



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

TÍTULO:

**DISEÑO DE PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
PARA POBLACIONES NO MAYORES DE 3.000 HABITANTES.**

AUTOR:

Leonidas Alexander Pallo Alcívar

**TRABAJO DE TITULACIÓN
PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE:
INGENIERO CIVIL**

TUTOR:

Dr. Ing. Cevallos Romero Jorge Einar

**Guayaquil, Ecuador
2015**



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

CERTIFICACIÓN

Certificamos que el presente trabajo fue realizado en su totalidad por **Leonidas Alexander Pallo Alcívar**, como requerimiento parcial para la obtención del Título de **Ingeniero Civil**.

TUTOR

Dr. Ing. Jorge Einar Cevallos Romero

DIRECTORA DELA CARRERA

Ing. Stefany Alcívar Bastidas

Guayaquil, a los 19 días del mes de Marzo del año 2015



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

DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD

Yo, **Leonidas Alexander Pallo Alcívar**

DECLARO QUE:

El Trabajo de Titulación **DISEÑO DE PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA POBLACIONES NO MAYORES DE 3.000 HABITANTES** previa a la obtención del Título **de Ingeniero Civil**, ha sido desarrollado respetando derechos intelectuales de terceros conforme las citas que constan al pie de las páginas correspondientes, cuyas fuentes se incorporan en la bibliografía. Consecuentemente este trabajo es de mi total autoría.

En virtud de esta declaración, me responsabilizo del contenido, veracidad y alcance científico del Trabajo de Titulación referido.

Guayaquil, a los 19 días del mes de Marzo del año 2015

EL AUTOR:

Leonidas Alexander Pallo Alcívar



UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA: INGENIERÍA CIVIL

AUTORIZACIÓN

Yo, **Leonidas Alexander Pallo Alcívar**

Autorizo a la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil, la **publicación** en la biblioteca de la institución del Trabajo de Titulación: **Diseño De Plantas De Tratamiento De Aguas Residuales Para Poblaciones No Mayores De 3.000 Habitantes**, cuyo contenido, ideas y criterios son de mi exclusiva responsabilidad y total autoría.

Guayaquil, a los 19 días del mes de Marzo del año 2015

EL AUTOR:

Leonidas Alexander Pallo Alcívar

AGRADECIMIENTO

Este trabajo de titulación realizado en la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil es el resultado del esfuerzo, dedicación y aliento, en el cual han actuado varias personas, quienes directa o indirectamente me han guiado a través del proceso para su desarrollo. En primer lugar, a mi tutor de investigación, Dr. Ing. Jorge Einar Cevallos Romero, mi más amplio y sincero agradecimiento, quien con su paciencia, conocimiento y valiosa dirección, guió las actividades para elaborar todo este trabajo de investigación. Finalmente un eterno agradecimiento a esta prestigiosa universidad y profesores de la Facultad de Ingeniería Civil, a quienes les debo gran parte de mis conocimientos. Gracias.

ALEXANDER PALLO ALCÍVAR

DEDICATORIA

La realización de este trabajo está dedicado a mi familia; a mi padre MANUEL, mi madre MARGARITA quienes a lo largo de toda mi vida han apoyado incondicionalmente los proyectos que he emprendido, a ustedes que confiaron y creen en mis capacidades y habilidades, motivándome y guiándome en cada etapa y paso que doy. A mis hermanas JESSE Y YUDLIN que forman parte fundamental en mi vida y siempre están a mi lado. Y como no, una dedicatoria especial a mi esposa PAMELA, a mis hijos ALEJANDRO y ALEJANDRA, quienes fueron mi inspiración en momentos de declive y cansancio, mi apoyo incondicional que me han ayudado y llevado hasta donde estoy ahora, todo esto nunca hubiese sido posible sin su motivación y cariño. A ustedes dedico todos mis esfuerzos y logros, los amo.

ALEXANDER PALLO ALCÍVAR



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

CALIFICACIÓN

**Dr. Ing. JORGE EINAR CEVALLOS ROMERO
PROFESOR TUTOR**

ÍNDICE DEL DOCUMENTO

1. CARACTERIZACIÓN DEL TRABAJO DE GRADO Y SUS OBJETIVOS

1.1.	FORMULACIÓN DEL PROBLEMA DE LA INVESTIGACIÓN.	1
1.2.	JUSTIFICACIÓN.	1
1.3.	OBJETIVO GENERAL	2
1.4.	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	3
1.5.	IMPORTANCIA Y CARACTERIZACIÓN DEL TEMA	3
1.6.	HIPÓTESIS	5
1.7.	METODOLOGÍA	5
1.8.	APORTE TEÓRICO	7

2. MARCO TEÓRICO

2.1.	TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS	8
2.2.	TIPOS DE TRATAMIENTOS PARA LAS AGUAS RESIDUALES.	10
2.2.1.	PRETRATAMIENTO.	11
2.2.2.	TRATAMIENTO PRIMARIO.	12
2.2.3.	TRATAMIENTO SECUNDARIO.	12
2.2.4.	TRATAMIENTO TERCIARIO (O TRATAMIENTO AVANZADO).	13
2.3.	OPERACIONES UNITARIAS.	14
2.3.1.	DESBASTE.	14
2.3.2.	SEDIMENTACIÓN	15
2.3.3.	ADSORCIÓN	16

2.3.4.	FILTRACIÓN	17
2.3.5.	FLOTACIÓN O AIREACIÓN	18
2.4.	PROCESOS UNITARIOS.	18
2.4.1.	TRATAMIENTOS QUÍMICOS.	18
2.4.2.	PROCESOS BIOLÓGICOS	19
3.	ALGUNOS MÉTODOS EFICIENTES Y ECONÓMICOS EN LA DEPURACIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS.	
3.1.	INTRODUCCIÓN	21
3.2.	UTILIZACIÓN DEL MÉTODO DE TANQUE SÉPTICO	22
3.2.1.	CARACTERÍSTICAS DEL TANQUE SÉPTICO	23
3.3.	CAMPO DE INFILTRACIÓN	25
3.4.	POZOS DE ABSORCIÓN	27
3.5.	MÉTODO DE LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN.	28
3.5.1.	LAGUNA ANAEROBIAS	30
3.5.2.	LAGUNAS FACULTATIVAS	32
3.5.3.	LAGUNAS DE MADURACIÓN O DE PULIMIENTO	36
3.5.4.	LAGUNAS AIREADAS EN FORMA ARTIFICIAL	38
3.6.	ALTERNATIVAS ECONÓMICAS PARA EL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS.	40
4.	PARÁMETROS Y CRITERIOS PARA EL DISEÑO DE UN SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES	
4.1.	PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	43
4.2.	BASES DE DISEÑO	43

4.3.	ALCANCE DE LA INVESTIGACIÓN	49
4.4.	CALIDAD DEL AGUA A TRATAR	50
5. DIMENSIONAMIENTO DE LAS ALTERNATIVAS SELECCIONADAS		
5.1.	CONDICIONES DEL PRESENTE TRABAJO DE INVESTIGACIÓN	54
5.2.	ELECCIÓN DE LAS ALTERNATIVAS	54
5.3.	JUSTIFICACIÓN DE LAS ALTERNATIVAS SELECCIONADAS	55
5.4.	DIMENSIONAMIENTO DEL SISTEMA COMÚN DE PRETRATAMIENTO	56
	5.4.1. DIMENSIONAMIENTO DE REJAS	59
5.5.	DIMENSIONAMIENTO DEL CANAL PARSHALL	61
6. PROCEDIMIENTO PARA EL DIMENSIONAMIENTO		
6.1.	ALTERNATIVA 1.- Laguna Anaerobia + Facultativa + Pulimiento o Maduración	66
6.2.	ALTERNATIVA2.- Laguna Facultativa + Pulimiento o Maduración.	83
6.3.	ALTERNATIVA3.- Tanque Séptico + Campo De Infiltración	94
6.4.	ALTERNATIVA4.- Fosa Séptica + Pozo De Absorción	105
7. CANTIDADES Y COSTOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LAS ALTERNATIVAS DIMENSIONADAS		
7.1.	COSTO DE LA UNIDAD DE PRE TRATAMIENTO	114
7.2.	COSTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA ALTERNATIVA 1	114
7.3.	COSTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA ALTERNATIVA 2	121
7.4.	COSTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA ALTERNATIVA 3	124

7.5. COSTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA ALTERNATIVA 4	127
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	131
ANEXOS	135
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	162

ÍNDICE DE TABLAS

2.1.	Aporte Per-Cápita Para Aguas Residuales Domésticas	9
3.1.	Clasificación de los terrenos según resultados de prueba de percolación	26
3.2.	Distancia mínima de los sistemas a fuentes de agua	26
3.3.	Clasificación de las lagunas de estabilización	28
3.4.	Características para garantizar la estabilidad de terraplenes	29
3.5.	Relación entre temperatura, periodo de retención y eficiencia en lagunas anaeróbicas	31
3.6.	Características para el diseño de lagunas.	31
3.7.	Ventajas y desventajas de las Lagunas de Estabilización	37
3.7.1.	Eficiencia teórica esperada en cada proceso.	39
4.1.	Proyección de la población con una tasa de desarrollo de 1.91%*	45
4.1.1.	Clasificación de la población según la concentración de sus habitantes.	47
4.2.	Caudal a tratar para la población estimada	49
4.3.	Límites de descarga a un cuerpo de aguas dulce	51
4.4.	Composición típica de las aguas residuales domésticas	52
5.1.	Información típica para el dimensionamiento de rejillas de barras	56
5.2.	Determinación del ancho W de la Parshall en función del caudal	62
5.3.	Dimensiones típicas de Medidores Parshall	63
5.4.	Dimensiones del canal Parshall	65

6.1.	Datos de diseño para la laguna anaerobia	66
6.2.	Resumen de valores de diseño para la laguna anaerobia	71
6.3.	Resumen de valores de diseño para cada laguna facultativa	77
6.4.	Datos de diseño para laguna de pulimiento (tratamiento secundario)	78
6.5.	Resumen de diseño de la laguna de maduración con el método de Yáñez	81
6.6.	Resumen de la alternativa 1 diseño de la sistema de tratamiento con el método de Yáñez	82
6.7.	Datos de diseño para el sistema de laguna facultativa (tratamiento primario)	83
6.8.	Resumen de diseño de la laguna facultativa (tratamiento primario) con el método de Yáñez	88
6.9.	Datos de diseño para laguna de pulimiento (tratamiento secundario)	89
6.10.	Resumen de diseño de la laguna de maduración con el método de Yáñez	92
6.11.	Resumen de la alternativa 2 diseño de la sistema de tratamiento con el método de Yáñez	93
6.12.	Datos de diseño para laguna de pulimiento (tratamiento secundario)	94
6.13.	Resumen de la alternativa 3 diseño del sistema de tratamiento con el método de la UNATSABAR, (2005)	104
6.14.	Datos de diseño para laguna de pulimiento (tratamiento secundario).	105
6.15.	Datos del dimensionamiento de la cámara séptica	110
6.16.	Datos del dimensionamiento del pozo de absorción	112
7.1.	Volúmenes de conformación y compactación de los muros para las lagunas	117
7.2.	Volúmenes de excavación para la conformación de las lagunas	118
7.3.	Resumen de las unidades del sistema con costos para su construcción (Alternativa 1)	120

7.4.	Volúmenes de conformación y compactación de los muros para las lagunas	122
7.5.	Volúmenes de excavación para la conformación de las lagunas	123
7.6.	Resumen de las unidades del sistema con costos para su construcción (alternativa2)	123
7.7.	Resumen del volumen de excavación en cámara séptica y zanja de infiltración	125
7.8.	Resumen de las cantidades de hormigón armado	125
7.9.	Resumen de las cantidades de material pétreo requerido en el sistema	126
7.10.	Resumen de las unidades del sistema con costos para su construcción (alternativa3)	127
7.11.	Resumen del volumen de excavación en cámara séptica y pozo de absorción	128
7.12.	Resumen de las cantidades de hormigón armado	129
7.13.	Resumen de las cantidades de material pétreo requerido en el sistema	129
7.14.	Resumen de las unidades del sistema con costos para su construcción (alternativa4).	125

ÍNDICE DE GRÁFICOS

1. Esquema de una reja de barras (operación de desbaste)	14
2. Esquema de sedimentación de partículas (formación de lodos).	15
3. Esquema de proceso de Adsorción en partículas de arena	16
4. Esquema de proceso de Filtración	17
5. Esquema de aireación	17
6. Esquema del principio de coagulación o floculación	18
7. Esquema de proceso de Desinfección	19
8. Detalle del tanque séptico	25
9. Movimiento de las algas presentes en las lagunas de estabilización	36
10. Tasa De Crecimiento Anual Para La Provincia Del Guayas	44
11. Detalle de sección transversal de canal de entrada	58
12. Disposición de las rejillas de limpieza manual	59
13. Esquema de la Canaleta Parshall	64
14. Sistema de tratamiento a base de zanjas de infiltración	102
15. Esquema general de muros para lagunas	115
16. Vista en planta del Método 1	116
17. Proceso de impermeabilización en lagunas	116
18. Derivación dentro de lagunas facultativas	119

19. Derivación dentro de lagunas anaerobias	119
20. Estructura de salida en lagunas	120
21. Vista en planta del Alternativa 2	121
22. Detalle de cámara séptica	124
23. Detalle de foso séptico y pozo de absorción	128

ÍNDICE DE ANEXOS

ANEXO 1.- Presupuesto referencial para la ALTERNATIVA 1	135
ANEXO 2.- Presupuesto referencial para la ALTERNATIVA2	136
ANEXO 3.- Presupuesto referencial para la ALTERNATIVA3	137
ANEXO 4.- Presupuesto referencial para la ALTERNATIVA4	138
ANEXO 5.- Cuadro comparativo del presupuesto referencial para las alternativas seleccionadas	139
ANEXO 6.- Proyección de la población para diseño	140
ANEXO 7.- Cálculo del caudal de diseño para la población en desarrollo	141
ANEXO 8.- Ejemplo 1. Tabla interactiva Excel	142
ANEXO 9.- Ejemplo 2. Tabla interactiva Excel	148
ANEXO 10.- Ejemplo 3. Tabla interactiva Excel	151
ANEXO 11.- Ejemplo 4. Tabla interactiva Excel	153

RESUMEN (ABSTRACT)

Each Treatment unit from the present investigation job has been dimensioned by the design criteria and suggested equations for the designed regulations and guides for the residual water treatment system shown in the bibliographic references of the present document, with the goal of achieving and ensuring residual water is treated before it is distributed to a receiver body of water. The dimension methods are as follow:

- **Method 1.** - area of about 1.91 hectares composed by a penstock with grids as a pre-treatment; an anaerobic pond as primary treatment; a facultative aging or polishing pond for the removal of the fecal coliforms of the system.

The cost to implement this process consists in USD. \$1'022,536.67

- **Method 2.** – consist in an area of about 2.41 hectares composed by a penstock with grids as a pre-treatment; a facultative pond as primary treatment and an aging or polishing pond as a secondary treatment in which the present fecal coliforms are eliminated before it is release to the receptor.

The total cost of this process is USD. \$ 1'048,509.25

- **Method 3.** – In this method it is proposed the construction of various units that will withheld the entire population, in which it is necessary the implementation of eleven units with the following characteristics: a penstock with grids as pre-treatment; an infiltration camp to the field as a secondary treatment. This will required about 0.21 hectares for each treatment unit.

The cost of this process is USD. 1'098,289.53

- **Method 4.** – is a total different method unlike the first 3 methods, in which it is proposed the construction of one treatment unit for each house and the total units will depend on the quantity of orders placed; obviously we did assume, that the tangible space is set and has the ideal condition to ensure this method works properly. The characteristics of this method are as follow: a septic tank as the primary treatment and absorption sediment as secondary treatment. This last method is slightly more economic considering the first three methods, in which its economic analysis was not affected by the sewerage system installation.

Its construction cost is USD. 788,590.33

In occasions, the design and/or dimensioning of the residual water treatment system for small populations has been done by reproducing purification systems to a small scale with bigger cores or cities, affecting installation not adequate for the reality of a specific population.

In which it is recommended that the type of treatment that results more appropriate for small populations, it could be more efficient and economic, in function of the recipient of this residual waters treated. This will not depend directly to the technology available, but to successfully choose and dimension a correct treatment system that is adequate for the situation.

RESUMEN

Cada unidad de tratamiento del presente trabajo de investigación ha sido dimensionada según los criterios de diseño y ecuaciones sugeridas por las normas y guías de diseño para sistemas de tratamiento de aguas residuales indicadas en las referencias bibliográficas del presente documento, con la finalidad de alcanzar y garantizar un agua residual mayormente tratada antes de ser descargada a un cuerpo receptor de agua dulce. Los métodos dimensionados constan de las siguientes características:

- Alternativa 1.- comprende un área de 1.91 hectáreas aproximadamente y está compuesto por: un canal de llegada con rejillas como pre-tratamiento; una laguna anaerobia como tratamiento primario; una laguna facultativa como tratamiento secundario y una laguna de maduración o pulimiento para la remoción de los coliformes fecales del sistema.

El costo para su implementación es de USD. \$ 1'022,536.67

- Alternativa 2.- cuenta con un área de 2.41 hectáreas aproximadamente y compuesta por: un canal de llegada con rejillas como pre-tratamiento; una laguna facultativa como tratamiento primario y una laguna de maduración o pulimiento como tratamiento secundario y que a su vez eliminan los coliformes fecales presentes antes de su descarga al cuerpo receptor.

Con un valor total de USD. \$ 1'048,509.25

- Alternativa 3.- En esta alternativa se propone la construcción de varias unidades que abarquen toda la población a servir, siendo así necesaria la implementación de once unidades con las siguientes características: un canal de llegada con rejillas como pre-tratamiento; una cámara séptica

como tratamiento primario; un campo de infiltración al terreno como tratamiento secundario. Y requiere de un área aproximada de 1 hectárea para cada unidad de tratamiento.

Su costo es de USD. \$ 1'098,289.53

- Alternativa 4.- es una alternativa completamente diferente a las tres primeras, ya que se propone la construcción de una unidad de tratamiento por cada vivienda a servir y las unidades totales dependerán de la cantidad de predios a servir; claro está que se asumió, que se cuenta con el espacio físico y las condiciones ideales para que este método funcione. Las características de esta alternativa son: una fosa séptica como tratamiento primario y un pozo de absorción como tratamiento secundario. Este último, resulta un tanto más económico a diferencia de las tres primeras alternativas, dado que para su análisis económico no fue afectado por el valor de provisión e instalación de un sistema de alcantarillado sanitario.

Y su costo de construcción es de USD. \$ 788,590.33.

En ocasiones, el diseño y/o dimensionamiento de los sistemas de tratamiento de aguas residuales para pequeñas poblaciones se lo ha realizado reproduciendo a escala más pequeña los sistemas de depuración de grandes núcleos o ciudades, repercutiendo en instalaciones pocas o nada adecuadas para la realidad de una población específica.

Con lo cual se recomienda que, el grado o tipo de tratamiento que resulte más apropiado para poblaciones pequeñas, pueda ser más o menos eficiente y económico, en función del medio receptor de estas aguas residuales tratadas. Este a su vez no dependerá directamente de las tecnologías disponibles, sino del acierto al elegir y dimensionar un correcto sistema de tratamiento que sea el adecuado para cada situación.

CAPITULO I

CARACTERIZACIÓN DEL TRABAJO DE GRADO Y SUS OBJETIVOS

TITULO DEL DOCUMENTO.

SELECCIÓN DE MÉTODOS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MEDIANTE LA APLICACIÓN DE TÉCNICAS EFICIENTES Y ECONÓMICAS EN POBLACIONES NO MAYORES A 3.000 HABITANTES, BAJO CONDICIONES IDEALES PARA LA REGIÓN COSTA. DISEÑO DE UN SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS.

1.1. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA DE LA INVESTIGACIÓN.

¿Cuáles son algunos métodos de tratamiento de aguas residuales domésticas que se pueden usar para poblaciones menores a 3.000 habitantes en la región costa, mediante la aplicación de técnicas eficientes y económicas?

1.2. JUSTIFICACIÓN.

El presente trabajo de investigación resulta conveniente para pequeñas poblaciones que buscan un constante desarrollo sustentable y se encuentren en un proceso de desarrollo de las normas de saneamiento.

Este documento aportará en la misión que plantea la Organización Mundial de la Salud OMS, que recomienda descargar las aguas residuales a los

cuerpos receptores con una calidad que este dentro de los parámetros permisibles, lo cual también lo ordena la legislación vigente en el Ecuador, conservando de esta manera un recurso no renovable.

Una población que cuente con eficientes sistemas de tratamiento de sus aguas residuales mantendrá una mejor calidad de su ambiente y prevendrá enfermedades relacionas con aguas contaminadas.

La ausencia de alcantarillado sanitario en las poblaciones pequeñas del Ecuador, ha limitado el desarrollo de proyectos de investigación para el tratamiento de sus aguas residuales domésticas. El presente trabajo investigativo plantea posibles soluciones para el tratamiento de sus aguas residuales domésticas, y hace una comparación técnica y económica de las mismas.

La utilización de agua insalubre, el saneamiento inadecuado y una poca aplicación al desarrollo de sistemas de tratamiento de las aguas residuales son los principales componentes de riesgo de enfermedades diarreicas y siendo además de manera significativa la segunda causa que aporta al incremento de enfermedad en el mundo. Generalmente en niños menores de 15 años, esta causaes más elevada que el conjunto de enfermedades como la tuberculosis, el VIH/sida y el paludismo (World Health Organization, 2011).

1.3. OBJETIVO GENERAL

Evaluar los diferentes procesos en el tratamiento de aguas residuales domésticas en poblaciones menores a 3.000 habitantes bajo condiciones ideales de la región costa, mediante la selección de técnicas eficientes y económicas para proponer alternativas para un sistema de depuración de aguas residuales domésticas.

1.4. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

1. Analizar métodos de tratamiento de aguas residuales domésticas que se podrían aplicar a poblaciones no mayores de 3.000 habitantes, asumiendo la calidad de sus aguas residuales y el medio en que serán dispuestas, para la mitigación de sus contaminantes.

Primer Producto: Posibles métodos a utilizar mediante procesos: Físicos, químicos, biológicos o combinados.

2. Elegir los que sean técnica, eficiente y económicamente factibles para su aplicación en pequeñas poblaciones de la región costa, acorde a la realidad nacional

Segundo Producto: Selección y dimensionamiento de las alternativas para el tratamiento de las aguas residuales.

3. Plantear a partir del análisis técnico y económico, posibles sistemas de depuración de aguas residuales domésticas para poblaciones no mayores de 3.000 habitantes.

Tercer Producto: Documento que presente alternativas de sistemas de depuración conforme los objetivos planteados.

1.5. IMPORTANCIA Y CARACTERIZACIÓN DEL TEMA

Según datos publicados en el año 2014 por la Organización Mundial de la Salud (WHO por sus siglas en inglés). En el mundo, la cantidad de personas con acceso al agua corriente es de alrededor de 4000 millones; un promedio de 2300 millones tienen acceso a fuentes de abastecimiento de agua mejoradas, tales como pozos, perforaciones , etc., mientras que un promedio

de 748 millones de personas acceden a fuentes de agua no mejoradas; de las cuales, 173 millones de personas viven a cuenta de aguas superficiales y de manera global un total de 1800 millones de personas son abastecidas de fuentes que están contaminadas principalmente por heces fecales (World Health Organization, 2014).

Si las aguas residuales no se tratan y eliminan de modo higiénico, pueden transformarse en el agente de afecciones como el cólera, la fiebre tifoidea y otras, pudiendo evitarse mediante la aplicación de técnicas de tratamiento de aguas residuales acordes a la realidad económica de una determinada población (World Health Organization, 1973).

Además, la descarga de las aguas residuales sin tratar pueden estimular el deterioro físico, químico y biológico de las fuentes receptoras, originando con esto la pérdida de la fauna acuática, la eutroficación de estanques y lagos, y la ocasional limitación de otros usos benéficos de los cursos de agua (fines recreativos, navegación deportiva, agricultura, pesca, criadero de peces, etc.). (World Health Organization, 1973).

Con estos antecedentes se debe acotar que el tratamiento de las aguas residuales domésticas debería tener la misma atención que los demás servicios urbanos, teniendo en cuenta el grave problema de salud y medio ambiente que trae la inexistencia de instalaciones de tratamiento.

En razón de lo mencionado, la Organización Mundial de la Salud (WHO), en una de sus publicaciones hace cuatro recomendaciones importantes, dos de ellas, que se mencionarán a continuación, están estrechamente vinculadas a desarrollar políticas que mejoren la disposición de las aguas residuales en las zonas urbanas y rurales.

1) Que las organizaciones y los países que ya se encuentran en vías del desarrollo se involucren y adquieran un mayor compromiso en encontrar

soluciones a los problemas de saneamiento y agua potable, dada su función en el desarrollo humano y económico (World Health Organization, 2011a). Es decir que en muchos países el saneamiento y agua potable tienen una prioridad relativamente baja comparados con otros sectores sociales importantes como la salud y la educación, y 2) Que se determine la mejor manera de focalizar los recursos para de esta manera acelerar los Objetivos de Desarrollo del Milenio (ODM) que corresponden a la calidad del agua potable y el saneamiento urbano (World Health Organization, 2011a).

Aunque existen claramente definidas políticas en cuanto al abastecimiento de agua potable en zonas urbanas y rurales, existe la necesidad de establecer funciones y responsabilidades en cuanto a las instituciones del sector de saneamiento (World Health Organization, 2011b).

1.6. HIPÓTESIS

El análisis de diferentes métodos para el tratamiento de aguas residuales domésticas de esta investigación, permitirá elegir técnicas eficientes y económicas en el tratamiento de las aguas residuales bajo condiciones ideales de la región costa.

1.7. METODOLOGÍA

La presente investigación analiza posibles métodos de tratamiento de aguas residuales domésticas que se podrían aplicar a una población proyectada no mayor de 3.000 habitantes, bajo condiciones ideales asumidas que se presentan en la región costa.

Se ha asumido como condiciones ideales, el que se contará con la aprobación del terreno a desarrollarse el proyecto por parte de las autoridades correspondientes, que la población ideal proyectada es menor a

3.000 habitantes, esperando que este proyecto sirva como referencia para implementarlo en poblaciones con problemáticas similares.

Se revisará la información existente, obteniendo los datos que caracterizan las aguas residuales domésticas, para así poder hacer una estimación del caudal de agua residual que se genera a partir de la dotación de agua potable, mediante la aplicación de un factor de retorno.

Se utilizará la Normativa correspondiente a la calidad de aguas residuales domésticas, descrito en el Texto Unificado de Legislación Secundaria del Ministerio del Ambiente (2014), así como también de organizaciones internacionales como la EPA (Environmental Protection Agency), la Organización Panamericana de la Salud (OPS), y la Organización Mundial de la Salud (OMS o WHO siglas en inglés). De esta información, se obtendrán los límites permisibles de los contaminantes, así como recomendaciones y características de los métodos que pueden emplearse para el tratamiento de aguas residuales domésticas.

Se estimará una proyección para una población no mayor de 3.000 habitantes, tomando en cuenta la vida útil de los sistemas de tratamiento planteados.

Se presentarán alternativas de tratamiento de aguas residuales domésticas para una población proyectada menor de 3.000 habitantes bajo condiciones ideales asumidas. Se ha tomado como referencia: la “Guía y especificaciones técnicas para el diseño de lagunas de estabilización, tanques imhoff y tanques sépticos publicados por la Organización Panamericana de la Salud (OPS, 2005), y para el dimensionamiento de lagunas se tomarán en consideración los criterios del Dr. Fabián Yáñez Cossío “Lagunas de Estabilización: Teoría, Diseño, Evaluación y Mantenimiento”.

En el presente trabajo de investigación, solo se realizará el análisis económico correspondiente a la construcción de cada uno de los métodos planteados, y no se referirá a los costos que involucran la operación y mantenimiento de los sistemas de tratamiento propuestos.

1.8. APORTE TEÓRICO

Los resultados permitirán contar con una referencia para los sectores de la región costa con características poblacionales y geográficas similares a la utilizada, aportando de esta manera a que se realice un correcto y económico tratamiento a sus aguas residuales domésticas.

CAPITULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS

Los sistemas de tratamiento de aguas residuales se diseñan con el propósito de eliminar microorganismos y sustancias o componentes que puedan dar lugar a enfermedades y a la contaminación del ambiente.

Existen muchos procesos de tratamiento de aguas residuales domésticas. Dependiendo del medio en que se realice, la descarga en el terreno puede ser físicamente imposible o prohibida por agencias reguladoras, ya que en épocas de invierno estas aguas residuales pueden ser arrastradas por las lluvias por extensas áreas de terreno, contaminando todo a su paso.

