

CAPÍTULO I

GENERALIDADES

1.1.INTRODUCCIÓN

El agua es uno de los recursos naturales más importante, abundante e indispensable para la vida humana, sin embargo, su disponibilidad disminuye paulatinamente a medida que aumenta su contaminación, esto afecta las condiciones de saneamiento ambiental de una comunidad disminuyendo la calidad de vida de esta.

La eliminación de aguas residuales no tratadas produce impactos ambientales negativos en los cursos de agua receptores, en función de la concentración de contaminantes que dichas aguas contengan.

Las masas receptoras, es decir, ríos y corrientes subterráneas, lagos, estuarios y el mar, en la mayoría de las ocasiones, especialmente en las zonas más densamente pobladas y desarrolladas, han sido incapaces, por sí mismas, para absorber y neutralizar la carga polucional que tales residuos imponen. De esta forma, han venido perdiendo sus condiciones naturales de apariencia física y su capacidad para sustentar una vida acuática adecuada, que responde al equilibrio ecológico que de ellas se espera para preservar nuestras masas hídricas. Como consecuencia de esto, en numerosas ocasiones pierden aquellas condiciones mínimas que les son exigidas para su racional y adecuado aprovechamiento como fuentes de abastecimiento de agua, como vías de transporte o aún como fuentes de energía (Espigares García, M., et al.,1985, p.1).

Es por esto que las aguas residuales, antes de ser vertidas en las masas receptoras, deben recibir un tratamiento adecuado según su composición, capaz de modificar sus condiciones físicas, químicas y microbiológicas, hasta evitar que se provoquen los problemas enunciados de polución y de contaminación de las aguas receptoras (Espigares García, M., et al.1985, p.2).

Una planta de tratamiento es un sistema que reproduce los mecanismos de depuración que tienen lugar naturalmente en el suelo y las aguas. En las plantas de tratamiento se optimizan los procesos físicos y bioquímicos, así como los costos que ello implica, haciendo un uso intensivo del área y procurando conseguir la mayor eficiencia posible, a la vez que se

respetan las restricciones o exigencias de la normativa con el objeto de proteger el cuerpo receptor (ecosistema) y no afectar los usos que el hombre realiza del mismo.

1.2 Ubicación del Proyecto

La ubicación del proyecto se encuentra aproximadamente a unos 5,7 km del centro de la ciudad de Tarija.



Figura 1. *Ubicación del proyecto*

Fuente: GOOGLE EARTH

Limita:

Al norte con el Barrio Integración Nuevo Valle Hermoso

Al sur con el Barrio Monte Cristo

Al este con el Barrio Montellanos

Al oeste con el Barrio Tarijeños en Progreso

1.3. Problema actual

El problema actual en la zona de influencia del proyecto es la falta del sistema de alcantarillado sanitario (red matriz de alcantarillado sanitario y planta de tratamiento de aguas residuales).

Una de las amenazas más importantes para la subsistencia del hombre sobre la tierra es causada por la continua descarga de detritus, subproductos de la actividad industrial y doméstica del hombre, que se ha extendido por el planeta Tierra como una verdadera plaga, en el sentido literal de la palabra.

Dentro de este listado de peligros, la contaminación de las aguas se ha venido consolidando como uno que cada día adquiere más relevancia, y que aumenta en la medida que lo hace la población, y que ésta adquiere costumbres más urbanas y gregarias. De este modo los focos de concentración de la contaminación del agua ocurren precisamente donde habitamos los seres humanos, afectando el suministro de agua potable, aumentando el riesgo de morbilidad debido a la mayor densidad poblacional, deteriorando el ambiente y recortando la biodiversidad. El agua se ha venido, pues, convirtiendo de a poco en un recurso estratégico que es necesario conservar más cada vez (Orozco Jaramillo, A., Libhaber, M., 2009, p.1)

La creciente contaminación de las fuentes de agua ha puesto en riesgo la salud humana y la de los ecosistemas (Rodríguez Miranda, J.P., et al., 2010.)

Los problemas causados no son sólo de índole física o estética, sino que trascienden al campo de la sanidad, ya que las comunidades humanas necesitan recurrir a diversos recursos de agua superficiales para su abastecimiento de agua de bebida, y si éstos están con los productos de desecho humanos o industriales, pueden dar lugar a problemas epidemiológicos graves (Espigares García, M., et al.,1985., p.1).

El tratamiento de aguas residuales domésticas en asentamientos humanos dispersos es un problema que compete al desarrollo local sostenible, para el saneamiento de estas aguas han surgido una serie de tecnologías, una de ellas son las denominadas alternativas, cuyas características son adecuadas para esos casos.

1.4 Planteamiento del problema

La falta de un sistema de alcantarillado sanitario y un sistema de tratamiento de las aguas residuales domésticas se ha convertido en un tema de bastante preocupación para los habitantes del barrio Jesús de Nazareth, ya que la población actualmente cuenta con pozos sépticos y no todos estos pozos se encuentran en un buen estado.

Los pozos que se encuentran deteriorados son transmisores de enfermedades, lo cual implica que las familias lleguen a realizar elevados gastos en la reparación y limpieza de sus pozos, así como también en la curación de las enfermedades causadas a falta del sistema de alcantarillado.

Se sabe que los desechos humanos sin un tratamiento apropiado, eliminados en su punto de origen o recolectados y transportados, presentan un peligro de infección parasitaria mediante el contacto directo con la materia fecal provocando enfermedades

gastrointestinales, incluyendo el cólera y la tifoidea; mediante la contaminación de la fuente de agua, el hábitat para la vida acuática es afectada por la acumulación de los sólidos, ya que se reduce el oxígeno por la descomposición de la materia orgánica.

Para la solución a todos estos problemas se nos hace necesario presentar alternativas de plantas de tratamientos de aguas residuales domésticas, ya sea para descontaminar estas aguas o para reusarlas para el riego agrícola u ornamental después del tratamiento de aguas respectivo.

