

CAPÍTULO I

I.- INTRODUCCIÓN

1.1 ANTECEDENTES

La Provincia José María Avilés se encuentra en el Departamento de Tarija, cuenta con dos secciones, Uriondo y Yunchará, sumando en total una población de 17504 habitantes y 5622 viviendas según el último censo realizado el año 2001.[1]

La Primera Sección de la Provincia Avilés fue creada mediante Decreto Supremo del 6 de Julio de 1843 durante la Presidencia de José Ballivián con su Capital de Provincia: Uriondo. El Municipio de Uriondo políticamente está dividido en tres cantones y seis distritos que albergan a 44 comunidades, administrativamente cuenta con un Gobierno Municipal y una Sub-Gobernación precedida por un Ejecutivo Seccional como instancia estatal, tiene una población de 12331 habitantes y 3715 viviendas. [1]

El Municipio de Uriondo está ubicado a 21° 45' Latitud Sur, 64° 44' Longitud Oeste a una altura de 1707 metros sobre el nivel del mar. Limita con tres provincias circundante que son:

al Norte con la Provincia Cercado.

al Sur con la Primera Sección de la Provincia Arce.

al Este con la Provincia O' CONNOR.

al Oeste con la Segunda Sección de la Provincia Avilés.

El clima en la Sección es semiárido fresco, con poco o ningún exceso de agua mesotermal en invierno. Las temperaturas medias anuales están entre 16.9 y 18.1 °C, la mínima media entre los 8.9 y 10.6 °C y la máxima media entre 25.1 y 26.6 °C. La máxima extrema es de 40 °C y la mínima extrema es de - 8.0 °C. [1]

La principal actividad económica de la población es la agricultura y en menor grado la ganadería y la producción lechera.

La producción agrícola está basada principalmente en la producción de uva, la misma que está destinada en mayor proporción a la producción vinos y singanis, y el restante es comercializada en las distintas ciudades del país. [1]

El Municipio de Uriondo dispone de servicios básicos como ser: Energía eléctrica mediante red permanente que es suministrada desde la ciudad de Tarija por Servicios Eléctricos de Tarija (SETAR); cuenta también con servicio de telefonía a domicilio proporcionado por la Cooperativa de Teléfonos de Tarija (COSSET), el servicio de salud en el área de medicina convencional, está a cargo del Distrito de Salud N° 9 que cuenta con un Centro Hospitalario de Nivel 1, el cual, tiene infraestructura y equipamiento incompletos. El Municipio también dispone de un sistema de agua y alcantarillado, el cual carece de un tratamiento adecuado, tanto para la potabilización como para aguas residuales. [1]

El sistema de alcantarillado alcanza solamente para la parte urbana del municipio. Consta de un sistema de tubos de cemento de 6 pulgadas de diámetro, que llevaban antiguamente sus deshechos a un tratamiento previo que consistía en un ciénego, donde se sedimentaban los sólidos y el resto del deshecho era conducido hasta el Río Camacho.

Actualmente el ciénego se cerró por cuestiones de terreno y los desechos pasan a ser desembocados sin ningún tratamiento hasta el río. A continuación se presenta un cuadro para sintetizar los beneficiarios de la red de alcantarillado distribuidos por zona y número de habitantes. [1]

TABLA 1.1

Zona	Habitantes	Viviendas
Pampa La Villa	504	163
Barrio La Cruz	606	188
Barrio La Purísima	630	195
Total	1740	546

Fuente: Instituto Nacional de Estadística: censo 2001

1.2.- OBJETIVOS

El trabajo de “**ESTUDIO DE PREFACTIBILIDAD DEL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS PARA LA POBLACIÓN DE URIONDO**” tiene los siguientes objetivos:

1. 2.1.- OBJETIVO GENERAL

Seleccionar alternativas tecnológicas para tratamiento de aguas residuales domésticas de la población de Uriondo.

1.2.2.- OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Evaluar y diagnosticar la situación actual de las aguas residuales.
- Realizar los análisis fisicoquímicos y microbiológicos necesarios para aguas residuales.
- Investigar las diferentes técnicas y alternativas existentes para tratamiento de aguas residuales.
- Seleccionar la alternativa más adecuada tomando en cuenta los aspectos técnicos, ambientales y económicos.
- Evaluación y costos del proyecto.

1.3.- JUSTIFICACIÓN

En Bolivia existen importantes inversiones en saneamiento básico rural, sin embargo el hecho de implementar sistema de agua potable y alcantarillado en pequeñas poblaciones de más de 2.000 habitantes, con deficientes sistemas de tratamiento de las aguas residuales domésticas, no hace más que trasladar el problema sanitario desde los núcleos poblados hacia las poblaciones dispersas, debido a que se colectan las aguas residuales de los núcleos que antes se las disponía en el subsuelo mediante pozos ciegos y se las vierte a pequeñas corrientes de agua alledañas con caudales muy variables y prácticamente nulos en época de estío, las cuales son fuentes de agua potable y para riego de poblaciones aguas abajo. [14]

Las aguas residuales que quedan como residuo de la actividad humana en la población de Uriondo son de origen en su mayoría por el uso doméstico.

Estas aguas residuales se vierten al actual sistema de alcantarillado de esta población, que se desechan a unos 200 metros de la plaza principal de la población y luego es conducido por una acequia hasta el río Camacho. [1]

Se debe tomar en cuenta los siguientes aspectos:

a) Aspecto Social

Las aguas contaminan al río Camacho, a pesar que éste sirve como fuente de agua para otros usos, como es el riego y consumo humano de otras poblaciones que están localizadas al margen de este importante Río. Las personas que consumen el agua están más propensas a contraer enfermedades infecciosas.

b) Aspecto Científico

Según los antecedentes establecidos, las aguas residuales de esta población son clasificadas como domésticas, debido a que no existen industrias en la región. De ahí la necesidad de realizar acciones de control y un estudio para tratamiento del agua residual.

Se presenta la bibliografía especializada con alternativas y experiencias de tratamientos, de los que se hará el análisis técnico-científico y la selección de la alternativa.

c) Aspecto Económico

Se realizará la evaluación técnico económico a través de un análisis de costos de las alternativas de tratamientos y la correspondiente selección de acuerdo con el objetivo del proyecto y la realidad económica de la población beneficiaria.

d) Aspecto Ambiental

De acuerdo a la gestión ambiental establecida por el Ministerio de Desarrollo y como consecuencia de la promulgación de la Ley de Medio Ambiente 1333 y sus reglamentos en materia de contaminación hídrica, se propondrá alternativas necesarias, para el tratamiento de estas aguas, previo estudio técnico.

También se realizará el levantamiento de una ficha ambiental correspondiente.

e) Aspecto Personal

Es de suma importancia la implementación de Plantas de Tratamientos de Aguas Residuales en las ciudades intermedias del país, poblaciones y municipios con poblaciones menores a 10.000 habitantes, ya que se evidencia la contaminación del medio ambiente producto de la implementación de proyectos de agua potable y alcantarillados sin el posterior tratamiento de las aguas para las descargas.

También el presente trabajo puede servir como modelo para adecuar en otras poblaciones de la región con características parecidas.

1.3.1.- PARÁMETROS DEL AGUA RESIDUAL DE URIONDO QUE DEBEN SER ANALIZADOS

Para evaluar el estado y la calidad actual del agua residual de Uriondo, se analizarán los parámetros básicos presentados en la tabla siguiente:

TABLA 1.2

Nº.	PARÁMETRO
1	Turbiedad
2	pH
3	Sólidos en suspensión
4	Sólidos totales
5	Sólidos totales fijos y volátiles
6	Coliformes totales
7	Coliformes fecales
8	Demanda bioquímica de oxígeno DBO
9	Demanda química de oxígeno DQO
10	amoníaco
11	Nitritos
12	Nitratos
13	Nitrógeno total
14	Fósforo total

Elaboración propia 2008

CAPÍTULO II

2.1.- MARCO TEÓRICO

2.1.1.- AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS

Es el conjunto de las aguas que son contaminadas durante su empleo en actividades realizadas por las personas. Las labores domésticas contaminan el agua, sobre todo, con residuos orgánicos y de limpieza. En definitiva, la consecuencia es el vertido de aguas residuales cargadas de materia orgánica, metales, aceites industriales. [7]

Para evitar los problemas que pueden causar los contaminantes de las aguas residuales existen métodos y sistemas de depuración que sirven para devolverles las características físicas y químicas originales. [7]

Depuración de aguas residuales domésticas, es el nombre que reciben los distintos procesos implicados en la extracción, tratamiento y control sanitario de los productos de desecho arrastrado por el agua y procedente de viviendas e industrias. La depuración cobró importancia desde principios de la década de 1970 como resultado de la preocupación general expresada en todo el mundo sobre el problema, cada vez mayor, de la contaminación humana del medio ambiente, desde el aire, suelos a los ríos, lagos, océanos y aguas subterráneas por los desperdicios domésticos, industriales, municipales y agrícolas. [9]

2.1.2.- DESCARGA DE AGUAS

Es la acción de verter, infiltrar, depositar o inyectar aguas residuales a un cuerpo receptor en forma continua, intermitente o fortuita, cuando éste es un bien de dominio público de la Nación. [7]

2.1.3.- TRANSPORTE DE AGUAS RESIDUALES

Las aguas residuales son transportadas desde su punto de origen hasta las instalaciones depuradoras a través de tuberías, generalmente clasificadas según el tipo de agua residual que circule por ellas. Los sistemas que transportan tanto agua de lluvia como aguas residuales domésticas se llaman combinados. Generalmente

funcionan en las zonas viejas de las áreas urbanas. Al ir creciendo las ciudades e imponerse el tratamiento de las aguas residuales, las de origen doméstico deben ser separadas de las de los desagües de lluvia por medio de una red separada de tuberías. Esto resulta más eficaz porque excluye el gran volumen de líquido que representa el agua de escorrentía. Permite mayor flexibilidad en el trabajo de la planta depuradora y evita la contaminación originada por escape o desbordamiento que se produce cuando el conducto no es lo bastante grande para transportar el flujo combinado. Para reducir costes, algunas ciudades, por ejemplo Chicago, encontraron otra solución al problema del desbordamiento: en lugar de construir una red separada, construyeron sobre todo bajo tierra, grandes depósitos para almacenar el exceso de flujo, después se bombea el agua al sistema cuando deja de estar saturado. [7]

Las instalaciones domésticas suelen conectarse mediante tuberías de arcilla, hierro fundido o PVC de entre 8 y 10 cm de diámetro. El tendido de alcantarillado, con tuberías maestras de mayor diámetro, puede estar situado a lo largo de la calle a unos 1,8 m o más de profundidad. Los tubos más pequeños suelen ser de arcilla, hormigón o cemento, y los mayores, de cemento reforzado con o sin revestimiento. A diferencia de lo que ocurre en el tendido de suministro de agua, las aguas residuales circulan por el alcantarillado más por efecto de la gravedad que por el de la presión; por este motivo es necesario que la tubería esté inclinada para permitir el flujo de las aguas a una velocidad de por lo menos 0,46 m/s, ya que a velocidades más bajas la materia sólida tiende a depositarse. [7]

Los desagües principales para el agua de lluvia son similares a los del alcantarillado, salvo que su diámetro es mucho mayor. En algunos casos, como en el de los sifones y las tuberías de las estaciones de bombeo, el agua circula a presión.

Las canalizaciones urbanas acostumbran a desaguar en interceptadores, que pueden unirse para formar una línea de enlace que termina en la planta depuradora de aguas residuales. Los interceptadores y los tendidos de enlace, contruidos por lo general de ladrillo o cemento reforzado, miden en ocasiones hasta 6 m de ancho. [7]

2.1.4.- INDICADORES DE CALIDAD DEL AGUA

2.1.4.1.- INDICADORES FÍSICOS

Entre los indicadores físicos que se analizarán en el presente trabajo están los siguientes:

2.1.4.1.1.- TURBIDEZ

Causada por la aparición de materiales sólidos en suspensión. Se ha comprobado que las partículas en suspensión interfieren en los procesos de desinfección, protegiendo los microorganismos de la acción de los desinfectantes. Igualmente obstaculiza el mantenimiento de cloro libre. Por esto, se pretende llegar a los límites más bajos posibles de este parámetro, a fin de maximizar la eliminación de microorganismos patógenos y eliminar obstáculos que impidan mantener una adecuada concentración de cloro residual. [8]

2.1.4.1.2.- SÓLIDOS DISUELTOS TOTALES SDT

Son las sustancias orgánicas e inorgánicas solubles en agua y que no son retenidas en el material filtrante. [8]

2.1.4.1.3.- SÓLIDOS SUSPENDIDOS TOTALES SST

Estos sólidos están constituidos por sólidos sedimentables, sólidos y materia orgánica en suspensión y/o coloidal, que son retenidas por un elemento filtrante. [8]

2.1.4.1.4.- SÓLIDOS TOTALES ST

Es la suma de los sólidos suspendidos totales, sales disueltas y materia orgánica.

2.1.4.1.5.- SÓLIDOS TOTALES VOLÁTILES STV

Cantidad de materia orgánica incluidos aquellos inorgánicos capaces de volatilizarse por el efecto de la calcinación a $550\text{ }^{\circ}\text{C} \pm 50\text{ }^{\circ}\text{C}$ en un tiempo de 15 min a 20 min. [8]

2.1.4.2.- INDICADORES QUÍMICOS

Entre los indicadores químicos que se analizará se tienen los siguientes:

2.1.4.2.1- pH

El agua con un pH menor de 6 es fuertemente agresiva o corrosiva para los metales.

La determinación del pH debe hacerse, inmediatamente después de haberse recogido la muestra, ya que puede sufrir variaciones grandes en el transcurso del tiempo debido a distintas causas: saturación del anhídrido carbónico desde la atmósfera y reacciones que se dan en el seno del agua. [8]

2.1.4.2.2.- NITRITOS

Los nitritos NO_2^- son componentes inorgánicos presentes muchas veces en las aguas potables de consumo público. Su presencia puede deberse a una oxidación incompleta del NH_3 o a la reducción NO_3^- existentes en el agua. La reducción de NO_3^- a NO_2^- puede llevarse a efecto por la acción bacteriana. El agua que contenga NO_2^- puede considerarse sospechosa de una contaminación reciente por materias fecales. Algunas aguas, debido a los terrenos por donde discurren o a las condiciones de almacenamiento, pobre en O_2 , pueden presentar cierto contenido de NO_2^- .

En lo que respecta a la vigilancia de las aguas de consumo público, la determinación cualitativa o cuantitativa del NO_2^- nos permite detectar posibles variaciones de calidad, ya que la presencia de NO_2^- es un buen indicador de la contaminación.