Yáñez (1993) menciona en el texto “Lagunas de Estabilización” varias características de las aguas residuales, entre ellas se citan algunas a continuación:

- Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO), que establece la cantidad de oxígeno consumido a través de una prueba que dura cinco días. Esta prueba es una medida indirecta de la cantidad de materia orgánica presente en el desecho.
- La cantidad de sólidos que se encuentran en estado de suspensión, en estado coloidal y los sólidos disueltos. Ya que una vez obtenidos los parámetros de sólidos sedimentables y en suspensión, se podrá estimar la cantidad de sedimentos que se pueden acumular en una laguna primaria.

- Demanda Química de Oxígeno (DQO), esta mide la cantidad de oxígeno requerida en la oxidación química de la materia orgánica. Las relaciones DQO/DBO tanto en el desecho crudo como el tratado, son valores de utilidad para comprobación; Ya que por ejemplo para un desecho crudo de aguas domésticas se tienen valores de DQO/DBO entre 1.7 y 2, incrementándose esta relación a medida que se incrementa el grado de tratamiento.

Para poblaciones sin un sistema de alcantarillado sanitario, se recomienda la estimación del caudal de aguas residuales a partir de la dotación de agua potable, considerando un factor de retorno entre el 70 y 80%, más los caudales de infiltración, aguas ilícitas, y dependiendo de cada caso, las aportaciones institucionales e industriales.

La determinación de las características debe efectuarse primero calculando los parámetros principales, a partir de los aportes indicados en el siguiente cuadro (Yáñez, 1993).

Tabla 2.1.

Aporte Per-Cápita Para Aguas Residuales Domésticas

ITEM	RANGOS	VALOR SUGERIDO
DBO ₅ , 20°C, g/hab.d)	36 - 78	50
Sólidos en Suspensión, g/(Hab.d)	60 - 115	90
NH ₃ -N como N, g/(Hab.d)	7.4 – 11	8.4
N Kjeldahl Total como N, g/(Hab.d)	9.3 – 13.7	12.0
Coliformes Totales, #/(Hab.d)	2E8 – 2E11	2E11

Nota. Fuente: Fabián Yáñez Cossío. (1993). Lagunas de estabilización: teoría, diseño, evaluación y mantenimiento.

No existe un único sistema que sea el más conveniente para la disposición de todas las aguas residuales domésticas. El ingeniero debe investigar cada sistema físicamente practicable para determinar la técnica más económica que sea ambiental y socialmente aceptable (Terence J. McGhee, 2007).

Para esto es necesario el estudio de las características físicas, químicas y biológicas del agua residual, para según ello aplicar las diversas operaciones unitarias y procesos para el tratamiento de las aguas residuales, de tal forma que garanticen el cumplimiento de la normatividad existente.

Los sistemas a aplicar pueden variar según la cantidad y concentración de las aguas residuales, el área con que se cuente para proveer tratamiento, la condición económica del cantón o parroquia y el grado sofisticación de los técnicos que manejaran el tratamiento. Todos ellos son puntos muy importantes que debe tenerse en cuenta cuando se propone llevar a cabo estos trabajos, bien sea a nivel de investigación o de diseño.

2.2. TIPOS DE TRATAMIENTOS PARA LAS AGUAS RESIDUALES.

Actualmente, estos conjuntos de procesos y operaciones unitarias, están agrupados entre sí para conformar los llamados:

- Pre tratamiento
- Tratamiento Primario.
- Tratamiento Secundario.
- Tratamiento Terciario (o tratamiento avanzado)

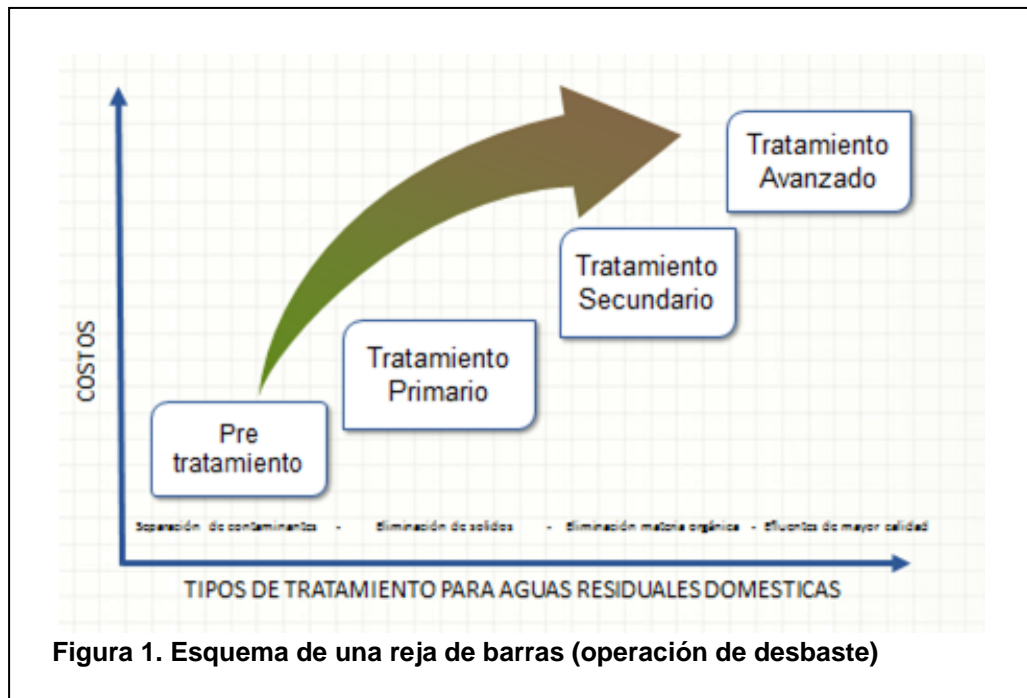


Figura 1. Esquema de una reja de barras (operación de desbaste)

2.2.1. PRETRATAMIENTO.

Aunque para muchos la división de los tratamientos es arbitraria, estos están bien establecidos. El pre tratamiento o sistema de tratamiento preliminar es el que se encarga de retener y separar materiales de gran tamaño presentes en el agua a tratar, evitando así que interrumpen los procesos de tratamientos posteriores.

Estos materiales extraños presentes en el agua son separados mediante uno o varios procesos, que van, desde la utilización de rejillas y tamices gruesos, la utilización de trituradores de sólidos suspendidos grandes y así como también removedores de arena.

2.2.2. TRATAMIENTO PRIMARIO.

Este tipo de tratamiento trata básicamente del uso de operaciones físicas (sedimentación y desbaste) o asistida por coagulantes y floculantes, en el inicio de la eliminación de los sólidos sedimentables y de una fracción de los flotantes presentes en las aguas residuales (alrededor del 60% de sólidos suspendidos y entre el 30 al 40% de DBO). (Romero, 2008).

El objetivo fundamental de este tratamiento es el de remover los contaminantes que se pueden asentar o sedimentar.

Este tratamiento es generalmente el único que se le da en muchos lugares, pero en realidad es solamente un tratamiento previo al secundario (Romero, 2008).

2.2.3. TRATAMIENTO SECUNDARIO.

Esta etapa del tratamiento consiste de procesos biológicos y químicos, que tienen la finalidad de eliminar la materia orgánica presente después del tratamiento primario, así como los sólidos en suspensión o flotantes presentes con la ayuda de microorganismos, principalmente bacterias, que actúan sobre la materia orgánica de las aguas residuales, mediante un proceso de oxidación, seguido de sedimentación (Terence J. McGhee, 2007).

Estas bacterias o microorganismos se alimentan de los sólidos que se encuentran en suspensión convirtiéndolos en un compuesto más sencillo (anhídrido carbónico y agua). Para de esta manera hacer permisible la creación de una biomasa que se asienta hasta el fondo del decantador.

De esta manera se alcanza un agua residual tratada y más limpia a cambio de producirse fangos o lodos a los que hay que buscarle un medio de eliminación.

2.2.4. TRATAMIENTO TERCIARIO (O TRATAMIENTO AVANZADO).

En este tratamiento generalmente se usan combinaciones de procesos y operaciones unitarias que remueven los nutrientes que mediante un tratamiento secundario no es significativa. Eliminando los sólidos suspendidos y las sustancias disueltas que aún permanecen en el agua residual después del tratamiento secundario.

La aplicación de cualquier tipo de método dependerá de la concentración del contaminante del caudal y de la disponibilidad del recurso económico, luego mediante la planificación y análisis del tipo de recuperación y reutilización que se le va a dar a esta agua residual, se determina el nivel y grado de tratamiento a aplicarse.

Un tratamiento avanzado, puede implicar varios parámetros que el Dr. Fabián Yáñez Cossío los resume de la siguiente manera:

2. Remoción de sólidos en suspensión.
3. Remoción de complejos orgánicos disueltos.
4. Remoción de compuestos inorgánicos disueltos.
5. Remoción de nutrientes.

Es decir un tratamiento basado en un proceso físico-químico o biológico. Alcanzando un grado de tratamiento mayor al obtenido con un tratamiento secundario (Yáñez, 1993).

2.3. OPERACIONES UNITARIAS.

Se conocen como operaciones unitarias a los métodos de tratamiento en los que predominan los fenómenos físicos que permiten la remoción de la materia en suspensión, siendo estas las primeras en efectuarse debido a que las partículas en suspensión obstaculizan otros procesos de tratamiento (Hammeken & Romero, 2005). En este tipo de operaciones predominan los procesos físicos tales como el desbaste, la sedimentación, adsorción, filtración y flotación que se describen brevemente a continuación:

2.3.1. DESBASTE.

Generalmente esta es la primera operación que se lleva a cabo en las plantas de tratamiento y cuyo objetivo es la eliminación de sólidos de gran tamaño existentes en las aguas residuales (Figura No. 1), evitando posibles obstrucciones y daños en los equipos mecánicos de la planta, logrando así que los procesos posteriores al tratamiento de aguas residuales, sea más eficiente.



Figura 1. Esquema de una reja de barras (operación de desbaste)

Fuente: Tomada de

<http://datateca.unad.edu.co/contenidos/358039/ContenidoLinea/Image2>

Para el desbaste generalmente se utilizan rejillas formadas por barras verticales o inclinadas y tamices, a través de los cuales, se pasan las aguas residuales lo cual permite la retención de los sólidos. Estas aguas serán conducidas a través de un canal único para las distintas unidades instaladas (rejillas y/o tamices). (Terence J. McGhee, 2007).

2.3.2. SEDIMENTACIÓN.

Consiste en la separación de las partículas aprovechando la fuerza de la gravedad (Figura 2); esto quiere decir que, las partículas más densas descienden y se depositan en el fondo del tanque sedimentador. Esta es una de las operaciones unitarias comúnmente utilizada en los métodos primarios para el tratamiento de aguas residuales.

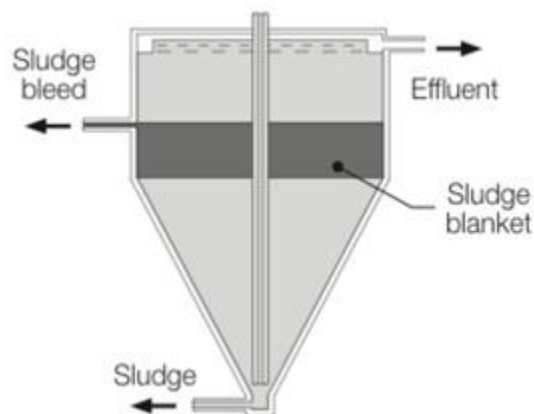


Figura 2. Esquema de sedimentación de partículas (formación de lodos).

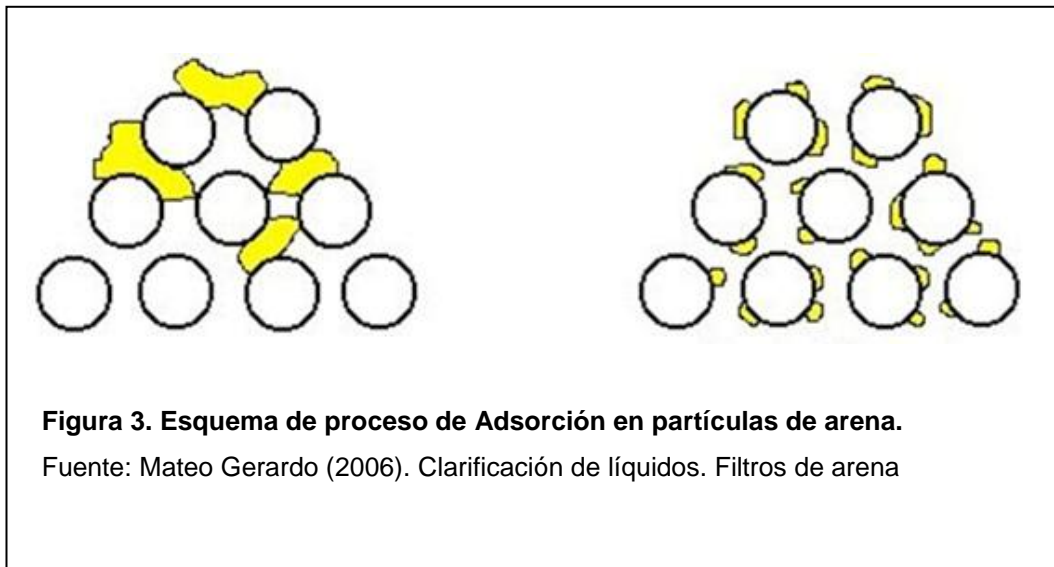
Fuente: World Health Organization (s.f.). Technical notes on drinking-water, sanitation and hygiene in emergencies. Sedimentation.

Los procesos de sedimentación incluyen tres tipos de suspensiones: discretas, floculantes e interferidas. La remoción de arena en tanques por gravedad y la sedimentación simple se aproximan a los procesos de

sedimentación discreta mayormente aplicada en el tratamiento primario (Terence J. McGhee, 2007).

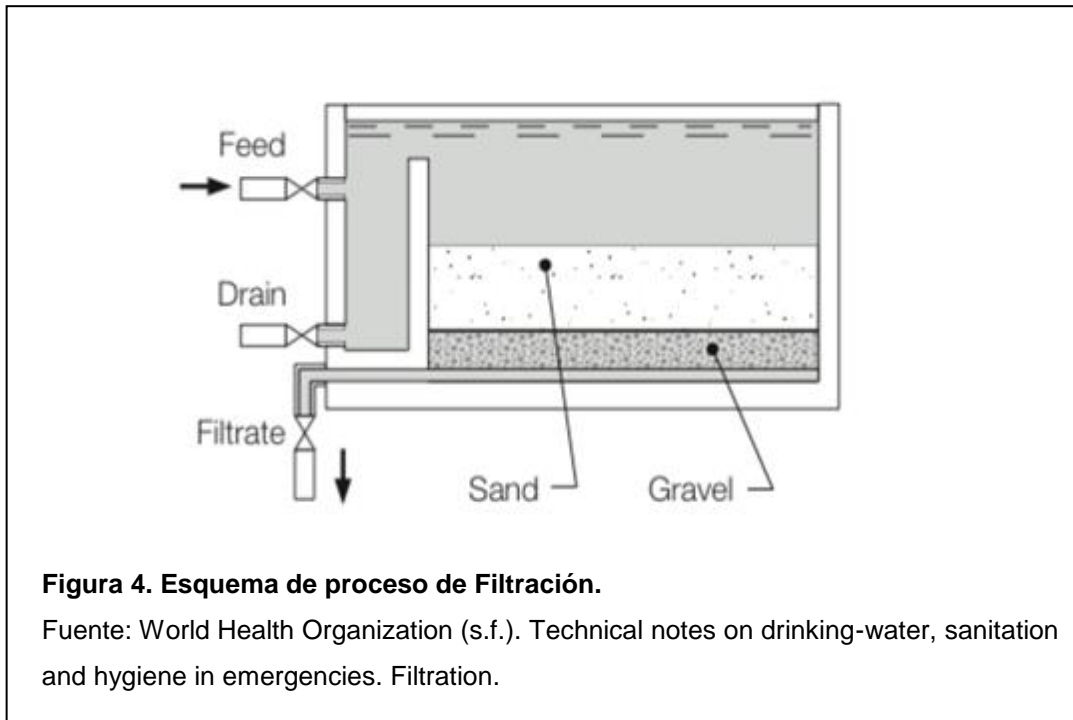
2.3.3. ADSORCIÓN.

Es la captación de las sustancias solubles en la superficie de un sólido. Es el tratamiento más usual utilizado posteriormente a un tratamiento biológico. Por ejemplo cuando el agua se pasa a través de lechos de arena, las partículas son retenidas en los espacios que hay entre los granos o en la superficie de los mismos, a este proceso en que las partículas se detienen en la superficie de los granos de arena se le denomina adsorción.



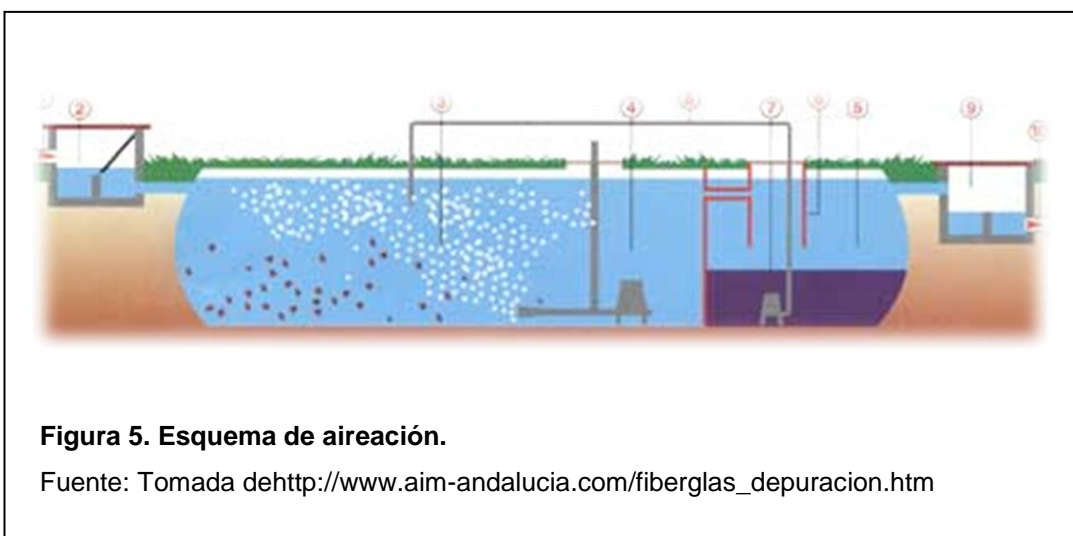
2.3.4. FILTRACIÓN.

Se produce cuando el agua atraviesa un medio poroso, con la finalidad de retener la mayor cantidad de materia que se encuentra suspendida. Éste método es el más común para remover partículas pequeñas transportando el agua a través de material poroso.



2.3.5. FLOTACIÓN O AIREACIÓN.

En esta operación se generan burbujas de aire, que se unen a las partículas presentes en el agua las cuales son elevadas hasta la superficie donde serán arrastradas y sacadas del sistema.



2.4. PROCESOS UNITARIOS.

Los procesos unitarios son los métodos que se emplean para la eliminación de los contaminantes y se los realiza en base a procesos físicos, químicos o biológicos, permitiendo la eliminación de la materia disuelta del agua a tratar a través de la adición de productos químicos, así como también la utilización de microorganismos, encargados de eliminar los elementos que puedan afectar la calidad del agua. Tales como:

2.4.1. TRATAMIENTOS QUÍMICOS.

Los tratamientos químicos tienen la finalidad de formar nuevas sustancias mediante la aplicación de procesos, entre ellos los más comunes son:

Coagulación.

Consiste en la adición de sustancias denominadas floculantes, que al mezclarse con las aguas residuales se aglutinan las sustancias coloidales presentes en el agua, facilitando su decantación (separación de sustancias mezcladas) y posterior filtrado.

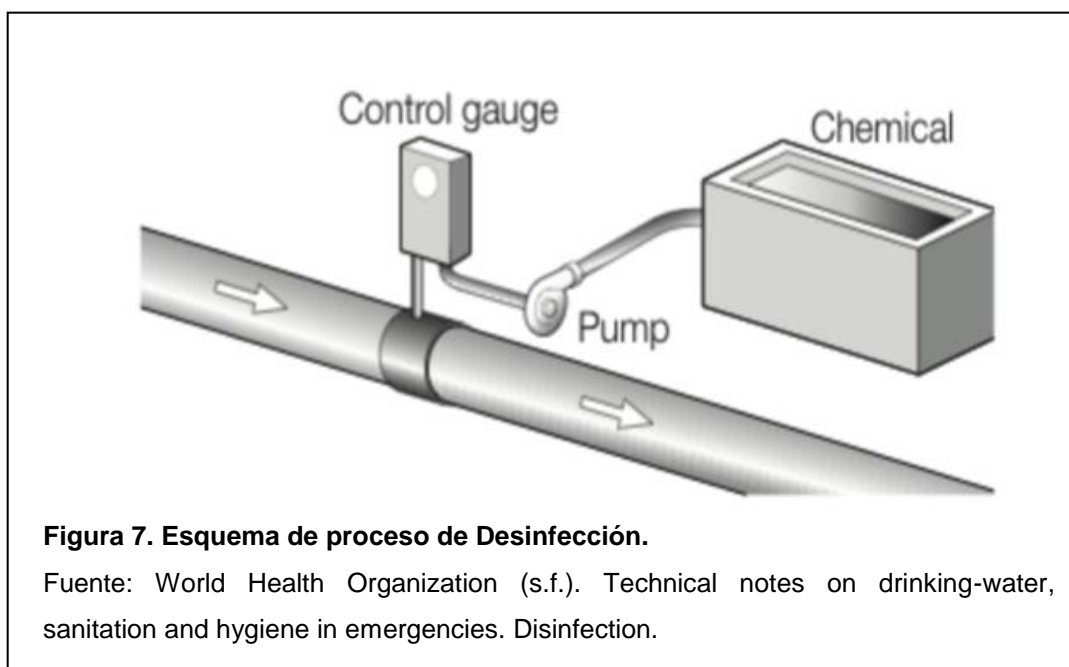


Figura 6. Esquema del principio de coagulación o floculación

Fuente: César G. Herrerías (2012). Teoría de la coagulación-floculación.

Desinfección.

Se encarga de la destrucción de los microorganismos que causan las enfermedades. Este proceso es indispensable si se tiene como finalidad el consumo humano. Generalmente se lo realiza con cloro el cual se encarga de eliminar organismos patógenos y prevenir el crecimiento de más microorganismos. Aunque existen también otros métodos como la utilización de ozono y la radiación ultravioleta, la utilización del cloro, es un proceso comúnmente usado debido a su efectividad y bajo costo.



2.4.2. PROCESOS BIOLÓGICOS.

Los procesos biológicos radican en la utilización de organismos vivos para provocar cambios bioquímicos. Éstos se prestan a varias clasificaciones. Cabe diferenciar entre dos tipos determinados: 1) Procesos biológicos de cultivo en suspensión, en los que se recurre a una decantación y recirculación de la biomasa, y por otra parte 2) Procesos biológicos de soporte sólido, en los que la retención de la misma queda asegurada por las características del propio proceso (Ferrer, 2007).

Sistemas Aeróbicos.

Son los procesos biológicos que proporcionan un alto contenido de oxígeno para que los organismos puedan degradar la porción orgánica de los desechos a dióxido de carbono y agua en presencia del oxígeno. (Hammeken & Romero, 2005).

Sistemas Anaeróbicos.

Este tipo de proceso se caracteriza por la conversión de materia orgánica a metano y de CO_2 , en ausencia de oxígeno y con la interacción de diferentes poblaciones bacterianas (Hammeken & Romero, 2005).

Sistemas Anóxicos.

Denominados así a los sistemas en los que la ausencia de oxígeno y presencia de nitratos o sulfatos, hacen que estos sean el aceptor de electrones, transformándose entre otros elementos, en N_2 y S_2 . Por tanto es posible, bajo ciertas condiciones, obtener una eliminación biológica de nitratos y sulfatos “desnitrificación” (Condorchem Envitech, 2014).

CAPITULO III

ALGUNOS MÉTODOS EFICIENTES Y ECONÓMICOS EN LA DEPURACIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS.

3.1. INTRODUCCIÓN

Para que un tratamiento de aguas residuales resulte económico, depende de los componentes del medio natural en que se generan, y se diferencia en dos grupos: los de aplicación en el terreno y los sistemas acuáticos.

Los métodos que aquí se presentan, tienen características muy notables como son: tener un bajo o nulo consumo de energía, una menor producción de lodos y un reducido número de personas dedicadas a las operaciones del sistema. Sin embargo necesitan para su desarrollo una mayor área de terreno disponible, siendo este el principal limitante para su aplicación. Entre las mayormente aplicadas se encuentran las lagunas de estabilización.

El tratamiento de aguas residuales por lagunas de estabilización puede considerarse uno de los sistemas de tratamiento más importantes, sobre todo en países en desarrollo. Se tiene conocimiento que la primera instalación de una laguna de estabilización diseñada para tratar aguas residuales domésticas fue construida en 1948, la cual ha sido objeto de suficiente estudio a través de los años (Yáñez, 1993)

Yáñez (1993) menciona que la capacidad y la eficacia del sistema de tratamiento de aguas residuales a emplear están en función de su diseño. Y la elección de un proceso de tratamiento está en base a un estudio particular de cada proyecto, conforme a la eficacia de remoción demandada y del presupuesto destinado para las posibles soluciones técnicas.

Existen varios sistemas económicos para el tratamiento y la disposición final de aguas residuales domésticas. El ingeniero debe investigar cada sistema físicamente practicable para determinar la técnica más económica que sea ambiental y socialmente aceptable (Terence J. McGhee, 2007).

3.2. UTILIZACIÓN DEL MÉTODO DE TANQUE SÉPTICO

Es un sistema de eliminación de efluentes proveniente de aguas residuales domésticas de una vivienda sean estas de letrinas con arrastre hidráulico o incluir las aguas grises domésticas. Habitualmente este efluente parcialmente tratado en el tanque séptico, es dispuesto en el terreno por medio de pozos de infiltración o zanjas de infiltración. Los sólidos que se generan son sedimentados en el fondo del tanque para luego ser removidos periódicamente de forma manual o mecánica (Organización Panamericana de la Salud, 2003).

Este tipo de tratamiento se recomienda para zonas en localidades que no cuenten con servicios de alcantarillado sanitario o que resulten muy costosas debido a su lejanía (Organización Panamericana de la Salud, 2003). Muchos de los problemas que se presentan al utilizar este método se deben a que no se tiene en cuenta la conducción del efluente procedente del tanque séptico hacia un tratamiento adicional que suele consistir en un campo de infiltración. Para poblaciones pequeñas, las rejillas de desbaste y la cámara séptica constituyen una primera fase en el proceso de tratamiento de las aguas residuales.

En la cámara séptica que recibe las aguas residuales se realiza un proceso simple de sedimentación llamado decantación, del cual se separan la mayor cantidad de sólidos. Y en su interior se produce un Proceso Séptico, que consiste en la eliminación de la materia orgánica por la interacción que realizan las bacterias (Rodríguez, 2009).

Esta acción convierte la materia en lodo con un nivel de contaminación menor. Habitualmente la cámara séptica tiene sección rectangular o circular, y su fondo se encuentra inclinado hacia uno o varios puntos de descarga. La utilización de este tipo de tratamiento presenta las siguientes ventajas y desventajas mencionadas a continuación (Organización Panamericana de la Salud, 2003):

VENTAJAS:

- Apropriado para comunidades rurales.
- Se pueden construir en terrenos quebrados o planos.
- El proceso de sedimentación y digestión se realiza en una misma unidad.
- No necesitan agitación mecánica.
- Tiene un bajo costo de construcción y operación cuando se lo aplica para poblaciones pequeñas.
- Produce un efluente menos agresivo al ambiente.

DESVENTAJAS:

- De uso limitado para un máximo de 350 habitantes y caudal máximo de 30.0 m³/día.
- Demanda de facilidades para la eliminación de lodos como por ejemplo el uso de bombas, camiones con bombas de vacío, etc.
- Además su uso dependerá de la capacidad que posea el terreno para disponer los efluentes por medio de infiltración.

