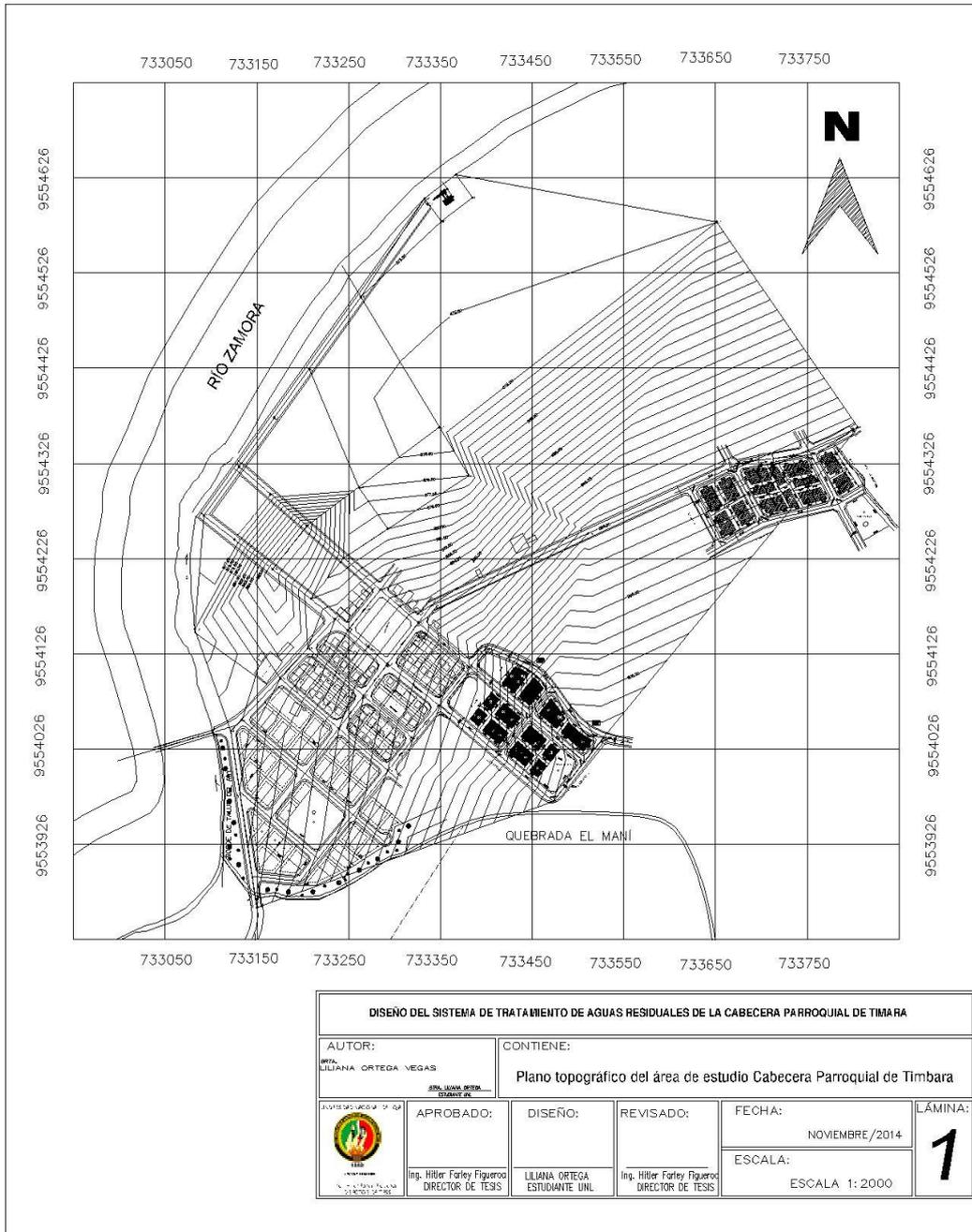


Figura 18. Topografía del área de estudio

4. Ubicación de las unidades físicas

Las unidades físicas del sistema de tratamiento para las aguas residuales se las ubico tomando en consideración su altitud y topografía del terreno las mismas que estarán en las siguientes coordenadas:

Cuadro 3. Coordenadas geográficas

N	X	Y
1	733596	9554974
2	733630	9554999
3	733648	9554975
4	733614	9554950

Autor: Liliana Ortega

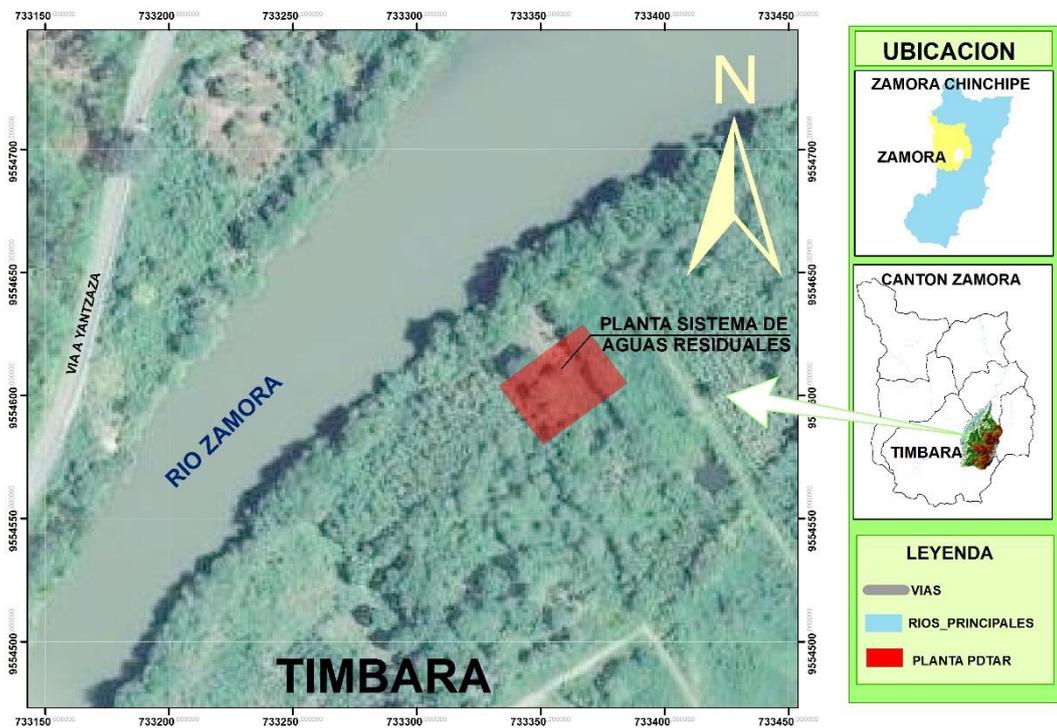


Figura 19. Ubicación del sistema de tratamiento de aguas residuales

5. Antecedentes del diseño

Las características de las aguas residuales domésticas de la ciudad de Timbara, como la presencia de sólidos gruesos y partículas abrasivas, hacen necesaria la utilización de dispositivos de retención, remoción o triturado antes del tratamiento biológico. Por tanto, el diseño consta de un pretratamiento compuesto por: un canal de entrada, vertedero de excesos, canal de desbaste, canal desarenador, desengrasador. Estas

unidades permiten la retención de un gran porcentaje de sólidos y partículas abrasivas así como del exceso de grasas, ayudando al tratamiento a funcionar óptimamente.

6. Medición de Caudales

- Población futura
- Caudales de diseño
- Cantidad de agua residual

a) Población Futura

1) Tasa de crecimiento de Timbara

Cuadro 4. Población de Timbara

Año	Población
1990	665
2001	704
2010	960

Fuente: Censo Inec, 2010

2) Determinación de la Población Futura

Según el Censo INEC 2010 la tasa de crecimiento Medio Actual para la parroquia Timbara es de 2,2% tenemos:

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

$$Pf = 960 (1 + 0.022)^{2034-2014}$$

$$Pf = 960(1 + 0.022)^{20}$$

$$Pf = 960(1.022)^{20}$$

$$Pf = 960(1.54)$$

$$Pf = 1484 \text{ hab}$$

b) Caudales de diseño

De acuerdo a las normas vigentes (INEN, TULSMA, RAS) el caudal de aguas residuales domésticas varía entre el 70% y 80% de la dotación de agua potable.

La dotación de agua potable para la Parroquia de Timbrara es de 117 l/hab/día, dato proporcionada por el Ilustre Municipio del cantón Zamora.

c) Cantidad de agua residual

Según datos recopilados en la empresa EMAPAZ de los 960 habitantes de la parroquia Timbara existen 210 usuarios que consumen 600 m³ de agua al mes, 20, una familia de 5 integrantes consume aproximadamente de 20 a 30 m³ de agua al mes

Los resultados de la medición de caudal de aguas residuales en la parroquia Timbara arrojaron un promedio de agua residual de 3,52 lt/s.

Cálculo de la dotación de agua, a partir de la medición de agua residual:

$$Q_{prom} = m^3/dia$$

$$1dia = 86400s$$

$$1m^3 = 1000lt$$

$$Q_{prom} = 3.52 \frac{l}{s} * \frac{1m^3}{1000 l} * \frac{86400 s}{1dia}$$

$$Q_{prom} = 304,128m^3/dia$$

$$Dotación (L/hab * día) = \frac{Q_{prom} * 1000l/m^3}{Pa}$$

$$Dotación (L/hab * día) = \frac{304,128m^3/dia * 1000l/m^3}{960 hab}$$

$$Dotación (L/hab * día) = 316,8 l/ hab * día$$

7. Diseño del sistema de tratamiento de aguas residuales

a) Pretratamiento

Todos los materiales que llegan a la alcantarilla y de esta a la planta de tratamiento de aguas residuales, si no son eliminados eficazmente, pueden producir serias averías en los equipos. Las piedras, arena, latas, etc. Producen un gran desgaste de las tuberías y de las conducciones así como de las bombas.

1) Caudales Definitivos de Diseño

Para el diseño definitivo del sistema de tratamiento de aguas residuales se tomó en cuenta los datos recopilados en la empresa EMAPAZ que es de **117 l/ha/día**, ya que no contienen margen de error con diferencia a la medición del caudal por el método volumétrico y al caudal que ingresa al sistema de alcantarillado diseñado en el modelo de Civil CAD, estos datos a comparación determinan que los de EMAPAZ es de **2.48l/s**, con el método volumétrico 3,52 lt/s y el caudal de aporte al sistema de alcantarillado 1,5 lt/s, deduciendo que estos dos últimos exceden en comparación de los datos de la empresa, además pueden ocasionar un sobredimensionamiento del sistema de tratamiento.

a) Determinar el consumo de agua futuro

Según el Censo INEC 2010 la tasa de crecimiento Medio Actual para la parroquia Timbara es de 2,2% mediante la ecuación tenemos:

$$Cf = Ca(1 + r)^t$$

$$Cf = 117 \text{ l/hab/dia} (1 + 0.022)^{2034-2014}$$

$$Cf = 117 \text{ l/hab/dia} (1 + 0.022)^{20}$$

$$Cf = 180.8 \text{ l/hab/dia}$$

b) Caudal Medio

$$Q_{med} = \frac{P * D * R}{86400}$$

$$P = \text{Población futura} = 1484 \text{ hab.}$$

$$D = \text{Dotación de agua potable} = 180.8 \text{ lt/hab/día}$$

$$R = \text{Coeficiente de retorno} = 0.8 \text{ Norma INEN}$$

$$Q_{med} = \frac{1484 \text{ hab} * 180.8 \text{ l/hab/dia} * 0.8}{86400 \text{ l}}$$

$$Q_{med} = 2.48 \text{ l/s}$$

Se adopta un coeficiente de recuperación igual a 0,80, valor normalmente utilizado.

c) Caudal máximo

$$Q_{max_h} = Q_{med_h} * M$$

$$Q_{max_h} = \text{Caudal máximo horario (instantáneo)} (l/s)$$

$$Q_{med} = \text{Caudal medio} (l/s)$$

$$M = \text{Coeficiente de Harmon}$$

Según Cálculo del Factor de Harmon

$$M = 1 + \frac{14}{14 + \sqrt{\frac{Pf}{1000}}}$$

Donde:

M = coeficiente de Harmon

P = población servida (P > 1 000 habitantes)

$$M = 1 + \frac{14}{14 + \sqrt{\frac{1484}{1000}}}$$

$$M = 1.92$$

$$Q_{max_h} = 2.48 \text{ l/s} * 1.92$$

$$Q_{max_h} = 4.76 \text{ l/s}$$

Bases del diseño

Cuadro 5. Condiciones de diseño

Autor: Liliana Ortega

Condiciones de diseño	Resultado	U
Población Proyecto (2034)	1484	Hab.
Dotación AAPP (2034)	180,8	l/hab/día.
Coef.aporte	0,80	de Q.ag.pot
Caudal medio diario QMDaarr	2,48	l/s
Factor de Harmon (M=1,92)	1,92	
Caudal de colector de Diseño	4,76	l/s

Cuadro 6. Caudal de diseño

Autor: Liliana Ortega

Caudal	l/s	m ³ /d
Caudal Medio	2.48	214,27
Caudal máximo	4.76	411,26

2) Cajón de entrada y aliviadero

a) Caudal que pasará a la planta

$$Q_p = Q_{med_h} * U$$

Datos:

$Q_p =$ Caudal que pasará a la planta

$Q_{med} =$ Caudal medio (l/s) 2,48 l/s

$U =$ Coeficiente punta 2 – 3 se adopta 2,5 (Uralita)

$Q_p = 214,272 m^3 / dia * 2.5$

$Q_p = 535.68 m^3 / dia$

b) Caudal de excedencias

$Q_e = Q_{max_h} - Q_p$

Datos:

$Q_e =$ Caudal de excedencias

$Q_p =$ Caudal que pasará a la planta

$Q_{max} =$ Caudal máximo 4,76 l/s

$Q_e = 857,088 m^3 / dia - 535,68 m^3 / dia$

$Q_e = 321,408 m^3 / dia$

c) Vertedero

$$Q = \frac{2}{3} \mu L h \sqrt{2gh}$$

d) Altura de tanteo

$$h = \left(\frac{Q_e}{1.9 * L} \right)^{\frac{2}{3}} * 100$$

Datos:

$h = 1,4 cm$ tanteo

$Q_e = 321,41 m^3 / dia, 0,004 m^3 / seg$

$L = 1,2$ adoptado

$\frac{2}{3} u = 0,43$

$$h = \left(\frac{0,004 m^3 / seg}{1.9 * 1.2 cm} \right)^{\frac{2}{3}} * 100$$

$$h = 1.4 \text{ cm}$$

e) Altura

Despejando:

$$h = \left(\frac{Qe}{u * L * (2g)^{0.5}} \right)^{\frac{2}{3}} * 100$$

Datos:

$$h = 1,4 \text{ cm tanteo}$$

$$Qe = 321,41 \text{ m}^3/\text{dia}, 0,004 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$L = 1,2 \text{ adoptado}$$

$$\frac{2}{3} u = 0,43$$

$$h = \left(\frac{0,004 \text{ m}^3/\text{seg}}{1,9 * 1,2 \text{ cm}} \right)^{\frac{2}{3}} * 100$$

$$h = 1.4 \text{ cm}$$

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

$$h = \left(\frac{0,004 \text{ m}^3/\text{seg}}{0,43 * 1,2 * (2 * 9,81 \text{ m/s}^2)^{0.5}} \right)^{\frac{2}{3}} * 100$$

$$h = 1,350 \text{ cm}$$

f) Altura mínima

$$h = \frac{Qmed}{\mu} * 1000$$

Datos:

$h_{min} = \text{altura minima}$

$$\mu = \text{Uralita 2.5}$$

$$Qmed = 214,272 \text{ m}^3/\text{dia} \quad 535,68 \text{ m}^3/\text{dia} \quad 0,006 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$h = \frac{0.006 \text{ m}^3/\text{seg}}{2.5} * 1000$$

$$h = 2.4 \text{ cm}$$

3) Canal de entrada

La geometría del canal de entrada se ha calculado para conducir el caudal máximo; caudales superiores a éste serán desviados a través de un vertedero de excedencias.