1.5. OBJETIVOS DEL PROYECTO

1.5.1. Objetivo general

Diseñar una Planta de Tratamiento de Aguas Residuales de manera óptima, utilizando las normativas vigentes del país, para mejorar la calidad de vida de las familias y mitigar la contaminación ambiental en el barrio “Jesús de Nazareth”.

1.5.2. Objetivos específicos

- Caracterizar las aguas residuales del barrio Jesús de Nazareth
- Seleccionar los diferentes tratamientos de las aguas residuales a ser utilizados.
- Realizar el dimensionamiento de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales de acuerdo a la Guía Técnica de Selección y Diseño de Líneas de Tratamiento de Aguas Residuales.
- Realizar un análisis del posible reúso de agua tratada de acuerdo a normas vigentes.

1.6. JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO

El déficit en la cobertura de los servicios básicos de alcantarillado sanitario genera una demanda insatisfecha en la población y conlleva consigo que la calidad de vida de los habitantes de las poblaciones y ciudades no mejore, por lo que la solución a este déficit del servicio es de gran importancia para el desarrollo de cualquier asentamiento humano.

El propósito del presente proyecto es complementar con el diseño de una Planta de Tratamiento de Aguas Residuales al proyecto de diseño de sistema de alcantarillado que existe, para evitar las descargas de las aguas residuales de forma directa en las diferentes calles y quebradas del barrio Jesús de Nazaret, con el fin de reducir la contaminación ambiental en la zona evitando las diferentes enfermedades de los habitantes del barrio beneficiado y zonas aledañas al barrio Jesús de Nazaret.

La contaminación de los recursos hídricos, a causa de los desechos humanos sin tratar, es uno de los problemas más complejos a los que se enfrenta la gestión de estos recursos, por el elevado costo y el grado de dificultad tecnológica que supone el tratamiento de las aguas residuales para el cumplimiento de la normativa en vigor en Bolivia (Ley 1333 del Medio Ambiente y Reglamento en Materia de Contaminación Hídrica), que regula el vertido de aguas residuales en cursos de aguas naturales y suelo.

1.6.1. Justificación académica

Mediante la elaboración del presente proyecto, se busca aumentar los conocimientos a mayor profundidad sobre el tratamiento de las aguas residuales, ya que la problemática de la contaminación del agua es un tema que va aumentando día tras día como así también los problemas de saneamiento básico y obtener el grado académico en ingeniería civil.

1.6.2. Justificación técnica

Con la implementación del proyecto se podrá elegir la tecnología más adecuada para la planta de tratamiento de aguas residuales de acuerdo a lo que establece la Guía Técnica para la Selección y Diseño de Líneas de Tratamiento de Agua Residuales del Ministerio de Medio Ambiente y Agua.

1.6.3. Justificación social

Las aguas residuales pueden contener bacterias, virus, productos químicos tóxicos y otros contaminantes que representan un riesgo para la salud pública si se liberan directamente al medio ambiente. Con el diseño de una planta de tratamiento de aguas residuales (PTAR) se propone mitigar ciertos problemas negativos que se mencionaron anteriormente.

1.6.4. Justificación Ambiental

Las aguas residuales pueden contener cantidades excesivas de nutrientes (nitrógeno y fósforo) y otros contaminantes reduciendo el oxígeno del cuerpo del agua que, si se liberan en cuerpos de agua naturales, pueden causar alteraciones en los ecosistemas acuáticos y otros problemas ambientales. Una planta de tratamiento de aguas residuales puede reducir estos nutrientes y otros contaminantes antes de liberar el agua tratada en el medio ambiente.

1.7. ALCANCE

El presente proyecto de grado abarcará:

- Recolección de información necesaria.
- Visita al área beneficiaria.

- Recopilación y obtención de los estudios de calidad de agua residual urbana de Tarija.
- Análisis técnico del sistema de tratamiento elegido.
- Diseñar la planta de tratamiento de agua residuales de acuerdo a la tecnología seleccionada.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS

Las aguas residuales son todas aquellas que se han utilizado para cualquier proceso y se ha alterado su calidad. Pueden incluir todo tipo de aguas que vayan a parar al drenaje público (Macloni Moran Villela, 2014, p.2).

Así que las aguas residuales de tipo ordinario o domésticas son las que provienen de los núcleos de la población, zonas comerciales, de lugares públicos y de lugares recreativos. Sin tomar en cuenta su procedencia, estas aguas normalmente tienen aproximadamente la misma composición. Estas aguas pueden ir acompañadas de aguas residuales industriales, si se tienen industrias que viertan sus aguas al drenaje público, entonces; ya cambia la composición de las mismas y ya no se incluyen dentro de la clasificación de aguas residuales ordinarias (Macloni Moran Villela, 2014, p.2).

Las aguas residuales ordinarias incluyen residuos que provienen por ejemplo de baños, cocinas, regaderas, lavanderías, que normalmente van al drenaje público y se envían a algún sitio de disposición final. Son una mezcla compleja con contaminantes orgánicos e inorgánicos tanto en material en suspensión como disueltos (Macloni Moran Villela, 2014, p.2).

2.2. CARACTERÍSTICAS DE LAS AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS

2.2.1. Características físicas

2.2.1.1. Sólidos

El agua residual contiene distintos tipos de materiales sólidos que van desde hilachas hasta materiales coloidales, en la caracterización de las aguas, los materiales más gruesos son removidos usualmente antes de analizar los sólidos (Crites y Tchobanoglous, 2000).

Sólidos totales (ST): Son los residuos remanentes después que la muestra ha sido evaporada y secada a una temperatura específica (103 a 105 °C).

Sólidos suspendidos totales (SST): Son una fracción de los ST retenidos en un filtro con un tamaño específico de filtro medida después de que se ha secado a una temperatura específica.