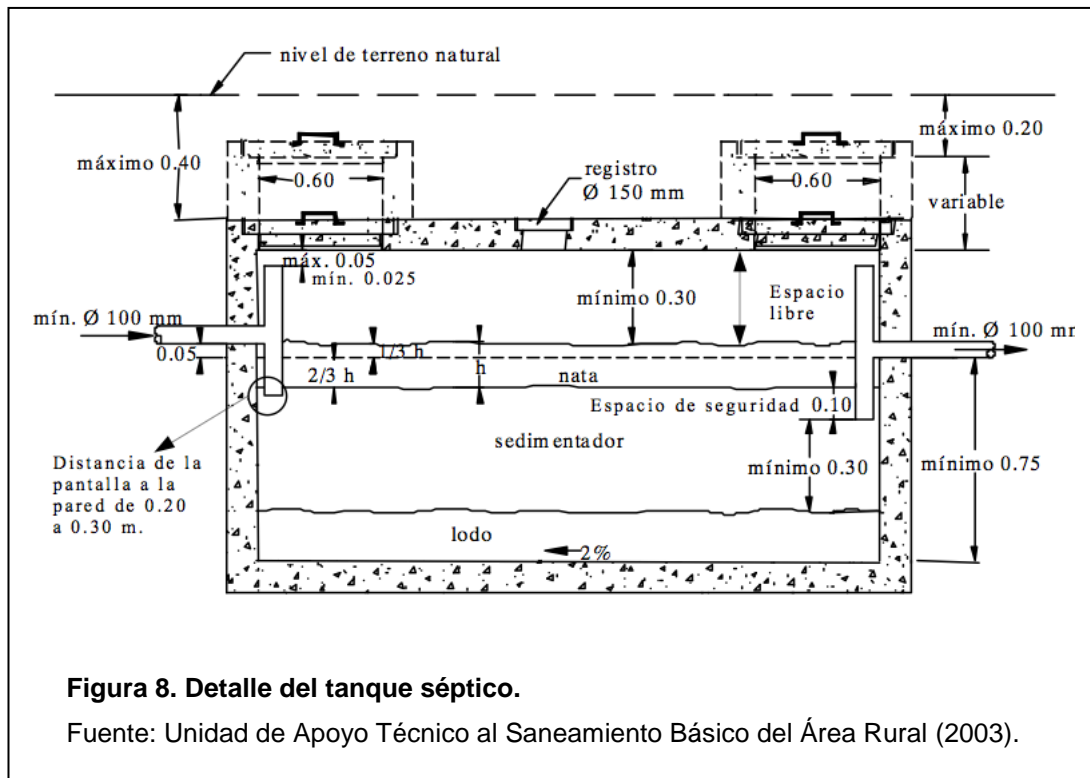
3.2.1. CARACTERÍSTICAS DEL TANQUE SÉPTICO

La Organización Panamericana de la Salud (en UNATSABAR, 2003), hace referencia a algunas de las características que deberán considerarse en el diseño del tanque séptico, a saber:

- a. El área del tanque deberá estar dimensionado entre la relación largo y ancho de 2:1 a 5:1.
- b. Una altura libre no menor a 0,30 m, entre el borde superior de espuma y la parte inferior de la losa del tanque séptico.
- c. El fondo de los tanques sépticos tendrá pendiente de 2% orientada hacia el punto de ingreso de los líquidos.
- d. Cuando se diseñe un tanque séptico con dos o más cámaras, se deberá considerar a la primera para que contenga una capacidad entre el 50% y 60% de su volumen de sedimentación, y para las cámaras siguientes el 40% y 50% del su volumen respectivamente.
- e. Presentan un rendimiento en la eliminación del: 20 al 30% en la reducción de la DBO, 50 al 60% de los SST, del 30 al 40% de la DQO, 10 al 20% de N, alrededor del 5% de P y entre un 50 al 75% de coliformes fecales.

MATERIALES DEL TANQUE SÉPTICO

Las consideraciones para la construcción de los tanques sépticos instalados bajo el nivel del terreno natural serán que: el fondo estará conformado por una losa de concreto no reforzado, con espesor suficiente para soportar la presión que aplica el terreno cuando el tanque está vacío. Sus paredes son construidas generalmente de ladrillo o bloques de concreto, los que se deberán enlucir en su interior para impermeabilizarlas (UNATSABAR, 2003).



3.3. CAMPO DE INFILTRACIÓN

El efluente proveniente de un tanque séptico no posee cualidades físico-químicas apropiadas para ser dispuesta a un cuerpo receptor de agua, lo que hace necesario darle un tratamiento más completo o eficiente, para lograr con el grado de tratamiento requerido, es necesario aplicar alternativas para su tratamiento (UNATSABAR, 2005).

El uso de un campo de infiltración, consiste en la aplicación interrumpida de agua residual (luego de haber pasado por un tratamiento primario), a la superficie de infiltración conformada por distintos materiales granulares. Los sólidos son atrapados en la arena mientras el crecimiento bacteriano desarrollado sobre la superficie de los granos absorbe la materia orgánica soluble y coloidal. Entre ciclos de dosificación, el aire penetra al lecho para permitir la oxidación biológica de la mayoría de los orgánicos acumulados (Terence J. McGhee, 2007).

Para lograr un tratamiento eficiente es necesario considerar las características propias del terreno en el que serán dispuestas estas aguas, para ello se deberá realizar una prueba al terreno llamado “test de percolación, compuesto por los siguientes parámetros (UNATSABAR, 2005):

Tabla 3.1.

Clasificación de los terrenos según resultados de prueba de percolación.

CLASE DE TERRENO	TIEMPO DE INFILTRACIÓN PARA EL DESCENSO DE 1CM
Rápidos	De 0 a 4 minutos
Medios	De 4 a 8 minutos
Lentos	De 8 a 12 minutos

Nota. Fuente: Unidad de Apoyo Técnico al Saneamiento Básico del Área Rural (2005).

Las distancias de los tanques sépticos, campo de percolación, pozos de absorción, estarán de acuerdo a la siguiente tabla:

Tabla 3.2.

Distancia mínima de los sistemas a fuentes de agua.

TIPO DE SISTEMAS	DISTANCIA MÍNIMA EN METROS			
	Pozo de agua	Tubería de agua	Curso superficial	Vivienda
Tanque séptico	15	3	---	---
Campo de percolación	25	15	10	6
Pozo de absorción	25	10	15	6

Nota. Fuente: Unidad de Apoyo Técnico al Saneamiento Básico del Área Rural (2005).

3.4. POZOS DE ABSORCIÓN

La guía de diseño propuesta en Unidad de Apoyo Técnico al Saneamiento Básico del Área Rural (2005), expresa:

- a. Para realizar su dimensionamiento, se tomará en cuenta el diámetro exterior de las paredes y la altura quedará fijada por la longitud entre el punto de ingreso de los líquidos hasta el fondo del pozo.
- b. La capacidad del pozo de absorción estará relacionada y dependerá de las pruebas de infiltración que se hagan en cada estrato.
- c. En el diseño se considerará que el pozo deberá estar por lo menos 2 metros bajo la capa filtrante.
- d. El diámetro mínimo del pozo de absorción será de 1m.

Ventajas:

No requiere personal especializado para su operación. Se obtiene un efluente de aguas tratadas satisfactorio. Generan baja cantidad de lodos por lo que no requiere un tratamiento de lodos.

Desventajas:

La mayor desventaja que presenta este método de tratamiento es que siempre quedará a por lo menos sobre los 5 metros del nivel máximo del nivel freático. Y requiere de amplias superficies de terreno para su aplicación, siendo este un parámetro de diseño muy importante (Terence J. McGhee, 2007).

3.5. MÉTODO DE LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN.

Son unos de los sistemas de tratamiento biológico de aguas residuales más viables de operar y mantener por su relativo bajo costo, y su uso es recomendable cuando se intenta obtener una alta calidad de agua residual tratada desde un punto de vista bacteriológico.

Estas lagunas tienen un área superficial y volumen de almacenamiento suficiente para abastecer al sistema, de los extensos tiempos de tratamiento que se requieren para poder estancar y degradar la materia orgánica de las aguas residuales a través de una “autodepuración”, produciéndose así la oxidación de la materia orgánica del agua residual (Guía Ambiental, 2011a)

Las lagunas de estabilización se las pueden clasificar dependiendo de la presencia, o no, de oxígeno disuelto (OD) en las aguas residuales contenidas en la laguna:

Tabla 3.3.

Clasificación de las lagunas de estabilización.

CLASIFICACIÓN		
TIPO	CARACTERÍSTICA	
Aerobias o de Maduración	Carga orgánica baja con permanente presencia de oxígeno disuelto.	Menor A 1 Metro De Profundidad (0.3 – 0.45)
Facultativas	Capa superior aerobia y la capa inferior anaerobia	Entre 1.50 – 2.50 m. De Profundidad
Anaerobias	Ausencia de oxígeno.	Entre 2.50 Y 5.00 m De Profundidad (No Hay Algas)

Nota. Fuente: Adaptado de Fabián Yáñez Cossío. (1993). Lagunas de estabilización: teoría, diseño, evaluación y mantenimiento.

Si se opta por la utilización de las lagunas de estabilización se recomienda el uso de más de una de estas, porque: El poderlas construir en paralelo permite poderlas operar de manera alternada, es decir, que se puede desactivar una para realizar trabajos de mantenimiento y limpieza, sin detener la segunda y así no paralizar el proceso. Obteniendo una remoción de sólidos de manera periódica.

En el diseño de lagunas de estabilización deberá considerarse el balance hídrico, para que sea positivo bajo cualquier condición climática. De tal forma que continuamente el líquido de las lagunas sea descargado (Guía Ambiental, 2011a).

Una variación o disminución en el nivel de las aguas residuales causará severos problemas de operación, provocando olores y crecimiento de maleza sobre los terraplenes o en el fondo de la laguna, que imposibilitarán la infiltración (Guía Ambiental, 2011a).

Para garantizar la estabilidad de los terraplenes se presenta la siguiente tabla con las recomendaciones a cumplirse.

Tabla 3.4

Características para garantizar la estabilidad de terraplenes.

PARÁMETRO	PENDIENTE*
Exterior	$1.5/1 \leq L/H \leq 2/1$
Interior	$2:1 \leq L/H \leq 3.0$

Nota. *Pendiente en relación largo/ancho. **Fuente:** Adaptado de Muñoz, Lehmann & Martínez. (1996). Estabilidad de Taludes

3.5.1. LAGUNA ANAEROBIAS

Las lagunas anaeróbicas pueden usarse como una primera etapa en el tratamiento de aguas residuales domésticas pudiendo lograr una remoción de materia orgánica, de hasta alrededor del 60%. Presentan una serie de factores positivos y negativos que tienen que considerarse antes de su uso (Yáñez, 1993).

Ventajas para la utilización de este método:

- a. Presenta bajos costos, debido a que el requisito de áreas es reducido. Siendo este la principal ventaja.
- b. Son altamente usadas para el tratamiento de desechos de altas concentraciones.

Aspectos desfavorables:

En este proceso es fundamental considerar los factores ambientales y operativos como: temperatura, bruscas variaciones de carga y de pH.

- a. La acumulación de natas presenta un aspecto poco agradable.
- b. El efluente del proceso tiene un alto contenido de materia orgánica, por lo que se hace necesaria una siguiente fase de tratamiento.
- c. Debido a que la acumulación de los sólidos es más rápida, requiere de una limpieza de lodos más frecuente.

Para poder aplicar este método de tratamiento se deben cumplir ciertas condiciones, una de ellas, la más importante, es que para que se presenten condiciones anaeróbicas la carga de trabajo que producen las aguas residuales domésticas, debe estar entre 100 a 400 g DBO₅/m³.día (Yáñez, 1993).

Este criterio de carga orgánica superficial no constituye propiamente un criterio de diseño, pero se lo utiliza para verificar que la carga aplicada al sistema sea alta como para sobrepasar la carga facultativa (Yáñez, 1993).

Tabla 3.5.

Relación entre temperatura, periodo de retención y eficiencia en lagunas anaeróbicas.

TEMPERATURA, °C	PERIODO DE RETENCIÓN, DÍAS	REMOCIÓN DE DBO, %
10 - 15	4 - 5	30 - 40
15 - 20	2 - 3	40 - 50
20 - 25	1 - 2	50 - 60
25 - 30	1 - 2	60 - 80

Nota. Fuente: Fabián Yáñez Cossío. (1993). Lagunas de estabilización: teoría, diseño, evaluación y mantenimiento.

Tabla 3.6.

Características para el diseño de lagunas.

Características	Anaerobia	Facultativa	Maduración
Recomendación	En efluentes de alta carga contaminante. Como pre tratamiento de lagunas facultativas	Proveniente de aguas urbanas, no requieren de un proceso de lagunas anaerobio previo.	Para un completo sistema de depuración, luego de las lagunas facultativas.

Características	Anaerobia	Facultativa	Maduración
Carga orgánica (Kg.DBO ₅ /ha.día)	200 - 1000	56 - 200	5 - 20
Tiempo de retención	10 - 50	6 - 30	4 - 12
Altura de las lagunas	3 - 5	1.2 - 2.0	0.5 - 1.2
Área máxima de cada módulo (ha).	0.1 - 1	1 - 4	1 - 4

Nota. Fuente: Adaptado de Metcalf & Eddy, 1996

3.5.2. LAGUNAS FACULTATIVAS

Las lagunas de estabilización facultativas son aquellas excavados en el terreno y que se abastecen con el agua residual que proviene de un proceso de pre-tratamiento, que puede ser desbaste, o a continuación de un tratamiento primario.

Los sólidos que ingresan al sistema luego del proceso de desbaste, se asientan y forman un fango con características anaerobias. Luego gran cantidad de estos materiales orgánicos se oxidan por los procesos que realizan las bacterias al emplear el oxígeno que se genera cerca de la superficie por acción de las algas(Yáñez, 1993).

Las lagunas de estabilización que tiene como procesos la combinación de bacterias facultativas anaerobias y aerobias, se les denomina como lagunas de estabilización facultativas (Yáñez, 1993).

El proceso en un estanque facultativo se realiza dividiéndolo en tres zonas o áreas, así (Peralta, Yungan, Ramírez, Ernesto, 1999):

- a. Una área superficial donde crecen bacterias y algas en una relación simbiótica.
- b. Un área inferior donde se transforman los sólidos acumulados por acción de las bacterias anaerobias.
- c. Un área intermedia, en la cual la eliminación de los residuos orgánicos son realizados mediante la acción de las bacterias.

El diseño de una laguna resultará del cálculo de la carga superficial de DBO aplicada sobre laguna por día. Esta carga superficial está representada por la ecuación (Yáñez Cossío, 1993):

$$CSm = 357.4 * 1.085^{T-20}$$

Dónde:

CSm: carga máxima superficial.

T : temperatura de la laguna en °C

El cálculo del área para una laguna facultativa se realiza con la siguiente expresión (Peralta, Yungan, Ramírez, Ernesto, 1999):

$$A = \frac{Li * Qdiseño}{CSdiseño}$$

Dónde:

A : área de la laguna facultativa.

Li : DBO último del afluente a la laguna facultativa.

Qdiseño : caudal para el diseño de la laguna facultativa.

CSdiseño : carga superficial de diseño para la laguna.

3.5.2.1. Utilización de algas y bacterias

BACTERIAS

En los sistemas biológicos de depuración las bacterias interceden en múltiples procesos, entre ellos, el más importante es el de la eliminación de la materia orgánica por la vía aerobia: oxidación y síntesis de nuevos materiales orgánicos en forma de materia celular (Ferrer, 2007).

ALGAS

Su utilización en los sistemas de depuración no es tanto por su capacidad de depurar sino como fuente de oxígeno en los sistemas extensivos. Las algas en un sistema de depuración no disminuyen el contenido en materia orgánica sino que lo aumenta pues la sintetizan a partir de las fuentes naturales de carbono existente, con lo cual tendría que emplearse un método adicional para impedir el paso de estas algas hacia la siguiente descarga (Ferrer, 2007).

Las algas sintetizan el bióxido de carbono y otros nutrientes y con la ayuda de la luz producen materia celular y el oxígeno requerido por las bacterias (Yáñez, 1993).

En horas del día con presencia del sol, las algas generan O_2 cuando llevan a cabo el proceso de fotosíntesis, para que luego parte de ese oxígeno sea utilizado por los microorganismos heterótrofos, obteniendo el carbón de compuestos orgánicos, los cuales son digeridos por las algas para su propio proceso de biosíntesis celular (Guía Ambiental, 2011a).

Esto se convierte en una competencia natural entre algas y bacterias por dominar los espacios ya que las algas tienden a desplazar a las bacterias debido a que generan bactericidas (Guía Ambiental, 2011a).

El oxígeno disponible en los tipos de lagunas aerobias y facultativas, es producto de un proceso fotosintético que se desarrolla por medio de la aireación natural a través de la superficie del líquido y las algas. Siendo estos procesos naturales, serán los limitantes de la carga máxima orgánica que soporte el sistema.

Problemas que generan el exceso de algas

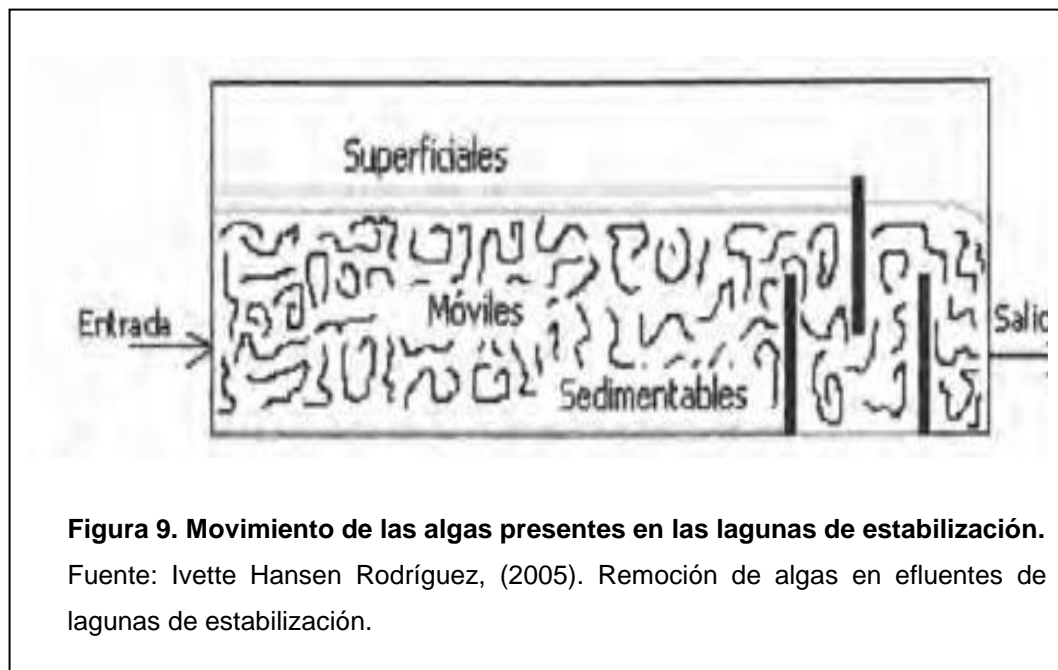
Es necesario que las algas en exceso sean removidas en las instalaciones de tratamiento por varias razones (Ivette Hansen Rodríguez, 2005):

- Estéticas
- Sanitarias: las bacterias patógenas pueden utilizar la materia flotante como refugio y nutrientes.
- Al morir, se van al fondo, donde se descomponen en condiciones anaerobias y provocando acumulación de sedimentos en el fondo.
- Si existe una gran cantidad de nutrientes, las algas comienzan a proliferar en forma anormal, cubriendo la superficie e impidiendo el paso de la luz y la oxigenación al cuerpo de agua. Son difíciles de eliminar de los estanques de oxidación, ya que tienden a escapar con el efluente.
- Pueden provocar olores desagradables en el agua.

Hansen (2005), en su investigación sobre la remoción de algas, propone implementar cambios en el flujo hidráulico dentro de las lagunas mediante la colocación de mamparas verticales sumergidas, para que retengan las algas de tipo: superficiales, móviles y sedimentables que puedan presentarse en una laguna; demostrando que en lagunas acondicionadas con mamparas se

obtienen mejores remociones de algas en el efluente, que en aquellas lagunas carentes de las mismas.

Y concluye, que al realizar este cambio estructural es posible obtener una mejor remoción de las algas presentes en el efluente de la laguna. (Hansen, 2005).



3.5.3. LAGUNAS DE MADURACIÓN O DE PULIMIENTO.

En general son lagunas de forma más simple, debido a su corta altura (entre 0.30 y 0.45 m), este tipo de lagunas necesitan una mayor cantidad de área de terreno, estas lagunas son utilizadas como procesos de tratamiento después de lagunas facultativas, diseñados con el propósito exclusivo de reducir los gérmenes patógenos, demostrando ser uno de los procesos más eficientes en la destrucción de gérmenes patógenos.

La reducción de coliformes a través de una laguna, con aplicación de 8mg/l de cloro y un tiempo de contacto de 15 minutos, todavía puede dejar un

contenido de coliformes sobre 1000 por ml. en estos casos, puede ser ventajoso el incluir una laguna de pulimiento para el efluente secundario para lograr una reducción más efectiva.

Para este tipo de lagunas, la altura está directamente influenciada por su relación largo/ancho (L/A), expresado de la siguiente manera (Yáñez, 1993):

Para L/A = 1

(laguna cuadrada),

H = 1.0 m

Para L/A = 2

(laguna rectangular),

H = 0.5 m

Para L/A = 4

(laguna rectangular),

H = 0.25 m

Tabla 3.7.

Ventajas Y Desventajas De Las Lagunas De Estabilización.

VENTAJAS	DESVENTAJAS
Poco o nulo suministro de energía	Extensos tiempos para su tratamiento
No requiere personal especializado	Necesidad de amplias superficies de terreno
Fácil remoción de lodos y material flotante	Si están sobrecargadas pueden producir olores

VENTAJAS	DESVENTAJAS
No requieren un tratamiento de lodos, debido a su baja generación.	Deben ubicarse alejadas de lugares poblados por lo menos a 1Km de distancia.
Remueven eficazmente microorganismos patógenos.	Pueden provocar proliferación de insectos
Se considera el mejor método para obtener agua para riego.	Provoca una alta producción de algas Al ser descargado en un cuerpo receptor incrementa la DBO.

Nota. Fuente: Adaptado de Fabián Yáñez Cossío. (1993). Lagunas de estabilización: teoría, diseño, evaluación y mantenimiento.

3.5.4. LAGUNAS AIREADAS EN FORMA ARTIFICIAL.

Las lagunas aireadas son similares a las lagunas de estabilización, con la única diferencia, de que estas son dotadas de equipos mecánicos de aireación, cuyo principal propósito es el de introducir oxígeno a la masa líquida por medio de un proceso mecánico superficial que a la vez cumple con dos funciones que son la de mezclar y suministrar el oxígeno necesario; asintiendo de esta manera acelerar el tiempo de tratamiento y seguidamente aumentar la carga orgánica aplicada. Su profundidad de diseño varía de 2.00 a 5.00 metros.

Habitualmente las lagunas aireadas de forma artificial, deben ser recubiertas en su superficie con membranas plásticas para que minimicen las posibles infiltraciones y los efectos de la turbulencia que causan estos equipos mecánicos en el fondo de la laguna (Guía Ambiental, 2011b)

En lagunas aireadas, el aporte de oxígeno no es un factor limitante comparada con las lagunas de estabilización, ya que estas no dependen de procesos naturales. Sin embargo se presenta una desventaja que es el requerimiento de energía para el uso de aireadores mecánicos.

Para el uso de estas lagunas, se recomienda, al igual que en las lagunas de estabilización, la utilización de más de una laguna en serie. Se recomienda que la segunda laguna, o última, sea facultativa, ya que la misma cumplirá dos funciones: La primera función, es que remueva toda la materia orgánica remanente y segundo, que pueda decantar o asentar parte de los sólidos sedimentables. Mejorando significativamente la calidad del líquido tratado (Guía Ambiental, 2011a).

Si por lo contrario la última laguna utilizada en el sistema es aerobia, el mezclado lograría que con el efluente de aguas residuales tratado saldrán los sólidos biológicos que se puedan generar al degradarse la materia orgánica, deteriorando la calidad final del líquido tratado (Guía Ambiental, 2011b).

Tabla 3.7.1

Eficiencia teórica esperada en cada proceso.

PRINCIPALES CARACTERÍSTICAS DE REMOCION	ALTERNATIVAS PROPUESTAS					
	Laguna Anaerobia	Laguna Facultativa	Laguna de Maduración	Cámara Séptica	Zanja de Infiltración	Pozo de Absorción
Remoción de SST (%)	40 - 60	75 - 90	25	50 - 60	80 - 90	80 - 90
Remoción de DBO (%)	25 - 40	80	80 - 90	20 - 30	80 - 90	80 - 90
Remoción de Coliformes Fecales (%)	Poca/Nula	99,9	99,9	50 - 75	99 - 99,9	99 - 99.9

3.6. ALTERNATIVAS ECONÓMICAS PARA EL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS.

Según la publicación de la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA, 2007), los métodos que emplean lagunas múltiples e integrados resultan un sistema de tratamiento más económico y eficiente que los sistemas tradicionales que se emplean y diseñan de manera individual.

“Se pueden conformar varias y eficientes combinaciones con los variados tipos de lagunas estudiadas, en función del grado de tratamiento que necesita el agua a tratar, de las exigencias y normativas para la descarga de las aguas tratadas y de la disponibilidad del área con que se cuenta para implantar el proyecto (CONAGUA, 2007).

Para el tratamiento de las aguas residuales proveniente del uso doméstico, la comisión nacional del agua (CONAGUA, 2007), propone los sistemas más adecuados para su tratamiento:

- a) Facultativa + Aerobia
- b) Facultativa + Facultativa + Aerobia
- c) Anaerobia + Facultativa + Aerobia
- d) Anaerobia + Facultativa + Maduración
- e) Facultativa + Facultativa + Maduración

La utilización de estos métodos en serie resultarán adecuados cuando se cuente con suficiente área y además, al realizar un análisis económico, se obtengan volúmenes mínimos totales. En así que, en la primera laguna la capacidad del agua residual es reducido con fines de mantener la temperatura, y a su vez logrando una alta concentración de sólidos y tasa de reacción de la DBO (CONAGUA, 2007).

La segunda laguna que corresponde al sistema, habitualmente es de origen facultativa, esta se caracteriza por requerir un bajo o nulo nivel energético, en la que se permita la precipitación de la mayor parte de sólidos que ingresen y su descomposición se realice en el fondo de la laguna (CONAGUA, 2007).

Para la eliminación de los coliformes fecales presentes en las aguas residuales, se utilizan lagunas de maduración o pulimiento al final del sistema, estas se encargan de eliminar toda la materia orgánica que la segunda laguna no alcanza a eliminar.

De igual manera, cuando requiera obtener una baja concentración de sólidos suspendidos en el efluente, es necesario el empleo de un tanque de sedimentación que debe cumplir con los siguientes objetivos (CONAGUA, 2007):

- Que su capacidad sea suficiente de tal manera que pueda almacenar el lodo generado y para tener un tiempo de retención suficiente, alcanzando la remoción deseada de los sólidos suspendidos.
- Evitar el crecimiento de algas a niveles mínimos.
- Dimensionarlo de tal manera que se eviten olores mínimos por la actividad anaerobia.

ASPECTOS CONSTRUCTIVOS PARA LAS LAGUNAS

Para la conformación de los diques de contención y taludes de las lagunas de estabilización, deberá utilizarse la misma tierra excavada siempre y cuando el material del sitio sea el adecuado,.(Guía Ambiental, 2011a)

Las pendientes de los taludes que resulten interiores deberán construirse con una relación H:L de 1:3 o 1:4, puesto que pendientes menos pronunciadas posibilitan el crecimiento de macrófitas sobre estos taludes (Guía Ambiental, 2011a).

CAPITULO IV

PARÁMETROS Y CRITERIOS PARA EL DISEÑO DE UN SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES.

4.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.

Con el presente trabajo de investigación, se pretende dimensionar un sistema de tratamiento para tratar las aguas residuales domésticas, provenientes de una población actual de 2,000 habitantes para un período de diseño propuesto de 20 años. El efluente de las aguas residuales, deberá cumplir con los parámetros de descarga a un receptor de agua dulce. Con esto se definirá lo siguiente:

- 1) Los datos de diseño y aplicación de las normas ambientales vigentes.
- 2) Diseño del tratamiento de las aguas residuales de origen doméstico, considerando al menos 4 alternativas de sistemas.
- 3) Comparación de los resultados obtenidos con las 4 alternativas de sistemas de tratamiento.
- 4) Comparación económica de los alternativas utilizadas.

4.2. BASES DE DISEÑO.

De manera general se adoptarán los caudales de aportación neta de aguas residuales, mismas que se obtienen en función de la dotación de agua potable (120 l/hab.día caudal asumido), y se establecerá un coeficiente de retorno del 80%.

En el dimensionamiento del tanque séptico se emplearán las “Especificaciones Técnicas para el Diseño de Tanques Sépticos” propuesto por la UNATSABAR. Y para el dimensionamiento de lagunas se tomarán en consideración los criterios y métodos del Dr. Fabián Yáñez Cossío “Lagunas de Estabilización: Teoría, Diseño, Evaluación y Mantenimiento”.

ESTIMACIÓN DE LA POBLACIÓN:

Se tomará como referencia para la proyección de la población una tasa de crecimiento anual de 1.91% que corresponde al de la Provincia del Guayas según el INEC 2010, para poder expresar de alguna manera el método de proyección de la población en la región costa.