El canal de entrada ha sido calculado en base a los siguientes criterios de diseño:

Cuadro 7. Criterios de diseño canal de entrada

Q = 0,004 m ³	Caudal máximo en la planta
b = 2 h	Condición de máxima eficiencia (Canal rectangular)
$Q = (1/n) * A * R^{2/3} * S^{1/2}$	Ecuación de Maning
n = 0,012	Rugosidad de Maning (Concreto bien terminado)
A = b * h = 2 h * h = 2 h ²	Área de la sección transversal
R = A / P	Radio hidráulico
P = b + 2 h = 4 h	Perímetro mojado
S = 1% = 0,005 m/m	Pendiente del canal

Autor: Liliana Ortega

$$Q = BY \left(\frac{1}{n} \left(\frac{B * Y}{B + 2Y} \right)^{2/3} S^{1/2} \right)$$

Datos: 0,005m/m

n = 0,02 coefi rugosidad manning.

B © = 0,25 m adopt

Y = 0,15 m TANTEOS

QMED = 0,006 m³/seg

$$V = \left(\frac{1}{n} \left(\frac{BY}{B + 2Y} \right)^{2/3} S^{1/2} \right) - 0.01$$

$$V = \left(\frac{1}{0.02} \left(\frac{0.25 \text{ m} * 0.15 \text{ m}}{0.25 \text{ m} + 2 * 0.15 \text{ m}} \right)^{\frac{2}{3}} 0.005 \text{ m/m}^{\frac{1}{2}} \right)$$

$$V = 0,58 \text{ m/s}$$

a) Caudal de Manning

$$Q = BY \left(\frac{1}{n} \left(\frac{B * Y}{B + 2Y} \right)^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} \right)$$

Datos:

$$S = 0,005 \text{ m/m}$$

$n = 0,02$ coefi rugosidad manning.

$$B \text{ ©} = 0,25 \text{ m adopt}$$

$$Q_{MED} = 0,006 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Y = 0,15 \text{ m TANTEOS}$$

$$Q = 0.4 \text{ m} * 0.15 \text{ m} \left(\frac{1}{0.02} \left(\frac{0.025 \text{ m} * 0.15 \text{ m}}{0.025 \text{ m} + 2 * 0.15 \text{ m}} \right)^{\frac{2}{3}} 0.005^{\frac{1}{2}} \right)$$

$$Q = 0,022 \text{ m}^3/\text{seg}$$

b) Borde libre (m) seguridad.

$$Bl = 0.46 * Y$$

$$Bl = 0.46 * 0.15 \text{ m}$$

$$Bl = 0.069 \text{ m}$$

c) Altura total del canal

$$ht = Y + Bl$$

$$ht = 0.15 \text{ m} + 0.069 \text{ m}$$

$$ht = 0.219 \text{ m}$$

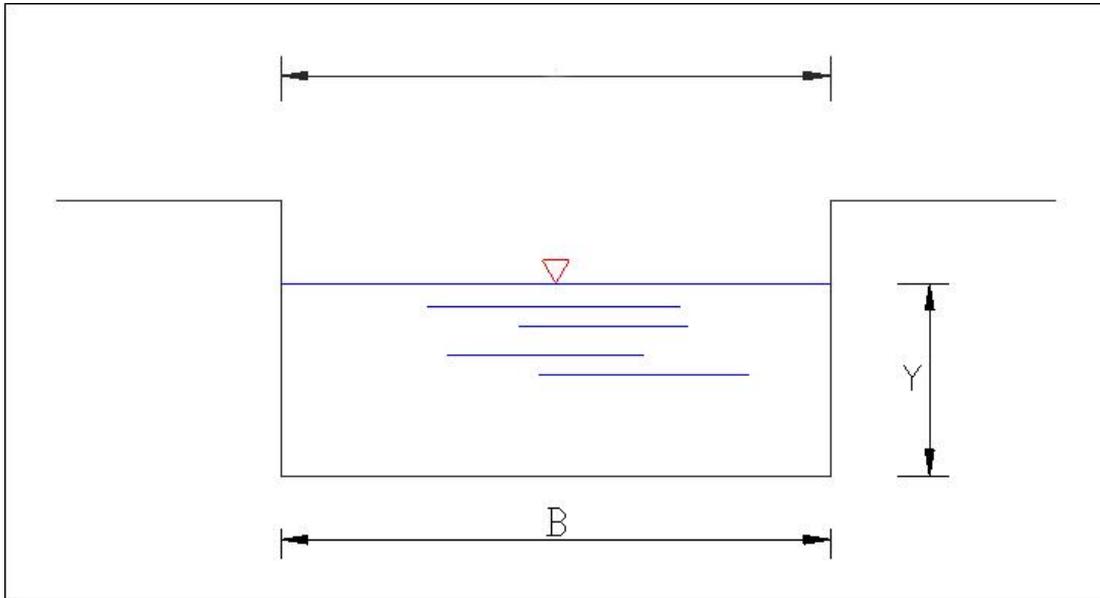


Figura 20. Canal de Manning

Cuadro 8. Resumen del canal de entrada

Detalle	Resultado	Unidad
Caudal	0,041	m ³ /s
Longitud (Adoptado)	120	cm
Altura (Y)	15	cm
Base (B)	30	cm
Altura Tanteo	1.4	cm
Altura mínima	2.4	cm
Altura total del canal	21.9	cm
Borde libre por seguridad	6.9	cm

Autor: Liliana ortega

d) Longitud de Transición al Canal de Entrada.

$$L = \frac{b_1 - b_2}{2tg12,5}$$

Datos

b1 ancho cajón de entrada = 0,30 m

b2 ancho de canal de entrada = 0,25 m

Angulo = 12,5°

$$L = \frac{0.30 \text{ m} - 0.25 \text{ m}}{2 \operatorname{tg} 12,5}$$

$$L = 0.11 \text{ m}$$

Datos del canal de entrada:

Cuadro 9. Datos del canal de entrada

Pendiente	0.01 m/m (1%)	
Sección rectangular	Ancho (B1) =	0,3 m
	Ancho (B2) =	0,25 m
Longitud		0.23 m
Angulo		12,5 °

Autor: Liliana Ortega

4) Desbaste

El desbaste se realiza por medio de 1 (rejas, mallas o cribas); para retener y separar los cuerpos voluminosos flotantes y en suspensión, que arrastra consigo el agua residual.

a) Canal de entrada

$$Ce = B \text{ © } * 1000$$

Datos:

$$B \text{ @ } = 0,25 \text{ m adopt}$$

$C_e = \text{Canal de entrada}$

$$C_e = 0.25 * 1000 \text{ mm}$$

$$C_e = 250 \text{ mm}$$

Características de las rejillas de desbaste:

Tabla 9. Características de las rejillas de desbaste

Tamaño de barra.		
Ancho de barra (a) (5-15mm)	5 mm	norma SSA
Profundidad barra (25-37,5mm) (e)	25 mm	norma SSA
Separa. Entre barras (s) (25-50mm)	25 mm	norma SSA
Inclinación (25-50°)	45 °	ADOPTADO
Velocidad de aproximación (0,3-0,6 m/s)	0,6 m/s	ADOPTADO

Autor: Liliana Ortega

b) Ancho de canal en zona de rejillas. (b)

Previamente es necesario calcular el ancho del canal en la zona de desbaste:

$$b = \left(\frac{c}{s} - 1 \right) * (s + a) + s$$

Datos:

a : ancho de los barrotes de la rejilla (mm)

b : ancho del canal en la zona de rejilla (mm)

c : ancho del canal de entrada (mm)

s : separación útil entre barrotes (mm)

$$b = \left(\frac{300\text{mm}}{25 \text{ mm}} - 1 \right) * (25 \text{ mm} + 5\text{mm}) + 25\text{mm}$$

$$b = 355 \text{ mm} * \frac{1\text{m}}{1000\text{mm}}$$

$$b = 0.355 \text{ m}$$

c) Número de barra

$$n = \frac{b - s}{a + s}$$

Datos:

a: ancho de los barrotes de la rejilla (mm)

n: numero de barra

s: separación útil entre barrotes (mm)

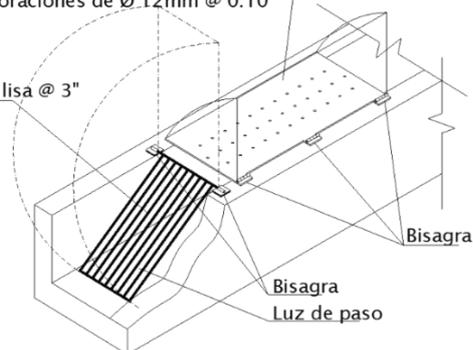
b: ancho del canal en la zona de rejilla (mm)

$$n = \frac{355\text{mm} - 25\text{mm}}{5\text{mm} + 25\text{mm}} = 11$$

REJILLA DE LIMPIEZA

Placa para depósito de basura de 1.20X0.46m. de 3/8 de espesor con perforaciones de Ø.12mm @ 0.10 alternadas 3 filas

Rejilla de 9 var Ø 1" lisa @ 3"



Isometría rejilla de limpieza

Figura 21. Rejilla de limpieza

d) Pérdida de Carga en Barras

$$h_f = F * \left(\frac{e}{s}\right)^{\frac{4}{3}} * \frac{V^2}{2g} \text{sen}\phi$$

Datos:

$$F = 1,79 \text{ circular}$$

$$F = 2,42 \text{ rectangular}$$

$$V = 0,68 \text{ m/s}$$

Profundidad barra (25 – 37,5mm) (e)

a: ancho de los barrotes de la rejilla (mm)

n: numero de barra

s: separación útil entre barrotes (mm)

b: ancho del canal en la zona de rejilla (mm)

$$h_f = 2.42 * \left(\frac{25\text{mm}}{25\text{mm}}\right)^{\frac{4}{3}} * \frac{0.58\text{m/s}^2}{2 * 9.81\text{m/s}^2} \text{sen}45^\circ$$

$$h_f = \frac{34969\text{sin}(45)}{613125}$$

$$h_f = 0.03 \text{ m} * \frac{100\text{cm}}{1 \text{ m}}$$

$$h_f = 3 \text{ cm}$$

e) Perdida de Carga Real

$$P_c = h_f * s$$

$$P_c = 3 \text{ cm} * 2$$

$$P_c = 6 \text{ cm} \cong 60\text{mm}$$

f) Longitud de Transición al Canal de Desbaste

$$L_t = \frac{b_1 - b_2}{2 \tan\left(\frac{\phi * \pi}{180}\right)}$$

$$L_t = \frac{0.30 \text{ m} - 0.25 \text{ m}}{2 * \tan\frac{12.5^\circ * \pi}{180}}$$

$$L_t = 0.11 \text{ m}$$

5) Diseño del Canal Parshall

La canaleta Parshall está constituida por tres partes fundamentales que son: la entrada, la garganta y la salida. La entrada está formada por dos paredes verticales simétricas y convergentes, el fondo es inclinado con pendiente ascendente 4:1

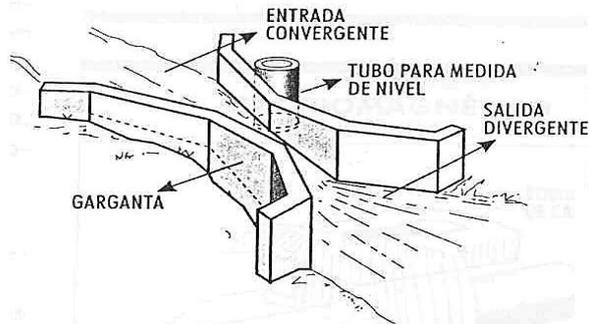


Figura 22. Canal de Parshall.

Fuente: <http://datateca.unad.edu.co>

• Solución del Canal de Parshall.

1. Se escoge una canaleta de garganta (W), según las siguientes condiciones:

$$Q = 6.20 \text{ l/seg}$$

Para corroborar que el tamaño del medidor Parshall es correcto, lo verificamos con el caudal de diseño de 6.20 l/seg, donde se tiene que para un ancho de garganta de 6" se tiene una capacidad mínima de caudal de 1.52 l/seg y una máxima de 110.4 l/seg como podemos observar el valor del caudal máximo horario está dentro del rango.

De acuerdo a lo analizado tenemos que la canaleta de garganta es de 6" o sea 15.2 mm

2. Se calcula la profundidad H_a por la ecuación siguiente

$$Q = KH^n$$

Los valores de K y n son obtenidos a partir de la tabla incluida en esta propuesta de diseño.

Tabla 10. Formulas de la canaleta de Parsall

Ancho de la garganta (cm)	Ecuación*	Capacidad (L/s)
2,5 (1")	$Q = 0,055 H_a^{1,5}$	0,3 – 5
5 (2")	$Q = 0,110 H_a^{1,5}$	0,6 – 13
7,6 (3")	$Q = 0,176 H_a^{1,547}$	0,8 – 55
15,2 (6")	$Q = 0,381 H_a^{1,52}$	1,5 – 110
22,9 (9")	$Q = 0,535 H_a^{1,53}$	2,5 – 250
30,5 (12")	$Q = 0,690 H_a^{1,522}$	3,1 – 455
45,7 (18")	$Q = 1,054 H_a^{1,538}$	4,3 – 700
61,0 (24")	$Q = 1,426 H_a^{1,55}$	12 – 950
91,4 (36")	$Q = 2,182 H_a^{1,566}$	17 – 1.400
121,9 (48")	$Q = 2,935 H_a^{1,578}$	37 – 1.900
152,4 (60")	$Q = 3,728 H_a^{1,587}$	60 – 2.400
182,8 (72")	$Q = 4,515 H_a^{1,595}$	70 – 2.900
213,4 (84")	$Q = 5,306 H_a^{1,601}$	115 – 3.450
243,8 (96")	$Q = 6,101 H_a^{1,606}$	130 – 3.950
305 (120")	$Q = 7,463 H_a^{1,6}$	250 – 5.660

* Q en m³/s; H_a en m.

Fuente: Jairo, 2001

$$Q = 0.176H^{1.547}$$

Despejando:

$$Q = KH^n \text{ Tenemos:}$$

$$H_a = \left(\frac{Q}{K}\right)^{\frac{1}{n}}$$

$$H_a = \left(\frac{0,006m^3/seg}{0,176 l/seg}\right)^{\frac{1}{1,547}}$$

$$H_a = 0,11 m$$

3. Profundidad H_b para sumergencia máxima del 60%

$$\frac{H_b}{H_a} = 60\% \cong 0.60$$

$$H_b = 0.60 * H_a$$

$$H_b = 0.60 * 0.11 \text{ m}$$

$$H_b = 0.068 \text{ m}$$

4. Para una sumergencia del 60% el nivel del agua en la garganta, en el piezómetro de la medida de H_b , es igual al nivel en el canal aguas abajo es decir $H = 0,40 \text{ cm}$.

5. La elevación de la cresta por encima del fondo del canal

$$X = H - H_b$$

$$X = 40 \text{ cm} - 0.068 \text{ cm}$$

$$X = 39.9 \text{ cm}$$

6. $Q = 6.20 \text{ l/seg}$ y $H_b = 0.068 \text{ m}$ se obtiene que la pérdida de energía es de 5 cm.