Sólidos disueltos totales (SDT): son aquellos que pasan a través del filtro, que son evaporados y secados a una temperatura específica, la medida comprende coloides y Sólidos Disueltos.

Sólidos sedimentables: Son sólidos suspendidos que se expresan como milímetros por litros, los cuales se sedimentan fuera de la suspensión dentro de un rango de tiempo específico (Crites y Tchobanoglous, 2000).

2.2.1.2. Turbiedad

Se toma como una medida de las propiedades de la dispersión de la luz en el agua, usualmente se utiliza para indicar la calidad de las aguas naturales y las aguas residuales tratadas haciendo relación al material en suspensión. La medición se realiza por comparación entre la intensidad de luz dispersa en una muestra y la luz dispersa por suspensión de contraste en las mismas condiciones (Crites y Tchobanoglous, 2000).

2.2.1.3. Color

El color en las aguas residuales es causado por los sólidos suspendidos, material coloidal y sustancias en solución. El color causado por los sólidos suspendidos es llamado color aparente y el que es causado sustancias disueltas y coloidales se denomina color verdadero, este último se obtiene al filtrar la muestra. El color se determina comparando el color de la muestra y el color que se produce por soluciones 4 de diferentes concentraciones de cloroplatinato de potasio (K_2PtCl_6).

De forma cualitativa el color es usado para estimar la condición general en la que se encuentra el agua residual. Por ejemplo, si se tiene un color café claro aproximadamente son 6 horas después de haber una descarga, caso contrario de un color gris claro es cuando el agua residual ya ha sufrido un grado de descomposición o que tienen un tiempo corto en los sistemas de recolección (Crites y Tchobanoglous, 2000).

2.2.1.4. Olor

El olor del agua residual se genera por una gran variedad de compuestos malolientes que son liberados cuando se produce degradación biológica bajo condiciones anaerobias de las aguas. El principal compuesto es el sulfuro de hidrógeno, aunque se generan otros compuestos que producen olores más fuertes como indol, eskatol y mercaptanos (Crites y Tchobanoglous, 2000).

2.2.1.5. Temperatura

Generalmente la temperatura del agua residual es mayor que a la del abastecimiento, esto como consecuencia de la incorporación de agua caliente proveniente de las descargas domésticas. Esta medición es importante ya que en los sistemas de tratamiento de aguas

residuales hay procesos biológicos que dependen de la temperatura. También afecta directamente las reacciones químicas y las velocidades de reacción, la vida acuática y procesos biológicos de los sistemas (Crites y Tchobanoglous, 2000).

2.2.2. Características químicas

Los constituyentes químicos dentro de las aguas residuales frecuentemente se clasifican en inorgánicos y orgánicos. Los compuestos inorgánicos incluyen elementos individuales y una variedad de nitratos y sulfatos. Los constituyentes inorgánicos de mayor interés comprenden nutrientes, compuestos no metálicos, metales y gases. En el caso de los compuestos orgánicos no pueden ser clasificados de forma separada; son de vital importancia en el tratamiento, vertido y reutilización de aguas residuales de la misma manera los compuestos orgánicos específicos (Crites y Tchobanoglous, 2000).

2.2.2.1. pH

El intervalo adecuado de pH para que se desarrolle la vida tiene un margen estrecho, en un rango de pH 5 y 9, las aguas residuales con valores menores a 5 y superiores a 9 tienen un tratamiento más complicado mediante agentes biológicos. Si dicho pH del agua residual tratada no es ajustado antes de ser vertido nuevamente al cuerpo de agua, el pH de este cuerpo receptor será alterado; de allí la necesidad de que los efluentes de las plantas de tratamiento deben ser descargados dentro de los límites específicos para descargas a cuerpos receptores (Crites y Tchobanoglous, 2000).

2.2.2.2. Alcalinidad

Se define como la capacidad del agua para neutralizar ácidos. En aguas residuales, la alcalinidad estará ligada a la presencia de hidróxidos (OH^-), carbonatos (CO_3^{2-}) y bicarbonatos (HCO_3^-) de elementos como el calcio, magnesio, sodio, potasio y del ion amonio, la alcalinidad en las aguas residuales ayuda a regular las variaciones en el pH causado por la adición de ácidos. Las aguas residuales comúnmente poseen cierta alcalinidad que se obtiene por el origen mismo de las aguas (Crites y Tchobanoglous, 2000).

2.2.2.3. Cloruros

Los cloruros en las aguas residuales son un parámetro importante relacionado con la reutilización de esta, estos en condiciones naturales provienen de los cloruros lixiviados de las rocas y los suelos con los que se tienen contacto. En las aguas residuales los seis cloruros

son añadidos como consecuencia del uso, las heces humanas tienen un aporte aproximado de 6g de cloruros por persona/ día (Crites y Tchobanoglous, 2000).

2.2.2.4. Gases

Se determinan gases disueltos tales como amoníaco, dióxido de carbono, sulfuro de hidrógeno, metano y oxígeno, esto con la finalidad de ayudar en la operación de sistemas de tratamiento de aguas residuales. Las mediciones de oxígeno disuelto y amoníaco se realizan para monitorear y controlar los procesos que tengan un tratamiento biológico aerobio (Crites y Tchobanoglous, 2000).

2.2.2.5. Oxígeno disuelto

El oxígeno disuelto es necesario para la respiración de los microorganismos aerobios, así como para otras formas de vida. Sin embargo, el oxígeno es solo ligeramente soluble en el agua. La cantidad real de oxígeno y otros gases que puede estar presente en la solución, vienen condicionada por los siguientes aspectos: solubilidad del gas, presión parcial del gas en la atmósfera, temperatura, y pureza del agua. Debido a que la velocidad de las reacciones bioquímicas que consumen oxígeno aumenta con la temperatura, los niveles de oxígeno disuelto tienden a ser más críticos en las épocas estivales. El problema se agrava en los meses de verano, debido a que el caudal de los cursos de agua es generalmente menor. Dado que evita la formación de olores desagradables en las aguas residuales, es conveniente disponer de cantidades suficientes de oxígeno disuelto.