Los NO_2^- existentes en el agua pueden tener un efecto perjudicial sobre la salud de quien la consuma; sobre todo en niños, porque los NO_2^- son responsables de la formación de metahemoglobina, que provoca metahemoglobinemia, y por lo tanto la asfixia interna. También se cree que los NO_2^- pueden ser causantes de la formación de nitrosaminas en el organismo humano. Se sabe que las nitrosaminas producen cáncer de las vías digestivas superiores, y de hígado en animales de experimentación. [8]

2.1.4.2.3.- NITRATOS

Los NO_3^- existentes en el agua, son habitualmente, consecuencia de una nitrificación del N orgánico o proceden de la disolución de los terrenos atravesados por el agua. Pueden provenir de la contaminación orgánica por ejemplo: las aguas residuales o de la contaminación por abonos químicos. La OMS incluye a los nitratos entre los componentes que pueden ser nocivos para la salud. [8]

En determinadas circunstancias los NO_3^- pueden ser peligrosos para los niños cuando su concentración es mayor de 45 ppm. El efecto perjudicial de los NO_3^- se debe a que por acción bacteriana se reducen a NO_2^- en el estómago, estos pasan a la sangre y son responsables de la metahemoglobinemia, con lo que el poder de absorción del oxígeno por la sangre disminuye, produciendo asfixia interna. [8]

2.1.4.2.4.- NITRÓGENO TOTAL

Es la suma de las concentraciones de nitrógeno total: nitritos más nitratos.

Representa el conjunto de las formas de nitrógeno reducidas orgánicas y amoniacales, y no la totalidad del nitrógeno; se refiere al resultado de determinar todo el nitrógeno presente en el agua, a excepción de los nitritos y nitratos. El nitrógeno puede existir también en forma de nitrógeno nitroso y nítrico independientemente del nitrógeno gaseoso (forma neutra); incluye principalmente el nitrógeno amoniacal y el orgánico, constituido éste último por proteínas, polipéptidos y aminoácidos.

El nitrógeno encontrado en las aguas superficiales puede provenir de los efluentes domésticos o industriales así como del lavado de suelos enriquecidos con abonos nitrogenados. [8]

2.1.4.2.5.- DEMANDA QUÍMICA DE OXÍGENO DQO

Es la concentración de masa de oxígeno consumido por la descomposición química de la materia orgánica e inorgánica. Tanto la prueba DQO, como la prueba DBO, determinan el grado de contaminación en un flujo. Los datos utilizados para el propósito de esta clasificación son medidos a través del consumo de permanganato de sodio. [8]

2.1.4.2.6.- DEMANDA BIOQUÍMICA DE OXÍGENO DBO₅

Es el oxígeno disuelto y requerido por los organismos para la descomposición aeróbica de la materia orgánica presente en el agua. Da la proporción en que desaparece el oxígeno de una muestra de agua y es utilizado como un indicador de la calidad del agua de efluentes residuales. Los datos utilizados para los propósitos de esta clasificación son medidos a 20 grados Celsius, por un periodo de 5 días. [8]

2.1.4.3.- INDICADORES MICROBIOLÓGICOS

Los fenómenos de oxidación de la materia orgánica que tienen lugar en la naturaleza son difíciles de reproducir en laboratorio, y sobre todo es muy difícil llegar a la degradación última de la materia orgánica. Para lograr la oxidación completa de los componentes orgánicos, se han desarrollado métodos químicos que utilizan reactivos más o menos enérgicos, con metodología precisa. [8]

Entre los indicadores microbiológicos tenemos:

2.1.4.3.1.- COLIFORMES TOTALES

Estos coliformes pertenecen a la familia enterobactereacea y se caracteriza por su capacidad para fermentar la lactosa con producción de ácido y gas, más o menos rápidamente, en un periodo de 48 horas y con una temperatura de incubación comprendida entre 30° y 37° C. Son bacilos Gram negativos, aerobios y anaerobios facultativos, no esporulados. Del grupo coliformes forman parte varios géneros tales como:

- Escherichia.
- Enterobacter.
- Klebsiella.
- Citrobacter.

Aunque su especificidad como indicador no es buena, se usan como índice de contaminación fecal. Los coliformes son un indicador muy útil para determinar la posible presencia de virus y bacterias patógenas entéricas en las aguas. El agua que no contiene coliformes totales se considera libre de bacterias productoras de enfermedades. [8]

2.1.4.3.2.- COLIFORMES FECALES

La determinación de coliformes fecales en agua, es un análisis de contaminación fecal más reciente que la determinación de coliformes totales; por eso los coliformes fecales son el microorganismo patrón utilizado por muchos laboratorios. Entre los coliformes fecales que producen enfermedades entéricas tenemos:

Escherichia coli, produce dolor abdominal, diarrea, náuseas, vómitos y fiebre.

Klebsiella, produce enfermedades respiratorias.

Citrobacter, produce alteraciones a nivel del colon y a nivel intestinal.

En resumen, el mejor método para asegurar la calidad microbiológica del agua de bebida es mantener una buena transparencia, proporcionar una desinfección adecuada, conservando desinfectante residual, y hacer medidas frecuentes de la densidad de coliformes totales en el agua. [8]

2.1.5.- NORMAS Y PARÁMETROS DE CALIDAD DEL AGUA

La reglamentación en materia de contaminación hídrica de la Ley 1333 y sus normas se constituyen en el principal marco metodológico aprobado por el Estado Boliviano, para la clasificación de los cuerpos de agua según su aptitud de uso y la determinación de los parámetros de calidad de aguas y sus rangos.

Para la clasificación de cuerpos de agua según su aptitud de uso, la reglamentación sugiere 79 parámetros de calidad de agua, cada uno con sus valores máximos admisibles, según cuatro clases de agua, siendo éstas las siguientes:

CLASE “A”: Aguas naturales de máxima calidad, que las habilita como agua potable para consumo humano sin ningún tratamiento previo, o con simple desinfección bacteriológica en los casos necesarios verificados por laboratorio.

CLASE “B”: Aguas de utilidad general, que para consumo humano requieren tratamiento físico y desinfección bacteriológica.

CLASE “C”: Aguas de utilidad general, que para ser habilitadas para consumo humano requieren tratamiento físico-químico completo y desinfección bacteriológica.

CLASE “D”: Aguas de calidad mínima, que para consumo humano, en los casos extremos de necesidad pública, requieren un proceso inicial de presedimentación, pues pueden tener una elevada turbiedad por elevado contenido de sólidos en suspensión, y luego tratamiento físico-químico completo y desinfección bacteriológica especial contra microorganismos y parásitos intestinales.

2.1.6.- CARACTERÍSTICAS Y CALIDAD DE AGUAS RESIDUALES

Es fundamental el conocimiento de la naturaleza del agua residual para encarar los procesos de tratamiento y la evacuación de estas aguas.

Las aguas residuales se caracterizan por su composición química, física y biológica.

En cuanto a los criterios de calidad, debemos considerar los parámetros de calidad del agua residual que tienen importancia en los vertidos de éstas, de esta manera se seleccionan los parámetros que se presentan a continuación para los análisis. [12]

2.1.7.- PROCESOS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

El tratamiento de las aguas residuales, es un proceso de separación y estabilización de materia orgánica y desinfección, haciendo que los sólidos orgánicos complejos putrescibles queden convertidos en sólidos minerales o en sólidos orgánicos estables. El grado de tratamiento depende del proceso de las tecnologías empleadas. Una vez completado el proceso de tratamiento, es aún necesario disponer los líquidos y los sólidos que se hayan generado. [12]

Los procesos empleados en las plantas depuradoras de aguas residuales municipales suelen clasificarse como parte del tratamiento primario, secundario o terciario.

En este sentido los métodos más usados para el tratamiento de las aguas residuales para descarga a otra fuente o para riego pueden ser:

Tratamiento preliminar.

Tratamiento primario.

Tratamiento secundario.

EFICIENCIA DE REMOCIÓN EN TIPOS DE TRATAMIENTO
TABLA 2.1

Tipo de tratamiento	DBO %	Sólidos en suspensión %	Nutrientes %	Bacterias %
Preliminar	5-10	5-20	No puede	10-20
Primario	25-50	40-70	No puede	25-75
Secundario	80-95	65-95	Puede	70-99

Fuente: CETESB.- Brasil

2.1.7.1.- TRATAMIENTO PRELIMINAR

Este tratamiento consiste en la separación de los elementos, los sólidos suspendidos como ser trapos, plásticos, maderas, etc., los inorgánicos pesados y las grasas. [12]

Para lograr esto, son necesarios los siguientes tratamientos:

El tamizado, por medio de rejillas o barras.

Los desarenadores.

2.1.7.2.-TRATAMIENTO PRIMARIO

Este tratamiento está basado en eliminar una determinada carga de materiales eliminando sólidos gruesos y los finos o arenas con el fin de facilitar los otros tratamientos. [12]

Este tratamiento consigue separar la mayoría de los sólidos sedimentables mediante:

- Tanques sépticos.
- Tanques de doble acción como son los Imhoff y otros similares.
- Tanques de sedimentación simple.
- Tanques de flujo ascendente como el eliminador de lodos.
- Tratamientos primarios avanzados.

2.1.7.3.-TRATAMIENTO SECUNDARIO

El tratamiento secundario o biológico está basado en las actividades químicas y bioquímicas de distintos microorganismos que oxidan la materia orgánica presente en las aguas residuales, pueden actuar tanto en anaerobiosis como aerobiosis, destacándose las lagunas anaerobias, tanques de sedimentación secundaria, estanques o lagunas de estabilización, reactores anaerobios de flujo ascendente RAFA. [12]

El tratamiento secundario debe hacerse cuando las aguas residuales todavía tienen efluentes que no han alcanzado la calidad deseada y que no puedan ser asimilados por los cuerpos receptores, estos son:

- Filtros Anaeróbicos de Flujo Ascendente FAFA.
- Reactores Anaeróbicos de Flujo Ascendente RAFA.
- Tanques de sedimentación secundaria.
- Estanques o lagunas de estabilización.

El siguiente cuadro nos proporciona una idea de la eficiencia de los procesos y sistemas de tratamiento:

EFICIENCIA DE REMOCIÓN EN SISTEMAS DE TRATAMIENTO

TABLA 2.1

Sistema de tratamiento	Eficiencia de remoción DBO %
Cámara séptica	30 a 50
Cámara séptica + filtro anaeróbico	75 a 95
Laguna anaeróbica	50 a 70
Laguna facultativa	70 a 90
Laguna aereada	90
Tanque imhoff	60
Reactor de flujo ascendente	70 a 90

Fuente: CETESB.- Brasil y Consejo Federal de Agua y Saneamiento 1993 - ARGENTINA

2.1.7.4.- TRATAMIENTO TERCIARIO

El tratamiento terciario proporciona una etapa final para aumentar la calidad del efluente al estándar requerido antes de que éste sea descargado al ambiente receptor (mar, río, lago, campo, etc.). Más de un proceso terciario del tratamiento puede ser usado en una planta de tratamiento. [12]

2.1.8.- UNIDADES DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DOMESTICAS

Las aguas residuales domésticas tienen una composición aproximada del 99.9 % de agua y el 0.01 % son sólidos de los cuales el 70 % son sólidos orgánicos y el 30 % son inorgánicos arenas, sales y metales. [12]

El tratamiento secundario es el principal porque permite una remoción de contaminantes y descargar un efluente con una calidad permitida, es por eso que se describirán las tecnologías para este tratamiento. [12]

2.1.8.1.- REJAS

Las rejas son un sistema de barras metálicas intercaladas en el flujo afluente, destinadas a interceptar los sólidos gruesos arrastrados por el sistema colector, para evitar que se dañen equipos e interfieran el funcionamiento de las unidades de tratamiento. [12]

Todas las plantas de tratamiento deben contar con un sistema de rejillas metálicas, intercaladas en el flujo afluente, destinadas a interceptar los sólidos gruesos arrastrados, para evitar que se dañen los equipos que intervienen en el funcionamiento de las unidades de tratamiento. [12]

Las rejillas deben ser metálicas de sección rectangular constituidas por un conjunto de barrotes separados por una distancia uniforme.

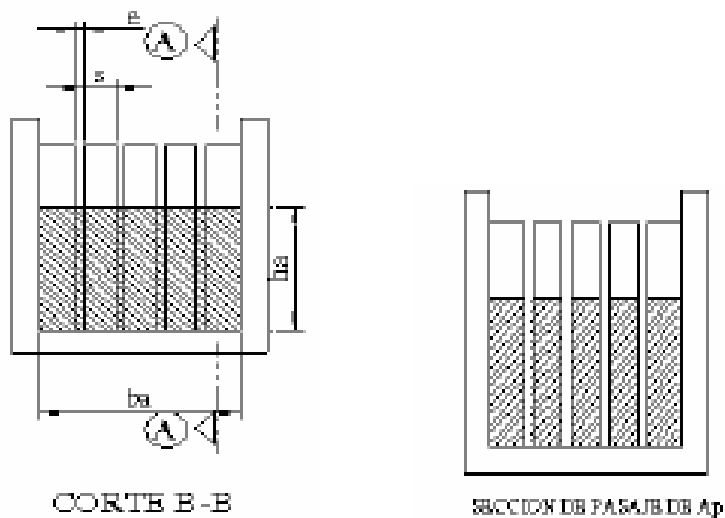
Las rejillas por su abertura son:

- Finas de 10 a 25 mm
- Gruesas de 40 a 100 mm

Por su forma:

- Rectas.
- Curvas.

Figura N° 2.1



FUENTE: PROYECTO SANEAMIENTO BÁSICO DE FLUJO CÍCLICO Y
TECNOLOGÍA APROPIADA PARA LA INNOVACIÓN DE LA NB 688

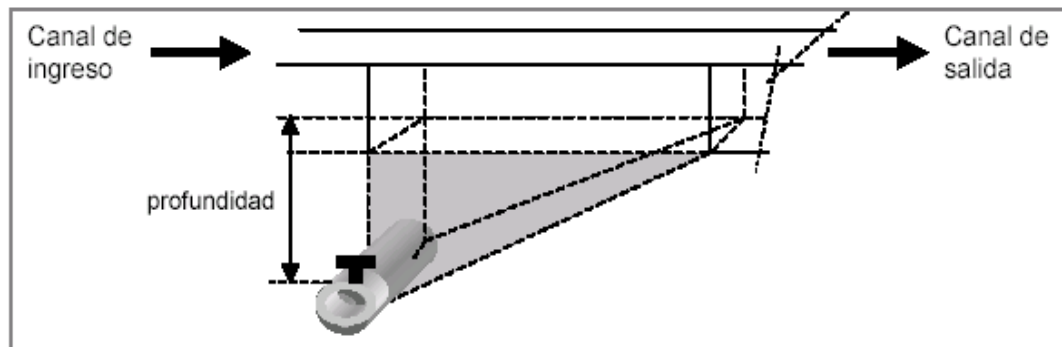
2.1.8.2.- DESARENADOR

Son unidades destinadas a retener partículas abrasivas, tales como gravas y arenas, que provocan el desgaste de equipos y acúmulos que perjudican las unidades de tratamiento. [12]

Es obligatoria la instalación de desarenadores en todas las plantas de tratamiento de aguas residuales, salvo cuando se trate solamente de lagunas de estabilización, en las que preferentemente se instalarán dos desarenadores, y solamente se aceptará una sola unidad desarenadora cuando esta sea de limpieza manual y que dicha operación no requiera de un by pass. [12]

La limpieza de fondo se dimensiona para una velocidad de 1 m/s.