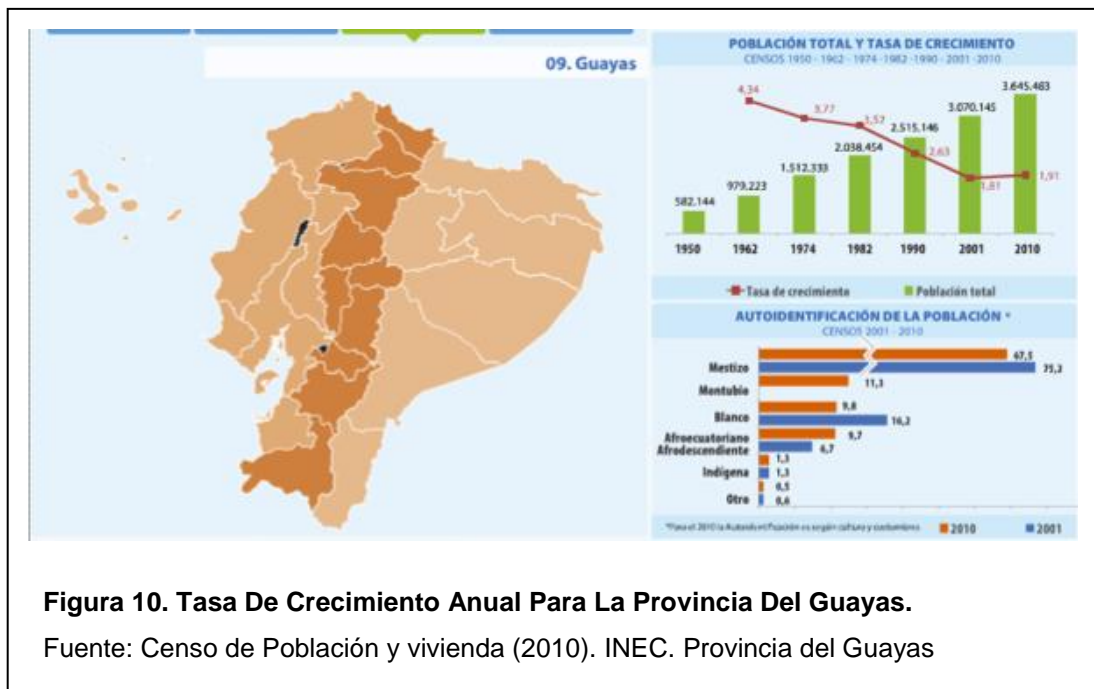


Figura 10. Tasa De Crecimiento Anual Para La Provincia Del Guayas.

Fuente: Censo de Población y vivienda (2010). INEC. Provincia del Guayas

Método de proyección de Población por medio de tasa de crecimiento INEC:

Para la presente investigación se aplicó el método geométrico cuya ecuación es la siguiente:

$$Pf = Pa * \left(1 + \frac{r}{100}\right)^n$$

Dónde:

Pa = Población actual (hab.)

r = Tasa de Crecimiento anual en forma decimal (%)

n = Periodo de diseño

Considerando el requerimiento fundamental del presente proyecto se estableció una población actual ideal de 2000 habitantes la misma que será proyectada a un periodo de 20 años, tomando en cuenta este tiempo como el máximo para la vida útil de una planta de tratamiento.

Tabla 4.1.

*Proyección de la población con una tasa de desarrollo de 1.91%**

AÑO	FECHA	NÚMERO DE HABITANTES
0	2014	2000
1	2015	2039
2	2016	2078
3	2017	2117
4	2018	2158
5	2019	2199
6	2020	2241
7	2021	2284
8	2022	2327
9	2023	2372
10	2024	2417
11	2025	2463
12	2026	2510
13	2027	2558
14	2028	2607
15	2029	2657
16	2030	2708
17	2031	2759
18	2032	2812
19	2033	2866
20	2034	2920

Nota. *Tasa de Crecimiento Anual de 1.91%, INEC, 2010.

OTROS MÉTODOS DE PROYECCIÓN DE POBLACIÓN.

a) Método Aritmético:

Este método no considera las variaciones que pueden ocurrir por factores económicos, vías de comunicación, emigraciones, etc., sino considera que la población crecerá en forma lineal, sin variantes, no se puede considerar este método para períodos de largo tiempo.

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

Dónde:

Pf = Población futura

Pa = Población actual

Ic = Índice anual de crecimiento = 1.91 %

n = Período de tiempo en años

$$Pf = 2000 * (1 + 20 * 0.0191)$$

$$Pf = 2.764 \text{ habitantes.}$$

b) Método Geométrico:

Este método para el cálculo o crecimiento de población supone que el aumento de la población se produce en forma análoga al aumento de la cantidad, calculada al interés compuesto como consecuencia al gráfico producido con el instrumento, está representada por una curva semi-logarítmica.

$$Pf = Pa * (1 + Ic)^n$$

Dónde:

Pf = Población futura

Pa = Población actual

Ic = Índice anual de crecimiento = 1.91 %.

n = Período de tiempo en años

$$Pf = 2000 * (1 + 0.0191) ^{20}$$

$$Pf = 2.920 \text{ habitantes.}$$

c) Método Mixto:

Con este método utilizamos conjuntamente los dos métodos anteriores (aritmético y geométrico), considerando la posibilidad de que el crecimiento sea un promedio entre la variación lineal y la curva semi-logarítmica.

$$Pf = (P_{met.arit.} + P_{met.geom.})/2$$

$$Pf = 2.842 \text{ hab.}$$

Tabla 4.1.1

Clasificación de la población según la concentración de sus habitantes.

CLASIFICACION DE LA POBLACION	NUMERO DE HABITANTES	NIVEL DE SERVICIO	RECOMENDACIÓN DE METODOS
POBLACION DISPERSA	≤ 200	INDIVIDUAL	Tanque séptico, Tanque Imhoff, pozos de absorción, zanjas de infiltración y las lagunas de estabilización
LOCALIDAD RURAL	≤ 2000	INDIVIDUAL O COMUNAL	
PEQUEÑAS CIUDADES	2001 - 30000	COMUNAL	Combinación de sistemas

NÚMERO DE PREDIOS POR ABASTECER:

Se asumió que la población a abastecer, está conformada por: 31 manzanas con 496 predios, con un promedio de 6 habitantes por cada vivienda. Las dimensiones para cada vivienda o predio serán asumidas de 10 m x 20 m, y un ancho de vía de 5.0 metros, definidos para el presente trabajo de investigación.

ÁREA ABASTECIDA:

El área que se proyecta abastecer es de 11.78 hectáreas, obtenida en función de la cantidad de predios a servir.

POBLACIÓN ABASTECIDA:

Como resultado del análisis de la Tabla 4.1, corresponde que para una población actual de 2.000 habitantes, afectados por una tasa de crecimiento del 1.91%, se deberá usar para el diseño del sistema de tratamiento una población proyectada de 2.920 habitantes, siendo esta menor a los 3000 habitantes tal como lo limita la investigación.

CÁLCULO DEL CAUDAL DE AGUA A TRATAR:

Considerando que la dotación promedio de agua potable para el presente trabajo de investigación es de 120 l/hab.día y tomando en cuenta una tasa de retorno del 80% para la población asumida y proyectada en la Tabla 4.1, se tiene el gasto por tratar a partir de la siguiente expresión y desarrollada en la Tabla 4.2.

$$Q_{meido} = \frac{P * D * f}{86400}$$

Dónde:

Qd : caudal de diseño en, l/seg., m³/día.

P : Población de diseño.

D : Dotación de agua potable en, l/hab.día

F : factor de retorno.

Tabla 4.2

Caudal de aguas residuales para la población de diseño proyectada.

AÑO	FECHA	NÚMERO DE HABITANTES	DOTACIÓN DE AGUA POTABLE 120l/hab.día		APORTACIÓN DE AGUAS RESIDUALES	
			l/seg.	m ³ /día	l/seg.	m ³ /día
0	2014	2000	2.78	240.000	2.22	192.000
5	2019	2199	3.05	263.880	2.44	211.104
10	2024	2417	3.36	290.040	2.69	232.032
15	2029	2657	3.69	318.840	2.95	255.072
20	2034	2920	4.06	350.400	3.24	280.320

De esta manera, se tiene que para el diseño del sistema de tratamiento resulta un caudal de aguas residuales a tratar de 3.24l/seg.

4.3. ALCANCE DE LA INVESTIGACIÓN

Geográfico	: Región Costa
Población Inicial asumida	: 2000 habitantes
Población Proyectada	: Menor de 3.000 habitantes
Tipo de agua residual	: Doméstica
Dotación de agua Potable	: 120 l/hab.día
Temperatura más baja	: 18.5 °C (INAMHI, 2008)

Coeficiente de retorno	: 80 %
Aporte de agua residual	: 96 l/hab.día

Este trabajo se llevará a cabo en poblaciones de la región costa, limitándose exclusivamente a un número ideal de habitantes conforme lo expresa y plantea este documento.

4.4. CALIDAD DEL AGUA A TRATAR:

En la Tabla 4.4 propuesta por Metcalf & Eddy (1995 en CONAGUA, 2007), se muestra la calidad típica del agua residual doméstica con la cual se obtienen las condiciones para los tres posibles tipos de concentración de las aguas residuales.

La Normativa correspondiente a la calidad de aguas residuales domésticas, descrito en el Texto Unificado de Legislación Secundaria del Ministerio del Ambiente (2014), define los límites tolerables de los contaminantes en las aguas residuales de origen doméstico, para su disposición a un cuerpo de agua dulce que rigen para Ecuador (Tabla 4.3).

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 (Texto Unificado de Legislación Secundaria del Ministerio del Ambiente, 2014).

Estas cargas máximas serán aprobadas y validadas por la autoridad ambiental nacional y estarán consignadas en los permisos de descarga (Texto Unificado de Legislación Secundaria del Ministerio del Ambiente, 2014).

Tabla 4.3

Límites permisibles de descarga a un cuerpo de aguas dulce.

PARÁMETROS	EXPRESADO COMO	UNIDAD	LÍMITE MÁXIMO PERMISIBLE
Aceites y grasas	sustancias solubles en hexano	mg/L	30
Coliformes Fecales	Nmp/100 ml		10000
Demanda Bioquímica de Oxígeno (5 días)	DBO ₅	mg/L	100
Demanda Química de Oxígeno	DQO	mg/L	200
Fosforo Total	P	mg/L	10
Hierro total	Fe	mg/L	10
Nitritos + Nitratos	Expresado como Nitrógeno (N)	mg/L	10
Potencial de hidrogeno	pH	mg/L	5 - 9
Sólidos Sedimentables		mg/L	1
Sólidos Suspendedos Totales		mg/L	100
Sólidos Totales		mg/L	1600
Sulfatos	SO ₄ ⁻²	mg/L	1000
Temperatura	°C		Condición natural ± 3

Nota. Fuente: Texto Unificado de Legislación Secundaria del Ministerio del Ambiente (2014). Norma de calidad ambiental y de descarga de efluentes.

Tabla 4.4.

Composición típica de las aguas residuales domésticas.

CONSTITUYENTE	UNIDAD	CONCENTRACIÓN		
		FUERTE	MEDIA	DÉBIL
Sólidos Totales	mg/l	1200	720	350
Sólidos Disueltos Totales	mg/l	850	500	250
Sólidos Disueltos Fijos	mg/l	525	300	145
Sólidos Disueltos Volátiles	mg/l	325	200	105
Sólidos Suspendidos	mg/l	350	220	100
Sólidos Suspendidos Fijos	mg/l	75	55	20
Sólidos Suspendidos Volátiles	mg/l	275	165	80
Sólidos Sedimentables	mg/l	20	10	5
Demanda Bioquímica De Oxígeno DBO ₅	mg/l	400	220	110
Carbono Orgánico Total	mg/l	290	160	80
Demanda Química De Oxígeno DQO	mg/l	1000	500	250
NITRÓGENO Total	mg/l	85	40	20
Nitrógeno Orgánico	mg/l	35	15	8
Nitrógeno Amoniacal	mg/l	50	25	12
Nitritos	mg/l	0	0	0

		CONCENTRACIÓN		
CONSTITUYENTE	UNIDAD	FUERTE	MEDIA	DÉBIL
Nitratos	mg/l	0	0	0
Fosforo Total	mg/l	15	8	4
Fosforo Orgánico	mg/l	5	3	1
Fosforo Inorgánico	mg/l	10	5	3
Cloruros	mg/l	100	50	30
Sulfatos	mg/l	50	30	20
ALCALINIDAD (Como Co_3Ca)	mg/l	200	100	50
Aceites Y Grasas	mg/l	150	100	50
Coliformes Totales	NMP/100 ml	10^7 a 10^9	10^7 a 10^8	10^6 a 10^7
Compuestos Orgánicos Volátiles	mg/l	>400	100 a 400	<100

Nota. FUENTE: Metcalf & Eddy, Ingeniería de Aguas Residuales, Redes de Alcantarillado y Bombeo, 1995.

Mediantes estas dos tablas (4.3 y 4.4) se realiza la comparación de los parámetros correspondientes y con ello se determina las normas a cumplir.

CAPITULO V. DIMENSIONAMIENTO DE LAS ALTERNATIVAS SELECCIONADAS

5.1. CONDICIONES DEL PRESENTE TRABAJO DE INVESTIGACIÓN.

Se asumirá que se dispone del terreno suficiente para aplicar las técnicas que aquí se analizarán. Sin embargo se compararán las posibles opciones en las que se puedan determinar un menor requerimiento de áreas necesarias.

5.2. ELECCIÓN DE LAS ALTERNATIVAS.

El presente trabajo de investigación contempla el dimensionamiento de cuatro alternativas para el tratamiento de las aguas residuales domésticas caracterizadas en capítulos anteriores, para la misma población proyectada. Todos ellos cuentan con un sistema de pretratamiento que consiste en la utilización de rejillas. Las alternativas son:

Alternativa 1.-Dimensionamiento de lagunas de estabilización: Anaerobia + Facultativa + Maduración o Pulimiento.

Alternativa2.- Dimensionamiento de lagunas de estabilización: Facultativa + Maduración o Pulimiento.

Alternativa3.- Dimensionamiento de cámara séptica + campo de infiltración, por cada tres manzanas de viviendas.

Alternativa4.- Dimensionamiento de fosa séptica + pozo de absorción, por unidad de vivienda.

Estas soluciones a menudo son política y socialmente deseables, ya que en gran cantidad de aguas rurales y en poblaciones pequeñas generalmente se dispone del terreno necesario, lo que hace de estos métodos principalmente económicos.

En el presente trabajo de investigación no se analizarán las alternativas que requieran la utilización de equipos mecánicos o eléctricos, así como tratamientos avanzados, ya que este documento tiene como finalidad proponer un sistema económico y que cumpla con los parámetros mínimos de calidad de aguas residuales tratadas para ser devueltas a un cuerpo receptor.

5.3. JUSTIFICACIÓN DE LAS ALTERNATIVAS SELECCIONADAS.

- Para las alternativas 1 y 2, se tiene que el sistema de tratamiento por medio de lagunas de estabilización no necesitará elevados costos para su operación y posterior mantenimiento al ser comparado con otros sistemas de tratamiento, por ejemplo, con los de utilización de equipos de aireación mecánica o de compresores, ya que requieren de gasto de dinero en equipo mecánico y consecuentemente consumo de energía.

Estas alternativas consisten en procesos naturales o casi naturales, que pueden ser implementados con relativa facilidad en poblaciones que cuenten con áreas suficientes para su conformación.

- Para la alternativa 3, se tiene que se puede dividir el sistema de tratamiento para toda la población, en varias unidades de tratamiento de similares características, evitando con esta alternativa una concentración extensa del área para su construcción en un mismo sitio. Su aplicación

en terrenos que no cuenten con las características idóneas para la conformación de lagunas como podrían ser terrenos rocosos o inestables.

- Con la alternativa 4, se realiza la construcción de unidades individuales para cada predio a servir logrando que cada unidad de vivienda realice el tratamiento a sus aguas residuales. Esta alternativa podrá utilizarse cuando la población a servir se encuentra a largas distancias de una red de alcantarillado sanitario y resulte muy costosa la conducción de estas aguas hasta una planta de tratamiento.

Para el desarrollo de esta alternativa, se asume que cada unidad de vivienda cuenta con el espacio suficiente y necesario para la instalación de las unidades dimensionadas.

5.4. DIMENSIONAMIENTO DEL SISTEMA COMÚN DE PRETRATAMIENTO.

Para el presente trabajo de investigación se considerará un método de pre-tratamiento el cual es común para todos los métodos a aplicarse, y consiste en la utilización de un sistema de rejillas gruesas, mecanismo indispensable para remover sólidos flotantes grandes (CONAGUA, 2007).

Tabla 5.1.

Información típica para el dimensionamiento de rejillas de barras.

CARACTERÍSTICAS	LIMPIEZA MANUAL	RECOMENDACIÓN
Tamaño de la barra:		
Ancho, mm	5 – 15 mm	
Profundidad, mm	30 – 75 mm	
Separación entre barras, mm	25 – 50	No mayor a 25 mm

CARACTERÍSTICAS	LIMPIEZA MANUAL	RECOMENDACIÓN
Pendiente en relación a la vertical, grados	25 - 50	
Velocidad a través de rejas limpias, m/s	0.3 – 0.6	0.45 m/s
Perdida de carga admisible	50%	
Ángulo de inclinación, Grados	44 - 60	60°
Platinas		1" de ancho y espesor

Nota. Fuente: Fabián Yáñez Cossío. (1993). Lagunas de estabilización: teoría, diseño, evaluación y mantenimiento.

Antes de proceder al dimensionamiento de las rejas se determina el canal de entrada, y con el diámetro de tubería de 10 pulgadas (equivalente a 25 centímetros), se establece el ancho del canal.

DATOS PARA EL DISEÑO	
Ancho de canal de entrada (b)	0.25 mts
Inclinación de las rejas	45° con respecto a la vertical
Espesor de barras propuestas (S)	0.005 mts
Separación entre cada barra (e)	1" = 2.54 cm.
Velocidad a través de la reja limpia	0.30 m/s.
Velocidad a través de reja obstruida	0.60 m/s.

De acuerdo a la ecuación $Q=V.A$, se tiene:

Área efectiva

$$A_u = \frac{Q_{diseño}}{V_{reja}}$$

Dónde:

Q : Caudal máximo de aguas residuales (4.056 l/s)

V : Velocidad de la reja obstruida.

$$A_u = \frac{4.056}{0.6}$$

$$A_u = 0.007 \text{ m}^2$$

Debido a que se propone un ancho de canal de $b=0.25$ m se calcula el tirante de agua en el canal. Siendo la forma del canal de entrada rectangular se utiliza la formula básica:

$$A = b * h$$

Dónde:

A : el área del canal de entrada en metros.

B : el ancho del canal de entrada.

h : el tirante del flujo en el canal.

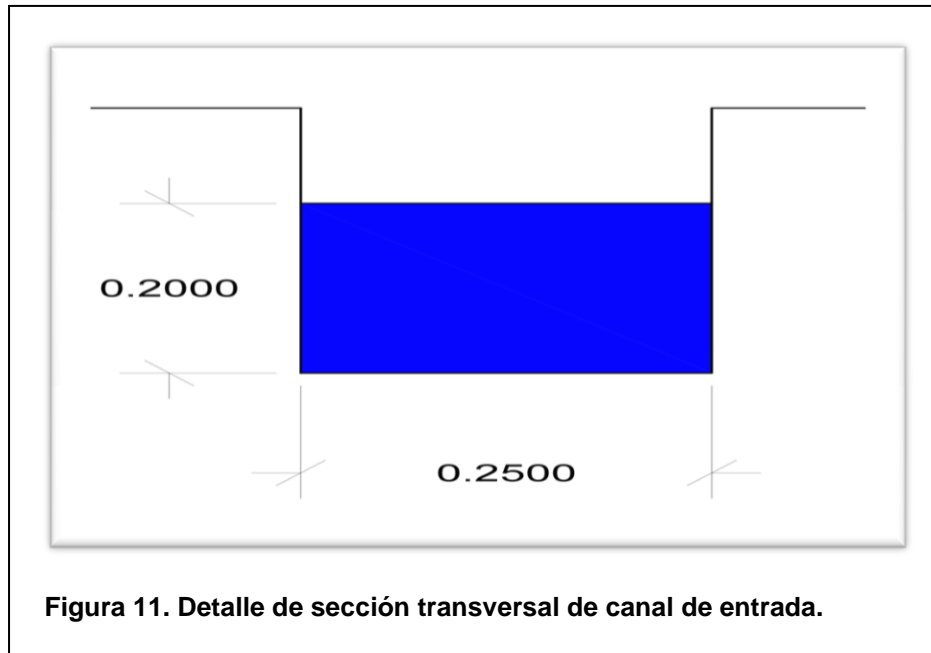
Luego despejando "h" de la ecuación anterior se obtiene:

$$h = \frac{A}{b}$$

$$h = \frac{0.007}{0.25}$$

$$h = 0.028 \rightarrow 0.10 \text{ m}$$

Con $h=10$ cm y se considerará 10 cm adicionales para que no trabaje a canal lleno. $h=10+10$; $h= 20$ cm.



5.4.1. DIMENSIONAMIENTO DE REJAS

Para realizar el dimensionamiento de la unidad de pretratamiento se debe seleccionar además del espaciamiento entre las varillas, la forma, el tamaño y el tipo de las barras a utilizar, así como también que no creen depósitos de arena que se puedan sedimentar en el fondo del canal (CONAGUA, 2007).

Para el cálculo del número de barras necesarias para la rejilla se tiene:

$$n^{\circ} = \frac{bg}{e} - 1$$
$$n^{\circ} = \frac{213}{25.4} - 1$$

$$n^{\circ} = 7.38 \rightarrow 8 \text{ barras}$$

Se usará un ancho de canal de 0.25 m y la longitud del canal de acceso no necesariamente habrá de ser calculada pero habrá de ser suficiente para dar cabida a la basura que se aglomere en las rejillas.

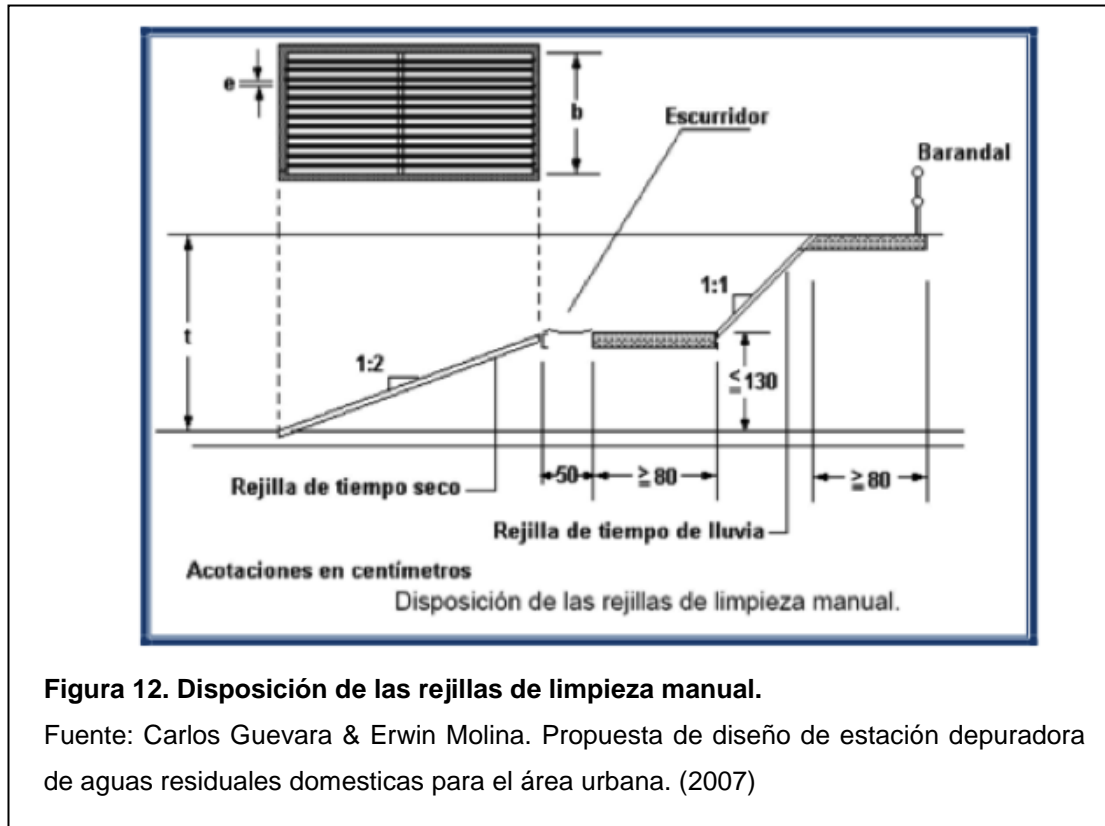


Figura 12. Disposición de las rejillas de limpieza manual.

Fuente: Carlos Guevara & Erwin Molina. Propuesta de diseño de estación depuradora de aguas residuales domesticas para el área urbana. (2007)

Calculo de la suma de las separaciones entre barras b_g

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

Dónde:

b : ancho del canal en mm

b_g : suma de separaciones entre barras, mm

e : separaciones entre barras, mm

S : espesor de barras, mm

Se despeja b_g y se obtiene:

$$250 \text{ mm} = \left(\frac{b_g}{254 \text{ mm}} - 1 \right) * (5 \text{ mm} + 254 \text{ mm}) + 254 \text{ mm}$$

$$b_g = 213.11 \text{ mm}$$

Las rejas que conforman el pretratamiento, estarán construidas con barras de acero orientadas de manera vertical, que habitualmente se encuentran

inclinadas con ángulos entre 60° a 80° sobre la horizontal, lo cual facilita su utilización (CONAGUA, 2007).

Este sistema de pretratamiento de rejillas es el más común para sistemas de lagunas pequeños. La limpieza manual de este tipo de rejilla suele ser desagradable, siendo el motivo principal de su mal funcionamiento (CONAGUA, 2007).

El uso de desarenadores no estará contemplado en este trabajo de investigación, puesto que se asume que no existe un alcantarillado combinado que pudiera aumentar la cantidad de arena.

5.5. DIMENSIONAMIENTO DEL CANAL PARSHALL

El 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 (CONAGUA, 2007):

- i. Transición de entrada.
- ii. Sección divergente.
- iii. Garganta (W).
- iv. Sección divergente.

Esencialmente el aforador es una reducción de la sección que obliga al agua a elevarse, y volver a caer hasta la elevación inicial. Por medio de muchos experimentos en los que se colocaron diferentes tamaños de aforadores y se midió el gasto y la profundidad (a la que puede llamarse elevación, nivel, tirante o carga), se observó que todos los aforadores tienen un comportamiento similar en la relación tirante contra gasto, para condiciones de descarga libre (CONAGUA, 2007).

Para la determinación de las dimensiones del canal de Parshall, en el caso de los presentes métodos de tratamientos, se tomará en cuenta que es flujo o descarga libre, para determinar el caudal, utilizando la siguiente expresión:

$$Q = K * (Ha)^n$$

Dónde:

Q : es el gasto, para condiciones de descarga libre.

Ha : es la profundidad del agua en una ubicación determinada del aforador.

K y n: Son valores diferentes para cada tamaño del aforador.

Tabla 5.2.

Determinación del ancho W de la Parshall en función del caudal.

Ancho W	LÍMITES DE CAUDAL (l/s)	
	Q Mínimo	Q Máximo
1"	0.28	5.67
2"	0.57	14.15
3"	0.85	28.31
6"	1.42	110.44
9"	2.58	252.00
12"	3.11	455.90
18"	4.24	696.50
24"	11.90	937.30
36"	17.27	1427.20
48"	36.81	1922.70
60"	45.31	2424.00
72"	73.62	2931.00

Nota. Fuente: Romero Rojas. (2008). Tratamiento de aguas residuales.

De acuerdo a la Tabla 5.2 en función del caudal se obtiene $Q = 3.24$ l/s se tiene que: $W = 1''$

Luego, usando $W = 1''$ se utiliza como parámetro de entrada a la siguiente tabla en el cual se presenta dimensiones típicas de canaletas Parshall para su dimensionamiento:

Tabla 5.3.

Dimensiones típicas de Medidores Parshall en, cm.