2.2.2.6. Metales

Los metales tienen interés en la parte de tratamiento, reutilización y vertimiento de los lodos y efluentes ya tratados, ya que todos los organismos necesitan para su adecuado desarrollo elementos tales como hierro, cromo, cobre, zinc en diferentes cantidades.

Aunque los metales estén en cantidades micro o macro y sean necesarios para el desarrollo biológico, estos pueden convertirse en tóxicos cuando se presentan en cantidades elevadas (Crites y Tchobanoglous, 2000).

2.2.2.7. Nitrógeno

Dado que el nitrógeno y el fósforo son esenciales para el crecimiento biológico, reciben el nombre de nutrientes o bioestimulantes. Otros elementos como el hierro, también son necesarios para el crecimiento biológico, pero el nitrógeno y el fósforo son en la mayoría

de los casos los nutrientes más importantes. Debido a que el nitrógeno es esencial para la síntesis de proteínas, se necesitan conocer sobre la presencia de este nutriente para evaluar el tratamiento del agua residual mediante procesos biológicos. En casos en los que la concentración de nitrógeno sea suficiente será necesario adicionarlo para que el agua residual sea tratable. El contenido total de nitrógeno está compuesto por nitrógeno amoniacal, nitritos, nitratos y nitrógeno orgánico.

El nitrógeno amoniacal existe en solución acuosa tanto en forma de ion amonio como en forma de amoniaco, dependiendo del pH de la solución.

El nitrógeno en forma de nitrito, determinado por métodos colorimétricos, es bastante inestable y fácilmente oxidado a la forma de nitrato.

El nitrógeno en forma de nitrato, la especie química del nitrógeno más oxidada que se encuentra en aguas residuales, se determina por lo común por métodos colorimétricos.

El nitrógeno orgánico se determina por el método de Kjeldahl, en el cual una muestra acuosa es primero hervida para eliminar el amoniaco y posteriormente se realiza una digestión por ebullición en ácido sulfúrico (Crites y Tchobanoglous, 2000).

2.2.2.8. Fósforo

Este elemento tiene relevancia en el crecimiento y desarrollo de distintos organismos en un cuerpo de agua, pero ya en cantidades excesivas provoca una proliferación de algas y otros organismos biológicos perjudiciales. Las formas más comunes en las que se puede encontrar el fósforo son los ortofosfatos, polifosfatos y fósforo orgánico. Los ortofosfatos más comunes de las aguas residuales están disponibles para el metabolismo biológico sin necesidad de que los organismos tengan que realizar una ruptura posterior del mismo (Crites y Tchobanoglous, 2000).

2.2.2.9. Azufre

Este se puede encontrar de forma natural tanto en las aguas naturales como en las aguas residuales. Es un elemento indispensable para la síntesis de proteínas en los organismos, por este motivo se libera cuando existe degradación de las mismas, los sulfatos reducen biológicamente a sulfuros en condiciones anaerobias y forman sulfuro de hidrógeno (H_2S) al combinarse con el hidrógeno (Crites y Tchobanoglous, 2000).

2.2.2.10. Grasas y aceites

El contenido de estas en aguas residuales se determina por una extracción de muestra de residuo con triclorotrifluoroetano, químicamente tanto las grasas y aceites de origen vegetal o animal son similares, ya que básicamente son ésteres compuestos de ácidos grasos, alcohol y glicerina. Aquellos que se encuentran en estado líquido a temperatura ambiente denominados aceites y los que se han convertido en sólido llamados grasas. La presencia de éstos causa muchos problemas en tanque sépticos, en sistemas de recolección y en el tratamiento de aguas residuales (Crites y Tchobanoglous, 2000).

2.2.3. Características biológicas

Las características biológicas tienen una alta importancia en el control de enfermedades que sean causadas por organismos patógenos de origen humano y por la proliferación o desarrollo de bacterias y otros microorganismos dentro de la descomposición y estabilización de la materia orgánica tanto en el medio natural como en una planta de tratamiento de aguas residuales (Crites y Tchobanoglous, 2000).

2.2.3.1. Bacterias

Muchas bacterias son inofensivas en el tracto intestinal, pero al estar un individuo infectado al momento de excretar en las heces se encuentran una gran cantidad de bacterias patógenas, contaminando de esta manera las aguas residuales domésticas.

Los grupos de bacterias más comunes que se pueden encontrar en las aguas residuales domésticas son del género *Salmonella*, del género *Shigella* y *Escherichia coli* (Crites y Tchobanoglous, 2000).

2.2.3.2. Protozoos

Entre los organismos causantes de enfermedades los protozoarios *Cryptosporidium parvum*, *Cyclospora* y *Giardia lamblia* son de gran interés ya que tienen un alto impacto sobre la población especialmente las personas con deficiencias en el sistema inmunológico y de este tipo de microorganismos son los más comunes encontrarlos en las aguas residuales (Crites y Tchobanoglous, 2000).

2.2.3.3. Helmitos

Los parásitos de esta categoría que pueden encontrarse en las aguas residuales son las lombrices intestinales, por ejemplo, *Ascaris lumbricoides*, la tenía solitaria *Taenia saginata* y *Taenia solium*. La etapa infecciosa de estos varía, en algunos se presentan en el estado mayor

adulto o de larva y en otros su etapa infecciosa se presenta en el estado de huevo, muchas especies resisten condiciones ambientales adversas y llegan a distintos tipos de tratamientos convencionales (Crites y Tchobanoglous, 2000).