7. La profundidad aguas arriba del fondo del canal

$$H + h = 39.9 \text{ cm} + 5 \text{ cm} = 44.9 \text{ cm}$$

Cuadro 10. Canal de Parshall

Datos obtenidos de tabla:	cm
W = Tamaño de la garganta	7.6
d = Ancho del extremo de aguas arriba de la canaleta	25.9
B = Longitud axial de la sección convergente	45.7
C = Ancho del extremo de aguas debajo de la canaleta	17.6
F = Longitud de la garganta	15.2
G = Longitud de la sección divergente	30.5
N = Profundidad de la depresión en la garganta debajo de la cresta	5.7
K = Diferencia de nivel entre el punto más bajo de la canaleta y la cresta	2.5

Autor: Liliana Ortega

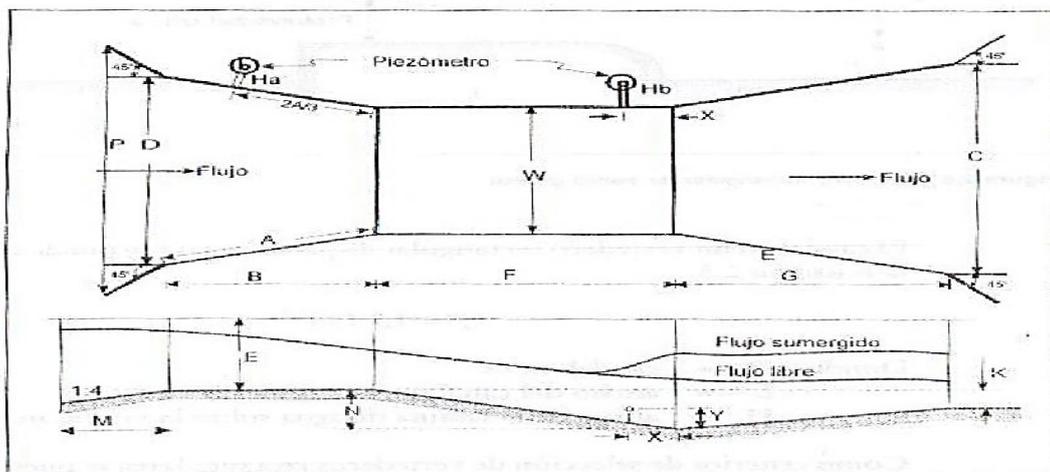


Figura 23. Canal de Parshall

MEDIDOR DE CAUDAL Canal Parshall

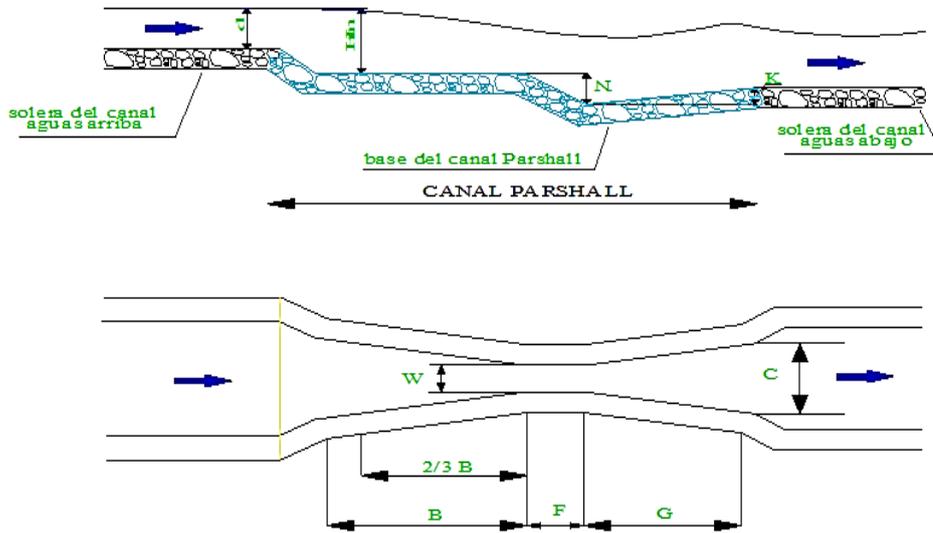


Figura 24. Diseño Canal de Parshall para la planta

6) Desarenador

Para retener y remover las partículas minerales o cualquier material pesado de tamaño superior a 0.2 mm.

$$Q = A * Va$$

Datos:

$$Q = 0,006 \text{ m}^3/\text{s} = 6.28 \text{ l/s}$$

$$T. Reten = 60 \text{ seg.}$$

$$Veloc H = 0,2 \text{ m/s (Va)}$$

$$Cs = 2,65 \text{ gr/cm}^3 \text{ peso específico (arena).}$$

$$D = 0,15 \text{ mm diámetro de las partículas a retenerse.}$$

$$Limp = 7 \text{ días limpieza del desarenador.}$$

Despejando

$$A = \frac{Q}{Va}$$

$$A = \frac{0,006 \text{ m}^3/\text{s}}{0,2 \text{ m/s}}$$

$$A = 0.03 \text{ m/s}$$

Tabla 11. Datos de diseño del desarenador

$Q_{\text{DISEÑO}} = \text{caudal de diseño} = 0,006 \text{ m}^3/\text{s}$
$d = \text{diámetro de las partículas a remover (arena de tamaño medio)} = 0,30 \text{ mm}$
$V_s = \text{velocidad de sedimentación} = 3,24 \text{ cm/s}$
$V_h = \text{velocidad horizontal del agua en el desarenador (0,10 a 0,40 m/s)} = 0,3 \text{ m/s}$
$k = \text{varía de 1,20 a 1,50 dependiendo de la importancia de la obra} = 1,20$
$H = \text{altura del desarenador} = 0,3 \text{ m}$

Autor: Liliana Ortega

Con estos datos iniciales se calcula el área de la sección transversal del desarenador y el ancho requerido:

- Calcular su profundidad “h”:

$A = 2h^2$ Despejando tenemos:

$$h = \sqrt{\frac{A}{2}}$$

$$h = \sqrt{\frac{0.03 \text{ m/s}}{2}}$$

$$h = 0.12 \text{ m}$$

- Calculando el ancho “B” del desarenado

$$B = 2 \cdot h$$

$$B = 2 * 0.12 \text{ m}$$

$$B = 0.25 \text{ m}$$

- Altura de sedimentación (norma Ex - IEOS)

$$H_s = 0,2 \text{ m}$$

$$H_t = h + H_s$$

$$H_t = 0.12 \text{ m} + 0.2 \text{ m}$$

$$H_t = 0.32 \text{ m}$$

- Volumen que pasa por el desarenador

$$Q = \frac{\text{Volumen}}{\text{Tiempo}}$$

Datos

$$T = 7 \text{ días}$$

$$Q = 0,006 \text{ m}^3/\text{s}$$

Despejando tenemos

$$\text{Volumen} = Q * T$$

$$\text{Volumen} = 0,006 \text{ m}^3/\text{s} * (7 \text{ dias} * 3600 \text{ s}/1 \text{ dia})$$

$$\text{Volumen} = 3749,76 \text{ m}^3$$

- **Volumen de sólidos a retención**

$$Vsr = Volumen * \frac{30}{10^6}$$

$$Vsr = 3613,68 m^3 * \frac{30}{10^6}$$

$$Vsr = 0,1124928 m^3$$

- **Longitud del desarenador**

$$Ld = \frac{Vsr}{ht * B}$$

$$Ld = \frac{0,1084104 m^3}{0.32 m * 0.25 m}$$

$$Ld = \frac{0,1084104 m}{0.06}$$

$$Ld = 1.4 m$$

Datos

Ld=1,8 m (Norma 30-50% de incremento ExIEOS)

Adoptado 40%

$$Lt = Ld * 1.8m$$

$$Lt = 1.4m * 1.4$$

$$Lt = 1.9 m$$

7) **Desengrasador**

Las aguas residuales siempre arrastrarán sustancias grasosas que es necesario removerlas para acondicionar el agua antes del tratamiento primario. En este sentido se ha previsto incorporar una estructura para la remoción de grasas y aceites, ubicada a continuación del desarenador.

Cuadro 11. Datos de diseño del desengrasador

Q _{DISEÑO} = caudal de diseño = 0,006 m ³ /s	
Carga hidráulica = 20 m/hora	
V _{ASCENS} = velocidad ascensional	(16 m ³ /m ² .h)
t = tiempo de retención:	t = 3 minutos para: Q < 10 l/seg
	t = 4 minutos para: 10 ≤ Q ≤ 20 l/seg
	t = 5 minutos para: Q > 20 l/seg
q = tasa de aplicación = 4 lit/s.m ²	(0,25 m ² por cada lit/seg de caudal)

Autor: Liliana Ortega

- **Calculo del área**

$$Carga\ hidraulica\ (CH) = \frac{Caudal\ a\ depurar}{Area}$$

Datos:

$$Q = 0,006\ m^3/s = 5,975\ l/s$$

$$T.Reten = 60\ seg.$$

$$Carga\ hidraulica = 20\ m/hora$$

Despejando

$$A = \frac{Q}{C_h}$$

$$A = \frac{0,006\ m^3/s}{(20\ m/hora * 1hora/3600\ s)}$$

$$A = 1,116\ m^2$$

- **Calculando el ancho "B" del desengrasador**

Relación L/B= 1,5

$$B = \left(\frac{A}{1,5} \right)^{0.5}$$

$$B = \left(\frac{1,116\ m^2}{1,5} \right)^{0.5}$$

$$B = 0.86\ m$$

- Calculando el alto “L” del desengrasador

$$L = \text{relacion} \frac{L}{b} * B$$

$$L = 1.5 * 0.86$$

$$L = 1.3 \text{ m}$$

- Calculando de la longitud “H” del desengrasador

Asumiendo un tiempo de retención $t = 5 \text{ min}$ y una velocidad ascensional de $16 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{h}$, se puede calcular la altura del desengrasador

$$H = \left[\frac{t}{60 \text{ s}} \right] * \text{VASCENS}$$

$$H = \left[\frac{5 \text{ min}}{60 \text{ min}/1 \text{ h}} \right] * 16 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{h}$$

$$H = 1.3 \text{ m}$$

Cuadro 12. Resumen de datos del desengrasador

Descripción	Características		
Desengrasador		Tipo:	Desengrasador
		Material:	Hormigón armado
	Dimensiones:	Ancho =	0,86 m
		Alto =	1.3 m
		Longitud =	1,3 m
		Carga sobre vertedero =	20 m/hora

Autor: Liliana Ortega

b) Tratamiento Primario

Luego del acondicionamiento en las diferentes unidades de pretratamiento, el agua residual efluente recibirá tratamiento primario en un decantador, donde por acción de la gravedad se dará la sedimentación de partículas muy finas.

1. Diseño de tanque Imhoff

1.1. Diseño del sedimentador

a) Cálculo de caudales (m3/hora)

$$Q_P = \frac{\text{Poblacion} * \text{dotacion}}{1000} * \% \text{Contribucion}$$

Datos

Población actual 960,00

Tasa de crecimiento (%) 0,02

Período de diseño (años) 20,00

Población futura 1484,00 habitantes

Dotación de agua, $\frac{l}{\text{habxdia}}$ 180,80 $\frac{L}{\text{hab x día}}$

Factor de retorno 0,80

$$Q_P = \frac{1484 \text{ hab} * 180.8 \text{ l/hab/dia}}{1000} * 0.8$$

$$Q_P = 214,65 \text{ m}^3/\text{día}$$

b) Área del sedimentador (As, en m2)

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

Datos

Cs: carga superficial, igual a $1 \text{ m}^3 / (\text{m}^2 * \text{hora})$

$$A_s = \frac{214,65 \text{ m}^3/\text{día}}{1 \text{ m}^3/\text{m}^2 \text{ h} * 24 \text{ h}/1 \text{ día}}$$

$$A_s = 8,94 \text{ m}^2$$

c) Volumen del sedimentador (V_s , en m^3)

$$V_s = Q_p * R$$

Datos

R = Periodo de retención hidráulica, entre 1.5 a 2.5 horas (recomendable 2 horas).

$$V_s = 214,65m^3/día * (2 h * 1 día/24 h)$$

$$V_s = 17.8875m^3$$

El fondo del tanque será de sección transversal en forma de V y la pendiente de los lados respecto a la horizontal tendrá de 50° a 60° .

En la arista central se debe dejar una abertura para paso de los sólidos removidos hacia el digestor, esta abertura será de 0,15 a 0,20 m.

Uno de los lados deberá prolongarse, de 15 a 20 cm, de modo que impida el paso de gases y sólidos desprendidos del digestor hacia el sedimentador, situación que reducirá la capacidad de remoción de sólidos en suspensión de esta unidad de tratamiento (Omar, 2010).

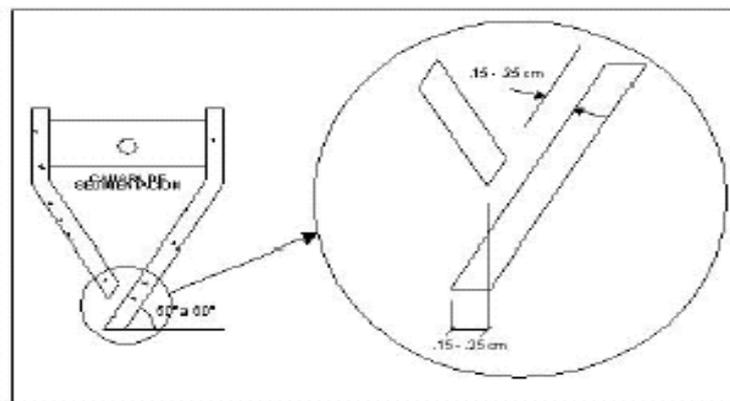


Figura 25. Sección transversal en forma de V

d) Longitud mínima del vertedero de salida. L_v (m).

$$L_v = \frac{Q_{max}}{Chv}$$

Datos

Q_{max} : Caudal máximo diario de diseño, en $m^3/día$.

Chv : Carga hidráulica sobre el vertedero, estará entre 125 a 500 $m^3/m \cdot día$, (recomendable 250).

$$L_v = \frac{411,26 m^3/día}{250 m^3/m \cdot día}$$

$$L_v = 1,65 m$$

e) Ancho zona sedimentador (B), m

$$B = \sqrt{\frac{As}{Relacion L/b}}$$

Datos

$$As = 8,94 m^2$$

$$Relación l/b = 4$$

$$B = \sqrt{\frac{8,94 m^2}{4}}$$

$$B = 1,49 \cong 1,5 m$$

f) **Largo zona sedimentador (L), m**

$$L = \frac{As}{b}$$

$$L = \frac{8,94 \text{ m}^2}{1.5 \text{ m}}$$

$$L = 5.96 \cong 6 \text{ m}$$

g) **Profundidad zona sedimentador (H), m**

$$H = P_r * T_{sed}$$

Datos

$H =$ profundidad del sedimentador

$P_r =$ Periodo de retención horas 1,50 horas (1.5 a 2.5)

Tasa de sedimentación $\text{m}^2/\text{m}^2 \text{ x h} = 1,00 \text{ m}^3/\text{m}^2 * h$

$$H = 1,5 \text{ h} * 1,00 \text{ m}^3/\text{m}^2 * h$$

$$H = 1,5 \text{ m}$$

h) **Angulo fondo sedimentador, radianes**

$$\phi = \frac{\angle}{180^\circ} * \pi$$

Datos

$\angle =$ Angulo fondo sedimentador, radianes 50° ($50^\circ - 60^\circ$)

$$\phi = \frac{50^\circ}{180^\circ} * \pi$$

$$\phi = 0.87 \text{ radianes}$$

i) Altura del fondo del sedimentador

$$Hf = \operatorname{tg}(\alpha) * \frac{B}{2}$$

Datos

$Hf =$ *Altura del fondo del sedimentador*

$B =$ *Ancho zona sedimentador*

$$Hf = \operatorname{tg}(0.87) * \frac{1.5 \text{ m}}{2}$$

$$Hf = 0.89 \text{ m}$$

j) Altura total sedimentador, m

$$h_T = B_L + Hf + H$$

Datos

$B_L =$ *Borde libre 0.3 m*

$$h_T = 0.30 \text{ m} + 0.89 \text{ m} + 1.5 \text{ m}$$

$$h_T = 2.69 \text{ m}$$

1.2. Diseño del digestor

a) Volumen de almacenamiento y digestión. Vd (m3)

Para el compartimiento de almacenamiento y digestión de lodos (cámara inferior) se tendrá en cuenta lo siguiente.

Tabla 12. Factor de Capacidad relativa.

Temperatura	Tiempo digestión	Factor capacidad
°C	(días)	Relativa
5	110	2
10	76	1,4
15	55	1
20	40	0,7
> 25	30	0,5

$$Vd = \frac{70 * P * fcr}{1000}$$

Donde

fcr: factor de capacidad relativa, ver tabla.