Figura N° 2.2



FUENTE: PROYECTO SANEAMIENTO BÁSICO DE FLUJO CÍCLICO Y TECNOLOGÍA APROPIADA PARA LA INNOVACIÓN DE LA NB 688

2.1.8.3.- FOSA SÉPTICA

Fue la más utilizada en la antigüedad consiste en una excavación en el suelo donde se depositan las aguas residuales y está cerrada. El efluente puede ser filtrado directamente o se vacía para darle utilización posterior. El problema de esta técnica es la contaminación de acuíferos, el subsuelo, con los miles de problemas posteriores. Las fosas sépticas todavía se utilizan en países subdesarrollados. [12]

2.1.8.4.- TANQUE HIMHOF

Es una variación de la fosa séptica consta de dos cámaras comunicadas. En la primera cámara se llega hasta un nivel de degradación y en la segunda se produce una degradación más estricta. Se utilizan en depuraciones de aguas residuales de poblaciones pequeñas. [12]

2.1.8.5.-TANQUE SÉPTICO TS

El tanque séptico es el módulo de pretratamiento mas comúnmente aplicado a nivel mundial para sistemas descentralizados a pequeña escala. Es compacto y robusto y en relación a sus costos de construcción, es altamente eficiente para la remoción de sólidos sedimentables. Consta básicamente de un tanque de sedimentación con dos o tres cámaras en el cual la materia orgánica sedimentable es estabilizada por digestión anaerobia. Los componentes disueltos y en forma de sólidos en suspensión del agua residual salen del tanque sin tratamiento. [18]

➤ Principio depurador:

El principio del tratamiento en el tanque séptico ocurre básicamente a través de tres fenómenos, que ocurren principalmente en la primera cámara. [18]

➤ Sedimentación:

La materia orgánica altamente estructurada, en forma de agregados de tamaño apropiado, sedimentan y se acumulan en el fondo del tanque. La sedimentación óptima ocurre cuando el flujo es uniforme y no turbulento, bajo estas condiciones el líquido clarificado (luego de la separación de los sólidos por sedimentación) sale del tanque sin olores y muy poco degradado por la acción microbiana, sin embargo estas son condiciones difíciles de lograr, debido a que la fermentación de lodo que ocurre en el fondo del tanque, siempre libera burbujas de gas, que causan turbulencias, además las partículas de lodo adheridas a las burbujas que tienen diferentes grados de estabilización son arrastradas por el flujo al exterior del tanque, el grado de arrastre de las partículas depende de la cantidad de lodo en el fondo del tanque y cuando el

lodo ocupa más de las dos terceras partes del tanque, el arrastre del lodo se incrementa drásticamente. [18]

➤ **Flotación:**

En la superficie líquida del tanque, se acumulan sólidos flotantes, grasas, aceites, plásticos y lodo flotante adherido a gas de fermentación proveniente del fondo, la costra formada sufre un proceso de hidrólisis o licuefacción por acción microbiana, el grado de hidrólisis, depende de la composición y el tiempo de retención de la costra flotante, dentro del tanque. [18]

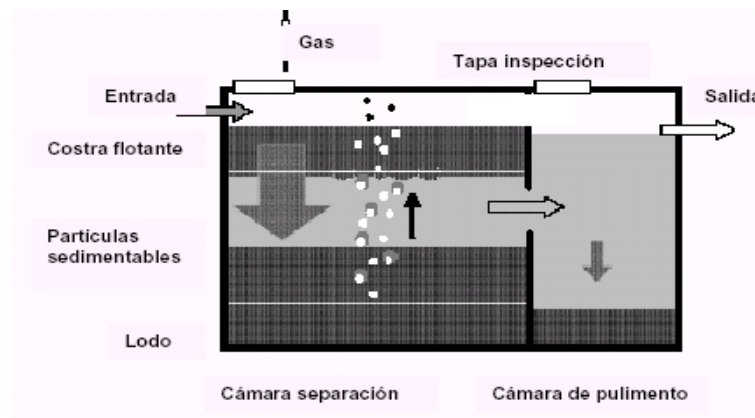
➤ **Fermentación del lodo sedimentado:**

En el fondo del tanque los sólidos sedimentables se someten a diversas etapas de la fermentación anaerobia, como ser hidrólisis, acidogénesis y metanogénesis, mediante los cuales se estabilizan; el grado de estabilización depende de la temperatura, composición del lodo y edad del mismo. [18]

➤ **Esquema técnico**

En la figura 2.3 se muestra un esquema técnico detallado de la forma, flujos, etapas y principios depurativos que ocurren en un tanque séptico.

Figura N° 2.3



Fuente: Kraemer - 2003

➤ **Rendimientos:**

En los tanques sépticos se alcanzan los siguientes rendimientos:

DBO: 25 a 50%

DQO: 25 a 50%

SS: 20 – 60%

Coliformes fecales < 10%

➤ **Área, clima y tamaño de población beneficiaria:**

Área requerida: 0.05 a 0.1 m²/hab.

Clima: Muy aplicables para climas cálidos y templados, con limitaciones para climas fríos.

Población: Aplicables a poblaciones menores a 1000 hab.

2.1.8.6.- REACTORES ANAERÓBICOS DE FLUJO ASCENDENTE RAFA

Los Reactores Anaeróbicos de Flujo Ascendente, denominados RAFA, consisten en estaciones compactas de tratamiento anaeróbico, de reciente aparición en América Latina, luego de investigaciones realizadas en Holanda, y posteriormente aplicado en Colombia, por Gatzke Lettinga cerca del año 1980. [10]

En términos generales, los RAFA son tanques en los cuales el caudal afluente ingresa por su sección inferior, recolectándose el agua tratada en su sección superior.

El período de retención hidráulica, normalmente de unas 18 horas o mayor dependiendo de la temperatura de operación, tipo de desecho y otras variables, permite que el material contaminante sea estabilizado parcialmente por bacterias anaeróbicas, con la consecuente producción de biogás. Es por ello que se denominan "reactores", ya que en ellos se lleva a cabo la reacción bioquímica o biodegradación.

Se han propuesto distintas versiones de RAFA, destacando entre ellas las siguientes: manto de lodos, lecho expandido, lecho fluidizado y filtro anaeróbico de flujo ascendente.

De acuerdo a datos experimentales en nuestro medio es conveniente orientarnos al desarrollo e investigación de dos de estas variantes, el Reactor tipo EASA se basa en ellas, se comentarán únicamente: el proceso de manto de lodos UASB y el Filtro Anaeróbico de Flujo Ascendente FAFA. [10]

➤ **El proceso de manto de lodos**

Conocido también como proceso UASB en honor a las siglas originalmente difundidas en inglés Upflow Anaerobic Sludge Blanket, consiste en un tanque de sección normalmente rectangular, el cual se alimenta a través de un sistema de tuberías de distribución del agua residual a partir de su sección inferior.

El líquido a depurar asciende con una pequeña velocidad, poniéndose en contacto con una altísima concentración de lodos anaeróbicos (semilla biológica), lecho que es conocido como "manto de lodos" por su capacidad de expandirse debido al flujo ascendente, sin ser evacuado del reactor. En los procesos de alta tasa de tratamiento, como el caso de las modalidades de lecho fluidizado y expandido, se requiere de un sedimentador final con recirculación de lodos, similar a los sistemas aeróbicos de lodos activados (excepto la modalidad de aeración extendida).

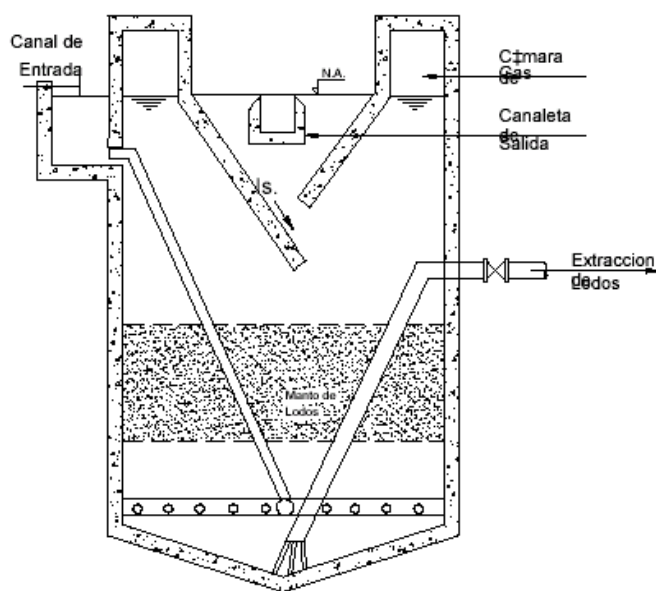
El manto de lodos es el corazón biológico del proceso (VER FIGURA 2.4), pues en él se lleva a cabo la transformación bioquímica de la materia orgánica contaminante. Para ello se debe alimentar el reactor con importantes cantidades de lodos anaeróbicos maduros, antes de la puesta en operación del proceso (los procedentes por ejemplo de tanques sépticos, boñigas frescas, etc. de esta forma, se propicia la maduración de estos lodos a través de varios meses de especiales cuidados (arranque del reactor), hasta lograr su transformación en pequeños gránulos anaeróbicos compactos, de alto poder estabilizador. [10]

El caudal afluente ocasiona la expansión del manto de lodos, de tal forma que se presentan simultáneamente procesos de filtración biológica, absorción y adsorción, al mismo tiempo que decantación.

Para evitar el arrastre de biomasa, se incorporan separadores de fases (gas, líquido, sólido) en la parte superior del tanque, a partir de las cuales es factible reutilizar el biogás, incrementando el tiempo de retención celular.

Posiblemente el mayor problema operacional de este tipo de reactor descansa en su "arranque" o puesta en marcha, para lo cual se debe alimentar inicialmente con un caudal controlado menor que el de diseño, con estricto control del pH, de la presencia de ácidos grasos volátiles (AGV), del crecimiento neto celular medido en términos de sólidos suspendidos volátiles, de la relación entre la biomasa activa y la capacidad de digestión biológica de la materia orgánica, medida en términos de la actividad metanogénica específica (AME), de las características de sedimentabilidad del manto medido a través del índice volumétrico de lodos (IVL), etc. [10]

Figura N° 2.4



FUENTE: GUÍA TÉCNICA DE DISEÑO DE PROYECTOS DE SANEAMIENTO PARA POBLACIONES MENORES A 10.000 HABITANTES 2005

2.1.8.7.- FILTRO ANAERÓBICO DE FLUJO ASCENDENTE FAFA

El Filtro Anaeróbico de Flujo Ascendente FAFA, es un reactor donde la materia orgánica es estabilizada, por la acción de microorganismos que quedan retenidos en la

parte perimetral del material soporte, que constituye el lecho, a través del cual las aguas residuales escurren.

El agua residual después de un pretratamiento y en ocasiones del tratamiento primario, se la hace atravesar un lecho circular o rectangular que contiene un medio de soporte como ser: piedras o material sintético (FIGURA 2.5), donde se produce el proceso anaeróbico en contacto con la biopelícula que se ubica alrededor de los componentes del medio filtrante. En resumen, es un filtro de piedra granular de 25 a 50 mm de diámetro ubicado en un tanque circular o rectangular por el que atraviesa el líquido de la parte de abajo a la superficie como líquido tratado. [10]

El Filtro Anaeróbico de Flujo Ascendente FAFA es un reactor de operación similar al proceso UASB, con la diferencia básica de que el tanque es totalmente empacado, de tal forma que el lecho de contacto biológico es fijo, es decir, inmóvil. El material de empaque debe tener idealmente alta porosidad, de forma tal que se aumente la superficie específica de contacto entre el material orgánico a estabilizar y el material filtrante. [10]

En el proceso FAFA se debe incorporar un tratamiento primario que elimine material suspendido del agua, con miras a evitar obstrucciones tempranas del filtro, situación que no se presenta en el proceso de manto de lodos. En el FAFA no es necesaria la incorporación de separadores de fases, ya que los sólidos suspendidos arrastrados por el biogás hacia la superficie son inmediatamente retenidos por el material filtrante, situación que no ocurre en el proceso UASB.

Tanto en el proceso UASB como en el FAFA la remoción de materia orgánica en términos de Demanda Bioquímica de Oxígeno, oscila entre el 60 y 80%, valores típicos para aguas negras, que pueden elevarse en el caso de algunas aguas residuales industriales. [10]

➤ **Características técnicas.**

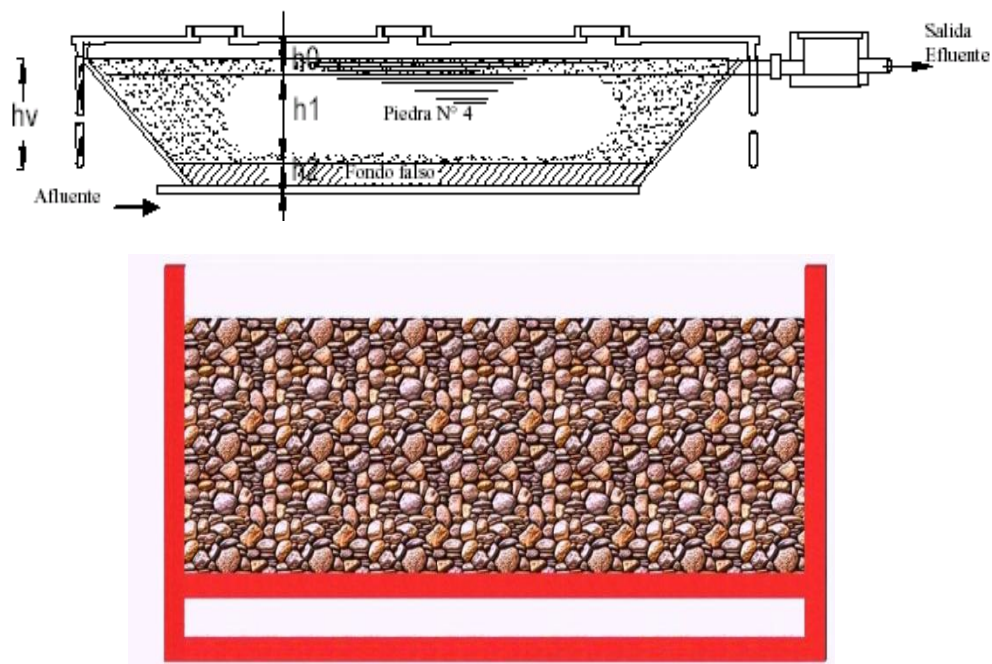
La operación y mantenimiento de los filtros anaeróbicos son muy simples y exigen apenas cuidados regulares, como la remoción de materiales flotantes, limpieza de los

bordes de la unidad, remoción eventual de algas si el filtro es descubierto, y las descargas regulares del lodo acumulado en el fondo falso.