2.2.3.4. Virus

En las aguas residuales se pueden presentar las condiciones adecuadas para la proliferación de estos, se han detectado más de 100 clases diferentes de virus entéricos que pueden ser capaces de transmitir algún tipo de infección o enfermedad que provienen de las excretas. La mayoría de estos se reproducen en el tracto intestinal de individuos infectados y luego de ser expulsado en las heces se produce su desarrollo masivo (Crites y Tchobanoglous, 2000).

2.3. LOS PRINCIPALES CONTAMINANTES DE LAS AGUAS RESIDUALES

Los principales contaminantes en las aguas residuales urbanas pueden clasificarse en cuatro grandes grupos: materia en suspensión, materia orgánica, nutrientes y organismos patógenos.

2.3.1. Materia en suspensión

Está constituida por partículas insolubles presentes en el seno del agua. De acuerdo con el tamaño de estas partículas, se distingue entre las que pueden formar suspensiones estables en el seno del agua en reposo (partículas coloidales y no sedimentables), y las que sólo se encuentran en suspensión cuando el agua se encuentra en movimiento (partículas sedimentables).

También puede definirse la materia en suspensión, desde un punto de vista analítico, como la materia que queda retenida tras hacer pasar las aguas residuales a través de un filtro de 1,5 micras de tamaño de poro (Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales, Módulo 0).

La Figura 2 muestra la ubicación de la materia en suspensión dentro de los sólidos totales y cuantifica el reparto de los diferentes tipos de sólidos presentes en un agua residual urbana de contaminación media.

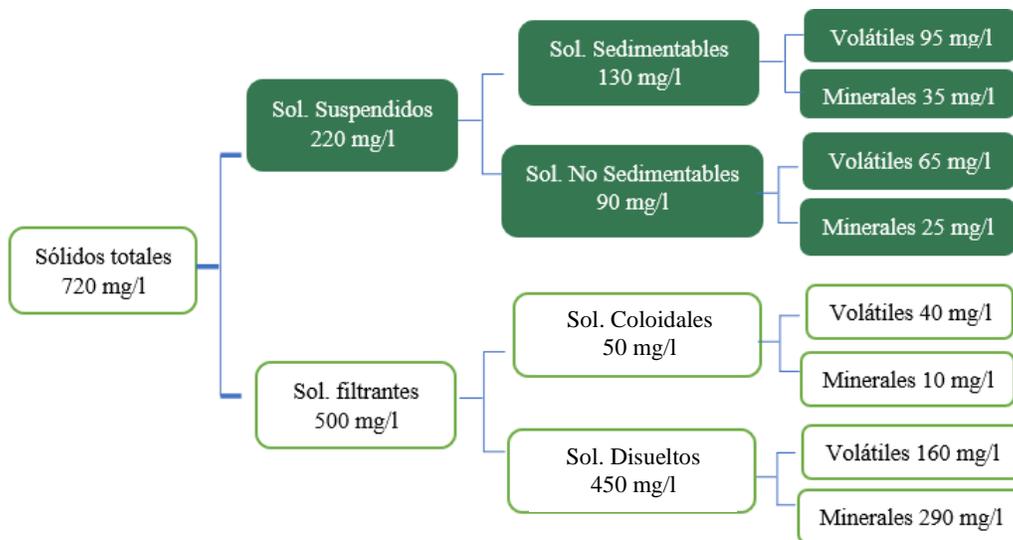


Figura 2. Distribución de los sólidos en un agua residual de contaminación media.

Fuente: MMAyA. Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales. Módulo 0.

2.3.2. Materia orgánica

Se estima que aproximadamente el 75% de los sólidos en suspensión y el 40% de los sólidos disueltos presentes en las aguas residuales son de naturaleza orgánica, principalmente en forma de proteínas (40-60%), hidratos de carbono (25-50%) y grasas y aceites (10%).

Entre los métodos de medida de la contaminación orgánica se encuentran los que miden la demanda de oxígeno (DBO₅ y DQO), que son los más habituales, y los que determinan el contenido en carbono orgánico (COT).

La Demanda Bioquímica de Oxígeno a los 5 días (DBO₅) evalúa la materia orgánica biodegradable, mediante un proceso bioquímico aerobio, y puede definirse como la cantidad de oxígeno, medida en mg/L, consumida por los microorganismos en el transcurso de 5 días, para la oxidación de la materia orgánica biodegradable presente en el agua residual.

Por su parte, la **Demanda Química de Oxígeno (DQO)** mide la cantidad de oxígeno (mg/L) necesaria para la oxidación de los contaminantes presentes en las aguas, mediante reacciones de oxidación química (Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales, Módulo 0).

2.3.3. Nutrientes

Bajo el epígrafe de nutrientes se engloban las distintas formas químicas en las que el nitrógeno y el fósforo se encuentran presentes en las aguas residuales urbanas. Ambos

elementos son esenciales para el crecimiento de la biomasa responsable del tratamiento de estas aguas, pero en exceso son los causantes de los fenómenos de eutrofización, que se dan en las masas de agua por un crecimiento desmedido del fitoplancton.

El contenido total en nitrógeno (NT) se compone de la suma de las concentraciones de las formas químicas siguientes: nitrógeno orgánico, nitrógeno amoniacal y nitrógeno en forma de nitratos y nitritos. Mientras que el Nitrógeno Kjeldhal mide la suma de las dos primeras de estas formas y generalmente su concentración está en torno a la quinta parte de la concentración de la DBO₅.

De las distintas formas en las que se encuentra el nitrógeno en las aguas residuales urbanas, las formas amoniacales son tóxicas para la vida piscícola.

En lo referente al fósforo, su contenido total (PT), es la suma de las concentraciones de sus formas orgánica e inorgánica (esta última principalmente como ortofosfatos). El ratio típico DBO₅/PT suele ser del orden de 27 (Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales, Módulo 0).

2.3.4. Organismos patógenos

Proceden de los desechos del metabolismo humano o animal, que están infectados, o que son portadores de una enfermedad determinada.