P: Población.

$$Vd = \frac{70 * 1484 * 1}{1000}$$

$$Vd = 103,88 \text{ m}^3$$

b) Ancho tanque Imhoff (Bim), m

$$B_{im} = B + 2(E_{el}) + 2(E_{sed})$$

Datos

$$B_{im} = \text{Ancho tanque Imhoff}$$

$$E_{el} = \text{Espesor muros sedimentador } 0.15\text{m}$$

$$E_{sed} = \text{Espaciamiento libre pared digestor } 0.8 \text{ m}$$

$$B_{im} = 1.5 \text{ m} + 2(0.15 \text{ m}) + 2(0.8 \text{ m})$$

$$B_{im} = 3.40 \text{ m}$$

c) Inclinación de tolva en digestor

$$\phi = \frac{\angle}{180^\circ} * \pi$$

Datos

$\angle =$ Inclinación de tolva en digestor 15° ($15^\circ - 30^\circ$)

$$\phi = \frac{15^\circ}{180^\circ} * \pi$$

$$\phi = 0.26 \text{ radianes}$$

d) Volumen de lodos en digestor

$$V_{digestor} = (B_{im} * L * H_{dig}) + N_{TL} * N_{TA} * \left(\frac{\left(\frac{B_{im}}{N_{TA}} \right)^2}{4} \right) * \frac{L}{N_{TL}} * \tan(0.26)$$

Datos

$N_{TA} =$ Numero de troncos de piramide en el ancho 1

$N_{TL} =$ Numero de troncos de piramide en el largo 2

$H_{dig} =$ Altura del lodos en digestor 2 m

$$V_{digestor} = (3.40 \text{ m} * 6 \text{ m} * 2 \text{ m}) + 2 * 1 * \left(\frac{\left(\frac{3.40 \text{ m}}{1} \right)^2}{4} \right) * \frac{6 \text{ m}}{2} * \tan(0.26)$$

$$V_{digestor} = 45,45 \text{ m}^3$$

e) Superficie libre, %

$$S(\%) = \frac{2 * E_{sed} * L}{B_{im} * L}$$

$$S(\%) = \frac{2 * 0.8 \text{ m} * 6 \text{ m}}{3.4 \text{ m} * 6 \text{ m}}$$

$$S(\%) = 0.47$$

f) Altura del fondo del digestor, m

$$H_{(FD)} = \frac{B_{im}}{2} * \tan(\phi)$$

$$H_{(FD)} = \frac{3.4 \text{ m}}{2} * \tan(0.26 \text{ m})$$

$$H_{(FD)} = 0.46 \text{ m}$$

g) Altura total tanque Imhoff, m

$$H_{(T \text{ imhoff})} = h_T + H_{dig} + H_{(FD)} + D_{sed}$$

Datos

$$D_{sed} = \text{Distancia fondo sedimentador a altura máxima de lodos} = 0.50 \text{ m}$$

$$H_{dig} = \text{Altura del lodos en digestor} = 2 \text{ m}$$

$$h_T = \text{Altura total sedimentador} = 2.69 \text{ m}$$

$$H_{(FD)} = \text{Altura del fondo del digestor} = 0.46 \text{ m}$$

$$H_{(T \text{ imhoff})} = 2.69 \text{ m} + 2 \text{ m} + 0.46 \text{ m} + 0.50 \text{ m}$$

$$H_{(T\ imhoff)} = 5.65\ m$$

Cuadro 13. Dimensiones del Tanque Imhoff

Descripción	Resultados	U
Caudal medio	214,65	m3/día
Área de sedimentación	8,94	m2
Ancho zona sedimentador (B)	1,50	m
Largo zona sedimentador (L)	6,00	m
Prof. zona sedimentador (H)	1,50	m
Altura del fondo del sedimentador	0,89	m
Altura total sedimentador	2,69	m
Volumen de digestión requerido	103,88	m3
Ancho tanque Imhoff (Bim)	3,40	m
Volumen de lodos en digestor	45,45	m3
Superficie libre	0,47	
Altura del fondo del digestor	0,46	m
Altura total tanque imhoff	5,65	m

Autor: Liliana Ortega

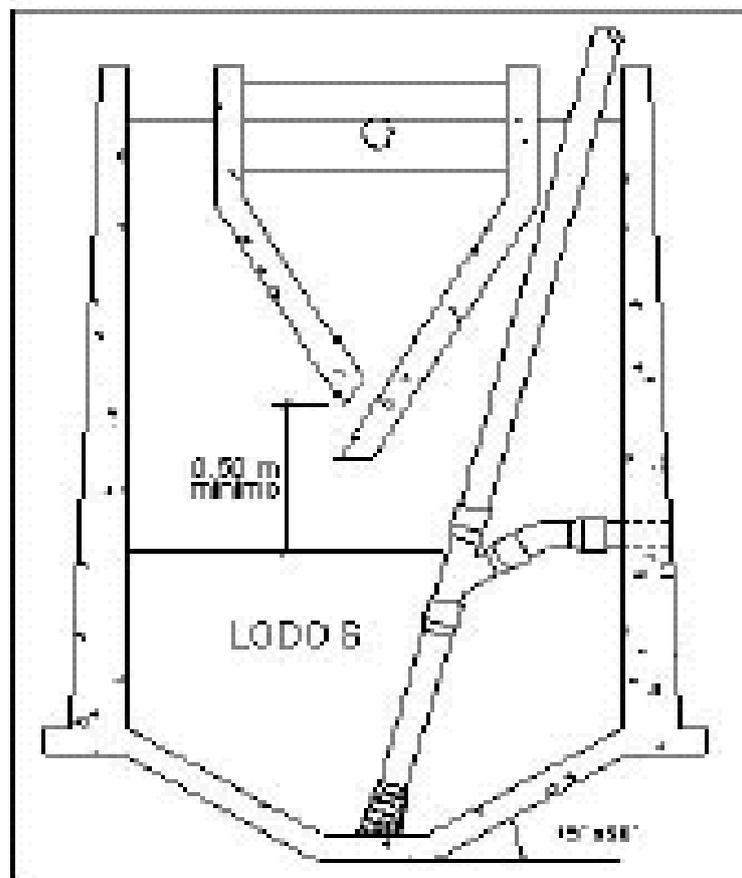


Figura 26. Diseño de digestor

- El fondo de la cámara de digestión tendrá la forma de un tronco de pirámide invertida (tolva de lodos), para facilitar el retiro de los lodos digeridos.
- Las paredes laterales de esta tolva tendrán una inclinación de 15° a 30° con respecto a la horizontal.
- La altura máxima de los lodos deberá estar .50m por debajo del fondo del sedimentador.
- Para quitar e impedir la acumulación de gases, se colocara un tubo de hierro fundido de 200mm de diámetro, en posición aproximadamente vertical, con su extremo inferior abierto a unos 15cm por encima del fondo del tanque.

h) Tiempo requerido para digestión de lodos.

El tiempo requerido para la digestión de lodos varia con la temperatura

Cuadro 14. Tiempo requerido para la digestión de lodos con la temperatura

Temperatura	Tiempo digestión
°C	(días)
5	110
10	76
15	55
20	40
> 25	30

Fuente: Jairo, 2001

i) Frecuencia del retiro de lodos.

La frecuencia de remoción de lodos deberá calcularse en base a estos tiempos referenciales, considerando que existiría una mezcla de lodos frescos y lodos digeridos, estos últimos ubicados al fondo del digestor. De este modo el intervalo de tiempo entre extracciones de lodos sucesivas deberá ser por lo menos el tiempo de digestión a excepción de la primera extracción en la que se deberá esperar el doble de digestión.

1.3. Extracción de lodos.

El diámetro mínimo de la tubería para la remoción de lodos será de 0.20 m y deberá estar ubicado 0.15m por encima del fondo del tanque.

Para la remoción se requerirá de una carga hidráulica mínima de 1.80 m.

1.4. Área de ventilación y cámara de natas.

Para el diseño de la superficie libre entre las paredes del digestor y el sedimentador (zona de espuma o natas) se tendrán en cuenta los siguientes criterios.

- El espaciamiento libre será de 1m como mínimo.
- La superficie total será por lo menos 30% de la superficie total del tanque.
- El borde libre será como mínimo de 0.30m.

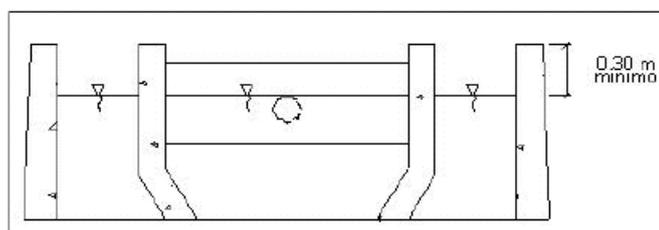


Figura 27. Ventilación

c) Cálculo de lechos de secado

Para dimensionar los lechos de secado se empleó las siguientes tablas.

Tabla 13: Criterios de diseño de lechos de secado.

Parámetro de diseño	Símbolo	Unidades	Datos
Densidad de lodos	lodo	Kg / L	1,04
%Sólidos	%	%	12
Sólidos suspendidos	SS	mg/L	154
Tiempo de digestión	Td	días	55

Profundidad de aplicación	Ha	m	0,4
---------------------------	----	---	-----

Fuente: Guía para el diseño de tanque séptico, tanque imhoff y lagunas de estabilización (OPS/CEPIS)

Masa de sólidos que conforman los lodos (Msd, en kg SS/día)

$$Msd = 0.5 * 0.7 * 0.5 * C + 0.5 * 0.3 * C$$

$$Msd = 0.5 * 0.7 * 0.5 * 133,56 \text{ Kg SS/día} + 0.5 * 0.3 * 133,56 \text{ Kg SS/día}$$

$$Msd = 43.4 \text{ Kg SS/día}$$

1. Volumen diario de lodos digeridos (Vld, en litros/día)

$$Vld = \frac{Msd}{\rho_{lodo} * (\% \text{ solidos}/100)}$$

Donde:

ρ_{lodo} = Densidad de los lodos, igual a 1,04 Kg/l.

% de sólidos: % de sólidos contenidos en el lodo, varía entre 8 a 12%

$$Vld = \frac{43.4 \text{ Kg SS/día}}{1.04 \text{ Kg/l} * (12/100)}$$

$$Vld = 347.75 \text{ l/día}$$

2. Volumen de lodos a extraerse del tanque (Vol, en m3)

$$Vol = \frac{Vld * Td}{1000}$$

$$Vol = \frac{347.75 \text{ l/día} * 55 \text{ días}}{1000}$$

$$Vol = 19.13 \text{ m}^3$$

3. Cálculo del área del lecho de secado.

$$Als = \frac{Vel}{Ha}$$

Donde:

Ha: Profundidad de aplicación, entre 0,20 a 0,40 m

$$Als = \frac{19.13 \text{ m}^3}{0.40\text{m}}$$

$$Als = 47.8 \text{ m}^2$$

4. Cálculo del área individual de lechos de secado

$$Largo = \frac{Als}{Ancho}$$

$$Largo = \frac{47.8 \text{ m}^2}{5 \text{ m}}$$

$$Largo = 9.56 \text{ m}$$

Cuadro 15. Resumen de datos del lecho de arena para secado

Descripción	Características	
Lecho de arena	Material: H° ciclópeo y geomembrana HDPE	
	Dimensiones:	Ancho = 5 m
		Alto = 1,00 m
		Longitud = 9.52 m
		Diámetro tubería 160 mm
		Pendiente 2 %
		Pendiente 1.5 %
	Material	Material del fondo: Grava 3/4"
		Material del medio: Grava 1/2"
		Material superior: Arena fina limpia (0,5 – 1,0 mm)
		Deflector de salida: Sin perforar
		Evacuación de lodos: Canaleta, tubería y compuerta
Disposición final del lodo: Compostaje y mejoramiento de suelos		

Autor: Liliana Ortega

A continuación se generó una tabla de cálculo en el programa EXCEL.

HABITACIONAL		Coef. Previsión = 1.20
POBLACIÓN en 20 años=	1484 Hab	Coef. Harmon =3.68
DENSIDAD POBLACIÓN =	0.54 Hab/m	Long. total red = 2741.01m
DOTACIÓN =	181 l/Hab/Día	
APORTACIÓN =	145 l/Hab/Día	
Qmin =	1.24 lps	GASTO MÍNIMO = 1.24 lps
Qmed =	2.48 lps	GASTO MEDIO = 2.48 lps
Qmax inst =	9.15 lps	GASTO MAX. INST. = 9.15 lps
Qmax prev =	10.98 lps	GASTO MAX. PREV. = 10.98 lps

Tabla 8. Tabla de cálculo del sistema de alcantarillado.

NOMBRE DE LA CALLE	TRAMO	LONGITUD(m)			POBLACIÓN	COEF. HARMON	GASTOS(lps)			COTAS TERRENO(m)		PENDIENTE(m/km)		DIÁMETRO		
		Tramo	Tributaria	Total			Qmed	Qmin	Qmax Prev	Inicial	Final	Terreno	Propuesta	Cálculo (cm)	Comercial (cm)	Pulg.
CALLE S/N	17-16	114,1	0,0	114,1	61,8	3,8	1,5	1,5	6,8	881,0	878,0	26,3	26,0	8,1	20,3	8"
CALLE S/N	16-15	105,8	0,0	105,8	57,3	3,8	1,5	1,5	6,8	878,0	887,0	-85,1	4,0	11,5	20,3	8"
PIO JARAMILLO ALVARADO	14-15	52,0	0,0	52,0	28,2	3,8	1,5	1,5	6,8	881,0	887,0	-115,3	4,0	11,5	20,3	8"
CALLE S/N	13-14	55,5	0,0	55,5	30,1	3,8	1,5	1,5	6,8	879,0	881,0	-36,0	4,0	11,5	20,3	8"
PIO JARAMILLO ALVARADO	32-14	33,7	0,0	33,7	18,3	3,8	1,5	1,5	6,8	882,0	881,0	29,7	30,0	7,9	20,3	8"
PIO JARAMILLO ALVARADO	33-32	18,3	0,0	18,3	9,9	3,8	1,5	1,5	6,8	883,0	882,0	54,7	55,0	7,0	20,3	8"
CALLE G	32-31	42,5	0,0	42,5	23,0	3,8	1,5	1,5	6,8	882,0	882,0	0,0	4,0	11,5	20,3	8"
CALLE A	23-31	78,7	0,0	78,7	42,6	3,8	1,5	1,5	6,8	888,0	882,0	76,2	76,0	6,6	20,3	8"
CALLE G	31-19	43,8	0,0	43,8	23,7	3,8	1,5	1,5	6,8	882,0	882,0	0,0	4,0	11,5	20,3	8"
CALLE B	20-19	82,5	0,0	82,5	44,7	3,8	1,5	1,5	6,8	887,0	882,0	60,6	61,0	6,9	20,3	8"
CALLE G	19-18	60,2	0,0	60,2	32,6	3,8	1,5	1,5	6,8	882,0	881,0	16,6	11,0	9,5	20,3	8"
	18-17	16,8	0,0	16,8	9,1	3,8	1,5	1,5	6,8	881,0	881,0	0,0	4,0	11,5	20,3	8"
DOMINGA BERRU DE APOLO	13-12	52,0	0,0	52,0	28,1	3,8	1,5	1,5	6,8	879,0	887,0	-154,0	4,0	11,5	20,3	8"