Este tipo de reactor produce cantidades pequeñas de lodo, lo que permite descargas del lodo en intervalos iguales o superiores a dos meses. Los lechos de secado convencionales pueden ser usados para recibir este material.

La lámina líquida sobre el lecho (0.30 m) en el caso de filtros no cubiertos generalmente prolifera gran cantidad de algas, que permiten la inyección de oxígeno disuelto que es deseable cuando el sistema funciona adecuadamente. [10]

FIGURA 2.5



FUENTE: GUÍA TÉCNICA DE DISEÑO DE PROYECTOS DE SANEAMIENTO PARA POBLACIONES MENORES A 10.000 HABITANTES. 2005

2.1.8.8.- EL REACTOR TIPO EASA

El Reactor tipo EASA consiste en un tanque de sección cuadrada en su parte superior, y pirámide truncada con pendientes de 45° en su sección inferior, parecido a un

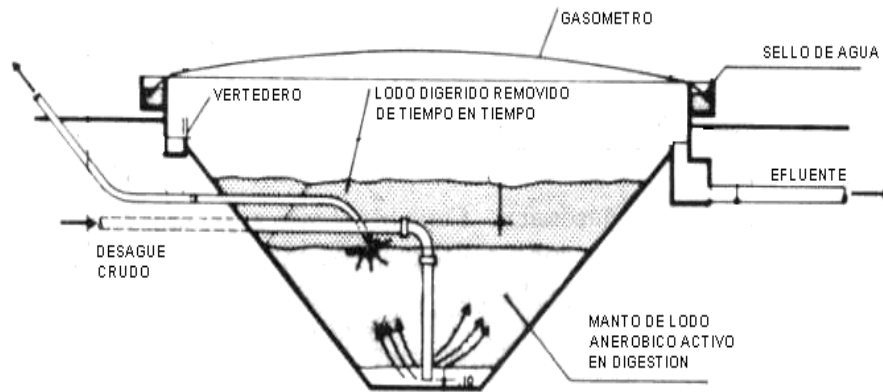
sedimentador tipo Dortmund. La alimentación del tanque se efectúa por un tanque deflector central de sección cuadrada concéntrica, el cual desciende hasta el fondo del reactor obligando al líquido residual a ponerse en contacto con los lodos concentrados en el fondo. [10]

La operación hidráulica es similar a la de un tanque Dortmund: alimentación central a través de un deflector, el cual obliga al agua a ingresar al tanque por su sección inferior en forma radial uniformemente distribuida, con recolección del agua decantada mediante un vertedor perimetral, o alternativamente, mediante una serie de tuberías perforadas horizontales, similares a las utilizadas en la salida de un sedimentador laminar.

En la parte superior del Reactor tipo EASA se ha diseñado un fondo falso en viguetas prefabricadas, que permite la instalación de una capa de material poroso (escoria volcánica) que actúe bajo el concepto de un Filtro Anaeróbico de Flujo Ascendente FAFA, con la diferencia que su tamaño es menor que el que habría correspondido a un diseño de FAFA convencional. [10]

El primer Reactor tipo EASA se implementó en 1991 en un complejo turístico denominado Jacó Beach – Jacó. Princess – Costa Rica, el cual fue evaluado con apoyo de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Costa Rica, en donde el consultor ha fungido como profesor durante los últimos 12 años. Posteriormente en 1995 la operación sanitaria de otra unidad similar, con aguas residuales de naturaleza industrial. En ambas investigaciones se obtuvieron excelentes resultados en la depuración, con eficiencias en remoción de DBO superiores al 60% durante los primeros meses de operación (no incluye la eficiencia del tratamiento primario, únicamente eficiencia del reactor). [10]

Figura N° 2.6

DISEÑO DE UNA UNIDAD

FUENTE: CEPIS: TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN REACTORES ANAERÓBICOS, DE FLUJO ASCENDENTE, EN MANTO DE LODOS. 2005

2.1.8.9.- LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN

Consiste en la depuración biológica en estanques de estabilización.

Una laguna de estabilización es un estanque excavado en la tierra que depura el agua residual que recoge; en él tienen lugar una serie de procesos:

- El efecto estanque permite absorber las variaciones de caudal del agua residual que llega a la laguna.
- Las partículas en suspensión sufren una sedimentación primaria.
- Los residuos orgánicos son eliminados por oxidación bacteriana aerobia (en la superficie del estanque) y digestión anaerobia (en las capas de agua más profundas).

[16]

Dependiendo del tipo de proceso biológico, las lagunas se pueden clasificar en varios tipos:

2.1.8.10.- LAGUNAS ANAEROBIAS

La depuración en estas lagunas ocurre por la acción de bacterias anaerobias. En estas lagunas, como consecuencia de la elevada carga orgánica y el corto periodo de retención del agua residual, el contenido en oxígeno disuelto se mantiene muy bajo o nulo durante todo el año. El objetivo perseguido es retener la mayor parte posible de los sólidos en suspensión, que pasan a incorporarse a la capa de fangos acumulados en el fondo, y eliminar parte de la carga orgánica. El objetivo primordial de estas lagunas es la reducción de contenido en sólidos y materia orgánica del agua residual, y no la obtención de un efluente de alta calidad. Por esta razón, las lagunas anaerobias operan en serie con lagunas facultativas y anaerobias o de maduración. [18]

Fundamentos de la depuración.

En las lagunas anaerobias se produce la estabilización de la materia orgánica en ausencia de oxígeno mediante las tres fases siguientes:

Hidrólisis:

En esta fase inicial un grupo de bacterias presentes en la laguna descomponen los compuestos orgánicos e insolubles presentes en el agua en otros compuestos más sencillos y solubles que servirán de alimento a las bacterias que intervienen en la fase siguiente.

Formación de ácidos:

Los compuestos orgánicos sencillos producto de la etapa anterior son ahora utilizados por un grupo de bacterias formadoras de ácidos orgánicos volátiles, ácido acético, propiónico y butírico principalmente. Esta conversión se produce con gran rapidez y dado que los productos están poco estabilizados con respecto a los de partida la reducción de DBO_5 y DQO es pequeña en esta etapa.

Formación de metano:

En esta etapa entra en acción una nueva categoría de bacterias que convierte los ácidos orgánicos producidos anteriormente en metano y dióxido de carbono. El

metano es un gas combustible e inodoro y el dióxido de carbono es un gas presente en la atmósfera. Ambos gases son liberados a través de la superficie de la laguna en forma de burbuja, cuya presencia es síntoma de un buen funcionamiento en este tipo de lagunas.

Puesto que estos productos abandonan el agua, es ahora cuando se produce una gran reducción de la materia orgánica, por lo que es fundamental en este proceso que esta fase se lleve a cabo. [18]

Figura 2.7



FUENTE: PROYECTO SANEAMIENTO BÁSICO DE FLUJO CÍCLICO Y TECNOLOGÍA APROPIADA PARA LA INNOVACIÓN DE LA NB 688

2.1.8.11.- LAGUNAS FACULTATIVAS

Estos estanques se caracterizan por poseer una zona aerobia, próxima a la superficie, y una zona anaerobia en el fondo. La extensión relativa de estas dos zonas varía durante el año en función de la carga aplicada y de la eficacia de los dos mecanismos de adición de oxígeno al medio: la fotosíntesis llevada a cabo por las algas y la reaeración a través de la superficie. La finalidad de estas lagunas es la estabilización de la materia orgánica en un medio oxigenado proporcionado principalmente por las algas presentes.[18]

En estas lagunas podemos encontrar cualquier tipo de microorganismo, desde anaerobios estrictos en el fango del fondo hasta aerobios estrictos en la zona inmediatamente adyacente a la superficie. Sin embargo, los seres vivos más adaptados en el medio serán los microorganismos facultativos, que pueden sobrevivir en las condiciones cambiantes de oxígeno disuelto típicas de estas lagunas a lo largo del día y del año. Además de las bacterias y protozoos, en dichas lagunas es esencial

la presencia de algas. Que son principales suministradoras de oxígeno disuelto. El objetivo perseguido en las lagunas facultativas es obtener un efluente de la mayor calidad posible, en el que se haya alcanzado una elevada estabilización de la materia orgánica y una reducción en el contenido en nutrientes y bacterias coliformes. [18]

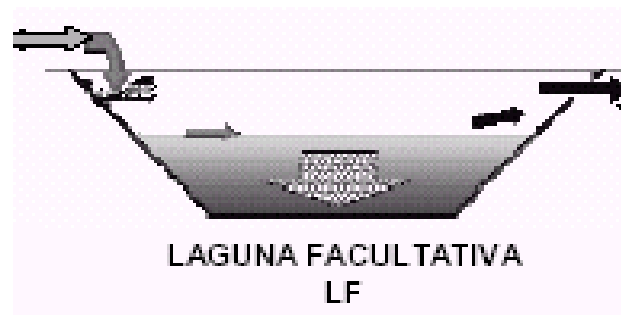
Fundamentos de la depuración:

La depuración en las lagunas facultativas está basada en una perfecta simbiosis entre las algas y las bacterias heterótrofas facultativas. Estas últimas utilizan el oxígeno suministrado por las algas para degradar la materia orgánica a compuestos inorgánicos oxidados, consiguiendo además energía y materia primas para reproducirse. Por su parte las algas utilizan, en presencia de luz, los productos de desecho de las bacterias (nitratos, fosfatos y dióxido de carbono) para su crecimiento. Todo lo expuesto anteriormente se puede representar esquemáticamente como sigue:

Bacterias: Materia orgánica + O₂ -----> Prod. Oxidados + Nuevas bacterias

Algas: CO₂ + Nutrientes disueltos -----> O₂ + Nuevas algas.

Figura 2.8



FUENTE: PROYECTO SANEAMIENTO BÁSICO DE FLUJO CÍCLICO Y TECNOLOGÍA APROPIADA PARA LA INNOVACIÓN DE LA NB 688

2.1.8.12.- LAGUNAS AEROBIAS

En estas lagunas se mantiene un ambiente aerobio en toda su profundidad, lo que se consigue con menores cargas aplicadas, de forma que la fotosíntesis y la reaeración sean suficientes para proporcionar oxígeno disuelto a toda la columna de agua. En las

lagunas de maduración se consigue una elevada desinfección del agua tratada, así como la mineralización de los nutrientes orgánicos. [18]
 Dado que estos tres tipos de laguna requieren niveles decrecientes de carga orgánica para funcionar correctamente, las plantas de tratamiento suelen estar constituidas por los tres tipos de estanques operando en serie. De esta forma se alcanza una mayor calidad en el efluente final. En este tipo de lagunas, el objetivo principal es la consecución de un efluente de buena calidad mediante la eliminación de patógenos, sustituyendo además a la cloración. Aparte de su efecto desinfectante, las lagunas de maduración cumplen otros objetivos como son la nitrificación del nitrógeno amoniacal, cierta eliminación de nutrientes así como la clarificación del efluente y la consecución de un buen efluente bien oxigenado. [18]

Fundamentos de la depuración

Las bacterias patógenas son eliminadas de la siguiente forma: Debido a que el peso específico de los microorganismos es mayor que el del agua, estos sedimentan depositándose en el fondo de la laguna donde son atacados por bacterias que se desarrollan en la capa de fango y desaparecen. La limitación del nutriente en este tipo de laguna hace que las bacterias patógenas estén en inferioridad de condiciones al luchar por conseguir alimento frente a otros microorganismos mejor adaptados al medio y mueran. La presencia de predadores como protozoos, bacteriófagos, microcrustáceos y rotíferos da lugar a una fuente de reducción de bacterias patógenas. Por último, las propias condiciones de la laguna (temperatura, pH, salinidad, intensidad luminosa) le resultan adversas. [18]

Nitrificación:

El mecanismo biológico de nitrógeno amoniacal es el mismo que el de las lagunas facultativas, aunque el medio aerobio propio de estas lagunas es mucho más adecuado para el desarrollo de las bacterias nitrificantes. Esta conversión tiene gran

importancia, ya que impide el paso de nitrógeno amoniacal a los cauces receptores y evita así los efectos tóxicos que produce. [18]

Reducción de nutrientes:

El descenso de la concentración de nutrientes solubles observado en las lagunas de maduración se debe fundamentalmente al consumo por el fitoplancton, posible desnitrificación por las noches y la precipitación de sales insolubles de fósforo en el fondo de la laguna. [18]

Rendimientos:

En lagunas aerobias se alcanzan los siguientes rendimientos de remoción de coniformes fecales mayores a 99.9%

Área, clima y tamaño de población servida:

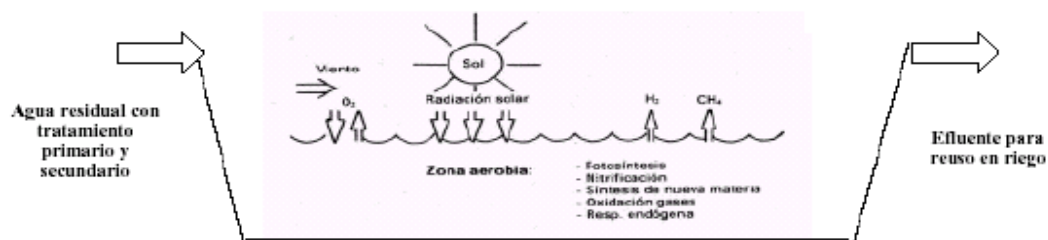
Área requerida para un sistema de lagunas aerobias, dependiendo del cálculo y el grado de tratamiento previo.

Clima: No se reportan limitaciones para variedad de climas

Población: Mayores a 500 habitantes.

Figura 2.9

Principios de una Laguna Aerobia



Fuente: CENTA - 2005

2.1.9.- SISTEMAS ALTERNATIVOS DE TRATAMIENTO

Los sistemas de tratamiento comprenden las distintas etapas requeridas, mediante procesos biológicos y naturales.