Entre los principales organismos patógenos presentes en las aguas residuales urbanas se encuentran: bacterias, virus, protozoos y helmintos.

En el caso de las aguas residuales urbanas se recurre al uso de organismos indicadores de contaminación fecal, generalmente Coliformes (totales y fecales), dado que su presencia es más numerosa y fácil de comprobar. La presencia de estos organismos en las aguas residuales se relaciona, de forma indirecta, con la presencia de otros organismos patógenos. La Tabla 1 muestra los parámetros empleados para cuantificar los cuatro tipos de contaminantes descritos, junto a sus concentraciones habituales, según se trate de aguas residuales urbanas de contaminación fuerte, media o débil.

Además de los cuatro grupos principales de contaminantes presentes en las aguas residuales urbanas, existen otros que también merecen atención: los objetos gruesos y las arenas (cuya presencia en las aguas residuales es muy variable), y las grasas que se encuentran en concentraciones de 50-150 mg/L.

Últimamente, también empiezan a requerir atención creciente los denominados contaminantes emergentes. Como contaminante emergente se entiende todo contaminante previamente desconocido, o no reconocido como tal, cuya presencia en el medio ambiente no es necesariamente nueva, pero sí lo es la preocupación por las posibles consecuencias de la misma. La detección de estos contaminantes en el medio hídrico ha sido posible sólo recientemente, gracias al desarrollo de nuevas y más sensibles técnicas analíticas.

Entre los contaminantes emergentes presentes en las aguas residuales urbanas caben destacar: fármacos y sus metabolitos, compuestos perfluorados, hormonas, drogas de abuso y productos de cuidado y de higiene personal (Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales, Módulo 0).

2.3.4.1. Tiempo de supervivencia de organismos patógenos

Un tema de gran importancia en el manejo de organismos transmisores de enfermedades es su tiempo de supervivencia en el ambiente. A pesar de que los datos presentados en la tabla 1, muestran tiempos de supervivencia habituales para algunos microorganismos de interés ambiental.

Tabla 1. Tiempo de supervivencia para algunos organismos patógenos en diferentes ambientes (temperatura de 20-30°C)

| Tiempo de supervivencia, d | | | |
|-----------------------------------|------------------------------|-------------------|--------------------|
| Organismo patógeno | Agua dulce y residual | Cultivos | Suelo |
| Bacterias | | | |
| Coliformes fecales | <60 más común <30 | <30 más común <15 | <120 más común <50 |
| Salmonella | <60 más común <30 | <30 más común <15 | <120 más común <50 |
| Shigella | <30 más común <10 | <10 más común <5 | <120 más común <50 |
| Vibrio cholerae | <30 más común <10 | <5 más común <2 | <120 más común <50 |
| Protozoos | | | |
| E. hystolytica, quiste | <30 más común <15 | <10 más común <2 | <20 más común <10 |
| Helmintos | | | |
| A. lumbricoides, huevos | Muchos meses | <60 más común <30 | < muchos meses |
| Virus | | | |
| Enterovirus | <120 más común <50 | <60 más común <15 | <100 más común <20 |

Fuente: Metcalf y Eddy

2.4. EL TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES URBANAS

El tratamiento de las aguas residuales urbanas tiene como objetivo básico: “transformar el agua residual bruta en un efluente tratado, que cumpla la legislación vigente

que permite su vertido a cauce receptor, con un mínimo costo económico y ambiental” (Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales, Modulo 0).

En la Figura 3 se representan las distintas etapas que comprende el tratamiento más común de las aguas residuales, indicándose en cada una de ellas el objeto, procesos y naturaleza de los mismos.

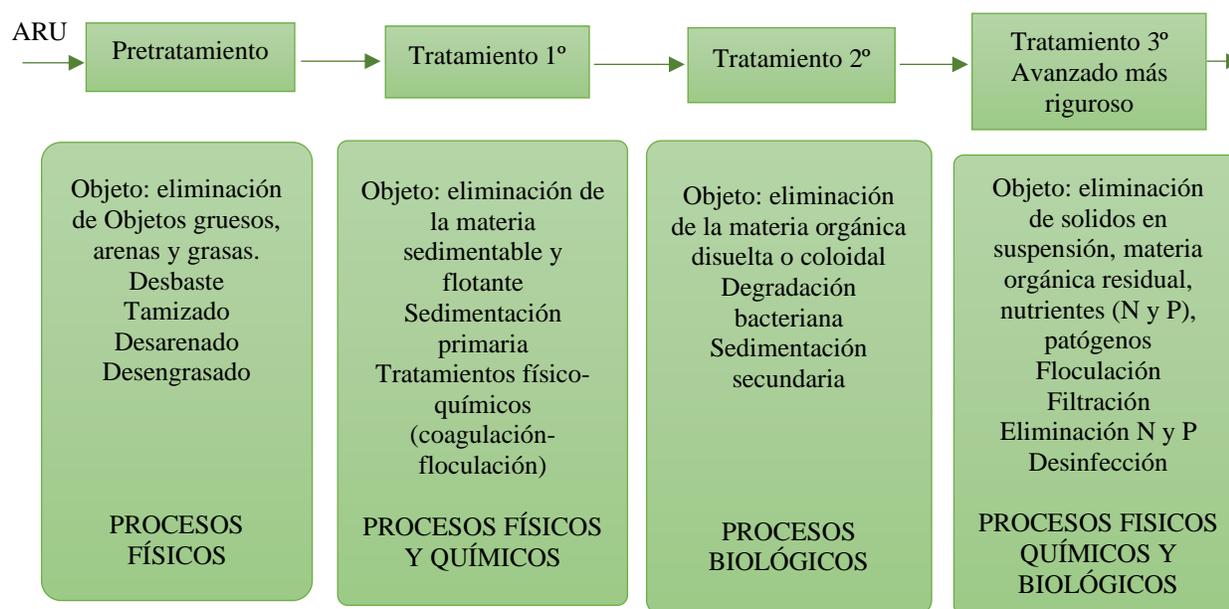


Figura 3. Esquema de las Etapas Incluidas en el Tratamiento de las Aguas Residuales Urbanas.