NOMBRE DE LA CALLE	TRAMO	LONGITUD(m)			POBLACIÓN	COEF. HARMON	GASTOS(lps)			COTAS TERRENO(m)		PENDIENTE(m/km)		DIÁMETRO		
		Tramo	Tributaria	Total			Qmed	Qmin	QMax Prev	Inicial	Final	Terreno	Propuesta	Cálculo (cm)	Comercial (cm)	Pulg.
CALLE S/N	15-12	58,7	157,8	216,5	117,2	3,8	1,5	1,5	6,8	887,0	887,0	0,0	4,0	11,5	20,3	8"
	12-11	0,3	268,5	268,8	145,5	3,8	1,5	1,5	6,8	887,0	0,0	3275953,8	3240284,0	0,9	20,3	8"
CALLE S/N	7-10	53,7	0,0	53,7	29,1	3,8	1,5	1,5	6,8	879,0	886,0	-130,3	4,0	11,5	20,3	8"
CALLE S/N	11-10	69,6	0,0	69,6	37,7	3,8	1,5	1,5	6,8	0,0	886,0	12726,4	4,0	11,5	20,3	8"
	13-6	0,3	0,0	0,3	0,1	3,8	1,5	1,5	6,8	879,0	0,0	3439101,8	3439102,0	0,9	20,3	8"
DOMINGA BERRU DE APOLO	4-5	54,2	0,0	54,2	29,4	3,8	1,5	1,5	6,8	888,0	884,0	73,8	74,0	6,7	20,3	8"
	5-6	51,7	54,2	105,9	57,4	3,8	1,5	1,5	6,8	884,0	0,0	17098,0	17098,0	2,4	20,3	8"
	13-6	0,3	0,0	0,3	0,1	3,8	1,5	1,5	6,8	879,0	0,0	3439100,1	3439100,0	0,9	20,3	8"
CALLE S/N	7-6	56,9	0,0	56,9	30,8	3,8	1,5	1,5	6,8	879,0	0,0	15439,5	15439,0	2,4	20,3	8"
PIO JARAMILLO ALVARADO	25-24	71,6	0,0	71,6	38,8	3,8	1,5	1,5	6,8	892,0	888,0	55,8	56,0	7,0	20,3	8"
CALLE F	24-23	42,5	71,6	114,1	61,8	3,8	1,5	1,5	6,8	888,0	888,0	0,0	4,0	11,5	20,3	8"
CALLE A	22-23	70,5	0,0	70,5	38,2	3,8	1,5	1,5	6,8	891,0	888,0	42,6	43,0	7,4	20,3	8"
CALLE B	21-20	69,3	0,0	69,3	37,5	3,8	1,5	1,5	6,8	890,0	887,0	43,3	43,0	7,4	20,3	8"
CALLE F	23-20	43,7	0,0	43,7	23,6	3,8	1,5	1,5	6,8	888,0	887,0	22,9	19,0	8,6	20,3	8"
CALLE S/N	10-9	108,0	0,0	108,0	58,5	3,8	1,5	1,5	6,8	886,0	874,0	111,1	4,0	11,5	20,3	8"
CALLE S/N	8-9	60,0	0,0	60,0	32,5	3,8	1,5	1,5	6,8	876,0	874,0	33,3	33,0	7,7	20,3	8"
CALLE S/N	7-8	104,3	0,0	104,3	56,5	3,8	1,5	1,5	6,8	879,0	876,0	28,8	29,0	7,9	20,3	8"
25 DE ABRIL	5-33	55,3	0,0	55,3	30,0	3,8	1,5	1,5	6,8	884,0	883,0	18,1	18,0	8,7	20,3	8"
PIO JARAMILLO ALVARADO	33-34	55,8	0,0	55,8	30,2	3,8	1,5	1,5	6,8	883,0	0,0	15822,9	15823,0	2,4	20,3	8"
CALLE F	4-34	54,6	0,0	54,6	29,5	3,8	1,5	1,5	6,8	888,0	0,0	16277,0	16277,0	2,4	20,3	8"
DOMINGA BERRU DE APOLO	3-4	77,8	0,0	77,8	42,1	3,8	1,5	1,5	6,8	895,0	888,0	89,9	90,0	6,4	20,3	8"
DOMINGA BERRU DE APOLO	2-3	83,8	0,0	83,8	45,4	3,8	1,5	1,5	6,8	905,0	895,0	119,3	119,0	6,1	20,3	8"
CALLE S/N	29-30	82,9	0,0	82,9	44,9	3,8	1,5	1,5	6,8	901,0	893,0	96,5	96,0	6,3	20,3	8"
CALLE C	3-30	27,6	0,0	27,6	15,0	3,8	1,5	1,5	6,8	895,0	893,0	72,4	72,0	6,7	20,3	8"
PIO JARAMILLO	26-25	82,9	0,0	82,9	44,9	3,8	1,5	1,5	6,8	897,0	892,0	60,3	60,0	6,9	20,3	8"

NOMBRE DE LA CALLE	TRAMO	LONGITUD(m)			POBLACIÓN	COEF. HARMON	GASTOS(lps)			COTAS TERRENO(m)		PENDIENTE(m/km)		DIÁMETRO		
		Tramo	Tributaria	Total			Qmed	Qmin	QMax Prev	Inicial	Final	Terreno	Propuesta	Cálculo (cm)	Comercial (cm)	Pulg.
ALVARADO																
CALLE C	30-25	51,9	0,0	51,9	28,1	3,8	1,5	1,5	6,8	893,0	892,0	19,3	19,0	8,6	20,3	8"
CALLE C	25-22	44,7	0,0	44,7	24,2	3,8	1,5	1,5	6,8	892,0	891,0	22,3	22,0	8,3	20,3	8"
CALLE C	22-21	43,6	0,0	43,6	23,6	3,8	1,5	1,5	6,8	891,0	890,0	22,9	23,0	8,3	20,3	8"
CALLE S/N	2-29	38,5	0,0	38,5	20,9	3,8	1,5	1,5	6,8	905,0	901,0	103,9	103,0	6,3	20,3	8"
CALLE S/N	28-29	76,7	0,0	76,7	41,5	3,8	1,5	1,5	6,8	906,0	901,0	65,2	65,0	6,8	20,3	8"
CALLE S/N	29-26	53,4	0,0	53,4	28,9	3,8	1,5	1,5	6,8	901,0	897,0	75,0	74,0	6,7	20,3	8"
PIO JARAMILLO ALVARADO	27-26	76,7	0,0	76,7	41,5	3,8	1,5	1,5	6,8	904,0	897,0	91,2	91,0	6,4	20,3	8"
DOMINGA BERRU DE APOLO	1-2	77,0	0,0	77,0	41,7	3,8	1,5	1,5	6,8	908,0	905,0	39,0	39,0	7,5	20,3	8"
CALLE S/N	1-28	32,7	0,0	32,7	17,7	3,8	1,5	1,5	6,8	908,0	906,0	61,2	61,0	6,9	20,3	8"
CALLE S/N	28-27	53,3	0,0	53,3	28,8	3,8	1,5	1,5	6,8	906,0	904,0	37,5	37,0	7,6	20,3	8"

8. Planos base del sistema de aguas residuales

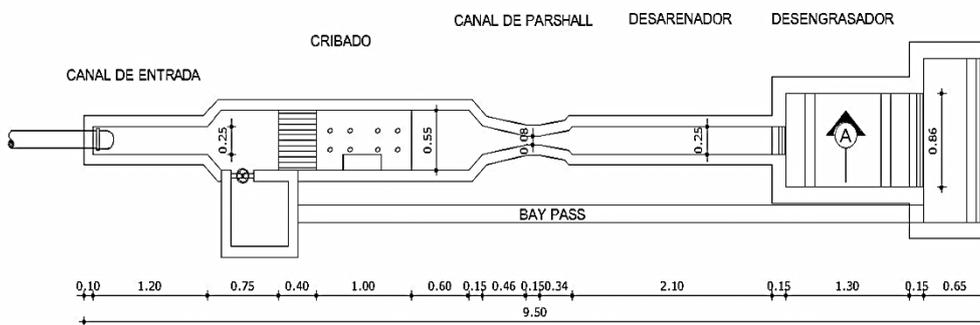
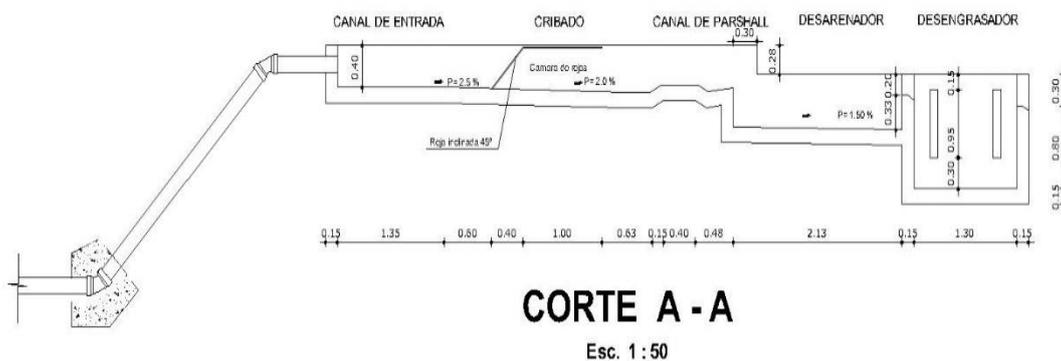


Figura 28. Planta de pretratamiento

Pre tratamiento

- Canal de entrada
- Cribado
- Canal de Parshall
- Desarenadol
- Desengrasador



CORTE A - A

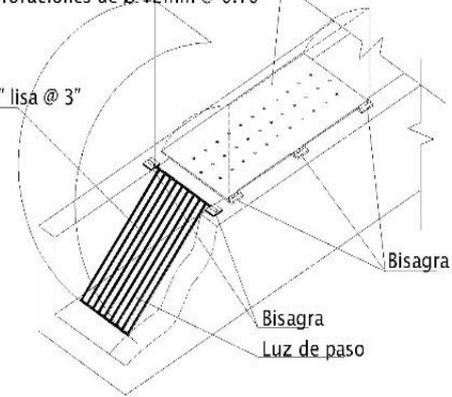
Esc. 1 : 50

Figura 29. Corte A_A Planta de pretratamiento

REJILLA DE LIMPIEZA

Placa para depósito de basura de 1.20X0.46m. de 3/8 de espesor con perforaciones de $\varnothing 12\text{mm}$ @ 0.10 alternadas 3 filas

Rejilla de 9 var $\varnothing 1"$ lisa @ 3"



Isometría rejilla de limpieza

Figura 30. Vista rejilla de limpieza

Tratamiento Primario

Tanque Imhoff

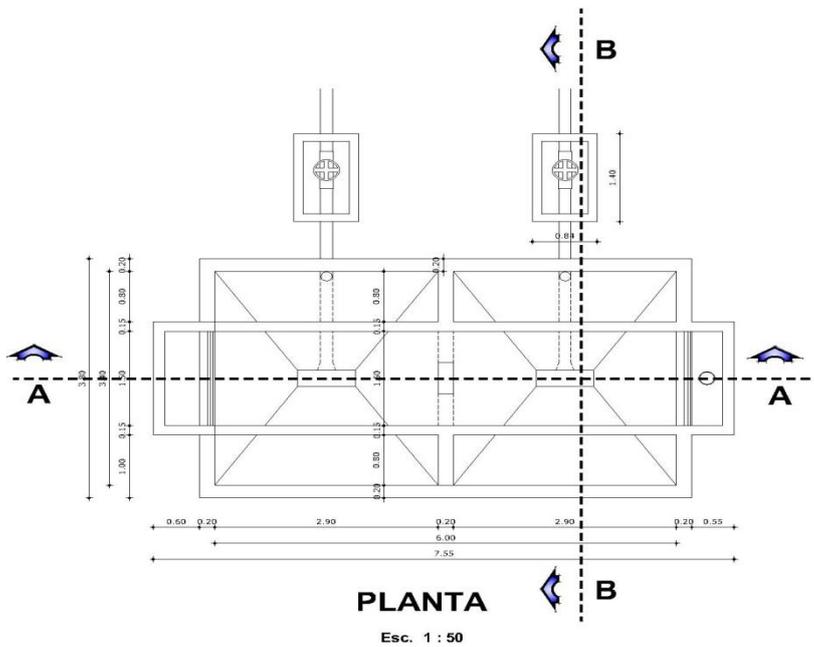
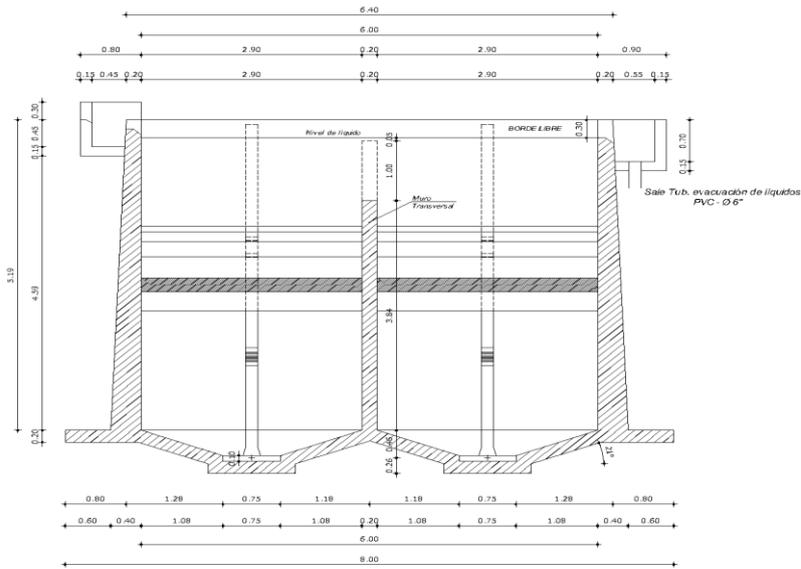
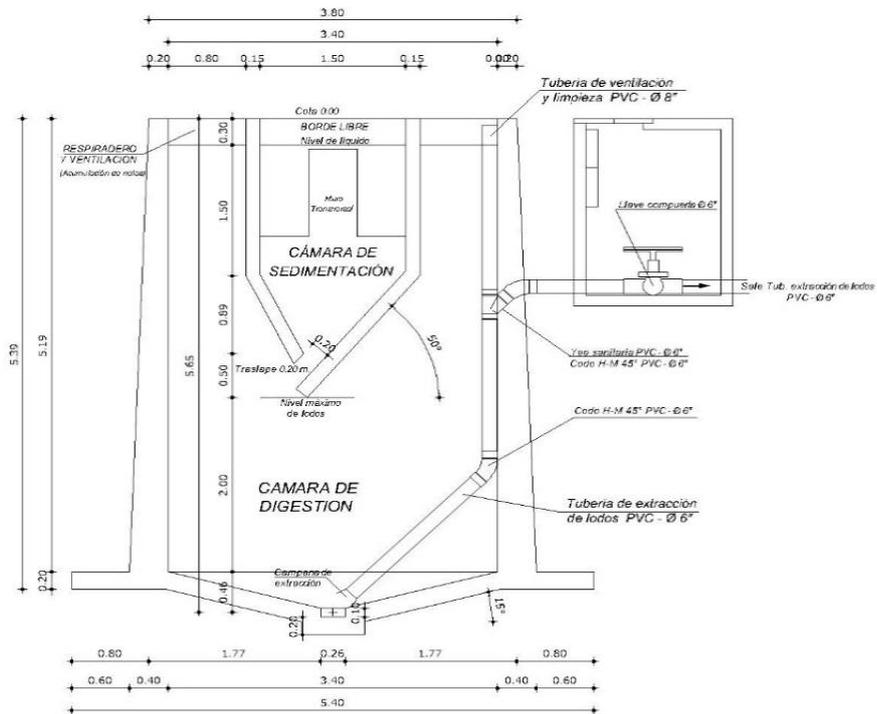


Figura 31. Planta del Tanque Imhoff



CORTE A - A
Esc. 1 : 50

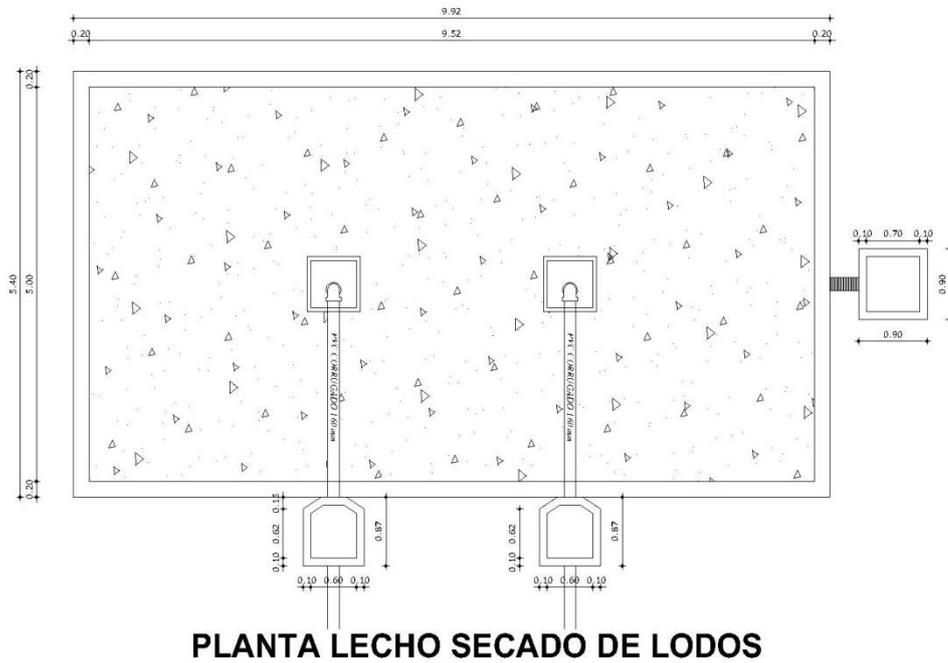
Figura 32. Corte A_A Planta del Tanque Imhoff



CORTE B - B
Esc. 1 : 50

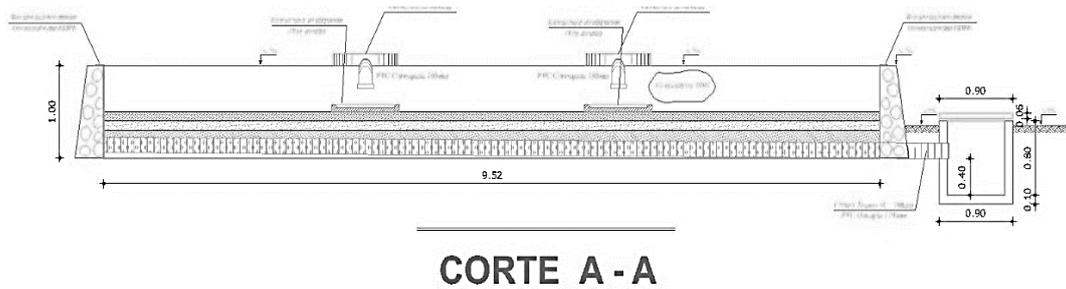
Figura 33. Corte B_B Planta del Tanque Imhoff

Tratamiento de Lodos



Esc. 1 : 50

Figura 34. Planta de lechos de secado



Esc. 1 : 50

Figura 35. Corte A_A Planta de lechos de secado

9. SOCIALIZAR EL DISEÑO DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUA RESIDUALES DE LA CABECERA PARROQUIAL DE TIMBARA.