W	(Cm)	A	B	C	D	E	F	G	K	N
1"	2.5	36.6	35.6	9.3	16.8	22.9	7.6	20.3	1.9	2.9
3"	7.6	46.6	45.7	17.8	25.9	38.1	15.2	30.5	2.5	5.7
6"	15.2	62.1	61.0	39.4	40.3	45.7	30.5	61.0	7.6	11.4
9"	22.9	88.0	86.4	38.0	57.5	61.0	61.0	45.7	7.6	22.9
1'	30.5	137.2	134.4	61.0	84.5	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
1 _{1/2} '	45.7	144.9	142.0	76.2	102.6	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
2'	61.0	152.5	149.6	91.5	120.7	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
3'	91.5	167.7	164.5	122.0	157.2	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
4'	122.0	183.0	179.5	152.2	193.8	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
5'	152.5	198.3	194.1	183.0	230.3	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
6'	183.0	213.5	209.0	213.5	266.7	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
7'	213.5	228.8	224.0	244.0	303.0	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
8'	244.0	244.0	239.2	274.5	340.0	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
10'	305.0	274.5	427.0	366.0	475.9	122.0	91.5	183.0	15.3	34.3

Nota. Fuente: Azevedo & Álvarez, (1976). Manual de hidráulica.

Los valores de la tabla anterior corresponden a las siguientes dimensiones de la canaleta (Azevedo & Álvarez, 1976):

W: Tamaño de la garganta.

A: longitud de la pared lateral de la sección convergente.

B: Longitud axial de la sección convergente.

C: Ancho del extremo de aguas debajo de la canaleta.

D: Ancho del extremo de aguas arriba de la canaleta.

E: Profundidad de la canaleta.

F: Longitud de la garganta.

G: Longitud de la sección divergente.

K: Diferencia de nivel entre el punto más bajo de la canaleta y la cresta.

N: Profundidad de la depresión en la garganta debajo de la cresta.

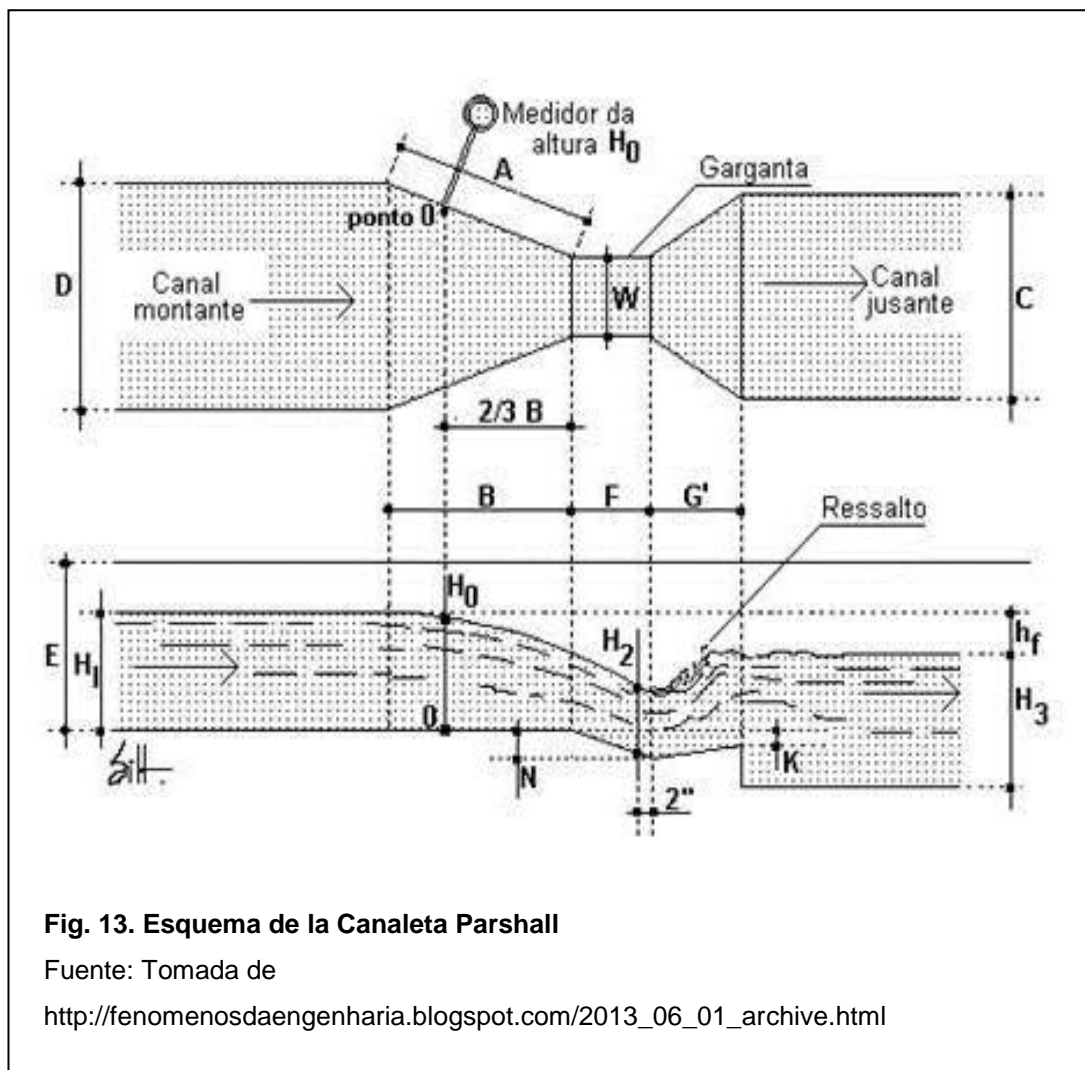


Fig. 13. Esquema de la Canaleta Parshall

Fuente: Tomada de

http://fenomenosdaengenharia.blogspot.com/2013_06_01_archive.html

De acuerdo a la Tabla 5.2 y Tabla 5.3, se tienen los siguientes valores:

Tabla 5.4.

Dimensiones del canal Parshall.

Exponente: n	1.53		
Coefficiente: k	0.54		
Long. paredes sección convergente	A	36.6	cm
Longitud sección convergente	B	35.6	cm
Ancho de la salida	C	9.3	cm
Ancho entrada sección convergente	D	16.8	cm
Profundidad total	E	22.9	cm
Longitud de la garganta	F	7.6	cm
Longitud de la sección divergente	G'	20.3	cm
Long. Paredes sección divergente	K'	1.9	cm
Diferencia de elevación entre salida y cresta	N	2.9	cm

CAPITULO VI

PROCEDIMIENTO PARA EL DIMENSIONAMIENTO

6.1. ALTERNATIVA 1.- Laguna Anaerobia + Facultativa + Pulimiento o Maduración.

Esta alternativa consiste en el dimensionamiento de una laguna anaerobia que funcione como método primario para el tratamiento de las aguas residuales, el dimensionamiento de una laguna facultativa que complete el tratamiento y una de pulimiento para la eliminación de los coliformes fecales.

A.- LAGUNA ANAEROBIA.

Dado que el presente trabajo de investigación no analiza una población en particular, se asumirán valores propuestos por Metcalf & Eddy (Tabla 4.4) para valores de DBO₅; así como otros parámetros característicos de la región costa. Estos son:

Tabla 6.1

Datos de diseño para la laguna anaerobia.

PARÁMETROS	VALORES	OBSERVACIONES
Población servida	2920 habitantes	
Caudal de agua residual	280.32 m ³ /día	
DBO del afluente So.	220 mg/L	Tabla 4.4 Composición Típica De Las Aguas Residuales
Concentración de SST	220 mg/L	Tabla 4.4 Composición Típica De Las Aguas Residuales
Temperatura de la laguna	20.17°C	
Coliformes fecales.	1.57E7NMP/100ml	

PARÁMETROS	VALORES	OBSERVACIONES
Eficiencia de remoción de la DBO ₅ en lagunas anaerobias.	35%	Tabla 3.5
Eficiencia de remoción de la SST en lagunas anaerobias.	60%	Tabla 3.5
Profundidad útil de la laguna	4.0 m	Tabla 3.6
Acumulación de lodos en la unidad	0.04 m ³ /hab.año	
Aporte per cápita de DBO	40.0 g DBO	

SOLUCIÓN:

Para el diseño de lagunas anaerobias se siguen los pasos que se describen a continuación y constan en el Ejemplo 1, presentado como anexo:

En primer lugar para estimar la carga volumétrica, expresada en gDBO₅/m³.día, se aplica la ecuación de Mara y Pearson (en CONAGUA 2007).

$$C_v = 20 * T - 100$$

Dónde:

C_v : carga volumétrica en, g DBO/m³.d

T : temperatura de la laguna, en °C.

$$C_v = 303.4 g \frac{DBO_5}{m^3 \cdot d}$$

$$100 < \lambda v \leq 400$$

OK

Para un correcto diseño Yáñez (1993) recomienda, que la carga volumétrica debe estar en un rango entre 100 a 400 g DBO/m³.día, se debe mantener la carga sobre los 100 g DBO/m³.día para mantener condiciones anaeróbicas, y menos que 400 g DBO/m³.día para de esta manera evitar malos olores.

En vista a que la carga volumétrica se encuentra entre los parámetros ya establecidos, se puede realizar el diseño para el uso de laguna anaerobia.

Como paso siguiente, se realiza el cálculo del volumen de la laguna sin acumulación de lodos, a partir de la expresión:

$$V_1 = \frac{S_i * Q}{C_v}$$

Dónde:

V_1 : volumen de la laguna sin acumulación de lodos, m³

S_i : concentración inicial de DBO en el afluente, mg/l

Q :caudal promedio, m³/d

C_v : carga volumétrica de DBO, g /m³.d

$$V_1 = \frac{220 * 280.32}{303.4}$$

$$V_1 = 203.26 \text{ m}^3$$

Según la Tabla 3.6 para lagunas anaerobias, se recomiendan alturas entre los 3.0 y 5.0 metros, y para el desarrollo del presente ejemplo se adoptará una altura de 4.0 m.

Además se deberá considerar un volumen de acumulación de lodos para la población proyectada a los 20 años, y para esto se considera un volumen de 40 l/hab.d.

$$V_2 = 40 * \frac{2920}{1000}$$

$$V_2 = 116.80 \text{ m}^3$$

Con los volúmenes parciales se tiene el volumen total de la laguna anaerobia.

$$V_T = 203.26 + 116.8$$

$$V_T = 320.06 \text{ m}^3$$

Además se deberá considerar una altura adicional para la acumulación de los sólidos de 0.76 metros recomendados en CONAGUA (2007). Obteniendo así la nueva área total de:

$$A_T = \frac{\text{Volumen}}{h}$$

$$A_T = 67.24 \text{ m}^2$$

Teniendo en cuenta el área, las dimensiones de la laguna anaerobia se hayan proponiendo una relación largo/ancho = 2:

$$\text{Área} = L \times W$$

$$W = \sqrt{\frac{A}{X}}$$

Se tiene:

Largo L = 6.0 m

Ancho W = 12.0 m

Profundidad h = 4.76 m

Se determina el periodo de retención sin lodo en la laguna y se procede a comprobar según Yáñez (1993) en Tabla 3.5.

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

$$T_r = \frac{203.26}{280.32}$$

$$T_r = 1 \text{ dia}$$

Luego, asumiendo la eficiencia del sistema en un 35% para la remoción de la DBO, siguiendo las recomendaciones de Yáñez (1993), en la Tabla 3.5, se tiene la concentración de DBO en el efluente:

$$DBO_5 \text{ en el efluente} = 143.0 \text{ mg/l}$$

Para propósitos del presente trabajo de investigación, se asume que la cantidad de coliformes fecales que elimina la laguna anaerobia como tratamiento primario, es nula.

Y para la remoción de los sólidos suspendidos totales (SST), se tiene un porcentaje del 60% para lagunas anaerobias primarias (en Tabla 3.5):

$$SST \text{ en el efluente} = 88.0 \text{ mg/l}$$

La mejor forma para diseñar las lagunas primarias es disponerlas en dos módulos en paralelo, pudiendo de esta manera realizar operaciones de limpieza y mantenimiento sin interrumpir su funcionamiento.

Tabla 6.2

Resumen de valores de diseño para la laguna anaerobia.

PARÁMETROS	VALORES	
Carga Volumétrica, Cv	303.4	g DBO/m ³ .d
Volumen de la laguna, V	320.06	metros ³
Área de la laguna	67.24	m ²
Relación largo/ancho	2.00	
Profundidad media, h	4.76	metros
Ancho, W	6.00	metros
Largo, L	12.00	metros
Tiempo de retención, d	1	días
DBO total,	143.00	mg/l
SST,	88.00	mg/l
Coliformes fecales efluente,	1.5E7	NMP/100 ml

B.- LAGUNA FACULTATIVA

El propósito de una laguna facultativa como tratamiento secundario, es el de eliminar los sólidos de gran tamaño que no fueron removidos en la laguna primaria, además de la reducción de los coliformes fecales presentes.

Antes de proceder al diseño de la laguna facultativa, se verifica la carga máxima que se puede aplicar a una laguna facultativa sin que se torne anaeróbica, y se estima de la siguiente manera (Yáñez, 1993):

$$Cs = 250 \times 1.085^{T-20}$$

Dónde:

CS : carga superficial máxima del sistema en, Kg DBO/ ha.d

T : temperatura de la laguna en °C.

$$CSm = 250 \times 1.085^{20.17-20}$$

$$= 253.49 \text{ Kg DBO/ ha.d}$$

Una vez realizados los cálculos del primer tratamiento (laguna anaerobia), se analizan las principales características y los datos para los cálculos de una laguna facultativa descritos a continuación:

Para la remoción de DBO, se utiliza la siguiente correlación de carga para una laguna facultativa secundaria

$$Csr = -0.8 + 0.765 * Cs$$

Dónde:

Csr : Carga superficial removida

Cs : Carga superficial aplicada a la laguna.

$$Csr = 193.12 \frac{\text{Kg}}{\text{ha.d}}$$

Luego se realiza el cálculo para obtener el área de la laguna facultativa mediante la siguiente expresión:

$$A = \frac{S_i * Q}{CS_a}$$

$$A = 0.158 \text{ hectareas.}$$

En las lagunas facultativas, se recomienda una profundidad de 1.2 a 2.0 metros (en Tabla 3.6) para mantener condiciones aeróbicas en el primer metro de profundidad y tener espacio por abajo para la acumulación de lodos. La profundidad recomendada y asumida para el diseño es 2.00 metros, y se tiene el volumen de la laguna:

$$V = W * L * h$$

Dónde:

- V : Volumen de la laguna en, m³
W : Ancho de laguna en, m
L : Largo de laguna en, m
h : Altura de diseño asumida en, metros (m)

$$V = 3162.69 \text{ m}^3$$

De igual manera que en las lagunas anaerobias, se fija una relación de largo/ancho, que será de por lo menos 2/1 y preferiblemente 3/1 para modelar el flujo de pistón. Se asume una relación largo/ancho igual a 3.

$$\frac{L}{X} = X = \frac{\text{largo}}{\text{ancho}} = 3$$

$$W = \sqrt{\frac{A}{X}}$$

Dónde:

- L : Longitud de la laguna en, metros (m).
X : Relación largo/ ancho de laguna asumido.
W : Ancho de laguna en, metros (m)

$$W = 23.0 \text{ m}$$

$$L = 69.0 \text{ m}$$

El tiempo de retención T_r , se calcula a partir de la evaporación neta

$$T_r = \frac{2 * A * h}{(2 * Q) - (0.001) * A * e}$$

Dónde:

T_r : Tiempo de retención en, días

A : Área de laguna en, hectáreas (ha)

h : Altura de diseño asumida en, metros (m)

$Q_{\text{diseño}}$: Caudal de diseño en, m^3/d

e : Tasa de evaporación neta, 4.09 mm/d

$$T_r = 11 \text{ d} \geq 5 \text{ días}$$

(OK)

Para la remoción de coliformes fecales. En primer lugar se determina la constante de remoción a partir de

$$K_{CF} = 0.84 * 1.07^{T-20}$$

$$K_{CF} = 0.85 \frac{1}{d}$$

La concentración de coliformes fecales presentes a la salida de la laguna facultativa, está dada por la siguiente ecuación. Yánez 1993 (en CONAGUA, 2007):

Calculo de factor de dispersión (d)

$$d = \frac{X}{-0.26118 + 0.25392 * X + 1.01460 * X^2}$$

Dónde:

d : coeficiente de dispersión (adimensional)

X : Relación largo/ ancho de laguna asumido.

$$d = \frac{3}{-0.26118 + 0.25392 * 3 + 1.01460 * 3^2}$$

$$d = 0.31$$

Calculo de la constante "a":

$$a = \sqrt{(1 + 4 * k_{cf} * Tr * d)}$$

Dónde:

K_{CF} : coeficiente de mortalidad neto de coliformes fecales

Tr : Tiempo de retención en, días

d : coeficiente de dispersión (adimensional)

$$a = 3.62$$

Y ya con los valores de "a" y "d" se deduce la cantidad de coliformes fecales en el efluente, N

$$N = \frac{N_0 * 4 * a * e^{\left(\frac{1-a}{2d}\right)}}{(1 + a)^2}$$

$$N_e = 2.73 \times 10^4 \text{ NMP/100ml}$$

Con la altura asumida se verifica que la carga superficial de diseño se encuentre en un rango entre 56 a 200 Kg DBO/ha.d. (Yáñez, 1993).

$$C_{sa} = 285.7 * d * (1.085)^{T-35}$$

Para un correcto diseño se recomienda que la carga volumétrica debe estar en un rango entre 56 a 200 Kg DBO/ha.día. (Yáñez Cossío, 1993),

$$C_{sa} = 170.4 \text{ Kg} \frac{\text{DBO}}{\text{ha. d}}$$

OK

Con los valores calculados, se obtiene la concentración de DBO₅ en el efluente por:

$$DBO_5 = 1000 * \frac{(C_{se} - C_{sr}) * A}{Q_{diseño}}$$

$$DBO_5 = 34.06 \frac{\text{mg}}{\text{l}}$$

En lagunas facultativas secundarias la remoción de SST, se considera de manera teórica una reducción del 90% y con esto se tiene:

$$SST_e = 8.8 \text{ mg/l}$$

La acumulación de lodos en el fondo de una laguna facultativa puede afectar su funcionamiento, disminuyendo el volumen y por lo tanto el tiempo de retención hidráulica. Para evitar este problema, se deberá construir por lo menos dos lagunas en paralelo para poder secar y remover los lodos de una laguna mientras se mantiene en operación la otra.

Tabla 6.3

Resumen de valores de diseño para cada laguna facultativa.

PARÁMETROS	VALORES	
Carga orgánica superficial,	253.49	kg DBO / ha.d
Carga removida en la laguna,	193.12	kg DBO / ha.d
Tiempo de retención, t	11	días
Área de la laguna	1587.000	m ²
Profundidad media, h	2.00	metros
Volumen de la laguna, V	3174	metros cúbicos
Relación largo/ancho	3	
Ancho, W	23.0	metros
Largo, L	69.0	metros
Tiempo de retención, d	11	kg DBO/ha.d
DBO total,	34.06	mg/l
SST,	8.80	mg/l
Coliformes fecales efluente,	2.73E+04	NMP/100 ml

C.- LAGUNA DE PULIMIENTO

Para el dimensionamiento de la laguna de pulimiento se considerará un tiempo de retención de 9 días y una altura de 1.2 m, a partir de la Tabla 3.6 y con los datos de cálculo de descarga de la laguna facultativa se tiene:

Tabla 6.4

Datos de diseño para laguna de pulimiento (tratamiento secundario).

PARÁMETROS	VALORES CALCULADOS
Tiempo de retención	9días
Altura de la laguna	1.20 m
Caudal de aguas residuales	280.32 m ³ /d
Concentración de DBO ₅ , So.	34.06mg/l
Coliformes fecales CFi	2.86 x 10 ⁴
Temperatura de la laguna, según Yánez 1993. Ecuación 3.14	24.17 °C

Debido a la baja concentración de DBO₅ que ingresa a la laguna de pulimiento, no será necesaria la utilización de dos lagunas para su dimensionamiento.

En primer lugar, se calcula el área de la laguna por medio de:

$$Am = \frac{Q * Tr}{h}$$

$$Am = 0.21 \text{ ha}$$

Para evitar costos por motivo de la construcción de muros para las lagunas, se tomara como ancho de la laguna el mismo de la laguna facultativa.

$$A = L * W$$

Con un ancho de W=23.0 metros, se tiene que L = 91.4 m, que redondeando los decimales se tiene:

$$W = 23.0 \text{ m}$$

$$L = 91.0 \text{ m}$$

Dados estos resultado se tiene la relación largo/ancho de la laguna, que servirá como referencia para el cálculo de la remoción de coliformes fecales.

$$\frac{L}{X} = X = \frac{\text{largo}}{\text{ancho}} = 4$$

Tomando en consideración la profundidad de 1.2 m, de acuerdo a lo expresado, se tiene el volumen de la laguna de pulimiento por:

$$V = A * h$$

$$V = 2522.88 \text{ m}^3$$

Revisando la carga sobre la laguna de pulimento para evitar sobrecarga:

$$CS = \frac{Si * Q}{A}$$

$$Cs = 45.41 \text{ Kg DBO/ha.d}$$

Para la remoción de DBO, se utiliza la siguiente correlación de carga.

$$Csr = -0.8 + 0.765 * Cs$$

Dónde:

Csr : Carga superficial removida

Cs : Carga superficial aplicada a la laguna.

$$Csr = 32.12 \frac{\text{Kg}}{\text{ha.d}}$$

Remoción de coliformes fecales y DBO

La concentración de coliformes fecales a la salida de la laguna facultativa, se da por la siguiente expresión. Yáñez 1993 (en CONAGUA, 2007):

Constante de remoción de coliformes fecales:

$$k_{CF} = 0.84(1.07)^{22.5-20}$$

$$k_{CF} = 1.11 d^{-1}$$

Calculo de factor de dispersión (d)

$$d = \frac{X}{-0.26118 + 0.25392 * X + 1.01460 * X^2}$$

Dónde:

d : coeficiente de dispersión (adimensional)

X : Relación largo/ ancho de laguna asumido.

$$d = \frac{4}{-0.26118 + 0.25392 * 4 + 1.01460 * 4^2}$$

$$d = 0.24$$

Calculo de la constante "a":

$$a = \sqrt{(1 + 4 * k_{cf} * Tr * d)}$$

$$a = 3.24$$

Con los valores de "a" y "d" se calcula la cantidad de coliformes fecales en el

efluente, N:

$$N = \frac{N_0 * 4 * a * e^{\left(\frac{1-a}{2a}\right)}}{(1 + a)^2}$$

$$N_e = 255 \text{ NMP}/100\text{ml}$$

Con los valores calculados, se obtiene la concentración de DBO₅ en el efluente

$$DBO_5 = 9.97 \frac{\text{mg}}{\text{l}}$$

En lagunas de maduración la remoción de SST, se considera de manera teórica una reducción del 25% y con esto se tiene:

$$SST_e = 6.6 \text{ mg/l}$$

Tabla 6.5

Resumen de diseño de la laguna de maduración con el método de Yáñez.

PARÁMETROS	VALORES	
Carga orgánica superficial,	45.41	kg DBO / ha.d
Carga removida en la laguna,	32.12	kg DBO / ha.d
Tiempo de retención, t	9.00	días
Área de la laguna	2102.40	m ²
Profundidad media, h	1.20	metros
Volumen de la laguna, V	2522.88	m ³
Relación largo/ancho	4	
Ancho, W	23.0	metros
Largo, L	91.4	metros
Tiempo de retención, d	9	kg DBO/ha.d

PARÁMETROS	VALORES	
DBO total,	9.97	mg/l
SST,	6.60	mg/l
Coliformes fecales efluente,	2.55E+01	NMP/100 ml

RESULTADOS DEL DISEÑO

En la tabla que se muestra a continuación, se resumen las principales características y parámetros empleados para el diseño del sistema de tratamiento de las aguas residuales domésticas, considerando un periodo de vida útil del proyecto de 20 años.

Tabla 6.6

Resumen del método 1 diseño de la sistema de tratamiento con el método de Yáñez.

PARÁMETROS	ANAEROBIA	FACULTATIVA	PULIMIENTO
Numero	1	1	1
Ancho, m	6	23	23
Largo, m	12	69	91
Profundidad, m	4.76	2.00	1.20
Área neta, m ²	67.24	1587.00	2093.00
Volumen, m ³	320.06	3174.00	2511.60
Tiempo de retención, d	1	11	9.00
DBO total, mg/l	143	34.06	9.97
SST, mg/l	88.00	8.80	6.60
Coliformes fecales efluente, NMP/100ml	1.5E+07	2.73E+04	2.55E+2

6.2. ALTERNATIVA 2.- Laguna Facultativa + Pulimiento o Maduración.

A.- LAGUNA FACULTATIVA

DATOS FÍSICOS PARA EL DISEÑO

La tabla 6.7 muestra los datos de diseño establecido en las secciones anteriores, utilizando las ecuaciones y métodos de Yáñez (en CONAGUA 2007). Y para la presente comparación de alternativas se utilizará una concentración media obtenida de la tabla 3.6.

Tabla 6.7

Datos de diseño para el sistema de laguna facultativa (tratamiento primario).

PARÁMETROS	VALORES CALCULADOS
Población servida	2920 habitantes
Caudal de diseño, Q	3.24 L/s (280 m ³ /d)
Concentración de DBO, Si	220 mg/L
Concentración de SST, Xv	220 mg/L
Coliformes fecales CFi	1.5 x 10 ⁷
Temperatura de la laguna, según Yáñez 1993. Ecuación 3.14	20.17 °C
Coeficiente de velocidad de remoción de DBO ₅ de la laguna facultativa primaria *K _b = 1.1(1.07) ^{T-20}	0.99 día ⁻¹
Tasa de evaporación neta (e)	4.09 mm/d

Nota: *Fabián Yáñez (1993).

Utilizando las ecuaciones y métodos de Yáñez (en CONAGUA 2007). Se tiene:

Procedimiento para el diseño de una laguna facultativa.

Se determina la carga superficial de diseño mediante:

$$C_s = 250 * (1.085)^{T-20}$$

Dónde:

C_s : Carga de diseño en, Kg DBO/ha.d

T : Temperatura de la laguna en, °C

$$C_s = 253.49 \frac{kg\ DBO}{ha.\ d}$$

Para la carga removida del sistema, se utiliza la siguiente correlación de carga

$$C_{sr} = 0.8063 * C_s + 7.67$$

Se obtiene el área de laguna facultativa.

$$A = \frac{S_i * Q}{CSa}$$

$$A = 0.243\ hectareas$$

Se considera una altura de 2.0 metros, según Tabla 3.6 y se calcula el volumen de la laguna

$$V = A * h$$

Dónde:

- V : Volumen de la laguna en, m^3
 A : Área de laguna en, hectáreas (ha)
 h : Altura de diseño asumida en, metros (m)

$$V = 4865.68 m^3$$

Se procede al dimensionamiento de la laguna adoptando una relación largo/ancho de 3

$$\frac{L}{X} = X = \frac{\text{largo}}{\text{ancho}} = 3$$

Dónde:

- L : Longitud de la laguna en, metros (m).
 X : Relación largo/ ancho de laguna asumido.

$$W = \sqrt{\frac{A}{X}}$$

W : Ancho de laguna en, metros (m)

$$W = 29.0 m$$

$$L = 87.0 m$$

El tiempo de retención Tr , se calcula a partir de la expresión

$$Tr = \frac{2 * A * h}{(2 * Q) - (0.001) * A * e}$$

Dónde:

- Tr : Tiempo de retención en, días
A : Área de laguna en, hectáreas (ha)
h : Altura de diseño asumida en, metros (m)
Q_{diseño} : Caudal de diseño en, m³/d
e : Tasa de evaporación neta, 4.09 mm/d

$$Tr = 18 d \geq 5 \text{ días}$$

(OK)

Concentración de coliformes fecales y DBO

La concentración de coliformes fecales a la salida de la laguna facultativa, está dada por la siguiente ecuación. Yánez 1993 (en CONAGUA, 2007):

$$K_{CF} = 0.841 * (1.07)^{T-20}$$

$$K_{CF} = 0.85 d^{-1}$$

Calculo de factor de dispersión (d)

$$d = \frac{X}{-0.26118 + 0.25392 * X + 1.01460 * X^2}$$

Dónde:

- d : coeficiente de dispersión (adimensional)
X : Relación largo/ ancho de laguna asumido.

$$d = \frac{3}{-0.26118 + 0.25392 * 3 + 1.01460 * 3^2}$$

$$d = 0.31$$

Calculo de la constante "a":

$$a = \sqrt{(1 + 4 * k_{cf} * Tr * d)}$$

Dónde:

K_{CF} : coeficiente de mortalidad neto de coliformes fecales

Tr : Tiempo de retención en, días

d : coeficiente de dispersión (adimensional)

$$a = 4.442$$

Luego con los valores calculados de "a" "d" y "e", se calcula la cantidad de coliformes fecales en el efluente, N

$$N = \frac{N_0 * 4 * a * e^{\left(\frac{1-a}{2d}\right)}}{(1 + a)^2}$$

$$N_e = 3.75 \times 10^3 \text{ NMP/100ml}$$

Con la altura asumida se verifica que la carga superficial de diseño se encuentre en un rango entre 56 a 200 Kg DBO/ha.d. (Yáñez, 1993).

$$C_{sa} = 285.7 * d * (1.085)^{T-35}$$

Para un correcto diseño se recomienda que la carga volumétrica debe estar en un rango entre 56 a 200 Kg DBO/ha.día. (Yáñez, 1993),

$$C_{sa} = 170.4 \text{ Kg} \frac{\text{DBO}}{\text{ha.d}}$$

OK

Con los valores calculados, se obtiene la concentración de DBO_5 en el efluente

$$DBO_5 = 35.96 \frac{mg}{l}$$

En lagunas facultativas primarias la remoción de SST, se considera de manera teórica una reducción del 75% y con esto se tiene:

$$SST_e = 55.0 \text{ mg/l}$$

La acumulación de lodos en el fondo de una laguna facultativa puede afectar su funcionamiento, disminuyendo el volumen y por lo tanto el tiempo de retención hidráulica. Para evitar este problema, se deberá construir por lo menos dos lagunas en paralelo para poder secar y remover los lodos de una laguna mientras se mantiene en operación la otra.