La selección de alternativas tendrá como base las alternativas de tratamiento completo de la NB 688 y la guía técnica de saneamiento básico para poblaciones menores de 10000 habitantes del Ministerio de Servicios y Obras Públicas y Viceministerio de Servicios Básicos. [15]

Los sistemas de tratamiento planteados en base a los módulos NB 688, tienen como objetivo de calidad, eliminar los coliformes fecales, sin recurrir a la desinfección, hasta niveles permisibles para riego o la infiltración del agua residual sin potenciales problemas de contaminación de napas freáticas. [18]

Es por eso que se describen los sistemas propuestos por esta la Norma NB 688.

2.1.9.1.- Sistema combinado: Filtro Anaerobio FA – Laguna Facultativa LF Laguna Aerobia LA

- **Esquema técnico (Figura N° 2.10)**
- **Población:** menor a 10.000 hab., para poblaciones mayores se deben construir varios FA paralelos, con potenciales dificultades en la operación.
- **Entorno de aplicación:** Su aplicación puede estar limitada por el área disponible, para operar con gravedad es deseable contar con pendientes apropiadas.
- **Consideraciones para el diseño:** Temperatura, características del agua residual y material inerte para el FA, definen las dimensiones y costos del sistema de tratamiento.
- **Calidad final del agua tratada:** La combinación FA – LF - LA, diseñada apropiadamente, tiene la capacidad para eliminación de patógenos y carga orgánica hasta límites permisibles para el reuso del agua residual para riego. [18]

Figura N° 2.10

Sistema FA-LF-LA



FUENTE: PROYECTO SANEAMIENTO BÁSICO DE FLUJO CÍCLICO Y TECNOLOGÍA APROPIADA PARA LA INNOVACIÓN DE LA NB 688

2.1.9.2.- Sistema combinado: Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente RAFA– Laguna Facultativa LF – Laguna Aerobia LA

- **Esquema técnico (Figura N° 2.11)**
- **Población:** menor a 10.000 hab., para poblaciones mayores se deben construir varios RAFA paralelos.
- **Entorno de aplicación:** Su aplicación puede estar limitada por el área disponible, para operar con gravedad es deseable contar con pendientes apropiadas, aplicable a climas tropicales.
- **Consideraciones para el diseño:** Temperatura y características del agua residual definen las dimensiones y costos del sistema de tratamiento. [18]

Figura N° 2.11
Sistema RAFA-LF-LA



FUENTE: PROYECTO SANEAMIENTO BÁSICO DE FLUJO CÍCLICO Y TECNOLOGÍA APROPIADA PARA LA INNOVACIÓN DE LA NB 688

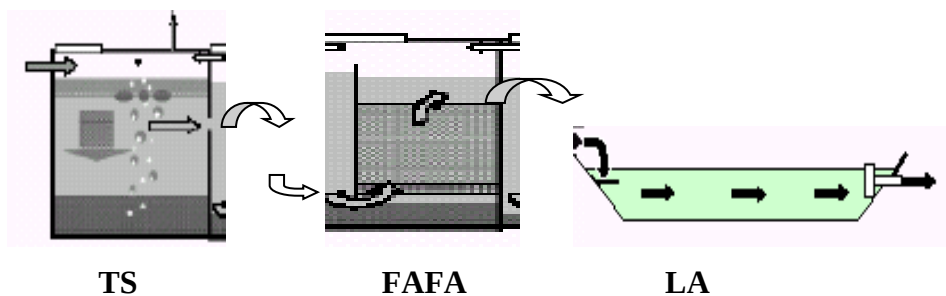
- **Calidad final del agua tratada:** La combinación RAFA – LF - LA, diseñada apropiadamente, tiene la capacidad para eliminación de patógenos y carga orgánica hasta límites permisibles para el reuso del agua residual para riego. [18]

2.1.9.3.- Sistema combinado: Tanque Septico TS – Filtro Anaerobio de Flujo Ascendente FAFA – Laguna Aerobia LA

- **Esquema técnico (Figura N° 2.12)**
- **Población:** menor a 10.000 hab., para poblaciones mayores se deben construir varios
- **Entorno de aplicación:** Su aplicación puede estar limitada por el área disponible, para operar con gravedad es deseable contar con pendientes apropiadas, aplicable a climas tropicales.
- **Consideraciones para el diseño:** Temperatura y características del agua residual definen las dimensiones y costos del sistema de tratamiento. [16]

Figura N° 2.12

Sistema TS-FAFA-LA



FUENTE: PROYECTO SANEAMIENTO BÁSICO DE FLUJO CÍCLICO Y TECNOLOGÍA APROPIADA PARA LA INNOVACIÓN DE LA NB 688

- **Calidad final del agua tratada:** La combinación TS - FAFA - LA, está diseñada apropiadamente, tiene la capacidad para eliminación de patógenos y carga orgánica hasta límites permisibles para el reuso del agua residual para riego.

CAPÍTULO III

3.1.- SELECCIÓN DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO Y UNIDADES

Los criterios que se deben tomar en consideración en el tratamiento de aguas residuales domésticas, incluyen la caracterización de los siguientes elementos:

- Los costos de construcción, operación y mantenimiento de los sistemas de tratamientos.
- El tamaño y las características de la población.
- El grado de tratamiento.
- La conservación de las fuentes de abastecimiento de agua para uso doméstico.

Para la selección y propuesta de alternativas de tratamiento y equipos; además de la bibliografía revisada y expuesta en el marco teórico, se presenta a continuación un resumen de los elementos y cuadros de la selección de las unidades y del proceso:

3.1.1.-Costos de Construcción

Los costos de construcción dependen de la escala de aplicación de cada módulo o de la población servida, en el Tabla 3.1, se presenta el rango de costos de construcción por habitante reportados por la bibliografía y una estimación de costos relativos para los módulos propuestos por la NB 688.

TABLA 3.1
Costos Específicos y Relativos de Construcción

Módulos	Rango de costos (\$/hab.)	Promedio (\$/hab.)	Costo relativo
Tanque séptico	85-100	93	2
Tanque Imhoff	70-100	84	2
Filtro biológico – Lecho bacteriano	180-600	356	7
Lagunas facultativa	70-210	133	2
Reactor anaerobio de flujo ascendente	20-100	54	1
Reactor anaerobio de lecho fluidizado	No se conoce		
Filtro anaerobio	220-350	276	5

Fuente: Luna Ponce - 2003; Sasse - 1998

A partir de los resultados anotados en el Cuadro 3.1, se puede puntualizar lo siguiente:

- El lecho bacteriano tiene los costos más elevados.
- El sistema RAFA tiene los costos más bajos, seguidos por los sistemas de tanques sépticos e Imhoff, lo que explica la amplia aplicación de estos dos últimos en núcleos rurales del país. [18]

3.1.2.-Costos de Operación y Mantenimiento.

Los costos de operación y mantenimiento dependen de la escala de aplicación de cada módulo o de la población servida, en la Tabla 3.2, se presenta el rango de costos de operación y mantenimiento por habitante y año, además de una estimación de costos relativos de operación.

TABLA 3.2
Costos Específicos y Relativos de Operación

Módulos	Rango de costos (\$/hab.)	Promedio (\$/hab.)	Costo relativo
Tanque séptico	5.5	6	1.3
Tanque Imhoff	8	8	1.8
Filtro biológico – Lecho bacteriano	8 a 35	18	4.1
Lagunas facultativa	2 a 9	5	1.2
Reactor anaerobio de flujo ascendente	2 a 7	4	1.0
Reactor anaerobio de lecho fluidizado	No se conoce		
Filtro anaerobio	3 a 6	5	1.0

Fuente: Luna Ponce - 2003; Sasse – 1998

A partir de los resultados anotados en el Cuadro 3.2., se puede puntualizar lo siguiente:

- Para todas las opciones el costo de operación y mantenimiento por habitante/año, es inversamente proporcional al tamaño de la población servida.
- El lecho bacteriano tiene los costos más elevados.
- El resto de los módulos tiene similares costos de operación y mantenimiento.

- La realidad socioeconómica de Bolivia, impone bastantes límites al aspecto operativo y de mantenimiento para poblaciones medianas y pequeñas, la gran mayoría de los sistemas de tratamiento a esta escala, nunca son operados, no se realiza purgas de lodo, limpieza de desarenadores, ni mantenimiento. Estas señales indican que hay mucho por avanzar en el área de educación, concienciación y desarrollo tecnológico para el saneamiento. [18]

3.1.3.-Eficiencias de Tratamientos

Se analizan comparativamente, las eficiencias o rendimientos, de cada uno de los módulos, para las siguientes características del agua residual:

- Demanda química de oxígeno DQO
- Demanda bioquímica de oxígeno DBO₅
- Sólidos en suspensión SS
- Nitrógeno total N_t
- Fósforo total P_t
- Coliformes fecales C_f

En el Cuadro 3.3, se sintetizan las eficiencias típicas para cada módulo de tratamiento.

En la evaluación de las eficiencias de remoción de colifecales, sólo se considera la capacidad natural de cada sistema de eliminación de patógenos, no se considera desinfección por su inaplicabilidad en el contexto. [18]

TABLA 3.3
Eficiencias Promedio de los Módulos Propuestos por la NB 688

Módulos	Eficiencias de tratamiento (%)					
	DQO	DBO	SS	Nt	Pt	CF
Tanque séptico	30.00	35.00	60.00	30.00	20.00	10.00
Tanque Imhoff	20.00	30.00	60.00	30.00	20.00	10.00
Filtro biológico – Lecho bacteriano	74.50	75.00	71.00	42.50	22.50	85.00
Lagunas de estabilización	60.00	67.50	70.00	60.00	15.00	99.00
Reactor anaerobio de flujo ascendente	70.00	80.00	60.00	30.00	10.00	50.00
Reactor anaerobio de lecho fluidizado	70.00	80.00	60.00	30.00	10.00	50.00
Filtro anaerobio	80.00	85.00	65.00	30.00	10.00	95.00

Fuente: Medina - 2005; Luna Ponce - 2003; Sasse - 1998

Muñoz y León –1993 en su trabajo de investigación “Sistemas Integrados de Tratamiento y Uso de Aguas Residuales en América Latina: Realidad y Potencial” (Proyecto REUSO) conducido por el Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (CEPIS) con la participación de 14 países latinoamericanos entre el 2000 y 2003, resaltan la inaplicabilidad de la desinfección de aguas residuales tratadas en contexto continental, incluso para grandes ciudades, donde los servicios básicos tiene una administración más sólida, por lo tanto, el plateo de soluciones de tratamiento basadas en un único módulo de tratamiento con o sin desinfección final es inaplicable en el contexto latinoamericano. [18]

3.1.4.-Predicción de la Calidad del Efluente Final

Para la predicción de la calidad del efluente final, se definen tres tipos de agua residual, de acuerdo a Metcalf y Eddy – 1998: concentración baja, media y alta, con las características promedio detalladas en el Tabla 3.4.

Una vez definidos los tipos de agua residuales doméstica cruda, se procede a estimar para cada módulo y tipo de agua residual, la calidad del efluente final. [18]

TABLA 3.4
Composiciones Típicas de Agua Residual Doméstica Cruda

Contaminantes	Unidades	Concentración		
		Débil	Media	Alta
DQO	mg/L	250	500	1000
DBO	mg/L	110	220	400
Sólidos en Suspensión SS	mg/L	100	220	350
NH3 como N	mg/L	12	25	50
Pt	mg/L	4	8	15
Coniformes Fecales CF	N0 /100 m	1,E +07	1,E+0.8	1, E +0.9

(*) Se ha modificado de acuerdo a datos de diversas aguas residuales domésticas en Bolivia

Fuente: Adaptado de Metcalf y Eddy – 1998

3.1.5.-Aplicabilidad según el Tipo de Población

Cada módulo, tiene un campo poblacional específico de aplicación, el Tabla 3.5, muestra el tamaño de población beneficiaria y el módulo en forma individual o combinada con otros módulos, que comúnmente se suelen aplicar en países en vías en desarrollo.

TABLA 3.5
Campo de Aplicación Poblacional de los Módulos de la NB 688

Módulos	Población Equivalente							
	100	200	500	1000	2000	5000	10000	>10000
Tanque séptico								
Tanque imhoff								
Filtro biológico – lecho bacteriano								
Lagunas de estabilización								
Reactor anaerobico de flujo ascendente								
Reactor anaerobico de lecho fluidizado				No se conoce				
Filtro anaerobico								

No se puede usar	
poco	
medio	
mucho	

Elaborado a partir de: NB 688; Sasse – 1998

- Tanque séptico y Tanque Imhoff, son aplicados normalmente para poblaciones hasta de 1000 y 2000 habitantes respectivamente.

- Filtros percoladores biológicos, se pueden aplicar en poblaciones mayores a 1.000 ó 2.000 habitantes. En Bolivia no se conocen experiencias de aplicación a escala real.
- Lagunas facultativas, se pueden aplicar a poblaciones mayores de 100 habitantes. En Bolivia sólo se conoce casos de aplicación para poblaciones desde 1.000 habitantes, sin embargo su aplicación para poblaciones rurales está fuertemente limitada por el área disponible. [18]
- Reactores anaerobios de flujo ascendente, se pueden aplicar a poblaciones mayores a 100 habitantes. En Bolivia se conocen casos de aplicación para poblaciones equivalentes desde 1.000 habitantes.
- Reactores anaerobios de lecho fluidizado, no se conocen casos de aplicación a escala real para aguas residuales domésticas. En países desarrollados son usados principalmente para el tratamiento de aguas residuales industriales. [18]
- Filtros anaerobios, se pueden aplicar para poblaciones hasta 10.000 habitantes. En Bolivia se conocen casos de aplicación para barrios con población equivalente de 500 habitantes.

Independientemente de su eficiencia para la remoción de contaminantes, en general los sistemas propuestos por la NB 688, cubren una amplia gama de tamaños de población. [18]

3.1.6.-Aplicabilidad bajo diferentes condiciones ambientales

En Bolivia existen tres zonas fisiográficas claramente limitadas:

- Zona altiplánica.
- Zona de valles
- Llanura o tropical.

El potencial de aplicación de los módulos propuestos en la NB 688 en cada zona, se representa en el Tabla 3.6, además se verifica un déficit de opciones tecnológicas para la zona altiplánica.