La intensificación de los procesos productivos como consecuencia de la creciente necesidad de obtener mayores ingresos económicos así como la imperiosa insuficiencia de conseguir nuevas áreas, ha hecho que de manera desmedida explote los recursos naturales y como consecuencia de esto causemos un desequilibrio en los ecosistemas.

Esta iniciativa es positiva, oportuna e importante por las condiciones actuales de la red de alcantarillado sanitario de la parroquia Timbara. La ejecución de este diseño fue positivo inculcando a la sociedad en general a través de un proceso de participación ciudadana el cual se lo detalla a continuación:

- Mapeo de actores

Se identificó los actores locales de la parroquia Timbara, los cuales están registrados en el siguiente cuadro:

Nombres	Teléfono	Email

- Convocatorias

Se procedió a realizar el 13 de noviembre de 2014, la respectiva convocatoria a los habitantes de la parroquia de Timbara, del cantón Zamora, Provincia de Zamora Chinchipe a las 14H00 del día Martes 18 de noviembre del 2014, en el domicilio del Ing. Bertín Pardo, frente a la cancha deportiva de Timbara; con la finalidad de socializar el taller sobre el “DISEÑO DE UN SISTEMA DE TRATAMIENTO PARA LAS AGUAS RESIDUALES DE LA CABECERA PARROQUIAL TIMBARA DEL CANTÓN ZAMORA”. **Ver Anexo 7.**

- Reunión con moradores

El día 18 de noviembre de 2014 a las 14h00, asistieron 20 personas habitantes de la parroquia Timbara, dentro de los cuales se encontraban actores sociales, docentes, representantes de la comunidad y pobladores en general. La activa participación de los asistentes permitió tomar en cuenta algunas sugerencias y observaciones que han servido para incluir dentro del proyecto. **Ver anexo 8**

- Agenda de trabajo

Para una adecuada y correcta socialización del proyecto, se tomó en consideración el siguiente orden del día:

- ✓ Bienvenida por parte de un representante de la comunidad.
- ✓ Presentación del proyecto y de la postulante del proyecto por parte de un representante de la comunidad.
- ✓ Socialización del Proyecto por parte de la Egda. Liliana Ortega.
- ✓ Conclusiones y Recomendaciones.
- ✓ Refrigerio.
- ✓ Clausura.

- Conclusión y Resultados de la Reunión

Dentro de la reunión los moradores de la comunidad expresaron el agradecimiento a la Universidad Nacional de Loja por promover este tipo de proyectos que van en beneficio de las comunidades y a la vez felicitaron a la Egda Liliana Ortega por haber tomado en cuenta a la parroquia Timbara para el desarrollo del proyecto. Dentro de las conclusiones y resultados se pueden resaltar los siguientes:

- ✓ Es de suma importancia que se implante un nuevo sistema de alcantarillado, ya que el que se posee actualmente se encuentra obsoleto.

- ✓ Que las autoridades parroquiales pidan a la EMAPAZ se tome en consideración el presente proyecto para que se haga realidad el nuevo sistema de alcantarillado de la parroquia Timbara.

G. DISCUSIÓN

Las aguas residuales contienen altas concentraciones de materia orgánica, sólidos suspendidos, grasas entre otros elementos; su composición y flujo varían dependiendo del proceso al cual fueron expuestos. En este sentido la disposición sin tratamiento de estos efluentes en los cuerpos receptores causa un impacto ambiental negativo.

Del análisis del estudio efectuado se estimó un promedio de 1,63l/s en el punto primero, y 1,89 en el segundo punto lo que demuestra que no existe una diferencia significativa del volumen de descarga de las aguas residuales en los lugares de descarga analizados.

De los análisis físicos químicos y biológicos de las muestras en la caracterización de las aguas residuales se pudo evidenciar claramente las altas concentraciones de sólidos sedimentables 4,3mg/ en la primera muestra y 5.2mg/l en la segunda.

Cabe mencionar que dentro de los resultados de las muestras existen elementos que están superiores a los límites permisibles admitidos en la muestra uno el amonaco posee un valor de 3 mg/l el hierro de 0,33 mg/l el magnesio 0,11 mg/l. En la segunda muestra el amonaco presenta 3,40mg/l el hierro 0,70mg/l en magnesio 0,21mg/l y el boro 0,78mg/l. Hay que destacar que en la segunda muestra se evidencia alta de boro.

En el caso de la caracterización biológica existe alta concentración de cocliformes fecales así en la muestra uno 1800NMP/100ml y 1900NMP/100ml en la segunda muestra.

Los datos expuestos anteriormente confirman que las aguas que son vertidas en el punto de muestreo corresponden aguas residuales domesticas debido a que estas presentan concentraciones altas sobre todo en la muestra 2 en el DBO5 120mg/l.

Para el tratamiento de las aguas residuales se requiere procesos físicos, químicos y biológicos ya que el saneamiento de las aguas residuales es uno de los principales motores de la salud pública lo que significa que en cuanto se puedan garantizar el acceso al agua saludable e instalaciones adecuadas para todos se abra ganado una gran importante batalla con la aparición de algunas enfermedades por aguas contaminadas.

Los sistemas de lagunas de estabilización, y en particular su primer componente de tipo anaerobio tiene los mayores impactos en las categorías de cambio climático y formación de oxidantes fotoquímicos por la emisión de metano generada.

Por su parte los sistemas de tratamiento con lodos activados impactan en mayor medida en la categoría de eutrofización ya que producen mayor cantidad de lodos, lo cual implica mayor impacto por los nutrientes liberados en el sitio de disposición”. Selección De Tecnologías Para El Tratamiento De Aguas Residuales Municipales, autor. (Noyola, 2013).

H. CONCLUSIONES

- La Cabecera Parroquial de Timbara actualmente posee instalaciones de alcantarillado combinado, este sistema de alcantarillado implantados por el Ilustre Municipio de Zamora vigente en el año de 1985 aproximadamente está obsoleto.
- Para el diseño de este sistema de tratamiento de aguas residuales se lo realizo para una población estimada de 1484 habitantes, con un área de aportación de 37 ha; esto es en una proyección de 20 años que es el tiempo para el cual se diseñó este sistema de tratamiento.
- Los coliformes totales sobrepasan en aproximadamente en un 10% en la muestra 1 y en un 270% en la muestra 2. En relación a los coliformes fecales sobrepasan ampliamente al límite máximo permisible en los dos puntos de descarga así como también la presencia de aceites y grasas en estas aguas de acuerdo a la Tabla 10. Del Libro VI, Anexo I. TULSMA, M.028.
- Es muy importante determinar el caudal y el periodo de proyección de diseño, ya que depende de estos parámetros el dimensionamiento del sistema de tratamiento, si alguna de estas variables se modifica reducirían el tiempo de vida útil.
- El diseño final del sistema de tratamiento está constituido por un canal de llegada, rejillas para retener solidos gruesos y finos (cribado), desengrasador, tanque Imhoff y decantador de lodos, los cuales servirán a través de este proceso retener los contenidos orgánico e inorgánicos del agua residual.
- Para el correcto manejo de los lodos que se obtienen producto del proceso de tratamiento, se recomienda ubicarlos sobre una superficie de concreto, la cual deberá estar diseñada con un declive que permita la evacuación del agua que contienen los lodos y además deberá estar provista de un

techo para que pueda ser utilizada en el caso de que se presenten lluvias, constituyéndose esto en el secado; para luego ser transportados hacia el relleno sanitario de la ciudad de Zamora.

I. RECOMENDACIONES

- Es necesario que el sistema de alcantarillado sea por separado pluvial y sanitario, con el fin de disminuir el caudal de entrada al sistema de tratamiento que se diseñó.
- Para determinar la calidad del agua tratada es necesario que se tomen muestras trimestrales del agua para su respectivo análisis, y si esta no cumple con los parámetros establecidos en la tabla 10 del Libro VI de la Calidad Ambiental del TULSMA, es indispensable incrementar un proceso de tratamiento más, como por ejemplo un proceso de filtración o humedales artificiales.
- El mantenimiento a las cajas de revisión debe hacerse mensualmente, para disminuir la acumulación de sólidos gruesos sobre estos, y así evitar que estos lleguen a la planta de tratamiento, o que se taponeen en las tuberías de conducción del agua residual.

J. BIBLIOGRAFÍA

Arce A., Calderón C., Tomasini A., 2005. Serie autodidáctica de medición de la Calidad del Agua., Fundamentos Técnicos para el Muestreo y Análisis de Aguas Residuales., México D.F - México., Instituto Mexicano de Tecnología del Agua., p. 1-2.

Arellano A., 2008.Documento de Clase Tratamiento de Aguas Residuales. Ecuador. p25.

Adalberto N, 2013. Selección De Tecnologías Para El Tratamiento De Aguas Residuales Municipales, autor.

Borja B., 2012. Diseño de una Planta de Tratamiento para Aguas Residuales de la Ciudad de Guaranda, Riobamba. Ecuador. 15.

Bello M., y Pino M., 2000. Medición de Percepción y Caudal, punta Arenas. Chile.4p.

Cervantes A, 2003. Análisis Experimental y Diseño de un Sistema de Tratamiento Natural para Agua Residual, Estructurado por un Humedal Artificial así como la reinyección y monitoreo del Agua tratada en el subsuelo. Cholula, Puebla, México.

Crites R., 2000. Tratamiento de Aguas Residuales en Pequeñas Poblaciones. México, McGraw-Hill Interamericana. pp. 180 – 205.

Crites W., y Tchobanoglous G., 2000. Sistema de Manejo de Aguas Residuales para Núcleos pequeños y Descentralizados. McGraw- Hill Interamericana, S. A, Santafé de Bogotá. Colombia.

Chicas P., 2007. Diseño de alcantarillado sanitario y pavimentación de Barrio El Centro y Barrio Dos de Abril, y diseño de pavimentación de Aldea Tiucal en el municipio de Asunción Mita, Departamento de Jutiapa. Trabajo de

graduación de Ing. Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala. Guatemala. 86 p.

Comisión Nacional del Agua., Ed 2007. Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento. Tlalpan, México

Davis & Masten., 2005. Tratamiento del Agua. Ingeniería y Ciencias Ambientales. pág. 200

Fattorelli S., y Fernandez P., 2011. Diseño Hidrológico. p13.

Fernández I., Agosto de 2010. Diseño y Factibilidad de Relleno Sanitario Manual para el Municipio de la Libertad, Departamento de la Libertad. El Salvador. p117-119.

Granda I., 2007. Diseño de un Sistema de Tratamiento de Agua en la Comunidad de la Región Amazónica de Timpoca. Escuela de Ingeniería. Ingeniería Química. Escuela Politécnica Nacional. Quito -Ecuador., Tesis. Pp. 5 -10, 40-41

García J., 2004. Tratamiento de las aguas residuales en los SCH, Santiago – Chile. P 124- 128.

Guevara O., Febrero de 2012. Tratamiento de Aguas Residuales. Santafé-Bogotá. Colombia. p16-33.

Gomella G., & Guerre H., 1977. Tratamiento de aguas para abastecimiento público. p 6, 9, 12.

GAD Parroquial Rural de Timbara., 2011 Plan de Desarrollo y Ordenamiento Parroquial de Timbara.

Hernández Muños., 1992. Pretratamiento de una depuradora. pág. 288 pág. 247

Huertas R., Marcos C., Ibaguren N y Ordas S., 2013. Guía Práctica para la depuración de aguas residuales en pequeñas poblaciones. Valencia. España. p65-73.

Izembart H., Leboudec B., 2008. El Tratamiento de aguas residuales mediante sistemas vegetales .p 85-111.

Jerez J., Junio de 1999. Claves para elegir el Sistema de Riego por asperción. p 17-19.

López R., 1995 .Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados, PP. 87.

López R, 1995. Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados Colombia –Bogotá.

Mayorga D., Marzo de 2012. Diseño del Sistema de Alcantarillado Sanitario de la Aldea los Humitos, Municipio de Amatitlán, Departamento de Guatemala. Guatemala. P34-46.

Moya J., 1994. Riego Localizado y Fertirrigación. Madrid España. p 22-29.

Linsley E., y Franzini J., 1967. Ingeniería de los Recursos Hidráulicos. Continental, pp. 15 – 48.

Lampoglia T, Marzo 2004 .Experiencias en la Aplicación de Sistemas Condominales de Alcantarillado Sanitario

Marín A., y Osés M., 2013. Procesos Unitarios para el Tratamiento de Aguas Residuales. Pp 58-62

Metcalf & Eddy., 1995. “Ingeniería de Aguas Residuales: Tratamiento, Vertido y Reutilización”. Vol. I & II. Madrid.

Morales J., 2004. Estudio y diseño de la red de alcantarillado sanitario del cantón El Copado, municipio de Santo Domingo, departamento de

Suchitepéquez. Tesis de ingeniería civil. Universidad de San Carlos de Guatemala. Facultad de Ingeniería, Guatemala.

Nogales S., y Quispe D., Abril, 2009 .Material de Apoyo Didáctico de “diseño y Métodos Constructivos de Sistemas de Alcantarillado y Evacuación de Aguas Residuales” Para la Materia de Ingeniería Sanitaria II. Cochabamba-BOLIVIA, Abril, 2009.

Orozco B., octubre de 2004. Diseño de Alcantarillado Sanitario para la Aldea Panabajal y Red de Distribución de Agua Potable para un Sector de la Zona 4 de la Cabecera Municipal de San Juan Comalapa, Guatemala p. 35-49

Ramalho R., 1996.Tratamiento de Aguas Residuales tratamiento del agua por Procesos de Membrana. Principios Procesos

Rodríguez R., Agosto 2008, Hidráulica de Canales

Romero J, 1999. Tratamiento de Aguas Residuales: Teoría y principios de diseño. Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería, Colombia.

Rodier J, 1981. Análisis de las aguas. Aguas naturales, Aguas Residuales y Agua de mar. Ediciones Omega. Barcelona-España.