Tabla 6.8

Resumen de diseño de la laguna facultativa (tratamiento primario) con el método de Yáñez.

PARÁMETROS	VALORES CALCULADOS	
Carga orgánica superficial,	253.49	kg DBO / ha.d
Carga removida en la laguna,	212.06	kg DBO / ha.d
Tiempo de retención, t	18	días
Área de la laguna	0.252	hectáreas
Profundidad media, h	2.00	metros
Volumen de la laguna, V	5046	metros cúbicos
Relación largo/ancho	3	
Ancho, W	29.0	metros
Largo, L	87.0	metros

B.- LAGUNA DE PULIMIENTO (TRATAMIENTO SECUNDARIO)

Para el dimensionamiento de la laguna de pulimiento se considerará un tiempo de retención de 10 días y una altura de 0.5 m, a partir de la Tabla 3.6 y con los datos de cálculo de descarga de la laguna facultativa primaria se tiene:

Tabla 6.9

Datos de diseño para laguna de pulimiento (tratamiento secundario).

PARÁMETROS	VALORES CALCULADOS
Tiempo de retención	10 días
Altura de la laguna	0.80 m
Caudal de aguas residuales	280.32 m ³ /d
Concentración de DBO, Si	35.96 mg/L
Concentración de SST, Xv	55.0 mg/L
Coliformes fecales CFi	3.75 x 10 ³
Temperatura en la laguna, según Yáñez 1993. Ecuación 3.14	22.17 °C

Procedimiento de diseño para la laguna de pulimiento o maduración.

Se calcula el área de la laguna por medio de:

$$Am = \frac{Q * Tr}{h}$$

$$Am = 0.35 \text{ hectareas}$$

Asumiendo una relación largo/ancho de 2 se obtiene

$$\frac{L}{X} = X = \frac{\text{largo}}{\text{ancho}} = 2$$

De donde:

$$W = \sqrt{\frac{A}{X}}$$

$$W = 42.0 \text{ m}$$

$$L = 84.0 \text{ m}$$

Se considera una profundidad de 0.8 m, de acuerdo a lo expresado, y con ello el volumen de la laguna de pulimento es:

$$V = A * h$$

$$V = 2822.40 \text{ m}^3$$

Se procede a revisar la carga sobre la laguna de pulimento con la finalidad de evitar una sobrecarga:

$$CS = \frac{Si * Q}{A}$$

$$Cs = 28.77 \text{ Kg DBO/ha.d}$$

Para la remoción de DBO, se utiliza la siguiente correlación de carga.

$$Csr = -0.8 + 0.765 * Cs$$

Dónde:

Csr : Carga superficial removida

Cs : Carga superficial aplicada a la laguna.

$$Csr = 20.06 \frac{\text{Kg}}{\text{ha.d}}$$

Con el tiempo de remoción asumido, se procede al cálculo de la remoción de coliformes fecales y DBO

Constante de remoción de coliformes fecales:

$$k_{CF} = 0.841(1.07)^{22.5-20}$$

$$k_{CF} = 0.97 \text{ d}^{-1}$$

La concentración de coliformes fecales a la salida de la laguna facultativa, está dada por la siguiente ecuación. Yáñez 1993 (en CONAGUA, 2007):

Calculo de factor de dispersión (d)

$$d = \frac{X}{-0.26118 + 0.25392 * X + 1.01460 * X^2}$$

Dónde:

d : coeficiente de dispersión (adimensional)

X : Relación largo/ ancho de laguna asumido.

$$d = \frac{2}{-0.26118 + 0.25392 * 2 + 1.01460 * 2^2}$$

$$d = 0.46$$

Calculo de la constante "a":

$$a = \sqrt{(1 + 4 * k_{cf} * Tr * d)}$$

$$a = 4.37$$

Con los valores de “a” y “d” se calcula la cantidad de coliformes fecales en el efluente, N

$$N = \frac{N_0 * 4 * a * e^{\left(\frac{1-a}{2d}\right)}}{(1 + a)^2}$$

$$N_e = 13.8 \text{ NMP}/100\text{ml}$$

Con los valores calculados, se obtiene la concentración de DBO_5 en el efluente

$$DBO_5 = 10.89 \frac{mg}{l}$$

En lagunas de maduración la remoción de SST, se considera de manera teórica una reducción del 25% y con esto se tiene:

$$SST_e = 41.3 \text{ mg/l}$$

Tabla 6.10

Resumen de diseño de la laguna de maduración con el método de Yáñez

PARÁMETROS	VALORES CALCULADOS	
Carga orgánica superficial,	28.77	kg DBO / ha.d
Carga removida en la laguna,	20.06	kg DBO / ha.d
Tiempo de retención, t	10.00	días
Área de la laguna	0.353	hectáreas
Profundidad media, h	0.80	metros
Volumen de la laguna, V	2822	metros cúbicos
Relación largo/ancho	2	
Ancho, W	42.0	metros
Largo, L	84.0	metros

RESULTADOS DEL DISEÑO

En la tabla que se muestra a continuación, se resumen las principales características y parámetros empleados para el diseño del sistema de tratamiento de las aguas residuales domésticas, considerando un periodo de vida útil del proyecto de 20 años.

Tabla 6.11

Resumen de la Alternativa 2 con el método de Yánez.

PARÁMETROS	FACULTATIVA	PULIMIENTO
Numero	1.00	1.00
Ancho, m	29.00	42.00
Largo, m	87.00	84.00
Profundidad, m	2.00	0.80
Área neta, ha	0.25	0.35
Volumen, m ³	5046.00	2822.40
Tiempo de retención, d	17.67	10.00
DBO total, mg/l	35.96	10.89
SST, mg/l	55.00	41.25
Coliformes fecales efluente, NMP/100 ml	3.75E3	1.38E+01

6.3. MÉTODO 3.- TANQUE SÉPTICO + CAMPO DE INFILTRACIÓN.

A.- DISEÑO DEL TANQUE SÉPTICO

Dado que su uso es para poblaciones limitadas, 350 Habitantes (según UNATSABAR, 2003), en el presente trabajo de investigación se harán los cálculos correspondientes a 288 habitantes ajustados a 48 predios o unidades de vivienda, de manera que para un total de 2.920 habitantes se necesitará la construcción de once sistemas de tratamiento con las características siguientes:

Para proceder con el diseño del tanque séptico la Unidad de Apoyo Técnico al Saneamiento Básico del Área Rural (UNATSABAR, 2003) indica que es necesario determinar algunos aspectos que se indican a continuación:

Tabla 6.12

Datos de diseño para laguna de pulimiento (tratamiento secundario).

PARÁMETROS	DATOS PARA DISEÑO
Población de diseño	288 habitantes
Dotación de agua potable	120 l/hab.d
Volumen de lodos: Sierra 50 l/hab.año Costa 40 l/hab.año	Adoptado para el ejemplo 40 l/hab/año
Intervalo para limpieza	$2 < N < 5$
Densidad del lodo	1.04 Kg/l
Carga de sólidos	50 g/ha.d

Se comprueba que el caudal de diseño se encuentre dentro del parámetro establecido, esto es $30.0 \text{ m}^3/\text{d}$ (en UNATSABAR, 2003).

$$Q_{\text{diseño}} = \frac{P * D * 80\%}{86400}$$

$$Q_{\text{diseño}} = 0.32 \text{ l/s}$$

$$Q_{\text{diseño}} = 27.46 \text{ m}^3/\text{d}$$

Una vez que se ha verificado el cumplimiento a la norma de diseño se procede al dimensionamiento:

Tiempo de retención hidráulica del volumen de sedimentación por medio de:

$$Tr = 1.5 - 0.3 * \log(P * q)$$

Dónde:

Tr = Tiempo promedio de retención hidráulica en días.

P = Población servida.

q = Caudal de aporte unitario de aguas residuales en litros/ (habitante-día).

$$q = 120 * 0.80 = 96 \text{ l/hab.día}$$

$$Tr = 1.5 - 0.3 * \log(288 * 96)$$

$$Tr = 0.17 \text{ días}$$

Volumen de sedimentación:

$$Vs = 10^{-3} * (P * q) * Tr$$

Dónde:

V_s = Volumen de sedimentación en m^3

$$V_s = 10^{-3} * \left(288 \text{ hab} * 96 \frac{\text{lt}}{\text{hab} * \text{dia}} \right) * 0.17 \text{ dias}$$

$$V_s = 4.63 \text{ m}^3$$

Volumen de lodos producidos:

Es la cantidad de lodos producidos por habitante y por año, dependerá de la temperatura ambiental y de la descarga de residuos de cocina. Se recomienda considerar:

REGION COSTA 40 litros/habitante-año

En caso de las aguas residuales grises (lavaderos, lavaplatos u otros aparatos sanitarios similares), donde exista el riesgo de poder introducir al sistema una cantidad bastante alta de grasa que pueda afectar el normal funcionamiento del método elegido para tratar las aguas residuales.

Volumen de almacenamiento de lodos. (Universidad de Sonora, 2009):

$$V_d = G \times P \times N \times 10^{-3}$$

Dónde:

V_d = Volumen de almacenamiento de lodos en m^3

G = Cantidad de lodos producidos (40 l/hab.año)

N = Intervalo de limpieza o retiro de lodos en años ($2 < N < 5$)

$$V_d = 40 * 288 * 2 * 10^{-3}$$

$$Vd = 23.04 \text{ m}^3$$

Calculo para el largo de tanque

$$L = f * W$$

Donde:

f = relación de dimensiones y se asumirá de acuerdo a: $2 < L/S < 5$

W = Ancho del tanque asumido.

Asumiendo un ancho de tanque **W = 2.5 metros** y una relación largo ancho igual a 3 reemplazando:

$$L = 3 * 2.5$$

$$L = 7.5 \text{ m}$$

Área superficial del tanque a partir de la expresión

$$A = W * L$$

$$A = 2.5 * 7.5$$

$$A = 18.75 \text{ m}^2$$

Profundidad libre de espuma sumergida:

Es la distancia entre la superficie inferior de la capa de espuma y el nivel inferior de la Tee de salida del dispositivo de salida del tanque séptico, debe tener un valor mínimo de 0,10 m. (según UNATSABAR, 2003).

Altura de sedimentación

$$h_s = \frac{V_s}{A}$$
$$h_s = \frac{4.63}{18.75}$$

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

Altura de almacenamiento

$$h_d = \frac{V_d}{A}$$
$$h_d = \frac{23.04}{18.75}$$

$$h_d = 1.23 \text{ m}$$

Altura máxima de natas:

$$h_n = \frac{V_n}{A}$$

Dónde:

h_n = expresada en metros (m)

V_n = Volumen de natas, se asume 0.7 m^3

A = Área superficial del tanque séptico en m^2

$$h_n = \frac{0.7}{18.75}$$

$$h_n = 0.04 \text{ m}$$

Una vez definidas las alturas correspondientes, se tiene la altura neta del tanque y la altura total del tanque, esta última es la sumatoria de la altura neta más una altura libre de seguridad de 0.30 m.

Profundidad neta del tanque:

Es la suma de las profundidades de sedimentación, natas, almacenamiento y de lodos.

$$H_{neta} = h_s + h_d + h_n$$

$$H_{neta} = 0.25 + 1.23 + 0.04$$

$$H_{neta} = 1.83$$

$$**H_{neta} = 1.55 m**$$

Altura total del tanque séptico:

$$H_{total} = H_{neta} + h_o$$

$$H_{total} = 1.51 + 0.3$$

$$**H_{total} = 1.90**$$

Largo del primer compartimiento L_1

$$L_1 = 2 * W$$

$$L_1 = 5.0 m.$$

Largo del segundo compartimiento L_2

$$L_2 = W$$

$$L_2 = 2.5 \text{ m.}$$

Con estos cálculos se obtienen las dimensiones finales de un tanque séptico como tratamiento primario, que abastecerá a los 288 habitantes, siendo esta población adoptada debido al requerimiento para tanques sépticos en UNATSABAR (2003).

Largo : 7.50 m

Ancho : 2.50 m

Alto : 1.90 m

Y para la población total proyectada en el presente trabajo de investigación (2920 habitantes), se tendrá que construir 11 tanques sépticos de similares características.

Habitualmente el método de tratamiento de aguas residuales a través de un tanque séptico como tratamiento primario, va seguido de un tratamiento por medio de zanjas y/o pozos de infiltración que son expresados a continuación:

B.- DISEÑO DEL CAMPO DE INFILTRACIÓN

a. Cálculo del flujo o gasto de agua residual a tratar, (Q)

Para el cálculo de caudal de agua residual generada, se considera la dotación de agua potable por habitante por día, la cual es de 120 l/hab/d, para el presente ejemplo; el número de habitantes a servir (h) y un coeficiente de aportación (Ca), que puede variar de 0.70 a 0.80, y se lo

señala en la siguiente ecuación:

$$Q = D * h * Ca * 10^{-3}$$

Donde:

Q: gasto o caudal de agua a tratar, (m³/d)

D: dotación de agua potable per cápita, 120 l/hab/d

h: número de personas a servir, (habitantes)

Ca: coeficiente de aportación, (%)

$$Q = 27.65 \text{ m}^3/\text{d}$$

b. Carga hidráulica aplicada (q_a), por metro de zanja de infiltración o lixiviación capilar.

q_a: Carga aplicada de agua en zanjas, 0.10 m³/d-m de zanja

c. Calculo de la longitud (L) requerida de la zanja de infiltración o lixiviación capilar.

Esta longitud se calcula dividiendo el caudal a tratar entre la carga aplicada por metro de zanja y multiplicando por dos (2), como se observa en la expresión:

$$L = \frac{Q}{q_a} * 2$$

Donde:

L: largo de la zanja (m)

Q: caudal de agua a tratar, (m³/d)

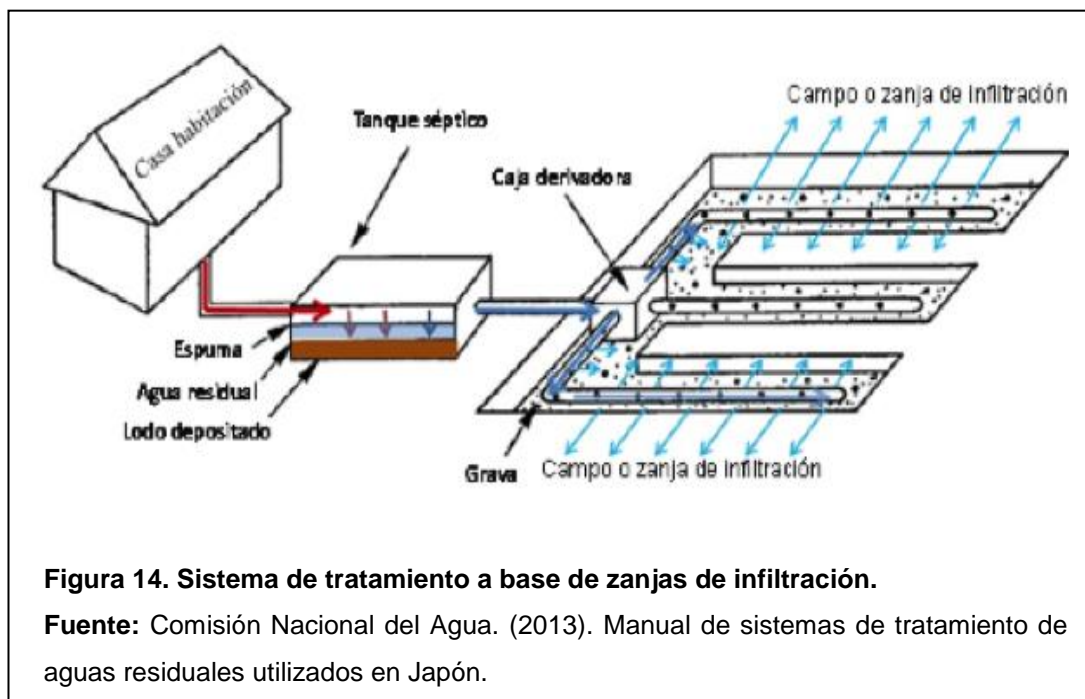
q_a: Carga aplicada de agua en zanjas, 0.10 m³/d-m de zanja

$$L = 553 \text{ m}$$

La afectación del valor constante 2, es para que se realicen dos zanjas de infiltración para el mismo caudal a tratar, obteniendo de esta manera un uso alternado de las zanjas, pudiendo de esta manera contrarrestar la obstrucción que pudiera producirse (prevenir y reparar obstrucciones).

Este procedimiento previo da como resultado que se necesitarán 553 metros de zanjas de infiltración de ancho igual a 0.50 m y alto de 0.60 m, según lo recomendado.

Asumiendo una la longitud máxima permitida de 30 metros para cada zanja, se tiene que se deberá construir 18 zanjas, de ancho y longitud similares, para tratar las aguas residuales provenientes del tanque séptico.



Para la instalación de las zanjas, es importante la selección del sitio, porque es de gran importancia evitar (Comisión Nacional del Agua, 2013):

- Sitios someros
- Sitios donde se estanca el agua superficial

- Sitios con sombra y que tienen mucha humedad
- Sitios con nivel alto de agua subterránea (nivel freático).

Los elementos que integran este proceso son:

a) Ancho y profundidad de zanjas

Y para motivos de su construcción, de acuerdo a las recomendaciones en Comisión Nacional del Agua (2013), se recomiendan valores mínimos de ancho y profundidad para las zanjas de infiltración, teniendo así: ancho de zanja de infiltración “ $W= 0.30 - 0.50$ m” y una profundidad de $0.50 - 0.70$ m. La longitud no debe ser mayor de 30 m.

b) Canal de distribución con membrana.

La película de sellado se coloca en el fondo de la zanja para bloquear la infiltración del agua por la acción de gravedad. Para la instalación de esta geomembrana es necesario que la compactación de la base del terreno sea lo más uniforme posible, evitando que la película plástica no se curve ni hacia adentro o hacia afuera.

c) Instalación de tubería y material de relleno.

Se deberá colocar una tubería de alimentación y distribución de agua residual de material PVC resistente y sin conexiones, a nivel y con pendiente cero. El extremo opuesto y más lejano de la tubería deberá ser sellado con una tapa ciega o mortero.

El material de relleno deberá colocarse en capas: en primer lugar luego de conformarse y compactarse la zanja con la geomembrana, se deberá colocar una capa con arena con 10 a 15 cm de altura a todo lo largo de la zanja, luego se colocará una capa granular de 25 cm de espesor encima de la

arena, la colocación deberá ser hecha a mano, ya que encima de esta capara granular ira colocada la tubería de distribución de agua residual. Luego como parte final se rellenara con una última capa granular de un espesor total de 25 cm, asegurándose que la superficie de la capa de grava tenga forma de montículo cóncavo.

Se debe cubrir la zanja con una malla de material plástico de polietileno de alta densidad de 1 a 2 mm de claro, y ya con esto se puede llenar la zanja con suelo local.

RESULTADOS DEL DISEÑO

En concordancia con lo ya definido, de acuerdo al número de habitantes a servir, resulta que se deberá ejecutar o construir 11 unidades de tanques sépticos y de igual manera 11 unidades de campos de infiltración con iguales características, tal y como se indica en la siguiente Tabla.

Tabla 6.13

Resumen de la Alternativa 3 con el método de la UNATSABAR, (2003).

	CÁMARA SÉPTICA	CAMPO DE INFILTRACIÓN
ANCHO	2.50	0.50
LARGO	7.50	30.00
ALTO	1.90	0.60
NUMERO DE UNIDADES	11	198

6.4. ALTERNATIVA 4.- FOSA SÉPTICA + POZO DE ABSORCIÓN.

Para el dimensionamiento del foso séptico de esta alternativa, se seguirá el procedimiento similar que el usado para la Alternativa 3, en el capítulo 6.2, con la diferencia del anterior que en este ejemplo se planteará que se instale cada sistema de tratamiento por unidad de vivienda.

A.- DISEÑO DEL FOSO SÉPTICO

Se estimará una cantidad de seis (6) habitantes por vivienda para realizar los cálculos correspondientes. Para proceder con el diseño, la Unidad de Apoyo Técnico al Saneamiento Básico del Área Rural (UNATSABAR, 2003) indica que es necesario determinar algunos aspectos que se indican a continuación:

Tabla 6.14

Datos de diseño para laguna de pulimiento (tratamiento secundario).

PARÁMETROS	DATOS PARA DISEÑO
Población de diseño (< 350 hab.)	6 habitantes
Dotación de agua potable	120 l/hab.d
Volumen de lodos: Sierra 50 l/hab.año Costa 40 l/hab.año	Adoptado para el ejemplo 40 l/hab/año
Intervalo para limpieza	$2 < N < 5$
Densidad del lodo	1.04 Kg/l
Carga de sólidos	50 g/ha.d

Se comprueba que el caudal de diseño se encuentre dentro del parámetro establecido (UNATSABAR, 2003):

$$Q_{diseño} = \frac{P * D * 80\%}{86400}$$

$$Q_{diseño} = 0.01 \text{ l/s}$$

$$Q_{diseño} = 0.6 \text{ m}^3/\text{d}$$

Una vez que se ha verificado el cumplimiento a la norma de diseño se procede al dimensionamiento:

Tiempo de retención hidráulica del volumen de sedimentación por medio de:

$$Tr = 1.5 - 0.3 * \log(P * q)$$

Dónde:

Tr = Tiempo promedio de retención hidráulica en días.

P = Población servida.

q = Caudal de aporte unitario de aguas residuales en litros/ (habitante-día).

$$q = 120 * 0.80 = 96 \text{ l/hab.día}$$

$$Tr = 1.5 - 0.3 * \log(300 * 96)$$

$$Tr = 0.67 \text{ días}$$

Volumen de sedimentación:

$$Vs = 10^{-3} * (P * q) * Tr$$

Dónde:

V_s = Volumen de sedimentación en m^3

$$V_s = 10^{-3} * \left(288 \text{ hab} * 96 \frac{\text{lt}}{\text{hab} * \text{dia}} \right) * 0.17 \text{ dias}$$

$$V_s = 0.39 \text{ m}^3$$

Volumen de lodos producidos:

Es la cantidad de lodos producidos por habitante y por año, dependerá de la temperatura ambiental y de la descarga de residuos de cocina. Se recomienda considerar:

REGION COSTA 40 litros/habitante-año

En caso de las aguas residuales grises (lavaderos, lavaplatos u otros aparatos sanitarios similares), donde exista el riesgo de poder introducir al sistema una cantidad bastante alta de grasa que pueda afectar el normal funcionamiento del método elegido para tratar las aguas residuales.

Volumen de almacenamiento de lodos (Universidad de Sonora, 2009):

$$V_d = G \times P \times N \times 70 \times 10^{-3}$$

Dónde:

V_d = Volumen de almacenamiento de lodos en m^3

G = Cantidad de lodos producidos considerar 40 l/hab.año

N = Intervalo de limpieza o retiro de lodos en años ($2 < N < 5$)

$$V_d = 0.48 \text{ m}^3$$

Calculo para el largo de tanque

$$L = f * W$$

Donde:

f = relación de dimensiones y se asumirá de acuerdo a: $2 < L/S < 5$

W = Ancho del tanque asumido.

Asumiendo un ancho de tanque $W = 1.0$ metros y una relación largo ancho igual a 2 reemplazando:

$$L = 2.0 \text{ m}$$

Área superficial del tanque a partir de la expresión

$$A = W * L$$

$$A = 2.00 \text{ m}^2$$

Profundidad libre de espuma sumergida:

Es la distancia entre la superficie inferior de la capa de espuma y el nivel inferior de la Tee de salida del dispositivo de salida del tanque séptico, debe tener un valor mínimo de 0,10 m. (según UNATSABAR, 2003).

Altura de sedimentación

$$h_s = \frac{V_s}{A}$$

$$h_s = 0.19 \text{ m}$$

Altura de almacenamiento

$$hd = \frac{Vd}{A}$$

$$hd = 0.24 \text{ m}$$

Altura máxima de natas:

$$hn = \frac{Vn}{A}$$

Dónde:

hn = expresada en metros (m)

Vn = Volumen de natas, se asume 0.7 m^3

A = Área superficial del tanque séptico en m^2

$$hn = 0.35 \text{ m}$$

Una vez definidas las alturas correspondientes, se tiene la altura neta del tanque y la altura total del tanque, esta última es la sumatoria de la altura neta más una altura libre de seguridad de 0.30 m.

Profundidad neta del tanque:

Es la suma de las profundidades de sedimentación, natas, almacenamiento y de lodos.

$$H_{neta} = h_s + h_d + h_n$$

$$H_{neta} = 0.8 \text{ m}$$

Altura total del tanque séptico:

$$H_{total} = H_{neta} + h_o$$

$$H \text{ total} = 1.10$$

Largo del primer compartimiento L_1

$$L_1 = L * 70\%$$

$$L_1 = 1.4 \text{ m.}$$

Largo del segundo compartimiento L_2

$$L_2 = L * 30\%$$

$$L_2 = 0.6 \text{ m.}$$

Con estos cálculos se obtienen las dimensiones finales de un tanque séptico como tratamiento primario, que abastecerá a los 6 habitantes por vivienda. Y para la población total proyectada en el presente trabajo de investigación (2920 habitantes), se tendrá que construir 487 soluciones de similares características. En la Tabla 6.16 se resumen las características del método.

Tabla 6.15

Datos del dimensionamiento de la cámara séptica.

	CÁMARA SÉPTICA	
ANCHO	1.00	Metros
LARGO	2.00	Metros
ALTO	1.90	Metros
NUMERO DE UNIDADES	487	

B.- DISEÑO DE POZO DE ABSORCIÓN

Se recomienda la utilización de este método de tratamiento, cuando no se cuente con el área suficiente para la utilización de un campo de infiltración, o cuando el suelo donde serán dispuestas las aguas residuales sea impermeable dentro del primer metro de profundidad, existiendo estratos que favorecen a la infiltración de los líquidos (UNATSABAR, 2003).

Siguiendo las recomendaciones de la UNATSABAR (2003), para el dimensionamiento de los pozos de absorción, se asume un diámetro superior a 1.0 m para el pozo.

Calculo del área del pozo.

$$A_p = \frac{\pi * d^2}{4}$$

$$A_p = 1.77 \text{ m}^2$$

Luego, la superficie de infiltración necesaria se tiene a partir de

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

Dónde:

A: superficie de absorción necesaria en m^2

Ts: Tasa de infiltración en $\text{m}^3/\text{m}^2/\text{día}$

$$Az = 10.09 \text{ m}^2$$

Profundidad del pozo.

$$y = \frac{Az}{\pi * d}$$

$$y = 5.71 \text{ m}$$

Tabla 6.16

Datos del dimensionamiento del pozo de absorción.

	POZO DE ABSORCIÓN	
DIÁMETRO	1.50	Metros
ALTO	5.75	Metros
NUMERO DE UNIDADES	487	

CAPITULO VII

CANTIDADES Y COSTOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LAS ALTERNATIVAS DIMENSIONADAS

Para la evaluación económica de cada una de las alternativas de tratamiento de aguas residuales, se emplearán los precios unitarios referenciales obtenidos de la revista de la cámara de la construcción del año 2014 y de proveedores locales para los costos de la geomembrana a utilizar.

Se asignará un costo estimado para la adquisición del terreno necesario para la instalación del sistema de tratamiento propuesto en las tres primeras alternativas del presente trabajo de investigación.

Para efecto de tener una idea más clara de los costos que representa el tratar las aguas residuales domésticas, se estimó un valor aproximado por persona para la construcción de un sistema de alcantarillado sanitario correspondiente a la población servir.

Uno de los problemas que pudieran presentar la utilización del método de las lagunas, es la permeabilidad de los suelos sobre los que serán construidas, ya que podrían generar significativos impactos en las aguas subterráneas.