TABLA 3.6
Potencial de Aplicación de Opciones de Tratamiento de Agua Residual Según
Zonas Fisiográficas de Bolivia

Módulos	Zona Fisiográfica en Bolivia		
	Altiplánica	Valles	Llanura
Tanque séptico			
Tanque imhoff			
Filtro biológico – lecho bacteriano			
Lagunas Facultativas			
Reactor anaerobico de flujo ascendente			
Reactor anaerobico de lecho fluidizado			
Filtro anaerobico			

Nose puede usar	
poco	
medio	
mucho	

Elaborado a partir de: NB 688; Sasse – 1998

3.2.-PROPUESTA

De acuerdo a la calidad de las aguas residuales y los resultados de los análisis realizados **ANEXO I**, la bibliografía especializada expuesta en el marco teórico como los parámetros descritos en los anteriores cuadros, en el presente trabajo se propone:

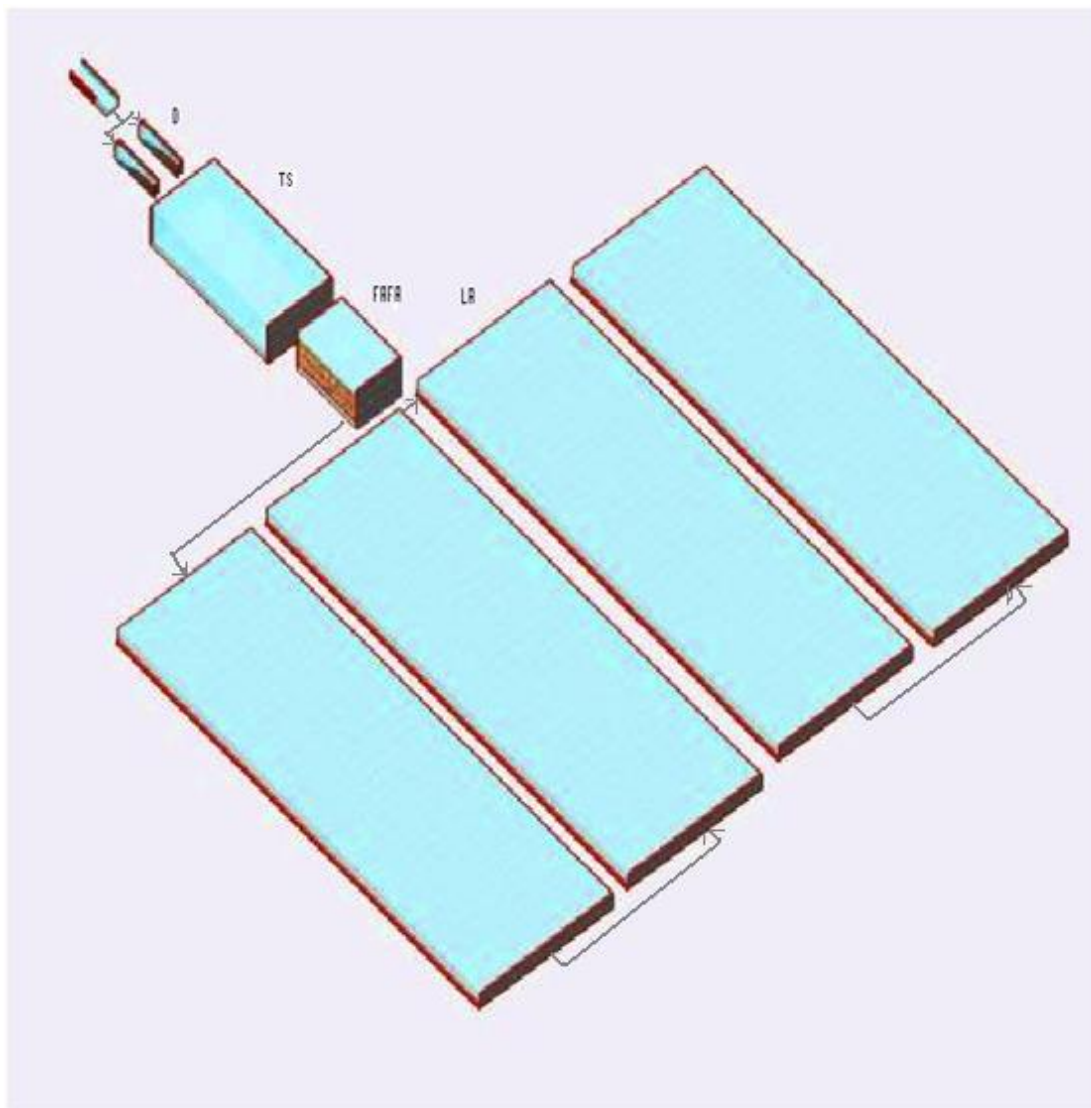
Un sistema combinado con Rejas, Desarenadores, Tanque Séptico, Filtro Anaeróbico de Flujo Ascendente **FAFA** y Lagunas Aerobias **LA** (**FIGURA 3.1**).

El tratamiento preliminar consiste en los equipos de: Rejas y Desarenadores.

El tratamiento primario consistirá en un Tanque Séptico **TS**.

El tratamiento secundario consistirá en un Filtro Anaeróbico de Flujo Ascendente **FAFA** y Lagunas Aerobias **LA**.

FIGURA N° 3.1
DIAGRAMA DE FJUJO



FUENTE: Elaboración propia

CAPÍTULO IV

4.1.- TAMAÑO Y LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO

4.1.1.- TAMAÑO

El tamaño y capacidad de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales propuesta en este trabajo, se los determina de acuerdo a la cantidad de agua residual que produce la población de Uriondo y a la disponibilidad de terreno necesario.

a) POBLACIÓN BENEFICIARIA DEL PROYECTO

Es el número de habitantes que serán beneficiarios del proyecto. La población futura beneficiaria se calcula mediante el método aritmético, recomendado para poblaciones menores a 5.000 habitantes Tabla 4.1.

TABLA 4.1

MÉTODO	POBLACIÓN (Habitantes)			
	Hasta 5000	De 5001 a 20000	De 20001 a 100000	Mayores de 100000
Aritmético	X	X		
Geométrico	X	X	X	X
Exponencial	X(2)	X(2)	X(1)	X
Curva Logística				X

(1) Optativo, recomendable

(2) Sujeto a justificación

Fuente: Reglamentos Técnicos de Diseño para Sistemas de Agua Potable 2004

$$P_f = P_o (1 + i * t / 100) \quad (1)$$

Donde: P_f : Población Futura

P_o : Población Inicial

i : Índice de Crecimiento (%)

t : Tiempo de Diseño

Datos:

Según censo 2001 el crecimiento de la población de Uriondo es: 1.06 %

La población inicial es: 1.740 habitantes

El tiempo de diseño es: 20 años

Reemplazando ecuación (1) tenemos el resultado siguiente:

$P_f = 2109$ habitantes

b) DOTACIÓN DE AGUA

La dotación de agua por habitante debe ser establecida mediante la dotación media diaria y la dotación futura de agua, que permita satisfacer los requerimientos de consumo doméstico, industrial, comercial, público, considerando también las pérdidas de distribución.

La dotación media diaria recomendada por zonas según las normas bolivianas, se describen en la tabla siguiente:

TABLA 4.2

DOTACIÓN MEDIA DIARIA DE AGUA (l/hab.-día)

ZONA	POBLACIÓN		
	HASTA 500	De 501 – 2000	De 2001 – 5000
ALTIPLANO	30 – 50	30 – 70	50 - 80
VALLES	50 – 70	50 – 80	70 – 120
LLANOS	70 – 90	90 – 110	90 - 120

Fuente: Reglamento Técnico de Diseño para Sistemas de Agua Potable 2004

Para el cálculo de la cantidad de agua consumida por día de los habitantes se tomará el valor máximo de la Tabla 4.2 para los valles con poblaciones de 2000 habitantes aproximadamente. Este dato es de: **80 l/hab.-día**

Para calcular el caudal medio diario haremos la siguiente conversión:

$$80 \text{ l/hab.-día} * 2109 \text{ hab.} = 168720 \text{ l/día} = 168,720 \text{ m}^3/\text{día}$$

La cantidad de agua a ser tratada en poblaciones pequeñas está entre el 60 y 80% del total de agua, el resto se utiliza en riego de jardines, usos personales y otros. [17]

Entonces tomando un porcentaje promedio medio, el agua a tratar será:

$$168,720 \text{ m}^3/\text{día} * 0,7 = 118,104 \text{ m}^3/\text{día}$$

Los cálculos corresponden a un periodo de 20 años tiempo de vida útil del proyecto.

Por lo tanto, el tamaño de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales es de **119 m³/día** aproximadamente de agua tratada.

4.1.2.- LOCALIZACIÓN

La localización del proyecto para tratar las aguas residuales está en la población de Uriondo a 500 metros hacia el sur y 300 metros antes del río Camacho, lugar donde actualmente termina la red de alcantarillado, ver la figura N^o 4.1

Figura N° 4.1



○ Punto de descarga de las aguas residuales actual.

○ Plaza principal del Valle de la Concepción.

CAPÍTULO V

5.1.- INGENIERÍA DEL PROYECTO

Los parámetros de diseños tomados en cuenta en el proyecto son:

- Tamaño de la población.
- Temperatura media anual.
- Caudal de Diseño.
- Periodo o tiempo de vida útil del proyecto.
- Dotación per cápita de agua potable l/ (hab.*día).
- Carga orgánica kg DBO₅ / día.

5.1.2.- DISEÑO DE EQUIPOS

Se realizará el diseño y dimensionamiento de equipos de acuerdo a las alternativas seleccionadas en el Capítulo III; tanto para los tratamientos preliminar, primario y secundario.

5.1.2.1.- DISEÑO DE LAS REJAS

Se proyecta un sistema manual de rejillas en el ingreso a sistemas de tratamiento. Las rejillas son de sección rectangular construidas por un conjunto de barras metálicas separadas por una distancia uniforme. [16]

Para el tratamiento del afluente de aguas residuales, se utiliza una rejilla de las siguientes características:

- Abertura entre barras de 30 mm.
- Ángulo de 45° con respecto a la horizontal, para su limpieza manual.
- Velocidad del agua residual antes del ingreso de 0,4 m/s.
- Caudal máximo de 10 l/s.
- Ancho de 0,3 m.

Las ecuaciones de diseño para las rejas son las siguientes:

Área de aproximación entre barras:

$$A_a = Q/V_a \quad (2)$$

FUENTE: GUÍA TÉCNICA DE DISEÑO DE PROYECTOS DE SANEAMIENTO PARA POBLACIONES MENORES A 10.000 HABITANTES

Donde:

A_a = área de aproximación, m^2 .

Q = caudal máximo de agua residual, m^3/s .

V_a = Es la velocidad de aproximación adoptada, m/s .

$$A_a = 0,01/0,4$$

$$A_a = 0,025 m^2$$

Eficiencia de la reja:

$$E = a/(a + e) \quad (3)$$

FUENTE: GUÍA TÉCNICA DE DISEÑO DE PROYECTOS DE SANEAMIENTO PARA POBLACIONES MENORES A 10.000 HABITANTES

E = eficiencia de la reja

a = abertura entre las barras, mm .

e = espesor de las barras, mm .

$$E = 30/(30+10)$$

$$E = 0,75$$

Área de pasaje a través de la reja:

$$A_p = A_a * E \quad (4)$$

FUENTE: GUÍA TÉCNICA DE DISEÑO DE PROYECTOS DE SANEAMIENTO PARA POBLACIONES MENORES A 10.000 HABITANTES

A_p = área de pasaje a través de la reja, m^2

A_a = área de aproximación, m^2

E = eficiencia de la reja

$$A_p = 0,025 * 0,75$$

$$A_p = 0,0188 \text{ m}^2$$

La velocidad de pasaje a través de la reja:

$$V_p = Q/A_p \quad (5)$$

FUENTE: GUÍA TÉCNICA DE DISEÑO DE PROYECTOS DE SANEAMIENTO PARA POBLACIONES MENORES A 10.000 HABITANTES

V_p = velocidad de pasaje por la reja, m/s

Q = caudal máximo del agua residual, m³/s

A_p = área de aproximación, m²

$$V_p = 0,01/0,0188$$

$$V_p = 0,53 \text{ m/s}$$

La pérdida de carga por la reja:

$$J_r = 1,43 * (V_p^2 - V_a^2) / (2 * g) \quad (6)$$

FUENTE: GUÍA TÉCNICA DE DISEÑO DE PROYECTOS DE SANEAMIENTO PARA POBLACIONES MENORES A 10.000 HABITANTES

J_r = pérdida de carga por la reja

V_p = velocidad de pasaje por la reja, m/s

V_a = velocidad de aproximación adoptada, m/s.

$$J_r = 1,43 * (V_p^2 - V_a^2) / 2 * g$$

$$J_r = 1,43 * (0,53^2 - 0,4^2) / 2 * 9,81$$

$$J_r = 1,43 * (0,28 - 0,16) / 19,62$$

$$J_r = 0.00875 \text{ m}$$

El número de barras de cada reja:

$$n = (b-s)/(e+s) \quad (7)$$

FUENTE: GUÍA TÉCNICA DE DISEÑO DE PROYECTOS DE SANEAMIENTO PARA POBLACIONES MENORES A 10.000 HABITANTES

$$n = (0,3-0,03)/(0,01+0,03)$$

$$n = 7$$

5.1.2.2.- DISEÑO DEL DESARENADOR

El área del desarenador se determina en base a la carga superficial U_0 para una retención del 90% tomando como referencia la Tabla 5.1.