Rodríguez, A., 2006. Informe de vigilancia tecnológica – VT MIOD. Tratamientos avanzados de Aguas Residuales Industriales. Madrid – España. Pp. 10 – 16.

Santiago F, 1996.Sistema de colectores y Tratamientos de Residuales. Primer taller de tecnologías del Agua y Saneamiento en Polos Turísticos. Cuba.

Texto Unificado de Legislación Ambiental Secundaria - TULSMA. República del Ecuador. Vol. Libro VI Anexo 1. 2015

Quevedo H., Agosto de 2006.Métodos estadísticos para la ingeniería ambiental y la ciencia .p 58-66.

K. ANEXOS

Anexo 1. Límites de descarga a un cuerpo de agua dulce (Tabla 10)

Parámetros	Expresado como	Unidad	Límite máximo permisible
Aceites y Grasas	Sust. Soluble en hexano	Mg/1	30.0
Alki mercurio			No detectable
Aluminio	Al	Mg/1	5.0
Arsénico total	As	Mg/1	0.1
Bario	Ba	mg/l	2,0
Boro total	B	mg/l	2,0
Cadmio	Cd	mg/l	0,02
Cianuro total	CN-	mg/l	0,1
Cinc	Zn		5,0
Cloro Activo	Cl	mg/l	0,5
Cloroformo	Ext. Carbón cloroformo ECC	mg/l	0,1
Cloruros	Cl-	mg/l	1 000
Cobre	Cu	mg/l	1,0
Cobalto	Co	mg/l	0,5
Coliformes Fecales	NMP	NMP/100 ml	10000
Color real	Color real	Unidades de color	Inapreciable en dilución; 1/20
Compuestos Fenólicos	Fenol	mg/l	0,2
Cromo hexavalente	Cr+6	mg/l	0,5
Demanda Bioquímica de Oxígeno (5días)	DBO5	mg/l	100
Demanda Química de Oxígeno	D.Q.O.	mg/l	200
Estaño	Sn	mg/l	5,0
Fluoruros	F	mg/l	5,0
Fosforo Total	P	mg/l	10,0
Hierro Total	Fe	mg/l	10,0
Hidrocarburos Total de Petróleo	TPH	mg/l	20,0
Magnesio Total	Mn	mg/l	2,0
Materia Flotante	Visible		Ausencia
Mercurio Total	Hg	mg/l	0,005
Níquel	Ni	mg/l	2,0

Nitrógeno amoniacal	N	mg/l	30,0
Nitrógeno Total Kjedahl	N	mg/l	50,0
Compuestos Organoclorados	Organoclorados totales	mg/l	0,05
Compuestos Organofosforados	Organofosforados totales	mg/l	0,1
Plata	Ag	mg/l	0,1
Plomo	Pb	mg/l	0,2
Potencial de hidrogeno	pH		6-9
Selenio	Se	mg/l	0,1
Sólidos Suspendidos Totales	SST	mg/l	130
Sólidos Totales	ST	mg/l	1600
Sulfatos	SO-2	mg/l	1000
Sulfuros	S-2	mg/l	0,5
Temperatura	°C	mg/l	Condición natural ≠ 3
Tensoactivos	Activas al azul de metileno	mg/l	0,5
Tetracloruro de carbono	Tetracloruro de carbono	mg/l	1,0

Fuente: Libro VI de la calidad ambiental (TULSMA)

Anexo 2: Análisis de los parámetros físicos, químicos y microbiológicos de la muestra de agua residual doméstica.



**CENTRO DE INVESTIGACIÓN, ESTUDIOS
Y SERVICIOS DE AGUAS Y SUELOS**

LABORATORIO DE ANÁLISIS DE AGUAS Y SUELOS

1. INFORMACIÓN GENERAL:

# DE ORDEN: CISSA-ONEA Test Lab-14 - 113	SOLICITANTE: Egda. Liliana Ortega
PROYECTO: Diseño de un Sistema de Tratamiento para las Aguas Residuales de la Cabecera parroquial Timbara del Cantón Zamora.	DIRECCIÓN: Zamora: Manuelita Cañizares-H.Paquisha
	TELEFAX: 072 - 605 627

2. DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA:

FECHA DE MUESTREO: 2 - 07 - 2014	MUESTRA: Agua Servida - lado derecho
FECHA DE INGRESO: 2 - 07 - 2014	CODIGO: MA: 01 CANTIDAD: 2 500 ml
FECHA DE ANÁLISIS: 2 - 07 - 2014	PRESENTACIÓN: Envase plástico y Estéril
FECHA DE REPORTE: 9 - 07 - 2014	CANTON: Zamora PROVINCIA: Z. Chinchipe
FECHA DE ENTREGA: 9 - 07 - 2014	PARROQUIA: Timbara SECTOR: -

I. REFERENCIA ANALÍTICA:

-Límite Máx. Permissible de Descarga a un cuerpo de Agua dulce, según TULAS

3. ENSAYOS FÍSICOS - QUÍMICOS:

3.1. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS:

PARÁMETROS	EXPRESADO COMO	RESULTADOS	LÍMITE DESEABLE	LÍMITE MAX. PERMISIBLE	MÉTODO	NORMA
Temperatura	°C	19,8	Menor	a 35	AWWA	TULAS
Aceites y Grasas	PELICULAVISIBLE	Presencia	-	0,3 mg/l	ETAS	M S P-TULAS
Materia Flotante	MATERIAVISIBLE	Ausencia	-	Ausencia	TULAS	TULAS
Color Real	U.Pt- Co	10	Inapreciable	dilución 1/20	APHA	TULAS
Color Aparente	U.Pt- Co	380	-	-	APHA	USPHS-OMS
Turbiedad	N.T.U. o F.T.U	60	-	100	AWWA	-TULAS
Sólidos Totales	mg/l	201,2	-	1 600	AOAC 920.193	TULAS
Sólidos Disueltos Totales	mg/l	120	-	1000	AOAC 920.193	-TULAS
Sólidos Disueltos Fijos	mg/l	19	-	-	AOAC 920.193	-
Sólidos Disueltos Volátiles	mg/l	101	-	-	AOAC 920.193	-
Sólidos Suspendidos	mg/l	80	-	100	AOAC 920.193	TULAS
Sólidos Suspendidos Fijos	mg/l	22,0	-	-	AOAC 920.193	-
Sólidos Susp. Volátiles	mg/l	58,0	-	-	AOAC 920.193	-
Sólidos Sedimentables	ml/l	4,3	-	1,0	IMHOFF	M S P-TULAS

3.2. CARACTERÍSTICAS QUÍMICAS:

PARÁMETROS	EXPRESADO COMO	RESULTADOS	LÍMITE DESEABLE	LÍMITE MAX. PERMISIBLE	MÉTODO	NORMA
Potencial de Hidrógeno	pH	6,60	5,0	9,0	AOAC 973.41	TULAS
Nitratos+Nitritos	mg/L	3,32	-	10	AWWA	TULAS
Manganeso Total	mg/l	0,11	-	2,0	AWWA	TULAS
Hierro Total	mg/l	0,33	-	10,0	1,10-PHENANTHROLINE	TULAS
Cianuro Total	mg/l	0,00	-	0,1	pyridine - pyrazolone	TULAS
Fósforo Total	mg/l	2,10	-	10	ÁCIDO ASCÓRBICO	TULAS
Cloro	mg/l	0,00	-	0,5	AWWA	TULAS
Nitrógeno Total	mg/l	2,91	-	15,0	NESSLER	TULAS
Sulfatos	mg/l	120	-	1000	TUBIDIMETRO	TULAS
Aluminio	mg/l	0,002	-	5,0	Aluminon	TULAS
Níquel	mg/l	0,004	-	2,0	1-(2-Pyridylazo)2-Naphthol	TULAS
Zinc	mg/l	0,002	-	5,0	Zincon	TULAS
D B O ₅	mg/l	28	-	100	AOAC 973 - 44	TULAS
D Q O	mg/l	8	-	250	AOAC973 - 46	TULAS
Coliformes Fecales	NMP/100ml	1.8E+02	= Remoción	> al 99,9% **	INEN 1 529-8	=TULAS

Tobaída Baja: Manuel Agustín Aguirre # 19-95 entre Chile y Argentina/ La Pradera: Cedros # 25-25 entre Alisos y Laureles
Tel: 072-589 913-102 707-584 594/Telefax:072-589 913/102 707/Celular:091549877/E. mail: ciessa1@hotmail.com

II. REFERENCIA ANALITICA:

Límite Máx. Permisible para la Preservación de Flora y fauna en Aguas Dulces, Frías o Cálidas en Cuerpos de Agua Sup.

PARÁMETROS	EXPRESADO COMO	RESULTADOS	LÍMITE DESEABLE	LÍMITE MAX. PERMISIBLE	MÉTODO	NORMA
Temperatura	°C	19,8	Condiciones	Natural+3°C-20	AWWA	TULAS
+Sólidos Disueltos Totales	mg/l	120	-	3 000	AOAC 920.193	TULAS
+Potencial de Hidrógeno	pH	6,60	6,0	9,0	AOAC 973.41	TULAS
+Coliformes Totales	NMP/100ml	1,1E+03	-	1000	APHA 9221 B	TULAS
Materia Flotante	MATERIAVISIBLE	Ausencia	-	Ausencia	ETAS-TULAS	TULAS
Coliformes Fecales	NMP/100ml	1,8 E+02	-	200	INEN 1 529-8	TULAS
Ácido Sulfhídrico	mg/l	0,0001	-	0,0002	SULFURO DE PLOMO	TULAS
Aceites y Grasas	PELICULAVISIBLE	Presencia	Ausencia	0,3mg/l	ETAS-M S P	M S P-TULAS
Amoniaco	mg/l	3,00	-	0,02	NESSLER	TULAS
Cianuro Total	mg/l	0,00	-	0,01	pyridine - pyrazolone	TULAS
Cloro Libre	mg/l	0,00	-	0,01	AWWA	TULAS
Hierro Total	mg/l	0,33	-	0,30	1,10-PHENANTHROLINE	TULAS
Manganeso Total	mg/l	0,11	-	0,10	AWWA	TULAS
Fluoruro Total	µg/l	0,00	-	4,00	SPADNS	TULAS
Aluminio	mg/l	0,002	-	0,10	Aluminon	TULAS
Níquel	mg/l	0,004	-	0,025	1-(2-Pyridylazo)2-Naphthol	TULAS
Zinc	mg/l	0,002	-	0,18	Zincon	TULAS
Boro	mg/l	0,60	-	0,75	Carmine	TULAS

Nota 1:

+ *Criterios de Calidad Admisibles para Aguas de Uso Agrícola o de Riego*; correspondiente a la Tabla 6, de la Norma de Calidad Ambiental y de Descarga de Efluentes: Recurso Agua, Libro VI - Anexo 1. Bajo el amparo del R_{LeA} PCCA.

=TULAS Aquellos regulados con descargas de Coliformes Fecales menores o iguales a 3000 quedan exentos de tratamiento, contempla sobre el criterio de calidad en descarga a un cuerpo de agua dulce.

Nota 2:

-TULAS Dentro de la Norma del Límite Deseable Permisible marcados con el signo contempla sobre el criterio de calidad Admisible en Aguas que requiere Tratamiento Convencional o de Consumo Humano y Doméstico u otros usos.

INEN, OMS, USPHS e IEOS Según Normas de Límite Máx. Permisible para Agua Potable de Consumo Humano.

- Todos los resultados con el signo " - " no contempla fuente alguna sobre criterios de calidad Admisible.

NOMENCLATURA REFERENCIAL DE TERMINOLOGIA:

- NTU	(Unidades de Turbiedad Nefelométrica)	/ - µmhos/cm.	(Micromhos por centímetro)
- FTU	(Unidades de Formazin Turbidimétrica)	/ - °C	(No exceda de 3 grados de la Ta. Media de la Región)
-U. Pt. Co.	(Unidad de Platino Cobalto)	/ - mg/l y ml/l	(Miligramos por litro y Mililitros por litro)
-U F C/ml	(Unidad Formadora de Colonias por mililitro)	/ - m.	(Profundidad mínima en metros)
	(Gérmens Totales o Aerobios Mesófilos)	/ - D B O5	(Demanda Bioquímica de Oxígeno en 5 días)
- N M P	(Número más probable de bacterias por 100 mililitros)	/ - DQO / OD	(Demanda Química de Oxígeno y Oxígeno Disuelto)





Edgar A. Ojeda Noriega, INGENIERO BQF. Edgar S. Ojeda Riascos, ESP.
 ONEA Test Lab RUC. 1191731766001
 HIDRO SANITARIO Manuel A. Aguirre # 19-95 entre Chile y Argentina
 Telf. 072 577 707 Cel. 091549877 2589913 L.O.J.R. MICROBIOLOGIA

Tebaida Baja: Manuel Agustín Aguirre # 19-95 entre Chile y Argentina/ La Pradera: Cedros # 25-25 entre Alisos y Laureles
 Telf: 072-589 913-102 707-584 594/Telefax:072-589 913/102 707/Celular:091549877/E. mail: ciessa1@hotmail.com

1. INFORMACIÓN GENERAL:

# DE ORDEN: CIESSA-ONEA Test Lab-14 - 114	SOLICITANTE: Egda. Liliana Ortega
PROYECTO: Diseño de un Sistema de Tratamiento para las Aguas Residuales de la Cabecera parroquial Timbara del Cantón Zamora.	DIRECCIÓN: Zamora: Manuelita Cañizares-H.Paquiasha TELEFAX: 072 - 605 627

2. DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA:

FECHA DE MUESTREO: 2 - 07 - 2014	MUESTRA: Agua Servida - lado izquierdo
FECHA DE INGRESO: 2 - 07 - 2014	CODIGO: MA: 02 CANTIDAD: 2 500 ml
FECHA DE ANÁLISIS: 2 - 07 - 2014	PRESENTACIÓN: Envase plástico y Estéril
FECHA DE REPORTE: 9 - 07 - 2014	CANTON: Zamora PROVINCIA: Z. Chinchipe
FECHA DE ENTREGA: 9 - 07 - 2014	PARROQUIA: Timbara SECTOR: -

I. REFERENCIA ANALÍTICA:

-Límite Máx. Permissible de Descarga a un cuerpo de Agua dulce, según TULAS

3. ENSAYOS FÍSICOS - QUÍMICOS:

3.1. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS:

PARÁMETROS	EXPRESADO COMO	RESULTADOS	LÍMITE DESEABLE	LÍMITE MAX. PERMISIBLE	MÉTODO	NORMA
Temperatura	°C	19,9	Menor	a 35	AWWA	TULAS
Aceites y Grasas	PELICULAVISIBLE	Presencia		0,3 mg/l	ETAS	M S P-TULAS
Materia Flotante	MATERIAVISIBLE	Ausencia	-	Ausencia	TULAS	TULAS
Color Real	U.Pt- Co	10	Inapreciable	dilución 1/20	APHA	TULAS
Color Aparente	U.Pt- Co	420	-	-	APHA	USPHS-OMS
Turbiedad	N.T.U. o F.T.U	50	-	100	AWWA	-TULAS
Sólidos Totales	mg/l	283,8	-	1 600	AOAC 920.193	TULAS
Sólidos Disueltos Totales	mg/l	190	-	1000	AOAC 920.193	-TULAS
Sólidos Disueltos Fijos	mg/l	12	-	-	AOAC 920.193	-
Sólidos Disueltos Volátiles	mg/l	178	-	-	AOAC 920.193	-
Sólidos Suspendidos	mg/l	92	-	100	AOAC 920.193	TULAS
Sólidos Suspendidos Fijos	mg/l	32,0	-	-	AOAC 920.193	-
Sólidos Susp. Volátiles	mg/l	60,6	-	-	AOAC 920.193	-
Sólidos Sedimentables	ml/l	5,2	-	1,0	IMHOFF	M S P-TULAS

3.2. CARACTERÍSTICAS QUÍMICAS:

PARÁMETROS	EXPRESADO COMO	RESULTADOS	LÍMITE DESEABLE	LÍMITE MAX. PERMISIBLE	MÉTODO	NORMA
Potencial de Hidrógeno	pH	7,20	5,0	9,0	AOAC 973.41	TULAS
Nitratos+Nitritos	mg/L	6,10	-	10	AWWA	TULAS
Manganeso Total	mg/l	0,21	-	2,0	AWWA	TULAS
Hierro Total	mg/l	0,70	-	10,0	1,10-PHENANTHROLINE	TULAS
Cianuro Total	mg/l	0,00	-	0,1	pyridine - pyrazolone	TULAS
Fósforo Total	mg/l	2,30	-	10	ÁCIDO ASCÓRBICO	TULAS
Cloro	mg/l	0,00	-	0,5	AWWA	TULAS
Nitrógeno Total	mg/l	2,80	-	15,0	NESSLER	TULAS
Sulfatos	mg/l	250	-	1000	TUBIDIMETRO	TULAS
Aluminio	mg/l	0,002	-	5,0	Aluminon	TULAS
Níquel	mg/l	0,004	-	2,0	1-(2-Pyridylazo)2-Naphthol	TULAS
Zinc	mg/l	0,002	-	5,0	Zincon	TULAS
D B Os	mg/l	120	-	100	AOAC 973 - 44	TULAS
D Q O	mg/l	20	-	250	AOAC973 - 46	TULAS
Coliformes Fecales	NMP/100ml	1.9E+03	= Remoción	> al 99,9% **	INEN 1 529-8	=TULAS

II. REFERENCIA ANALITICA:

Límite Máx. Permisible para la Preservación de Flora y fauna en Aguas Dulces. Frías o Cálidas en Cuerpos de Agua Sup.