Son indispensables para la implantación de estas alternativas, estudios sobre: accesibilidad, topografía y geología del terreno. Y según estas recomendaciones para el desarrollo de los métodos seleccionados y que se presentan en el presente trabajo de investigación, se asumirán las características del terreno donde serán construidos, considerando que, el espacio físico sobre el cual serán desarrolladas las lagunas es de forma regular y contiene características físicas que permiten su utilización para la conformación de los muros de las lagunas.

7.1. COSTO DE LA UNIDAD DE PRE TRATAMIENTO

Los costos en esta unidad de tratamiento están relacionados con la instalación de una rejilla de desbaste de acero inoxidable de (0.25*0.25 m) y 25 mm de abertura entre rejas, que permitirán la retención de sólidos que pudieran ser piedras, plásticos, trapos, etc. La unidad está conformada por dos tamices de acero inoxidable con medidas de (0.98*0.80 m), el primero posee aberturas de 4 mm, y el segundo con aberturas de 2 mm (Peralta, Yungan, Ramírez & Ernesto, 1999)

Para la instalación de esta unidad de tratamiento será necesario construir un canal del agua proveniente de las viviendas el cual se conectara con la laguna anaerobia primaria, facultativa o cámara séptica, según sea el caso. El costo total de la estructura de pre tratamiento es de USD \$ 1.500,00. Esta unidad será la misma para los tres primeros métodos.

7.2. COSTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA ALTERNATIVA 1

El rubro que genera mayor costo en esta unidad está relacionado con la instalación de un sistema de alcantarillado sanitario, que pueda conducir las aguas residuales hacia el sistema de tratamiento a emplearse. El alquiler de maquinaria para el movimiento de tierra y para la conformación de las lagunas anaerobia, facultativa y de maduración es en segundo lugar los que generan costos.

Esta alternativa está compuesta por: una unidad de laguna anaerobia como tratamiento primario, una laguna facultativa que funcionará como tratamiento secundario, y la utilización de una laguna de pulimiento para la eliminación de los coliformes fecales que el tratamiento secundario no alcanza a remover. Como se indica en el marco teórico, es recomendable la

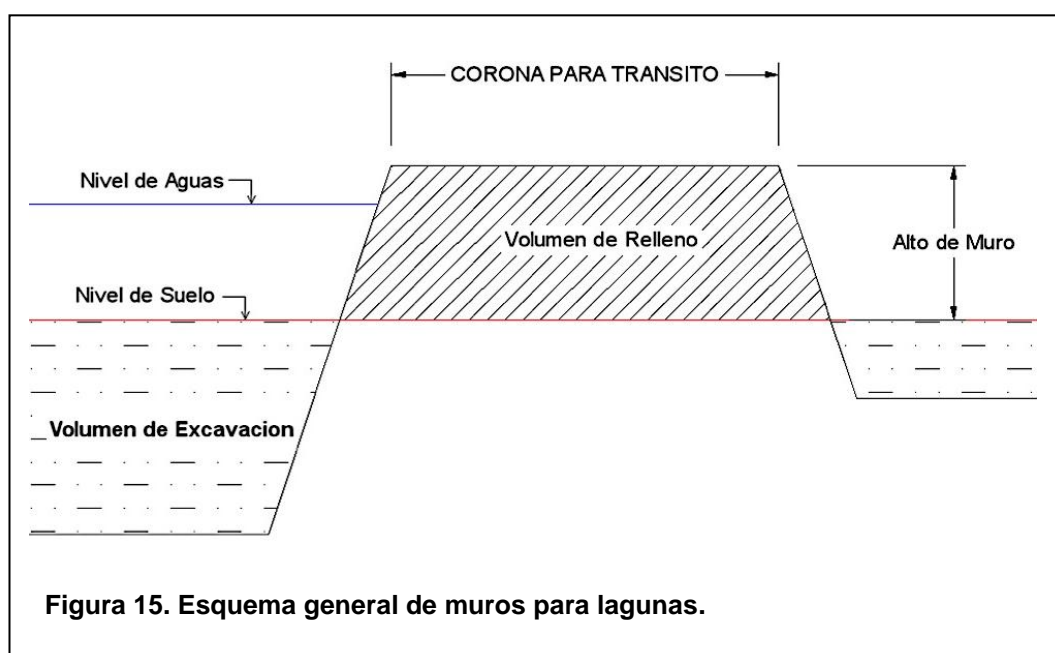
construcción de dos unidades de tratamiento en paralelo que pueda ayudar a las labores de operación y mantenimiento.

Con este método, se logra alcanzar las características necesarias para que las aguas residuales tratadas, sean dispuestas a un cuerpo receptor de agua dulce.

CALCULO DEL MOVIMIENTO DE TIERRA

Las lagunas debe ser lo más regular posible, evitando las formas angulares que puedan provocar zonas muertas con sedimentaciones preferenciales, así como también se considerará la formación de caminos que permitan su acceso tanto por su perímetro como el acceso hasta el fondo de cada laguna.

La figura 15 representa un esquema general de los muros de las lagunas y en la Tabla 7.3, se resumen las medidas importantes de los muros, a partir de los cuales se ha definido la cantidad de material a va a ser utilizado para la conformación de las lagunas.



Generalmente la corona de los muros no son menores a 3 metros, ya que esta debe ajustarse a las necesidades de tránsito para las labores de operación y mantenimiento de las lagunas, conviene ser generoso en la selección del ancho para evitar accidentes, durante y después de la construcción (CONAGUA, 2007)

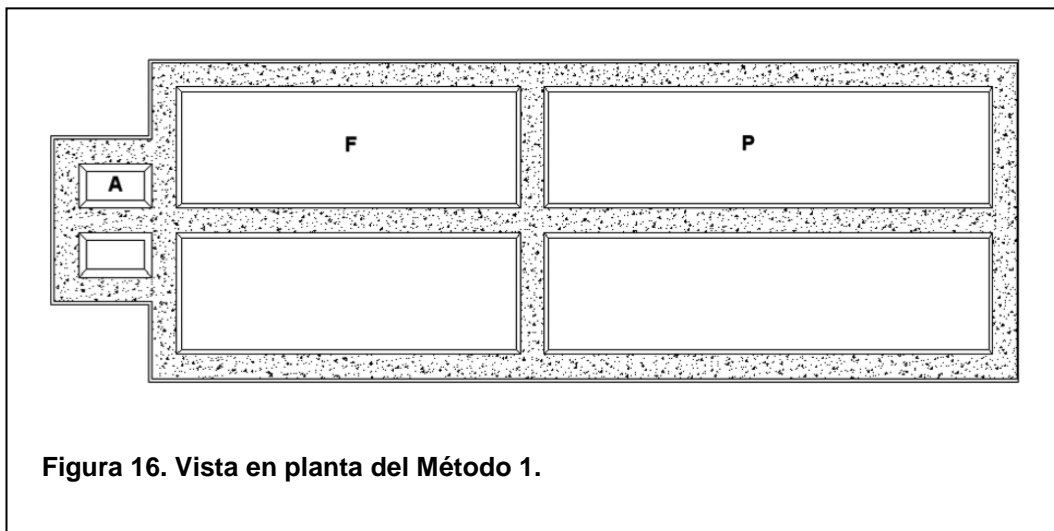


Figura 17. Proceso de impermeabilización en lagunas

Fuente: Engineering construction technology company. ENCOTEC 2008.

Tabla 7.1.

Volúmenes de conformación y compactación de los muros para las lagunas.

Muro	Largo	Corona	Altura	Pendiente Interior	Área	Volumen
1	6.00	5.00	2.00	1:3	11.33	67.98
2	23.00	5.00	2.00	1:3	11.33	260.59
3	23.00	5.00	1.50	1:3	8.25	189.75
4	23.00	5.00	1.00	1:3	5.34	122.71
5	12.00	5.00	2.00	1:3	11.33	135.96
6	12.00	5.00	2.00	1:3	11.33	135.96
7	69.00	5.00	1.50	1:3	8.25	569.25
8	69.00	5.00	1.50	1:3	8.25	569.25
9	91.00	5.00	1.00	1:3	5.34	485.49
10	91.00	5.00	1.00	1:3	5.34	485.49
11	6.00	5.00	2.00	1:3	11.33	67.98
12	23.00	5.00	2.00	1:3	11.33	260.59
13	23.00	5.00	1.50	1:3	8.25	189.75
14	23.00	5.00	1.00	1:3	5.34	122.71
15	12.00	5.00	2.00	1:3	11.33	135.96
16	69.00	5.00	1.50	1:3	8.25	569.25
17	91.00	5.00	1.00	1:3	5.34	485.49

Con estas características se tiene que el volumen necesario para la conformación y la compactación de los diques de las lagunas con material del sitio, es de 4854.14m³.

Para efecto de cálculo del volumen de excavación, se asumió como nivel de terreno o cota de suelo +0.00 y la cota de proyecto para cada una de las lagunas está dada por:

Laguna Anaerobia : - 2.76 m
Laguna Facultativa : - 1.00 m
Laguna de Pulimiento : - 0.70 m

Tabla 7.2.

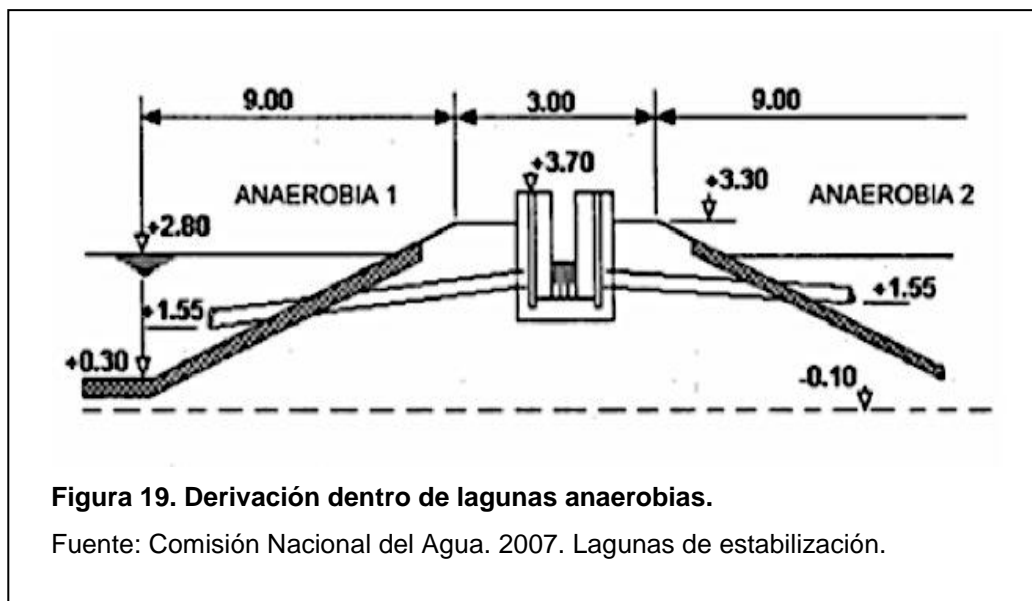
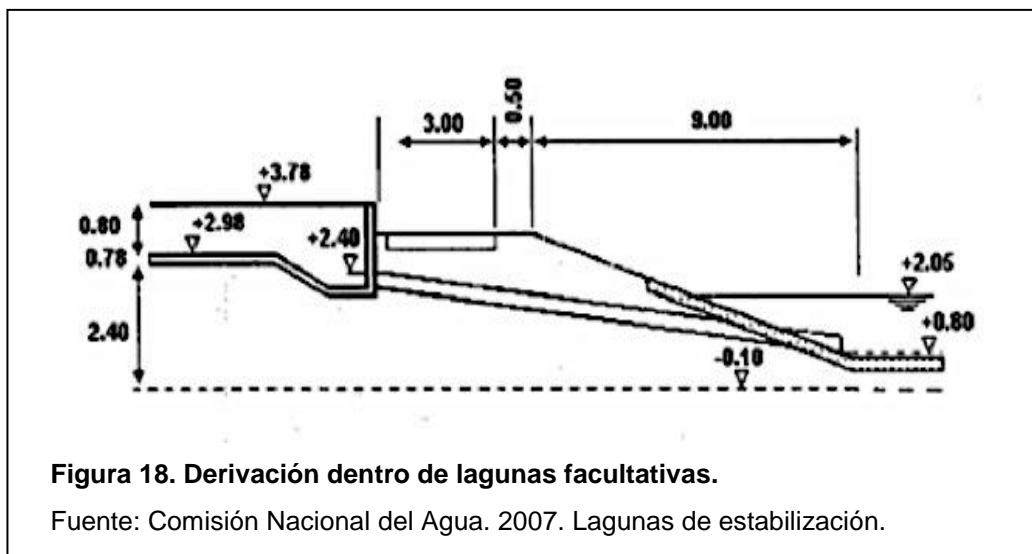
Volúmenes de excavación para la conformación de las lagunas.

Tipo de Laguna	Ancho	Largo	Alto	Área	Volumen
Anaerobia	12.00	6.00	2.76	35.66	213.96
Facultativa	69.00	23.00	1.00	69.34	1594.71
Pulimiento	91.00	23.00	0.70	63.86	1468.88
Anaerobia Paralelo	12.00	6.00	2.76	35.66	213.96
Facultativa Paralela	69.00	23.00	1.00	69.34	1594.71
Pulimiento Paralela	91.00	23.00	0.70	63.86	1468.88

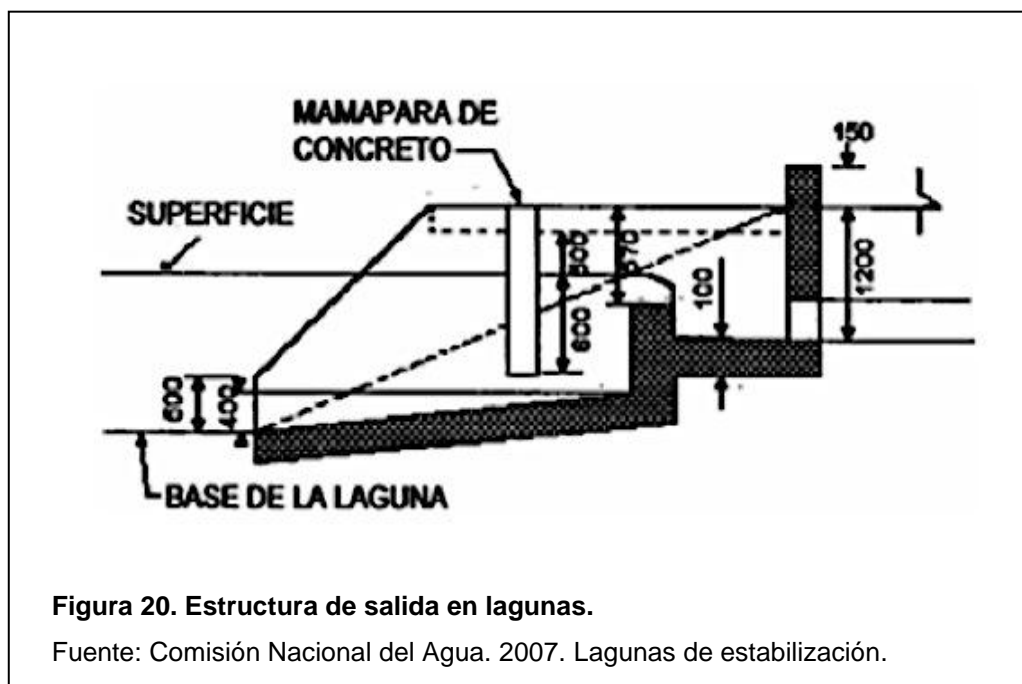
Mediante los valores obtenidos en la tabla 6.3, se tiene que el volumen a excavar para la conformación de las lagunas es 6555.09 m³, y asumiendo que este material producto de la excavación, tiene las características de calidad adecuadas, se lo utilizará en la conformación de los taludes, dando como resultado un valor de material sobrante de 1700.95 m³, esta cantidad de material será afectada por un factor de aumento, producto del esponjamiento del material al ser retirado de su estado natural (20%) dando así 2041.14 m³ que será necesario desalojar.

Las lagunas cuentan con varias obras auxiliares que permiten un adecuado funcionamiento de sus unidades, como obras de entrada, obras de salida, interconexiones hidráulicas, etc.

Con respecto a las obras de entrada, se recomienda la utilización de múltiples entradas puesto que permiten alcanzar una mejor distribución hidráulica y como efecto una mejor operación.



Las estructuras de salida, deberán estar ubicadas lo más alejado posible de la estructura de entrada y a su vez deberá estar por debajo del nivel del agua que está fluyendo (CONAGUA, 2007)



COSTO TOTAL DE LA ALTERNATIVA 1

Tabla 7.3.

Resumen de las unidades del sistema con costos para su construcción.

UNIDAD DEL SISTEMA	COSTO
PRE TRATAMIENTO	US\$ 1,500.00
RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO	US\$ 876,600.00
ADQUISICIÓN DE TERRENO PARA LAGUNAS	US\$ 11,439.81
SISTEMA DE TRATAMIENTO	US\$ 132,996.86
COSTO TOTAL DE ALTERNATIVA 1	US\$ 1'022,536.67

7.3. COSTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA ALTERNATIVA 2

Para el cálculo de las cantidades correspondientes a esta alternativa, se siguen los procedimientos del capítulo 7.2.

CALCULO DEL MOVIMIENTO DE TIERRA

La figura 21, representa una vista general en planta de los muros que conforman las lagunas y en la Tabla 7.4, se resumen las medidas importantes de los muros, a partir de los cuales se ha definido la cantidad de material a ser utilizado para la conformación de las lagunas.

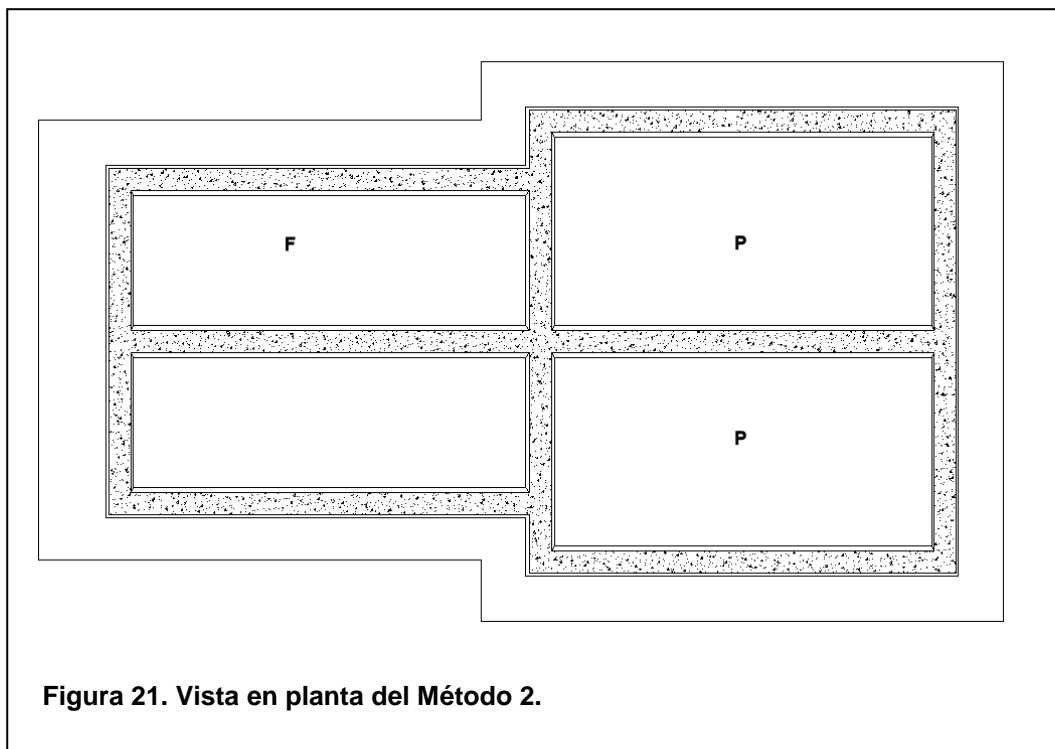


Tabla 7.4.

Volúmenes de conformación y compactación de los muros para las lagunas.

Muro	Largo	Corona	Altura	Pendiente Interior	Área	Volumen
1	29.00	5.00	1.60	1:3	8.86	256.82
2	42.00	5.00	1.60	1:3	8.86	371.95
3	42.00	5.00	1.10	1:3	5.90	247.86
4	87.00	5.00	1.60	1:3	8.86	770.47
5	84.00	5.00	1.60	1:3	8.86	770.47
6	29.00	5.00	1.10	1:3	5.90	495.73
7	42.00	5.00	1.10	1:3	5.90	495.73
8	29.00	5.00	1.60	1:3	8.86	256.82
9	42.00	5.00	1.60	1:3	8.86	371.95
10	42.00	5.00	1.10	1:3	5.90	247.86
11	87.00	5.00	1.60	1:3	8.86	770.47
12	84.00	5.00	1.10	1:3	5.90	495.73

Con estas características se tiene que el volumen necesario para la conformación y la compactación de los diques de las lagunas con material del sitio, es de 5551.87 m³.

Para efecto de cálculo del volumen de excavación, se asumió como nivel de terreno o cota de suelo +0.00 y la cota de proyecto para cada una de las lagunas está dada por:

Laguna Facultativa : - 0.90 m

Laguna de Pulimiento : - 0.20 m

Tabla 7.5.

Volúmenes de excavación para la conformación de las lagunas.

Tipo de Laguna	Ancho	Largo	Alto	Área	Volumen
Facultativa	87.00	29.00	0.90	78.56	2278.14
Pulimiento	84.00	42.00	0.20	16.81	706.15
Facultativa Paralela	87.00	29.00	0.90	78.56	2278.14
Pulimiento Paralela	84.00	42.00	0.20	16.81	706.15

Mediante estos resultados, se tiene que el volumen a excavar para la conformación de las lagunas es 5968.57 m³, y asumiendo que este material producto de la excavación, tiene las características de calidad adecuadas, se lo utilizará en la conformación de los taludes, dando como resultado un valor de material sobrante de 416.70 m³, afectado por un factor de esponjamiento del material al ser retirado de su estado natural (20%) dando así 500.04 m³ que será necesario desalojar.

COSTO TOTAL DE LA ALTERNATIVA 2

Tabla 7.6.

Resumen de las unidades del sistema con costos para su construcción.

UNIDAD DEL SISTEMA	COSTO
PRE TRATAMIENTO	US\$ 1,500.00
RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO	US\$ 876,600.00
ADQUISICIÓN DE TERRENO PARA LAGUNAS	US\$ 14,443.36
SISTEMA DE TRATAMIENTO	US\$ 155,965.89
COSTO TOTAL DE ALTERNATIVA 2	US\$ 1'048,509.26

7.4. COSTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA ALTERNATIVA 3

Este método de tratamiento contará al igual que los métodos del capítulo 7.2 y 7.3, de un pretratamiento con características idénticas, con lo cual se utiliza su costo en USD \$ 1,500.00.

Para el cálculo de los volúmenes se utilizaron las dimensiones y características que constan en la figura 21, y resumidas tal como constan en la Tabla 7.7

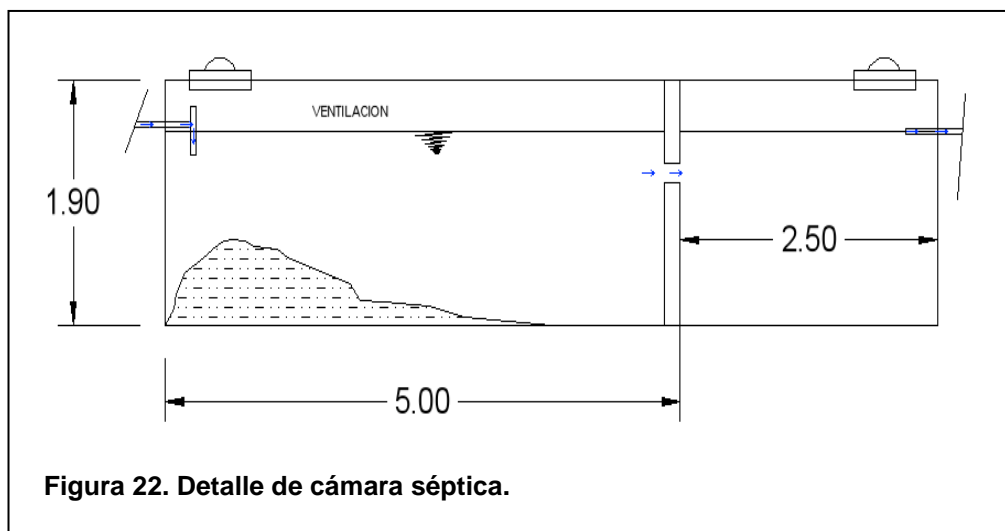


Tabla 7.7.

Resumen del volumen de excavación en cámara séptica y zanja de infiltración.

	ANCHO A	ANCHO B	ÁREA	ALTO	VOLUMEN
CÁMARA SÉPTICA	2.50	7.50	18.75	2.00	37.50
	ANCHO A	LARGO	ALTO	# DE ZANJAS	
ZANJA DE INFILTRACIÓN	0.50	30.00	0.60	18.00	189.00
TOTAL DE EXCAVACIÓN					226.50

El total de material a excavar es de 226.50 m³, y ya que el material necesario para las zanjas de infiltración en el proceso de depuración, es mayormente un material granular seleccionado (piedra triturada o grava de 3 a 5 cm de diámetro), el material excavado resultante deberá ser desalojado.

$$\text{Material para relleno} = 27.00 \text{ m}^3$$

$$\text{Material a desalojar} = (\text{M.excavado} - \text{M.relleno}) \times \text{Factor de esponjamiento}$$

$$\text{Material a desalojar} = 239.40 \text{ m}^3$$

La Tabla 7.8 resume las cantidades de hormigón armado de resistencia $f'c=280 \text{ Kg. /cm}^2$, necesarias para la construcción de la cámara séptica.

Tabla 7.8.

Resumen de las cantidades de hormigón armado.

	ANCHO	ALTO	ÁREA	ESPESOR	VOLUMEN
PARED DE CÁMARA SÉPTICA	2.50	1.90	4.75	0.20	0.95
	2.50	1.90	4.75	0.20	0.95
	2.50	1.90	4.75	0.20	0.95
	7.50	1.90	14.25	0.20	2.85
	7.50	1.90	14.25	0.20	2.85
	ANCHO A	ANCHO B	ÁREA	ESPESOR	
PISO	2.50	7.50	18.75	0.20	3.75
TAPA DE CÁMARA	2.50	7.50	18.75	0.15	2.81
	VOLUMEN DE HORMIGÓN ARMADO				15.11

El material granular seleccionado, arena y piedra triturada o grava de 3 a 5 cm de diámetro, necesario para la conformación de las zanjas de infiltración esta resumido en la Tabla 7.9:

Tabla 7.9.

Resumen de las cantidades de material pétreo requerido en el sistema.

	ANCHO A	LARGO	ALTO	# DE ZANJAS	VOLUMEN
ZANJA DE INFILTRACIÓN	0.50	30.00	0.60	18.00	162.00
VOLUMEN DE MATERIAL IMPORTADO					162.00

En vista de que este material granular será colocado de forma manual, el mismo no será afectado por el factor de esponjamiento o compactación.

$$\text{Material granular para lecho filtrante} = 162.00 \text{ m}^3$$

El área necesaria para este sistema está dado en función del ancho necesario para la colocación de las zanjas filtrantes, considerando una separación mínima entre zanjas de 1.0 metro, y de la sumatoria de las longitudes de la cámara séptica más zanjas, sumadas áreas necesarias para la circulación en el contorno perimetral del sistema se tiene como resultado:

$$\text{Área necesaria para el sistema} = \text{Ancho} \times \text{Largo}$$

$$\text{Área necesaria para el sistema} = 37.0 \times 57.5$$

$$\text{Área total} = 2217.50 \text{ m}^2$$

COSTO TOTAL DE LA ALTERNATIVA 3

Tabla 7.10.

Resumen de las unidades del sistema con costos para su construcción (Alternativa 3).

UNIDAD DEL SISTEMA	COSTO
PRE TRATAMIENTO	US\$ 1,500.00
RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO	US\$ 876,600.00
ADQUISICIÓN DE TERRENO PARA LAGUNAS	US\$ 13,860.00
SISTEMA DE TRATAMIENTO	US\$ 191,929.53
COSTO TOTAL DE ALTERNATIVA 3	US\$ 1'098,289.53

7.5. COSTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA ALTERNATIVA 4

Debido a que este método de tratamiento contempla la utilización de unidades de tratamiento en cada vivienda, no se requerirá la instalación de una red de alcantarillado sanitario. Sin embargo cabe recalcar que este método solo aplica en zonas donde los solares de cada vivienda cuenten con espacio destinado a la construcción de las unidades, y que de preferencia este espacio este ubicado en la parte frontal de cada predio, pudiendo así facilitar las labores de extracción y limpieza de los lodos que se generen en este sistema por medio de vehículos y personal especializado para estas labores.

Para el cálculo de los volúmenes se utilizaron las dimensiones y características que constan en el capítulo 6.3.