Las cargas a utilizar son las siguientes:

CARGAS SUPERFICIALES DE DISEÑO PARA DESARENADORES

TABLA 5.1

d=0,2[mm]	$\delta=2,62 \text{ (t/m}^3\text{)}$ Retención = 90%		
temperatura Media-Mínima del liquido °C		Carga Superficial de Diseño U_0 para $Q_{\max} \text{ (m}^3\text{/(m}^2\text{*día))}$	
	mínima	típica	máxima
5	720	920	1380
10	810	1035	1553
15	897	1146	1719
20	985	1258	1888

Siendo: δ peso específico de la arena

Fuente: Normas Argentinas para poblaciones menores a 30000 habitantes

A la carga superficial de diseño U_0 se le afectará con el factor de comportamiento hidráulico F_d para las condiciones indicadas en la tabla 5.2, entonces:

$$U_{os} = \frac{U_0}{F_d} \quad (8)$$

FUENTE: GUÍA TÉCNICA DE DISEÑO DE PROYECTOS DE SANEAMIENTO PARA POBLACIONES MENORES A 10.000 HABITANTES

Donde:

U_{os} : Carga superficial de diseño

U_0 : Carga típica

F_d : Factor de comportamiento hidráulico

LOS VALORES F_d PARA UNA RETENCIÓN DEL 90%

TABLA 5.2

Comportamiento hidráulico del desarenador	F _d
Bueno: relación longitud/ancho mayor de 15: prácticamente sin circuitos. Buen funcionamiento en las zonas de entrada y salida.	1.2
Medio: Relación longitud/ancho entre 7 y 15	1.8
Malo: Relación longitud/ancho menor de 7 Funcionamiento deficiente en las zonas de entrada y salida. cortocircuitos	2.3*

***Para unidades existentes a remodelar**

Fuente: Normas Argentinas para poblaciones menores a 30000 habitantes

VOLÚMENES DE SÓLIDOS RETENIDOS EN DESARENADORES A UTILIZAR EN EL DISEÑO

TABLA 5.3

Características de la red de alcantarillado		Volúmenes retenido (lt/1000m ³)
Mas del 60 %	Por calles de tierra	75
Del 30 al 60 %	Por calles de tierra	50
Menos del 30 %	Por calles de tierra	30

Fuente: Normas Argentinas para poblaciones menores a 30000 habitantes

Datos:

Q_{máx} 10 l/s

Temperatura 18 °C

Retención de material 90 %

Determinación de la carga superficial

Para los datos, de temperatura 18°C, retención del 90% y diámetro de

0,2 mm, de la tabla **V-I** correspondiente a cargas superficiales se tiene:

$$U_o = 1213 \text{ m}^3 / (\text{m}^2 \cdot \text{día})$$

Determinación de la carga superficial de diseño

$$U_{os} = \frac{U_o}{F_d}$$

Considerando un comportamiento hidráulico del desarenador “medio” la relación longitud/ancho entre 7 y 15 de la tabla 5.2 se tiene:

$$F_d = 1,8$$

Reemplazando valores en la ecuación (8)

$$U_{os} = 674 \text{ m}^3 / (\text{m}^2 \cdot \text{día})$$

Cálculo del Área

$$A = \frac{Q_{dis}}{U_{os}}$$

(9)

FUENTE: GUÍA TÉCNICA DE DISEÑO DE PROYECTOS DE SANEAMIENTO PARA POBLACIONES MENORES A 10.000 HABITANTES

A: Área m^2

Q_{dis} : Caudal de diseño $\text{m}^3/\text{día}$

U_{os} : Carga superficial $\text{m}^3 / (\text{m}^2 \cdot \text{día})$

Reemplazando en ecuación (9)

$$A = 1,282 \text{ m}^2$$

Relaciones dimensionales

$$L/B = 13$$

$$L/13 = B$$

$$A = L/13 \cdot L$$

$$L = \sqrt{13 \cdot A}$$

$$L = \sqrt{(13 \cdot 1,282)} = 4,08 \text{ m}$$

$$B = L/13 = 4,08/13 = 0,31 \text{ m}$$

5.1.2.3.- DISEÑO DEL TANQUE SÉPTICO

Según la NB 688 los tanques sépticos deben dimensionarse teniendo en cuenta un volumen destinado a la sedimentación y un volumen para acumulación de lodos, de manera que el volumen útil del tanque séptico se calcula de acuerdo a la siguiente expresión:

$$V = 1000 + N*(D*T + L_f*K) \quad (10)$$

FUENTE: GUÍA TÉCNICA DE DISEÑO DE PROYECTOS DE SANEAMIENTO PARA POBLACIONES MENORES A 10.000 HABITANTES

V: volumen útil (l)

N: número de habitantes hab.

D: dotación per cápita l/ (hab.*día)

T: Tiempo de detención días

K: tasa de acumulación de lodo días

L_f: Contribución de lodo fresco l/(hab.*día)

De acuerdo con la NB 688 se toma en cuenta los siguientes datos:

La contribución de lodo fresco per cápita se tomará como 0,75 l/hab.*día

La profundidad del tanque deber ser de 1,20 m como mínimo y 2,80 m como máximo

El tiempo de detención de 12 a 24 horas

La tasa de acumulación se toma de acuerdo a la temperatura y el intervalo de limpieza del tanque según la TABLA 5.4

TABLA 5.4
VALORES DE K (días)

Intervalo entre limpieza del tanque séptico (años)	T = 10 °C	10 °C < T= 20 °C	T > 20 °C
1	94	65	57
2	134	105	97
3	174	145	137

Fuente: NB 688

Datos:

V: ?

H: altura del tanque 2,8m.

N: número de habitantes 2109.

D: dotación per cápita 56 l/(hab.*día).

T: tiempo de detención 1 día.

K: tasa de acumulación de lodo 65 días de la tabla 5.4

L_f: contribución de lodo fresco 0.75 l/(hab.*día)

Reemplazando datos en la ecuación (10)

$$V = 1000 + N \cdot (D \cdot T + L_f \cdot K)$$

$$V = 1000 + 2109 \cdot (56 \cdot 1 + 075 \cdot 65)$$

$$V = 221917,75 \text{ l}$$

Dimensiones del tanque séptico

$$V = L \cdot A \cdot H$$

V: volumen del tanque

L: largo del tanque

A: ancho del tanque

H: altura del tanque

$$L/A = 2$$

$$L = 2A$$

$$V = 2 * A * A * H$$

$$A = \sqrt{(V/2 * H)}$$

$$A = \sqrt{(221.91775/2 * 2.8)}$$

$$A = 6.3 \text{ m} \approx 6 \text{ m}$$

$$L = 12.6 \text{ m} \approx 13 \text{ m}$$

5.1.2.4.- DISEÑO DEL FILTRO ANAERÓBICO DE FLUJO ASCENDENTE FAFA

Es el equipo principal del tratamiento de agua residual, en él se remueve la mayor cantidad de materia orgánica.

Los criterios o parámetros utilizados para diseño del reactor **FAFA**, son:

La carga hidráulica en $\text{m}^3 / \text{m}^2 * \text{día}$.

La carga orgánica del material pétreo a absorber $\text{Kg. DBO}_5 / \text{m}^3 * \text{día}$.

Tiempo retención hidráulica días.

La carga orgánica por habitante, se estima de $30 \text{ gr} * \text{hab.} / \text{día}$.

Además del tiempo de retención celular, la carga hidráulica expresada en $\text{m}^3 / \text{m}^2 * \text{día}$ es uno de los parámetros más importantes, para no presentar la posibilidad de arrastre biológico hacia afuera del filtro que podrían provocar el desequilibrio del sistema.

Los parámetros más representativos encontrados en pruebas de laboratorio y piloto son los siguientes:

PARÁMETROS REPRESENTATIVOS PARA FILTROS ANAEROBIOS
TABLA 5.5

FACTOR	TIPO DE LECHO (PIEDRA CHANCADA)	
	Baja carga < 12 °C	Media carga 12 a 20 °C
Carga hidráulica		
m ³ /m ² *día	1.00 a 4.00	4.00 a 10.00
m ³ /m ² *h	0.00 a 0.17	0.17 a 0.42
Carga hidráulica		
Kg DBO ₅ /m ³ *día	0.08 a 0.40	0.40 a 0.70
Profundidad del lecho	1.50 a 3.00	1.00 a 2.50

Los valores indicados fueron obtenidos del Manual de Depuración URALITA (Muñoz y Lehman) y Aguas Residuales en Pequeñas Comunidades (Ramón Collado)

DISEÑO

Los siguientes parámetros son necesarios para el cálculo del filtro de flujo ascendente:

1.- Área del filtro de flujo ascendente.

Es la relación del caudal medio diario en m³/días, entre la carga hidráulica en m³/m² día de Tabla 5.5

2.- La carga orgánica total a tratar por día, será la carga unitaria por habitante por la población en kg. de DBO₅ por día.

3.- El volumen del filtro es la relación de la carga orgánica en kg. de DBO₅/día anterior entre los valores de aplicación volumétrica a la piedra chancada del filtro, en función de la temperatura como indica en el Tabla 5.5 en m³/día.

4.- Relacionando el volumen con el área de aplicación, se tiene la profundidad neta del filtro.

Cálculo de filtro anaeróbico de flujo ascendente.

Datos:

Población $P = 2109$ habitantes

Dotación de agua potable $D = 80$ l/ hab.*día

Coeficiente de retorno $C = 0,7$

Flujo de aguas servidas $D_1 = 56$ l/hab.*día

Producción de carga orgánica CO

Los valores de carga orgánica en promedio varían de la siguiente manera según la región.

Valles 30 a 35 gr DBO_5 / hab.*día

De donde tomamos el dato:

$CO = 30$ gr / hab.*día

Multiplicando por la población total tenemos:

$CO = 30$ gr / hab.*día * 2109 hab.

$CO = 63270$ gr/día = 63,27 kg DBO_5 / día

Carga Orgánica DBO_5

DBO_5 remanente del filtro biológico es:

$DBO_5 = 0,30 \times 63,72$ kg / día

$DBO_5 = 19,12$ kg / día (aplicable al FB)

Cálculo del área del filtro

La carga hidráulica varía según los valores recomendables en función a la temperatura. De la tabla 5.5 la carga hidráulica recomendable para el presente caso es de $6 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \cdot \text{día}$.

Entonces:

$$C_h = Q/A \quad (11)$$

FUENTE: GUÍA TÉCNICA DE DISEÑO DE PROYECTOS DE SANEAMIENTO PARA POBLACIONES MENORES A 10.000 HABITANTES

C_h : carga hidráulica

Q: caudal diario

A: área del tanque

Reemplazando en la ecuación (12)

$$A = 118,10 \text{ m}^3/\text{día} / 6 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \cdot \text{día} = 19,68 \text{ m}^2$$

Volumen de lecho de contacto piedras

Tomando los datos de la tabla V-V la carga orgánica aplicable para el filtro biológico en el presente caso es de $0.5 \text{ kg DBO}_5 / \text{m}^3 \cdot \text{día}$.

Entonces el volumen de lecho de contacto es:

$$V = 19,12 \text{ kg DBO}_5 / \text{día} / 0.5 \text{ kg DBO}_5 / \text{m}^3 \cdot \text{día} = 38,23 \text{ m}^3$$

Altura del filtro

$$H = V/A = 38,23 \text{ m}^3 / 19,68 \text{ m}^2 = 1,94 \text{ m} \approx 2 \text{ m}$$

Altura líquida para la estructura de salida

$$H_1 = 0,40 \text{ m}$$

Altura de fondos falsos

$$H_2 = 0,30 \text{ m}$$

Volumen total

$$V_t = (V + (H_1 + H_2) \cdot A) = (38,23 \text{ m}^3 + ((0,4 + 0,3) \text{ m} \cdot 19,68 \text{ m}^2))$$

$$V_t = 52,01 \text{ m}^3$$

Volumen Líquido

Considerando el 40 % del volumen de las piedras

$$V_1 = 0,4 \times 38,23 \text{ m}^3 + 0,7 \text{ m} \times 19,68 \text{ m}^2 = 29,07 \text{ m}^3 \approx \mathbf{29 \text{ m}^3}$$

Tiempo de retención

$$V_1 = Q \cdot t_r$$

$$t_r = V_1 / Q = 29 \text{ m}^3 / 118 \text{ m}^3 / \text{día} = 0,25 \text{ días} = 5,90 \text{ h}$$

Relaciones dimensionales

$$L/B = 2$$

L: largo

B: ancho

$$L = 2B$$

$$A = 2B \cdot B = 19,68 \text{ m}^2$$

$$2B \cdot B = 19,68 \text{ m}^2$$

$$B = \sqrt{(19.684/2)} = 3,14 \text{ m}$$

$$B = 3.14 \text{ m}$$

$$L = 2B = 6.28 \text{ m}$$

Altura de piedras

$$H_p = 38.232 \text{ m}^3 / 19.684 \text{ m}^2 = 1,94 \text{ m}$$

Altura útil

$$H_u = 2,64 \text{ m}$$

Altura total

$$H_t = 2.94 \text{ m Incluye fondo falso}$$

5.1.2.5.- DISEÑO DE LAGUNAS AEROBIAS

La cantidad y el tamaño de las lagunas, dependen de la calidad bacteriana que se quiere en el efluente, el número de coliformes del efluente por 100 ml, puede estimarse con la ecuación:

$$N_e = \frac{N_a}{(1 + K_b * t)} \quad (12)$$

FUENTE: GUÍA TÉCNICA DE DISEÑO DE PROYECTOS DE SANEAMIENTO PARA POBLACIONES MENORES A 10.000 HABITANTES

Donde:

N_e : Número de coliformes del efluente.

N_a : Número de coliformes del afluente.

K_b : Tasa constante de primer orden para la remoción de bacterias.

t : Tiempo de retención.

Siendo K_b :

$$K_b = 2.6 * (1.19)^{(T-20)} \quad (13)$$

FUENTE: GUÍA TÉCNICA DE DISEÑO DE PROYECTOS DE SANEAMIENTO PARA POBLACIONES MENORES A 10.000 HABITANTES

T: Temperatura media

La calidad del agua residual de la población de Uriondo, es de 1,00E+07 en colifecales resultados de los análisis, los valores de la temperatura media de 18 °C, tiempo de retención de 5 días, profundidad de cada laguna de 1,20 m, se calcula la cantidad de lagunas requeridas para obtener una calidad de efluente de por lo menos 10^3 .

Para una serie de lagunas puede encontrarse con la iteración de la ecuación siguiente:

$$N_e = \frac{N_a}{((1 + K_b * t_1) * (1 + K_b * t_2) * \dots * (1 + K_b * t_n))} \quad (14)$$

FUENTE: GUÍA TÉCNICA DE DISEÑO DE PROYECTOS DE SANEAMIENTO PARA POBLACIONES MENORES A 10.000 HABITANTES

Entonces reemplazando en la ecuación (13) tenemos:

$$K_b = 2.6 * (1.19)^{(T-20)}$$

$$K_b = 2,6 * (1,19)^{(18-20)}$$

$$K_b = 1,84$$

Reemplazando en la ecuación (14) e iterando hasta obtener el resultado de aproximado 10^3 tenemos:

$$N_e = \frac{N_a}{((1 + K_b * t_1) * (1 + K_b * t_2) * \dots * (1 + K_b * t_n))}$$

$$N_e = 100000000 / ((1 + 1.84*5) * (1+1.84*5) * (1+1.84*5) * (1+1.84*5))$$

$$N_e = 923,85 \approx 10^3$$

Número de lagunas es 4

El volumen de cada laguna será el volumen de agua residual por día que produce la población por los 5 días de retención.

$$V = 118,10 \text{ m}^3/\text{día} * 5 \text{ día}$$

$$V = 590,52 \text{ m}^3$$

El área de cada laguna es la relación del volumen y la profundidad de la laguna.

$$A = 590.520 \text{ m}^3 / 1.20 \text{ m}$$

$$A = 492.100 \text{ m}^2$$

Consideramos una relación entre el largo y el ancho de 3.

Entonces:

$$L/a = 3$$

$$L = 3 \cdot a$$

$$A = L \cdot a$$

$$A = 3a^2$$

A: área

L: largo

a: ancho

$$a = \sqrt{A/3}$$

$$a = \sqrt{492,10/3}$$

$$a = 12,81 \text{ m}$$

$$L = 38,43 \text{ m}$$

CAPÍTULO VI

6.1.- COSTOS DE LAS UNIDADES DE TRATAMIENTO

Para la determinación de los costos se hace una estimación en base a la cubicación de las unidades, costos por metro cúbico de hormigón armado, costo por unidad de tratamiento y con esto determinar los costos de inversión y los costos de operación y mantenimiento descritos en las planillas de los anexos.