Fuente: MMAyA. Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales, Módulo 0.

2.4.1. Mecanismo de eliminación de los contaminantes

2.4.1.1. Eliminación de la materia en suspensión

La eliminación de la materia en suspensión constituye el objetivo básico de los tratamientos primarios y abarca tanto a la materia en suspensión sedimentable, como a la no sedimentable.

Dentro de estos tratamientos, la Sedimentación Primaria recurre a la acción exclusiva de la gravedad para la separación de los sólidos sedimentables y no sedimentables presentes en las aguas residuales urbanas, alcanzado rendimientos de eliminación del orden del 50-60%. Para mejorar estos rendimientos se recurre a los tratamientos fisicoquímicos que, mediante la adición de reactivos consiguen, además, la eliminación de sólidos coloidales, al

incrementar el tamaño de los mismos mediante procesos de coagulación-floculación (Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales, Modulo 0).

2.4.1.2. Eliminación de la Materia orgánica

La materia orgánica presente en las aguas residuales urbanas, que no se elimina por sedimentación, suele eliminarse mediante procesos biológicos. Esta eliminación constituye el objetivo básico de los tratamientos secundarios.

Se distinguen dos tipos de procesos diferenciados para la eliminación de la materia orgánica presente en las aguas residuales: los procesos aerobios y los anaerobios.

- **Procesos aerobios**

Los procesos aerobios buscan generar un cultivo biológico, que permita captar la materia orgánica. Parte de la materia orgánica pasa a formar parte de este cultivo, eliminándose posteriormente por sedimentación (lodos) principalmente y, en menor medida, por oxidación a anhídrido carbónico y agua.

Los principales factores que intervienen en estas reacciones biológicas son los siguientes:

- **Características del agua residual:** el grado de biodegradabilidad es un aspecto fundamental para establecer el rendimiento de los procesos biológicos.
- **Nutrientes:** los principales nutrientes inorgánicos necesarios para el correcto desarrollo de los microorganismos aerobios son: N, P, S, K, Mg, Ca, Fe, Na y Cl, mientras que entre los nutrientes de menor importancia se encuentran: Zn, Mn, Mo, Se, Co, Cu, Ni, V y W.
- **Aporte de oxígeno:** para el correcto desarrollo de las reacciones de síntesis y de respiración endógena, en los procesos aerobios es necesario el aporte de oxígeno. En los reactores aerobios se suele trabajar con concentraciones de oxígeno disuelto del orden de 1-2 mg/L.
- **Temperatura:** la velocidad de las reacciones biológicas se incrementa con la temperatura, hasta alcanzar los 37 °C, a partir de la cual la velocidad desciende bruscamente, al producirse la desnaturalización del protoplasma celular.
- **Salinidad:** a partir de 5 g/L de sales en las aguas residuales a tratar comienzan a registrarse distorsiones importantes en los procesos de depuración con biomasa en suspensión. En el caso de procesos con la biomasa adherida la salinidad comienza a afectar a concentraciones superiores a 15 g/L.

- **Presencia de tóxicos o inhibidores:** ciertas sustancias orgánicas e inorgánicas a partir de ciertas concentraciones inhiben, o impiden, el desarrollo de los procesos biológicos aerobios.

- **Procesos anaerobios**

En este tipo de procesos, el principal mecanismo de eliminación de la materia orgánica es su transformación en biogás (metano y anhídrido carbónico, principalmente), que escapa del sistema.

El proceso transcurre en etapas concatenadas, en las que intervienen distintas especies bacterianas como se ve en la figura 4.

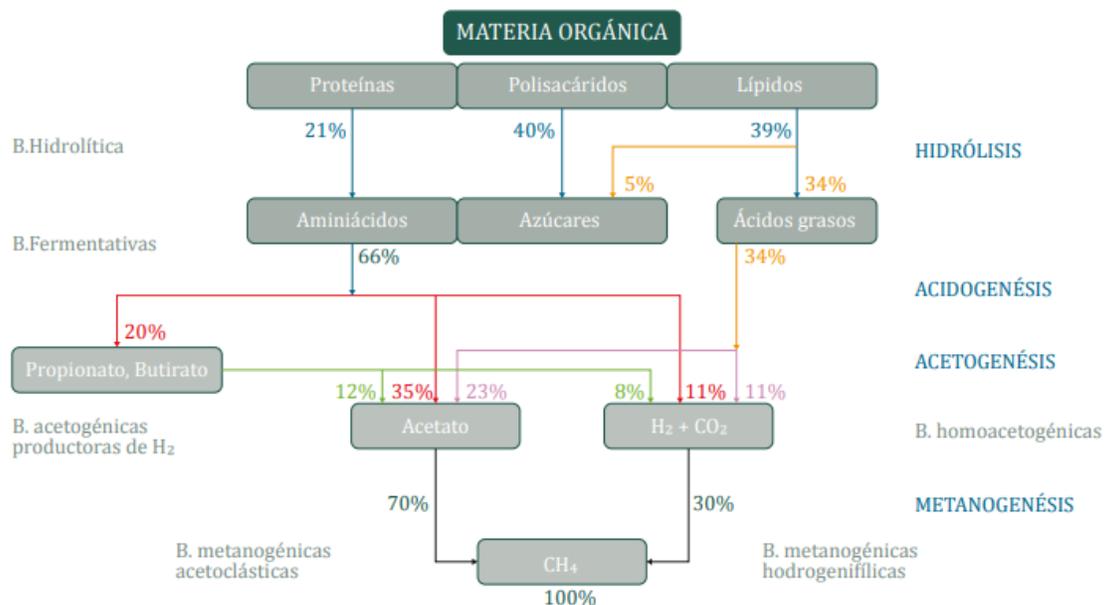


Figura 4. Etapas de los procesos anaerobios

Fuente: MMAyA. Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales, Módulo 0.