PARÁMETROS	EXPRESADO COMO	RESULTADOS	LÍMITE DESEABLE	LÍMITE MAX. PERMISIBLE	MÉTODO	NORMA
Temperatura	°C	19,9	Condiciones	Natural+3°C-20	AWWA	TULAS
+Sólidos Disueltos Totales	mg/l	190	-	3 000	AOAC 920.193	TULAS
+Potencial de Hidrógeno	pH	7,20	6,0	9,0	AOAC 973.41	TULAS
+Coliformes Totales	NMP/100ml	3,7E+03	-	1000	APHA 9221 B	TULAS
Materia Flotante	MATERIAVISIBLE	Ausencia	-	Ausencia	ETAS-TULAS	TULAS
Coliformes Fecales	NMP/100ml	1,9 E+03	-	200	INEN 1 529-B	TULAS
Ácido Sulhídrico	mg/l	0,0001	-	0,0002	SULFURO DE PLOMO	TULAS
Aceites y Grasas	PELICULAVISIBLE	Presencia	Ausencia	0,3mg/l	ETAS-M S P	M S P-TULAS
Amoniaco	mg/l	3,40	-	0,02	NESSLER	TULAS
Cianuro Total	mg/l	0,00	-	0,01	pyridine - pyrazolone	TULAS
Cloro Libre	mg/l	0,00	-	0,01	AWWA	TULAS
Hierro Total	mg/l	0,70	-	0,30	1,10-PHENANTHROLINE	TULAS
Manganeso Total	mg/l	0,21	-	0,10	AWWA	TULAS
Fluoruro Total	µg/l	0,00	-	4,00	SPADNS	TULAS
Aluminio	mg/l	0,002	-	0,10	Aluminon	TULAS
Níquel	mg/l	0,004	-	0,025	1-(2-Pyridylazo)2-Naphthol	TULAS
Zinc	mg/l	0,002	-	0,18	Zincon	TULAS
Boro	mg/l	0,78	-	0,75	Carmine	TULAS

Nota 1:

+ "Criterios de Calidad Admisibles para Aguas de Uso Agrícola o de Riego"; correspondiente a la Tabla 6, de la Norma de Calidad Ambiental y de Descarga de Efluentes: Recurso Agua, Libro VI - Anexo 1. Bajo el amparo del R.L.G.A. PCCA.

=TULAS Aquellos regulados con descargas de Coliformes Fecales menores o iguales a 3000 quedan exentos de tratamiento, contempla sobre el criterio de calidad en descarga a un cuerpo de agua dulce.

Nota 2:

-TULAS Dentro de la Norma del Límite Deseable Permisible marcados con el signo contempla sobre el criterio de calidad Admisible en Aguas que requiere Tratamiento Convencional o de Consumo Humano y Doméstico u otros usos.

INEN, OMS, USPHS e IEOS Según Normas de Límite Máx. Permisible para Agua Potable de Consumo Humano.

- Todos los resultados con el signo " - " no contempla fuente alguna sobre criterios de calidad Admisible.

NOMENCLATURA REFERENCIAL DE TERMINOLOGIA:

- NTU (Unidades de Turbiedad Nefelométrica) / - µmhos/cm. (Micromhos por centímetro)
- FTU (Unidades de Formazin Turbidimétrica) / - °C (No exceda de 3 grados de la Ta. Media de la Región)
- U. Pt. Co. (Unidad de Platino Cobalto) / - mg/l y ml/l (Miligramos por litro y Mililitros por litro)
- U F C/ml (Unidad Formadora de Colonias por mililitro) / - m. (Profundidad mínima, en metros)
- (Gérmenes Totales o Aerobios Mesófilos) / - D B O5 (Demanda Bioquímica de Oxígeno en 5 días)
- N M P (Número más probable de bacterias por 100 mililitros) / - DQO / OD (Demanda Química de Oxígeno y Oxígeno Disuelto)



Edgar A. Ojeda Noriega, INGENIERO **Edgar S. Ojeda Riascos, ESP.**
ONEA Test Lab **ONEA Test Lab**
HIDRO SANITARIO **MICROBIOLOGIA**

Av. Manuel A. Aguirre # 19-95 entre Chile y Argentina
 Tel. 091549877 2589913

Tebaida Baja: Manuel Agustín Aguirre # 19-95 entre Chile y Argentina/ La Prodera: Cedros # 25-25 entre Alisos y Laureles
 Telf: 072-589 913-102 707-584 594/Telefax:072-589 913/102 707/Celular:091549877/E. mail: ciessa1@hotmail.com

Anexo 3: Área de estudio



Vista panorámica de la parroquia Timbara

Anexo 4: Diagnóstico del área de estudio



Descargas de las aguas residuales



Situación actual del sistema de alcantarillado

Medición de Caudal



Preparación de los instrumentos de medida

Anexo 5: Socialización del diseño

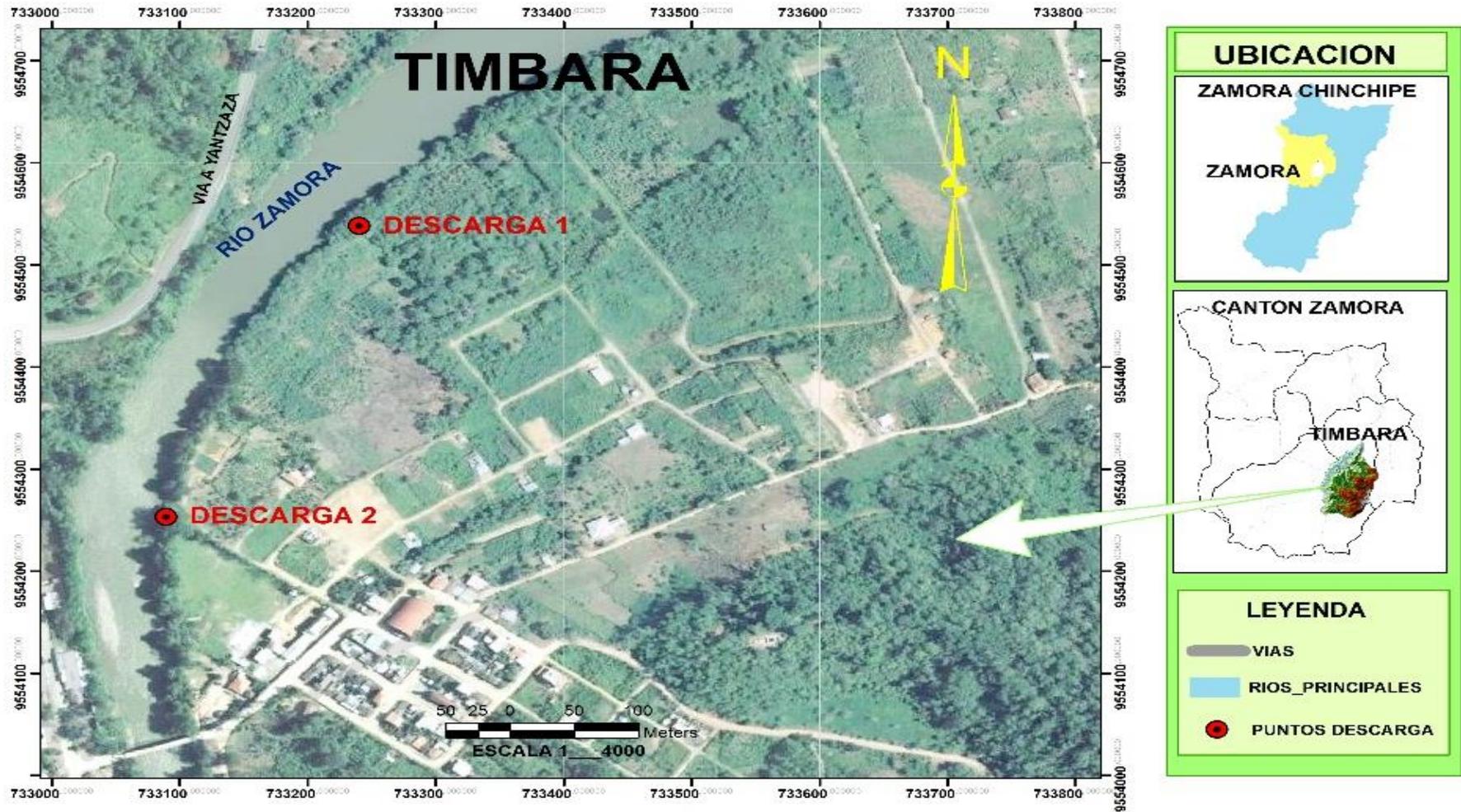


Reunión con las autoridades locales



Reunión con los grupos sociales

Anexo 6: Ubicación geográfica del área de estudio



Anexo 7: Convocatoria



UNIVERSIDAD NACIONAL DE LOJA
SEDE ZAMORA
ÁREA DE AGROPECUARIA Y DE RECURSOS NATURALES RENOVABLES
CARRERA DE INGENIERÍA EN MANEJO Y CONSERVACIÓN DEL MEDIO
AMBIENTE

CONVOCATORIA

Se convoca a los habitantes de la parroquia de Timbara, del cantón Zamora, Provincia de Zamora Chinchipe a las 14H00 del día Martes 18 de noviembre del 2014, en el domicilio del Ing. Bertín Pardo, frente a la cancha deportiva de Timbara; con la finalidad de socializar el taller sobre el **“DISEÑO DE UN SISTEMA DE TRATAMIENTO PARA LAS AGUAS RESIDUALES DE LA CABECERA PARROQUIAL TIMBARA DEL CANTÓN ZAMORA”**.

Seguro de contar con su valiosa presencia, desde ya antelo mis sinceros agradecimientos,

Timbara, 13 de Noviembre del 2014

Liliana Elizabeth Ortega Vegas
ALUMNA DE LA UNIVERSIDAD DE LOJA
SEDE EN ZAMORA.

Anexo 8: Registro de Asistencia



UNIVERSIDAD NACIONAL DE LOJA
SEDE ZAMORA
CARRERA DE INGENIERÍA EN MANEJO Y CONSERVACIÓN DEL MEDIO AMBIENTE
REPORTE DEL TALLER DE SOCIALIZACIÓN DE
“DISEÑO DE UN SISTEMA DE TRATAMIENTO PARA LAS AGUAS RESIDUALES DE LA CABECERA
PARROQUIAL TIMBARA DEL CANTÓN ZAMORA”

N°	NOMBRES Y APELLIDOS	PARROQUIA	CORREO ELECTRÓNICO	C.I.	FECHA	HORA	FIRMA
01	Simon Bolivar Cabeza Labanda	Timbara		190014236-3	18/11/2014	14H00	
02	María Lorena Calva Cruz	Timbara		190081577-8	18/11/2014	14H00	
03	María Rosario Calva Cruz	Timbara		171197469-9	18/11/2014	14H00	
04	Mario S. Cordero	Timbara		190009100-8	18/11/2014	14H00	
05	Norahma Mora Lango	Timbara		190044434-5	18/11/2014	14H00	
06	Mario Moreno	Timbara		190028362-1	18/11/2014	14H00	
07	Washington Rosas	Timbara		091144915-5	18/11/2014	14H00	
08	María González	Timbara		110334269-5	18/11/2014	14H00	

FIRMA:
ALUMNA: Lilliana Ortega.
ESTUDIANTE DE LA UNL.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE LOJA
SEDE ZAMORA
CARRERA DE INGENIERÍA EN MANEJO Y CONSERVACIÓN DEL MEDIO AMBIENTE
REPORTE DEL TALLER DE SOCIALIZACIÓN DE
"DISEÑO DE UN SISTEMA DE TRATAMIENTO PARA LAS AGUAS RESIDUALES DE LA CABECERA
PARROQUIAL TIMBARA DEL CANTÓN ZAMORA"

Nº	NOMBRES Y APELLIDOS	PARROQUIA	CORREO ELECTRÓNICO	C.I.	FECHA	HORA	FIRMA
09	Jenny Jumbo	Timbara		1900392265	18/11/2014	14H00	
10	Daniel David Andino P	Timbara	suki-top281284@hond.com	1900816750	18/11/2014	14H00	
11	Narcisca Marcelo Jua.U	Timbara		1950076826	18/11/2014	14H00	
12	Jaime Ramon	Timbara		1102280503	18/11/2014	14H00	
13	Leticia Castillo Gardelo	Timbara		1900802883	18/11/2014	14H00	
14	Laura Maria Jara	Timbara		190003169-9	18/11/2014	14H00	
15	Tinizaray Carrion Seneio	Timbara	tinizaray-le yaho es	1900022655	18/11/2014	14H00	
16	Lidia Emerito Gordillo	Timbara		190002675-6	18/11/2014	14H00	

FIRMA:
ALUMNA: Liliana Ortega.
ESTUDIANTE DE LA UNL.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE LOJA
SEDE ZAMORA
CARRERA DE INGENIERÍA EN MANEJO Y CONSERVACIÓN DEL MEDIO AMBIENTE
REPORTE DEL TALLER DE SOCIALIZACIÓN DE
"DISEÑO DE UN SISTEMA DE TRATAMIENTO PARA LAS AGUAS RESIDUALES DE LA CABECERA
PARROQUIAL TIMBARA DEL CANTÓN ZAMORA"

N°	NOMBRES Y APELLIDOS	PARROQUIA	CORREO ELECTRÓNICO	C.I.	FECHA	HORA	FIRMA
17	Francisco Castillo	Timbara		190002241-7	18/11/2014	14H00	
18	José Andrade Carrión	Timbara		180010072-6	18/11/2014	14H00	
19	María Soisrango	Timbara		1102864327	18/11/2014	14H00	
20	Ruis Uchuari	Timbara		190034558-6	18/11/2014	14H00	
21	Fátima Dávila	Timbara		190032531-5	18/11/2014	14H00	
22	Imelda Peiz	Timbara		1401403057	18/11/2014	14H00	
23	Pedro Efraín Mozo	Timbara		2900132422	18/11/2014	14H00	
					18/11/2014	14H00	

FIRMA:
ALUMNA: Lilibian Ortega.
ESTUDIANTE DE LA UNL.

ÍNDICE

CARÁTULA.....	i
CERTIFICACIÓN.....	ii
AUTORÍA.....	iii
CARTA DE AUTORIZACIÓN.....	iv
DEDICATORIA.....	v
AGRADECIMIENTO.....	vi
A. TITULO.....	1
B. RESUMEN.....	2
SUMMARY.....	4
C. INTRODUCCIÓN.....	6
D. REVISIÓN DE LA LITERATURA.....	8
E. MATERIALES Y MÉTODOS.....	47
F. RESULTADOS.....	60
G. DISCUSIÓN.....	126
H. CONCLUSIONES.....	128
I. RECOMENDACIONES.....	130
J. BIBLIOGRAFÍA.....	131
K. ANEXOS.....	135
ÍNDICE.....	149