El sistema propuesto **TS-FAFA-LA** no está contemplado en la NB 688, por lo que se hace la comparación de uno de los tratamientos según la gráfica **6.1** que contemplan los costos de implementación de alternativas en función a la población beneficiaria respectivamente.

CUBICACIÓN DE LAS UNIDADES									
Detalle	Z	Dimensiones				Parcial	Total	Unidad	Observación
		alto (m)	ancho (m)	largo (m)	espesor (m)				
Construcción de desarenador	1	1	0,31	4,08	0,2	2,59	2,59	m³	
Construcción de tanque séptico	1	2,8	6	13	0,2	52,48	52,48	m³	
Construcción de filtro	1	2,9	3	6,5	0,2	22,09	22,09	m³	
Construcción de lagunas	1	1,2	12,81	38,43		590,75	590,75	m³	
Piedra de empaque para el filtro		2	3	6,5		39	39	m³	piedra bruta de 5 a 10 cm de diámetro aprox.
Tubería de HO				100		100	100	m	diámetro de 6 pulgadas
FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA									

PRECIOS UNITARIOS DE HORMIGÓN					
Proyecto: tratamiento de aguas residuales para Uriondo				Fecha:	Noviembre
Tipo de Cambio:				6,97	
Item(1) : HORMIGÓN ARMADO				Unidad: m ³	
Descripción del insumo / Parámetro	Unidad	Cantidad	Unit (Bs)	Parcial (Bs)	Parcial(\$)
A Materiales :					
CEMENTO PORTLAND	kg	350,00	1,07	374,50	
FIERRO CORRUGADO	kg	80,00	8,42	673,60	
ARENA COMUN	m3	0,45	120,75	54,34	
GRAVA COMUN	m3	0,92	120,75	111,09	
MADERA DE ENCOFRADO	P2	80,00	7,50	600,00	
CLAVO	kg	2,00	13,00	26,00	
ALAMBRE DE AMARRE	kg	2,00	13,00	26,00	
TOTAL				1865,53	
B Mano de Obra:					
ALBAÑIL	hr	8,00	15,25	122,00	
AYUDANTE	hr	20,00	10,50	210,00	
ENCOFRADOR	hr	18,00	14,75	265,50	
ARMADOR	hr	12,00	14,75	177,00	
MANO DE OBRA CALIFICADA	hr	8,00	20,00	160,00	
TOTAL				934,50	
C Equipo, maquinaria y herramienta:					
MEZCLADORA	hr	1,00	24,00	24,00	
VIBRADORA	hr	0,80	13,00	10,40	
TOTAL				34,40	
D Herramienta - % de M.O.			0,06	56,07	
E Total Materiales	A =			1865,53	
F Total Mano de Obra	B =			216,07	
G Total Equipo	(C+D) =			56,07	
H Parcial Item:	(G+F+E) =			2137,67	
I Gasto Generales	(10% de H) =		0,10	213,77	
J Utilidad	(10% de H) =		0,10	213,77	
K Subtotal:	(H+I+J) =			2565,20	
L I.V.A.	13% de (K) =		0,13	333,48	
M I.T.	3 de (K) =		0,03	64,13	
N Total Item	(K+L+M) =			2962,81	425,0799
FUENTE: REVISTA DE PRESUPUESTO Y CONSTRUCCIÓN					

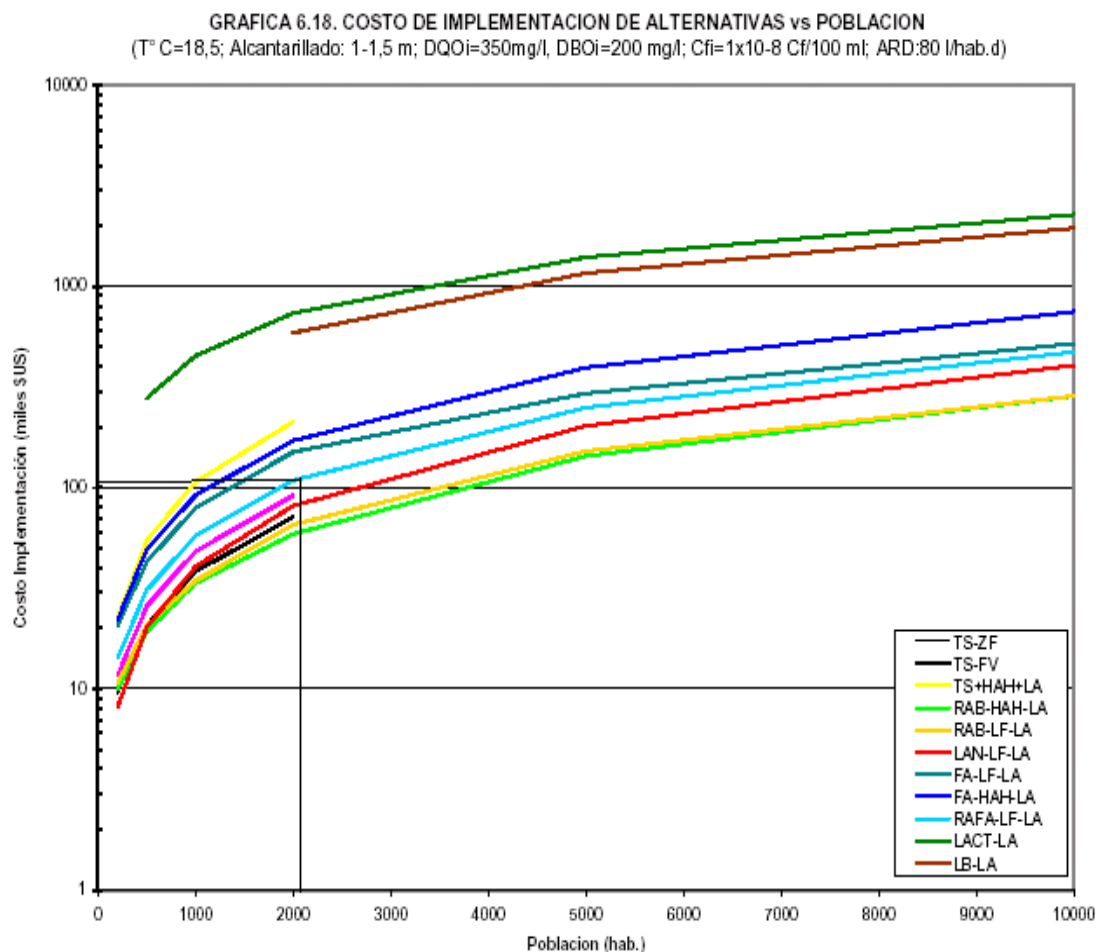
Item(2) : LAGUNA					
Descripción del insumo / Parámetro	Unidad	Cantidad	Unit (Bs)	Parcial (Bs)	Parcial(\$)
A Una laguna	m3	1,00			
B Equipo, maquinaria y herramienta:					
C retro excavadora	hr	0,05	225,00	11,25	
D volqueta	hr	1,00	15,00	15,00	
E Herramienta - % de M.O.			0,06	0,17	
				26,42	
F mano de obra					
mano de obra calificada	hr	0,07	18,75	1,31	
G chofer retro excavadora	hr	0,05	18,75	0,94	
I ayudante de la retro	hr	0,05	10,50	0,53	
J Subtotal				2,78	
PARCIAL ITEM				29,19	
K Gasto Generales		(10% de)	0,10	2,92	
L Utilidad		(10% de)	0,10	2,92	
M Subtotal				35,03	
N I.V.A.		(13% de M)	0,13	4,55	
O I.T.		(3% de M)	0,03	4,55	
P Total Item		(M+N+O)		44,14	6,332503
FUENTE: REVISTA DE PRESUPUESTO Y CONSTRUCCIÓN					

COSTOS POR UNIDAD			
Detalle	Precio		
	total m3	Total	
		precio \$us./m3	total
Construcción de desarenador	2,59	425,1	1101,01
Construcción de tanque septico	52,48	425,1	22309,25
Construcción de filtro	22,09	425,1	9390,46
Construcción de cuatro lagunas	590,75	6,33	3739,45
Piedra de empaque del filtro	39,00	18,39	717,21
Tubería de HO	100,00	6,36	636,00
FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA			

PLANILLA DE COSTOS TOTALES					
COSTOS DE INVERSIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNIT. (\$)	COSTO TOTAL (\$)	COSTO TOTAL (Bs)
DETALLE					
Construcción de desarenador	Unidad	2	1101,01	2202,02	15348,08
Construcción de tanque septico	Unidad	1	22309,25	22309,25	155495,47
Construcción de filtro	Unidad	1	9390,46	9390,46	65451,51
Construcción de lagunas	Unidad	4	3739,45	14957,8	104255,87
Piedra de empaque del filtro	Unidad	1	717,21	717,21	4998,95
Tubería de cemento	Unidad	1	636	636	4432,92
Subtotal				49495,53	344983,84
COSTOS DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO					
Rastrillo	PZA	3	3	9	62,73
Pala	PZA	3	3	9	62,73
Manguera de agua	Metro	30	1	30	209,1
Valdes	PZA	3	3	9	62,73
Protector facial	PZA	3	20	60	418,2
Impermeable	PZA	3	25	75	522,75
Botas de goma	PZA	3	20	60	418,2
Protector respiratorio	PZA	3	30	90	627,3
Mano de obra					
Encargado	Mes	12	500	6000	41820
Ayudante 1	Mes	12	250	3000	20910
Ayudante 2	Mes	12	250	3000	20910
Subtotal				12342	86023,74
Total					431007,5841
FUENTE: *REVISTA DE PRESUPUESTO Y CONSTRUCCIÓN					
*ELABORACIÓN PROPIA					

El sistema propuesto **TS-FAFA-LA** no está contemplado en la NB 688, por lo que se hace la comparación de uno de los tratamientos según la gráfica **6.1** que contemplan los costos de implementación de alternativas en función a la población beneficiaria respectivamente

Gráfica 6.1



Según las gráficas que presenta la innovación de la NB 688 existe una relativa aproximación entre los costos de los sistemas propuestos por esta norma. De manera que se adoptará para la comparación un costo medio entre estos sistemas. De la gráfica tenemos un costo de implementación de 10.0000 \$ aproximadamente.

Observando nuestras planillas de cálculos tenemos un costo de inversión y operación de 61.837 \$, lo cual significa estar por debajo de los sistemas propuestos por la norma, por lo tanto vemos la viabilidad del proyecto.

CAPÍTULO VII

EVALUACIÓN DEL PROYETO

7.1.- EVALUACIÓN TÉCNICA

Según los objetivos fijados, los resultados esperados, propuestas a las cuales se pretende llegar con la implementación de este proyecto; por otro lado realizado un estudio e investigación de las tecnologías existentes se llegó a concluir que el proyecto es técnicamente factible, ya que beneficiará a familias que están en constante riesgo de contraer enfermedades infectocontagiosas por el consumo de aguas del río Camacho contaminado por estas aguas residuales.

El diseño, los costos, las normas técnicas y la ejecución e implementación del proyecto están basados en los objetivos y resultados que se pretende llegar.

El cálculo de los componentes del proyecto está basado estrictamente de acuerdo a los requerimientos que necesita la obra, y según estudios realizado de las tecnologías, basándose en las normas que rigen para proyectos de saneamiento para poblaciones menores a 10.000 habitantes.

7.2.- EVALUACIÓN SOCIOECONÓMICA

Todo el proceso de evaluación socioeconómica se realiza en base al análisis de costos tomando en cuenta todos los componentes del proyecto, que se muestran en las planillas correspondientes. En este sentido tenemos la propuesta de 61.837 \$ entre costos de inversión más los costos de operación y mantenimiento; los ingresos que son en base a la tarifa anual que deberá pagar los habitantes por el servicio de tratamiento de las aguas residuales, datos que se observa en la tabla siguiente:

7.3.- EVALUACIÓN AMBIENTAL

El proyecto se implementará en la localidad de Uriondo, siendo ésta un área con vegetación y con terrenos de cultivo, donde se procederá a la construcción de la planta de tratamiento que requiere un área relativamente pequeña, lo cual representa un impacto mínimo al medio ambiente, más aún se solucionará un problema ambiental, como es la contaminación.

También reforzamos este trabajo con la elaboración de una Ficha Ambiental (**ANEXO IV**) en la cual evaluamos los aspectos ambientales.

CAPÍTULO VIII

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

8.1.- CONCLUSIONES

Se llegó a las siguientes conclusiones:

- Se observa con claridad el deterioro de la calidad de las aguas del río Camacho, principalmente por contaminación bacteriológica.
- La población de Uriondo vierte sus aguas al río Camacho sin un tratamiento previo, lo que significa riesgos a la salud pública de las poblaciones situadas al margen del río y que hacen uso del agua de este importante río.
- En el resultado de los análisis de las aguas, se concluye que es de suma importancia implementar el sistema de tratamiento propuesto y descrito en el presente trabajo.
- A diferencia de tratamientos convencionales de aguas residuales, podemos notar que el sistema propuesto **TS-FAFA-LA**, además de ser un proceso natural no requiere de fuertes inversiones económicas y que puede ser implementado sin ningún problema.
- La factibilidad técnica resulta positiva para llevar a efecto la construcción de una planta de tratamiento de aguas residuales y así disminuir el proceso de contaminación de los afluentes naturales en nuestra región.
- Es factible la construcción de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales, ya que también se esperan la generación de empleos para los habitantes de la región.
- La población tendrá el beneficio de que sus aguas residuales domésticas sean tratadas en esta planta y después sean vertidas al cuerpo receptor con un tratamiento reglamentado y así contribuir a la reducción de la contaminación de lo que un día fue el Río Camacho.

8.2.- RECOMENDACIONES

Debido a la importancia y la factibilidad del proyecto recomendamos lo siguiente:

- La importancia del problema, merece que el sistema de tratamiento **TS-FAFA-LA** propuesto en el presente trabajo sea considerado por las autoridades del Municipio de Uriondo.
- Desarrollar un estudio de suelos para ver la permeabilidad del suelo para la implementación de lagunas aerobias.
- En el caso de ser permeable el suelo, debe ser impermeabilizado usando material sintético y así asegurar un correcto funcionamiento de las lagunas.
- El Municipio de Uriondo debe buscar el financiamiento necesario para la implementación de la Planta.
- Se debe socializar el proyecto con otras instancias gubernamentales para la búsqueda de los recursos y/o financiamientos.
- También socializar el proyecto con la población de Uriondo para el conocimiento y el compromiso de los pobladores con el proyecto.
- Contratar personal especializado e idóneo para dar continuidad y celeridad al proyecto en los estudios finales del mismo.
- El Municipio debe hacer uso de todas las normativas y sus facultades para conseguir los terrenos donde estará ubicada la planta.