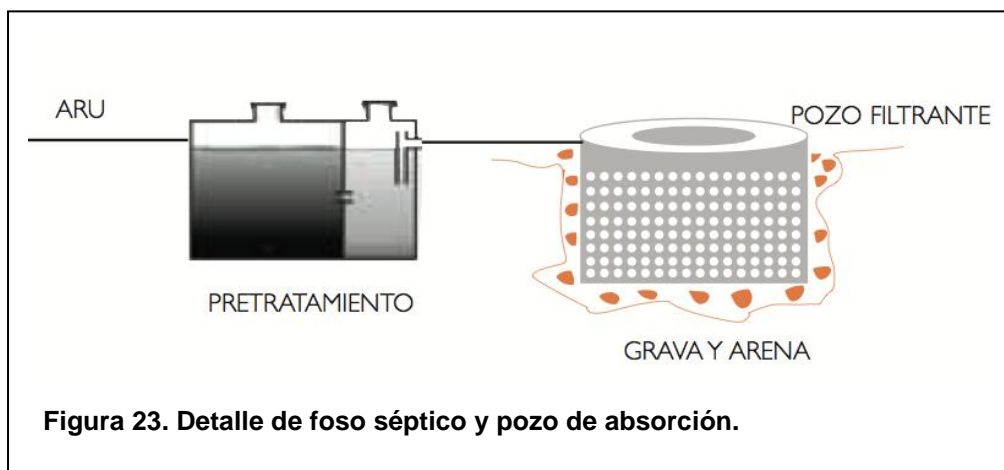


Tabla 7.11.

Resumen del volumen de excavación en cámara séptica y pozo de absorción.

	ANCHO A	ANCHO B	ÁREA	ALTO	VOLUMEN
CÁMARA SÉPTICA	2.00	1.00	2.00	1.20	2.40
	DIÁMETRO	ÁREA	ALTO	# DE POZOS	
POZO DE ABSORCIÓN	1.50	1.77	6.30	1.00	11.13
	TOTAL DE EXCAVACIÓN				13.53

El total de material a excavar es de 13.53 m³, y ya no se utilizará el material producto de la excavación, este deberá ser desalojado.

Material a desalojar = M.excavado x Factor de esponjamiento

$$\text{Material a desalojar} = 16.24 \text{ m}^3$$

La Tabla 7.12 resume las cantidades de hormigón armado de resistencia $f'c=280 \text{ Kg. /cm}^2$, necesarias para la construcción de la cámara séptica.

Tabla 7.12.

Resumen de las cantidades de hormigón armado.

	ANCHO	ALTO	ÁREA	ESPESOR	VOLUMEN
PARED	1.00	1.10	1.10	0.20	0.22
	1.00	1.10	1.10	0.20	0.22
	1.00	1.10	1.10	0.20	0.22
	2.00	1.10	2.20	0.20	0.44
	2.00	1.10	2.20	0.20	0.44
	ANCHO A	ANCHO B	ÁREA	ESPESOR	VOLUMEN
PISO	2.00	1.00	2.00	0.20	0.40
TAPA	2.00	1.00	2.00	0.15	0.30
TOTAL DE HORMIGÓN ARMADO					2.24

El material granular seleccionado, necesario para la conformación de las zanjas de infiltración alrededor del pozo de absorción esta dado en la Tabla 7.13:

Tabla 7.13.

Resumen de las cantidades de material pétreo requerido en el sistema.

	DIÁMETRO	ÁREA	ALTO	# DE POZOS	
ANILLO EXTERIOR	1.50	1.77	6.30	1.00	11.13
INTERIOR	1.00	0.79	6.30	-1.00	-4.95
VOLUMEN DE RELLENO					6.19

Material granular para lecho filtrante = 6.19 m³

COSTO TOTAL DE LA ALTERNATIVA 4

Tabla 7.14.

Resumen de las unidades del sistema con costos para su construcción (Alternativa 4).

UNIDAD DEL SISTEMA	COSTO
PRE TRATAMIENTO	US\$ 0.0
RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO	US\$ 0.0
ADQUISICIÓN DE TERRENO PARA LAGUNAS	US\$ 0.0
SISTEMA DE TRATAMIENTO	US\$ 788,590.33
COSTO TOTAL DE ALTERNATIVA 4	US\$ 788,590.33

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

Cada unidad de tratamiento del presente trabajo de investigación ha sido dimensionada según los criterios de diseño y ecuaciones sugeridas por las normas y guías de diseño para sistemas de tratamiento de aguas residuales reproducidas en capítulos anteriores, con la finalidad de alcanzar y garantizar un agua residual mayormente tratada antes de ser descargada a un cuerpo receptor, como ya se indicó.

Constantemente las organizaciones de salud a nivel mundial se encuentran haciendo un gran esfuerzo para que las aguas residuales (proveniente de centros de educación, hoteles, hogares, entre otros) tengan un debido proceso de tratamiento antes de ser dispuestas a un cuerpo receptor, siendo este habitualmente un río o embalse, evitando así un mayor impacto en las fuentes receptoras de esta agua.

El imperioso desarrollo de las ciudades, hace necesario la adopción de medidas que ayuden en similares proporciones a reducir los daños ambientales producto del constante aumento de su población y por ende la aplicación de técnicas y procesos que permitan tratar las aguas residuales que generan.

CONCLUSION DE LAS ALTERNATIVAS SELECCIONADAS:

Según la metodología aplicada para el tratamiento de las aguas residuales domésticas para el presente trabajo de investigación, y de acuerdo a los resultados obtenidos, las alternativas dimensionadas constan de las siguientes características:

- Alternativa 1.- comprende un área de 1.91 hectáreas aproximadamente y está compuesto por: un canal de llegada con rejillas como pre-tratamiento; una laguna anaerobia como tratamiento primario; una laguna facultativa como tratamiento secundario y una laguna de maduración o pulimiento para la remoción de los coliformes fecales del sistema. La aplicación de esta alternativa resultará más eficiente en casos donde la composición de las aguas residuales presente una concentración alta y donde no se cuente con una extensa área de terreno para la implementación de varias lagunas facultativas.

El costo para su implementación es de USD. \$ 1'022,536.67

- Alternativa 2.- requerirá un área de 2.41 hectáreas aproximadamente y está compuesta por: un canal de llegada con rejillas como pre-tratamiento de las aguas residuales; una laguna facultativa como tratamiento primario y una laguna de maduración o pulimiento como tratamiento secundario, que eliminarán los coliformes fecales presentes antes de su descarga al cuerpo receptor. Esta alternativa podrá aplicarse en poblaciones que cuenten con suficiente área física para su desarrollo y es más eficiente cuando la composición de las aguas residuales tiene una concentración media. Al ser lagunas de poca profundidad, requieren extensas áreas para su funcionamiento.

Requiere un valor de inversión total de USD. \$ 1'048,509.25

- Alternativa 3.- En esta alternativa, se propone la construcción de varias unidades que abarquen toda la población a servir, siendo así necesaria la implementación de once unidades con las siguientes características: un canal de llegada con rejillas como pre-tratamiento; una cámara séptica como tratamiento primario; un campo de infiltración al terreno como tratamiento secundario. Mediante esta alternativa, se podrá servir a una

población que no cuente con un sector o área puntual para su construcción, sino para aquellos sectores que cuenten con espacios físicos dispersos.

Y requiere de un área aproximada de 0.21 hectáreas para cada unidad de tratamiento, con un total de 2.31 hectáreas para todo el sistema.

Su costo es de USD. \$ 1'098,289.53

- Alternativa 4.- es un método completamente diferente a los tres primeros, ya que se propone la construcción de una unidad de tratamiento por cada vivienda a servir y las unidades totales dependerán de la cantidad de predios a servir; claro está que se asumió, que se cuenta con el espacio físico y las condiciones ideales para que este método funcione. Las características de este método son: una fosa séptica como tratamiento primario y un pozo de absorción como tratamiento secundario. Este último método, resulta un tanto más económico a diferencia de los tres primeros, dado que para su análisis económico no fue afectado por el valor de provisión e instalación de un sistema de alcantarillado sanitario.

Y su costo de construcción es de USD. \$ 788,590.33.

La elección de la mejor alternativa estará directamente relacionada con las condiciones propias de cada población a servir, es decir en función de la concentración de su población y de la disponibilidad del espacio físico con que se cuente para el desarrollo de la alternativa escogida.

RECOMENDACIONES

Una recomendación fundamental para la utilización de las alternativas por medio de lagunas de estabilización, es que se deberá impermeabilizar con geomembranas el terreno en donde se desea construir las unidades del sistema de tratamiento, que puedan ocasionar futuras contaminaciones subterráneas.

En cuanto a la utilización de fosos sépticos y pozos de absorción por unidad de vivienda, dependerá de que cada autoridad respectiva, pueda emitir o reglamentar ordenanzas que establezcan que cada unidad de vivienda realice este tratamiento in situ de sus aguas residuales. Cumpliendo con las normativas existentes con la finalidad de evitar cualquier impacto negativo al medio ambiente.

En ocasiones, el diseño y/o dimensionamiento de los sistemas de tratamiento de aguas residuales para pequeñas poblaciones se lo ha realizado reproduciendo a escala más pequeña los sistemas de depuración de grandes núcleos o ciudades, repercutiendo en instalaciones pocas o nada adecuadas para la realidad de una población específica.

Con lo cual se recomienda que, el grado o tipo de tratamiento que resulte más apropiado para poblaciones pequeñas, pueda ser más o menos eficiente y económico, en función del medio receptor de estas aguas residuales tratadas. Este a su vez no dependerá directamente de las tecnologías disponibles, sino del acierto al elegir y dimensionar un correcto sistema de tratamiento que sea el adecuado para cada situación.

ANEXOS

ANEXO 1.- Presupuesto referencial para la ALTERNATIVA 1

	DESCRIPCION	UND.	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	VALOR TOTAL
A	PRETRATAMIENTO				
1	REJILLA PARA RETENCION DE SOLIDOS FLOTANTES GRANDES	U	1.00	US\$ 1,500.00	US\$ 1,500.00
B	SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO				
2	PROVISION E INSTALACION DE TUBERIA DE PVC (incluye sumideros y colectores)	Hab	2922.00	US\$ 300.00	US\$ 876,600.00
C	TERRENO				
3	ADQUISICION DE TERRENO PARA IMPLANTAR LAGUNAS	Ha	1.91	US\$ 6,000.00	US\$ 11,439.81
D	SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES				
4	DESBROCE, REPLANTEO Y LIMPIEZA DEL TERRENO	M2	16109.00	US\$ 0.75	US\$ 12,081.75
5	EXCAVACIÓN A MÁQUINA PARA CONSTRUCCION DE DIQUES	M3	6555.09	US\$ 5.53	US\$ 36,249.65
6	ESCARIFICACION MECANICA DEL TERRENO	M2	3752.00	US\$ 2.89	US\$ 10,843.28
7	CONFORMACION Y COMPACTACION DE DIQUES CON MATERIAL DEL SITIO	M3	4854.14	US\$ 8.53	US\$ 41,405.81
8	DESALOJO DE MATERIAL DEL SITIO	M3	2041.14	US\$ 1.56	US\$ 3,184.18
9	GEOTEXTIL NT 1600 TEJIDO ABIERTO	M2	11763.20	US\$ 2.06	US\$ 24,232.19
10	OBRAS DE DETALLE (entrada, salida e interconectores)	U	1.00	US\$ 5,000.00	US\$ 5,000.00
Total Costo 1 UNIDAD				US\$	1,022,536.67

CONSTRUCCION DE DOS SISTEMAS EN PARARELO

SON : UN MILLON VEINTIDOS MIL QUINIENTOS TREINTA Y SEIS CON 67/100 DOLARES AMERICANOS

ANEXO 2.- Presupuesto referencial para la ALTERNATIVA 2

	DESCRIPCION	UND.	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	VALOR TOTAL
A	PRETRATAMIENTO				
1	REJILLA PARA RETENCION DE SOLIDOS FLOTANTES GRANDES	U	1.00	US\$ 1,500.00	US\$ 1,500.00
B	SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO				
2	PROVISION E INSTALACION DE TUBERIA DE PVC (incluye sumideros y colectores)	Hab	2922.00	US\$ 300.00	US\$ 876,600.00
C	TERRENO				
3	ADQUISICION DE TERRENO PARA IMPLANTAR LAGUNAS	Ha	2.41	US\$ 6,000.00	US\$ 14,443.36
D	SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES				
4	DESBROCE, REPLANTEO Y LIMPIEZA DEL TERRENO	M2	24072.27	US\$ 0.75	US\$ 18,054.20
5	EXCAVACIÓN A MÁQUINA PARA CONSTRUCCION DE DIQUES	M3	5968.57	US\$ 5.53	US\$ 33,006.19
6	ESCARIFICACION MECANICA DEL TERRENO	M2	6051.00	US\$ 2.89	US\$ 17,487.39
7	CONFORMACION Y COMPACTACION DE DIQUES	M3	5551.87	US\$ 8.53	US\$ 47,357.45
8	DESALOJO DE MATERIAL DEL SITIO	M3	500.04	US\$ 1.56	US\$ 780.06
9	GEOTEXTIL NT 1600 TEJIDO ABIERTO	M2	16641.06	US\$ 2.06	US\$ 34,280.59
10	OBRAS DE DETALLE (entrada, salida e interconectores)	U	1.00	US\$ 5,000.00	US\$ 5,000.00
CONSTRUCCION DE CADA UNIDAD DE SISTEMA DE TRATAMIENTO				Total Costo 1 UNIDAD	US\$ 1,048,509.26

SON : UN MILLON CUARENTA Y OCHO MIL QUINIENTOS NUEVE CON 26/100 DOLARES AMERICANOS

ANEXO 3.- Presupuesto referencial para la ALTERNATIVA 3

	DESCRIPCION	UND.	PRECIO UNITARIO	CANTIDAD	VALOR TOTAL
A	PRETRATAMIENTO				
1	REJILLA PARA RETENCION DE SOLIDOS FLOTANTES GRANDES	U	1.00	1,500.00	US\$ 1,500.00
B	SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO				
1	PROVISION E INSTALACION DE TUBERIA DE PVC (incluye sumideros y colectores)	Hab	288	300.00	US\$ 86,400.00
C	TERRENO				
1	ADQUISICION DE TERRENO PARA IMPLANTAR LAGUNAS	Ha	0.21	6,000.00	US\$ 1,260.00
	SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES				
2	DESBROCE, REPLANTEO Y LIMPIEZA DEL TERRENO	M2	2127.50	0.75	US\$ 1,595.63
3	REPLANTILLO DE HORMIGON SIMPLE PARA CAMARA F _c =240 Kg/cm ²	M2	2.40	120.96	US\$ 290.30
4	EXCAVACIÓN A MÁQUINA PARA CONSTRUCCION DE CAMARAS Y ZANJAS DE INFILTRACION	M3	226.50	5.53	US\$ 1,252.55
5	RELLENO CON MATERIAL IMPORTADO PARA LECHO FILTRANTE	M3	162.00	22.35	US\$ 3,620.70
7	RELLENO CON MATERIAL DE SITIO EN ZANJAS	M3	27.00	8.53	US\$ 230.31
8	DESALCIO DE MATERIAL DEL SITIO	M3	239.40	1.56	US\$ 373.46
6	HORMIGON f _c = 280 Kg/cm ² PARA ESTRUCTURAS INCLUYE ENCOFRADO	M3	15.11	391.37	US\$ 5,913.60
9	GEOTEXTIL NT 1600 TEJIDO ABIERTO	M2	432.00	2.06	US\$ 889.92
9	MALLA DE POLIETILENO	M2	432.00	1.56	US\$ 673.92
8	TUBERIA E INSTALACIONES DE PVC EN ZANJA DE INFILTRACION (incluye valvulas, tubería y accesorios)	ML	549.00	4.75	US\$ 2,607.75
CONSTRUCCION DE CADA UNIDAD DE SISTEMA DE TRATAMIENTO (288 hab.)					US\$ 106,608.14
CONSTRUCCION DE ONCE SISTEMAS PARA LA POBLACION DE DISEÑO					US\$ 1,098,289.53
Total Costo 1 UNIDAD					US\$ 106,608.14
Total Costo					US\$ 1,098,289.53

SON : UN MILLON NOVENTA Y OCHO MIL DOSCIENTOS OCHENTA Y NUEVE CON 53/100 DOLARES AMERICANOS

ANEXO 4.- Presupuesto referencial para la ALTERNATIVA 4

	DESCRIPCION	UND.	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	VALOR TOTAL
	SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES				
1	REPLANTILLO H.S. (e = 0.05 m) f'c= 140 kg/cm2 PARA CAMARA	M2	3.750	US\$ 11.56	US\$ 43.35
2	EXCAVACIÓN MANUAL PARA CONSTRUCCION DE CAMARA Y POZO	M3	13.530	US\$ 10.39	US\$ 140.58
3	RELLENO PARA LECHO FILTRANTE GRAVA TRITURADA d= 1 1/2"	M3	6.190	US\$ 22.35	US\$ 138.35
4	HORMIGON f'c= 280 Kg/cm2 PARA ESTRUCTURAS INCLUYE ENCOFRADO	M3	2.240	US\$ 391.37	US\$ 876.67
5	MAMPOSTERIA DE LADRILLO 5x8x20	U	1824.00	US\$ 0.16	US\$ 291.84
6	TUBERIA E INSTALACIONES DE PVC EN POZO DE ABSORCION	ML	6.000	US\$ 4.75	US\$ 28.50
7	VALVULAS Y SUMINISTRO DE TUBERIAS PARA CONEXIONES EN CAMARA SEPTICA	GLB	1.000	US\$ 100.00	US\$ 100.00
	CONSTRUCCION DE CADA UNIDAD DE SISTEMA DE TRATAMIENTO (6 hab.)		Total Costo 1 UNIDAD		US\$ 1,619.28
	CONSTRUCCION DE 487 SISTEMAS PARA LA POBLACION DE DISEÑO		Total Costo		US\$ 788,590.33
SON : SETECIENTOS OCHENTA Y OCHO MIL QUINIENTOS NOVENTA CON 33/100 DOLARES AMERICANOS					

ANEXO 5.- Cuadro comparativo del presupuesto referencial para las Alternativas seleccionadas

CUADRO COMPARATIVO DEL PRESUPUESTO REFERENCIAL PARA LOS METODOS SELECCIONADOS

No.	DESCRIPCION	METODO 1	METODO 2	METODO 3	METODO 4
1	PRETRATAMIENTO	US\$ 1,500.00	US\$ 1,500.00	US\$ 16,500.00	US\$ -
2	SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO	US\$ 876,600.00	US\$ 876,600.00	US\$ 876,000.00	US\$ -
3	ADQUISICION DE TERRENO PARA IMPLANTAR LAGUNAS	US\$ 11,439.81	US\$ 14,443.36	US\$ 13,860.00	US\$ -
4	SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES	US\$ 132,996.86	US\$ 155,965.89	US\$ 191,929.53	US\$ 788,590.33
	COSTO DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO	US\$ 1,022,536.67	US\$ 1,048,509.25	US\$ 1,098,289.53	US\$ 788,590.33

ANEXO 6.- Proyección de la población para diseño

Proyeccion de Poblacion de la poblacion en desarrollo

Tc : 1.91

AÑO	FECHA	NUMERO DE HABITANTES
0	2014	2000
1	2015	2039
2	2016	2078
3	2017	2117
4	2018	2158
5	2019	2199
6	2020	2241
7	2021	2284
8	2022	2327
9	2023	2372
10	2024	2417
11	2025	2463
12	2026	2510
13	2027	2558
14	2028	2607
15	2029	2657
16	2030	2708
17	2031	2759
18	2032	2812
19	2033	2866
20	2034	2920

ANEXO 7.- Cálculo del caudal de diseño para la población en desarrollo.

Caudal de diseño para la población en desarrollo Tasa de crecimiento poblacional: 1.91

Año	FECHA	NUMERO DE HABITANTES	DOTACION DE AGUA POTABLE 120lt/hab.dia		APORTACION DE AGUAS RESIDUALES	
			lt/seg.	m3/dia	lt/seg.	m3/dia
0	2014	2000	2.78	240.000	2.22	192.000
1	2015	2039	2.83	244.680	2.27	195.744
2	2016	2078	2.89	249.360	2.31	199.488
3	2017	2117	2.94	254.040	2.35	203.232
4	2018	2158	3.00	258.960	2.40	207.168
5	2019	2199	3.05	263.880	2.44	211.104
6	2020	2241	3.11	268.920	2.49	215.136
7	2021	2284	3.17	274.080	2.54	219.264
8	2022	2327	3.23	279.240	2.59	223.392
9	2023	2372	3.29	284.640	2.64	227.712
10	2024	2417	3.36	290.040	2.69	232.032
11	2025	2463	3.42	295.560	2.74	236.448
12	2026	2510	3.49	301.200	2.79	240.960
13	2027	2558	3.55	306.960	2.84	245.568
14	2028	2607	3.62	312.840	2.90	250.272
15	2029	2657	3.69	318.840	2.95	255.072
16	2030	2708	3.76	324.960	3.01	259.968
17	2031	2759	3.83	331.080	3.07	264.864
18	2032	2812	3.91	337.440	3.12	269.952
19	2033	2866	3.98	343.920	3.18	275.136
20	2034	2920	4.06	350.400	3.24	280.320

TABLAS DE CALCULO PARA ALTERNATIVAS SELECCIONADAS

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Adriana Elizabeth Valencia López. (2013). Diseño de un sistema de tratamiento para las aguas residuales de cabecera parroquial de San Luis – Provincia de Chimborazo. Tesis de grado Ingeniería en Biotecnología Ambiental. Escuela Superior Politécnica de Chimborazo, Chimborazo, EC.

Alejandro Mauricio Hammeken Arana, Eduardo Romero García. (2005). Análisis y diseño de una planta de tratamiento de agua residual para el municipio de San Andrés Cholula. Tesis de Licenciatura Ingeniería Civil, Universidad de las Américas Puebla. Recuperado de internet:http://catarina.udlap.mx/u_dl_a/tales/documentos/lic/hammeken_a_a_m/portada.html

Antonio Rodríguez. Tratamiento de Aguas Residuales en Pequeñas Comunidades. CAPÍTULO I. FOSAS SÉPTICAS. 2009. Universidad de Sonora. Recuperado de internet: <http://tesis.uson.mx/digital/tesis/docs/19117/Capitulo1.pdf>

Azevedo, N., & Álvarez, a. (1976). Manual de hidráulica.

Carlos Guevara & Erwin Molina. (2007). Propuesta de diseño de estación depuradora de aguas residuales domesticas para el área urbana de Perquin. Tesis de Ingeniería Civil. Universidad de Oriente. Facultad de Ingeniería y Arquitectura. Capítulo VI.

Censo de Población y vivienda (2010), Instituto Nacional de Estadísticas y Censos INEC, recuperado de internet: <http://www.ecuadorencifras.gob.ec/resultados>.

César G. Herrerías. (2012). El origen de la vida: Teoría de la coagulación-floculación-proto-biofilm (CFPBIO). Recuperado de

internet:<http://www.cenizadeestrellas.com/2012/12/el-origen-de-la-vida-teoria-de-la.html>

CONAGUA. Comisión Nacional del Agua. (Julio del 2007). Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento. Diseño de lagunas de estabilización. Recuperado de internet: <http://www.conagua.gob.mx/CONAGUA07/Publicaciones/Publicaciones/Libros/10DisenoDeLagunasDeEstabilizacion.pdf>

Condorchem Envitech. (2014). Sistemas Anóxicos. [Mensaje en un Blog]. Recuperado de internet:<http://blog.condorchem.com/tag/sistemas-anoxicos/>

Fabián Yáñez Cossío, Ph. D. (1993). Lagunas de Estabilización. Teoría, diseño y mantenimiento.

Guía Ambiental. (2011a). Calidad de Agua. Lagunas de Estabilización. Recuperado de internet: <http://www.guiaambiental.com.ar/conocimiento-calidad-de-agua-lagunas-estabilizacion.html>

Guía Ambiental. (2011b). Calidad de Agua. Lagunas de Aireadas. Recuperado de internet: <http://www.guiaambiental.com.ar/conocimiento-calidad-de-agua-lagunas-aireadas.html>

INAMHI, 2008. Instituto Nacional De Meteorología e Hidrología. Dirección Gestión Meteorológica. Estudios e Investigaciones Meteorológicas. Boletín Meteorológico Mensual. Mes: Febrero Del 2008 Año: XXXIII. N°: 02. Recuperado de internet: <http://www.wamis.org/countries/ecuador/ecu200802.pdf>.

Ivette Renée Hansen Rodríguez, Ing. (2005). Remoción de algas en efluentes de lagunas de estabilización mediante cambios en el flujo hidráulico por medio de mamparas sumergidas. Tesis de Maestra en

Ingeniería (Ambiental). Universidad Nacional Autónoma de México. Recuperado de <http://132.248.9.195/ptb2005/01177/0345313/Index.html>

Mateo Gerardo. (2006). Filtración. Clarificación de líquidos. Filtros de arena Limpieza de gases. Filtros de bolsas y filtros de almohadillas [diapositivas de PowerPoint]. Recuperado de internet: <http://slideplayer.es/slide/1661947>.

Metcalf & Eddy, Inc. (1995). Ingeniería de aguas residuales. Mc Graw Hill. 3ª Edición.

Muñoz, A. H., Lehmann, A. H. & Martínez, P.G. (1996): Manual de Depuración URALITA. Editorial Paraninfo S.A., 429 págs.

Peralta Escobar Fausto Salvador, Yungan Yunga Jacqueline Isabel, Ramírez Alcívar Wellinton Emilio, Vicente Ernesto. (Junio de 1999). “Diseño de lagunas de estabilización para el tratamiento de aguas residuales provenientes de las industrias (empacadoras) de camarón”. Tesis de Ingeniero Agricultor. Escuela Superior Politécnica del Litoral. Facultad de Ingeniería Marítima y Ciencias del Mar. Recuperado de internet: <https://www.dspace.espol.edu.ec/bitstream/123456789/4557/1/7078.pdf>

Romero Rojas, J. A. (2008), Tratamiento de Aguas Residuales: Teoría y Principios de Diseño. 3era edición, Bogotá – Colombia. Escuela Colombiana de Ingeniería., Pp. 17 – 19, 57 – 61, 69, 75 – 77, 80, 130, 131, 139, 287 – 289, 633, 634, 640, 1085, 1088 – 1090, 1098.

Terence J. McGhee. (2007). Abastecimiento de Agua y Alcantarillado (396-398). Mc Graw Hill. 6ª Edición.

Texto Unificado de Legislación Secundaria del Ministerio del Ambiente (2014). Norma de calidad ambiental y de descarga de efluentes al recurso agua. Anexo 1. Libro VI.

UNATSABAR, Unidad de apoyo técnico para el saneamiento Básico del área Rural. Especificaciones Técnicas para el Diseño de Tanques Sépticos y Lagunas de Estabilización. Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente. División de Salud y Ambiente. Organización Panamericana de la Salud. Oficina Sanitaria Panamericana – Oficina Regional de la Organización Mundial de la Salud. OPS/CEPIS/03.80 Lima, 2003.

UNATSABAR, Unidad de apoyo técnico para el saneamiento Básico del área Rural. Especificaciones Técnicas para el Diseño de Tanques Sépticos y Lagunas de Estabilización. Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente. División de Salud y Ambiente. Organización Panamericana de la Salud. Oficina Sanitaria Panamericana – Oficina Regional de la Organización Mundial de la Salud. OPS/CEPIS/05.163 Lima, 2005.

Universidad Nacional Abierta y a Distancia. Diseño de Plantas Potabilizadoras. Canaletas Parshall. Recuperado de internet: http://datateca.unad.edu.co/contenidos/358040/Contenido_en_linea_Diseño_de_Plantas_Potabilizadoras/index.html

World Health Organization. (1973). Informe Técnico N°517, aprovechamiento de Efluentes: Métodos y Medidas de Protección Sanitaria en el Tratamiento de Aguas Servidas. Recuperado de internet: http://apps.who.int/iris/bitstream/10665/38641/1/WHO_TRS_517_spa.pdf?ua=1

World Health Organization. (2011a). Priorización, Focalización y Suficiencia de los Flujos de Financiamiento. Recuperado de internet: http://whqlibdoc.who.int/publications/2011/9789243599359_spa_Part1a.pdf

World Health Organization.WHO.(2011b). Revisión Anual Mundial de Saneamiento y Agua Potable ONU-AGUA. Recuperado de internet:
http://whqlibdoc.who.int/publications/2011/9789243599359_spa.pdf?ua=1

World Health Organization.WHO. (2011c); Technical Notes on Drinking-Water, SanitationAnd Hygiene.

World Health Organization, (2014).Nota descriptiva N° 391.
Recuperado de internet: <http://www.who.int/mediacentre/factsheets/fs391/es/>