Estas etapas son:

- **Hidrólisis:** los principales componentes de las aguas residuales (proteínas, hidratos de carbono, aceites y grasas), se transforman en compuestos orgánicos disueltos de menor peso molecular, gracias a la acción de exoenzimas excretadas por bacterias fermentativas.
- **Acidogénesis:** los productos generados en la etapa anterior son transformados en ácidos grasos volátiles (propiónico, butírico, valérico, etc.).

- **Acetogénesis:** los productos obtenidos de la acidogénesis se transforman en acetato, hidrógeno y dióxido de carbono (precursores de la formación de metano).
- **Metanogénesis:** a partir principalmente del acetato (70%) y también del CO₂ e H₂, producidos en la anterior etapa, se genera biogás, mezcla fundamentalmente de CH₄ y de CO₂, y de otros gases en menor cuantía (H₂ S, H₂, N₂). Esta es la etapa más delicada de la digestión anaerobia, al ser las bacterias metanogénicas las más susceptibles a variaciones en su entorno (pH, temperatura, carga orgánica, etc.). Ante variaciones acusadas de estos parámetros, la población metanogénica se ve afectada, y al no poderse convertir los ácidos formados en metano, el pH decae, por lo que si no se toman medidas oportunas se produce el colapso del sistema (Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales, Modulo 0).

2.4.1.3. Eliminación de nutrientes

Bajo el epígrafe de nutrientes se engloban las distintas formas químicas en las que el nitrógeno y el fósforo se encuentran presentes en las aguas residuales urbanas.

El nitrógeno es uno de los elementos esenciales para la vida, pero en exceso puede ser muy perjudicial, puesto que su vertido en un curso de agua produce los siguientes efectos nocivos:

En forma amoniacal:

- Consume oxígeno para pasar al estado oxidado de nitrato. Para ello, cada gramo de N-NH₄ precisa 4,57 g de oxígeno.
- Es tóxico para la vida piscícola, que es sensible al NH₃ que puede generar el amonio en condiciones alcalinas.
- Plantea dificultades en el tratamiento de potabilización.

En forma de nitratos:

- Contribuye a la eutrofización de las masas de agua.
- Puede ser perjudicial para la salud humana al pasar al agua potable.

En el caso del fósforo, las investigaciones evidencian que de los principales nutrientes (carbono, nitrógeno y fósforo), es este último el elemento más limitante y, por tanto, controlador de la población fitoplanctónica. Estos estudios se basan en que, mientras para otros nutrientes existen fuentes atmosféricas (el CO₂ y N₂ están presentes en el aire) y

mecanismos físicos (turbulencia e intercambio de gases) y biológicos (fijación del nitrógeno por las algas verde-azuladas), para corregir sus deficiencias, el fósforo carece de estas fuentes externas y de estos mecanismos físicos de corrección.

Otra acción importante de los fosfatos es la influencia en el transporte y retención de los metales en el agua, debido al fenómeno de complejación (reacciones en las que un metal se une con sustancias denominadas ligandos).

En las PTAR la eliminación de nitrógeno se suele acometer a través de procesos biológicos (pasando por etapas sucesivas de nitrificación y desnitrificación), mientras que para la eliminación de fósforo se recurre tanto a procesos biológicos, como fisicoquímicos (Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales, Módulo 0).

2.4.1.4. Eliminación de organismos patógenos

Desde el punto de vista de la salud, la desinfección es potencialmente la etapa más importante del tratamiento de las aguas residuales urbanas, ya que sus objetivos son la prevención de enfermedades y proteger los abastecimientos de agua potable, playas, zonas recreativas y zonas de cultivo de especies acuáticas, así como posibilitar el reúso de las aguas tratadas.

El objetivo específico de la desinfección es la eliminación, de forma selectiva, de aquellos microorganismos susceptibles de causar enfermedades. No hablamos pues de esterilización, que hace referencia a la destrucción de la totalidad de los organismos.

Los principales organismos patógenos presentes en las aguas residuales urbanas son: bacterias, virus, protozoos y helmintos (Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales, Módulo 0).

2.5. Calidad exigida el efluente Tratado

Los requisitos exigibles en Bolivia a los efluentes tratados en las PTAR se recogen en el Reglamento en Materia de Contaminación Hídrica (RMCH), que reglamenta la Ley de Medio Ambiente N° 1333 de 27 de abril de 1992, en lo referente a la prevención y control de la contaminación hídrica en el marco del Desarrollo Sostenible.

En este Reglamento, en el Cuadro N° A-1, se muestran los Valores Máximos admisibles de parámetros en Cuerpos Receptores. Este cuadro contempla 80 parámetros, para los que se especifican los valores máximos de acuerdo a la clasificación establecida de los

cuerpos de agua según su aptitud de uso: clases A, B, C y D, de mayor a menor calidad. Debe hacerse constar que se trata de valores de inmisión, medidos, por tanto, en los cuerpos receptores.

Si en el Cuadro N° A-1, nos centramos en la clasificación CLASE “D” (aguas de calidad mínima, que para consumo, 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 huevos y parásitos intestinales), los valores máximos admisibles de los parámetros de relevancia para las aguas residuales urbanas son los que se muestran en la siguiente tabla 2.

Tabla 2. Valores máximos admisibles (CLASE D) según Cuadro N° A-1 del RMCH

| Parámetro | Valor máximo |
|---------------------------------------|---|
| DBO ₅ (mg/L) | <30 |
| DQO (mg/L) | <60 |
| Amoniaco (mg NH ₃ /L) | 4 |
| Nitrógeno total (mg N/L) | 12 |
| Nitrato (mg NO ₃ /L) | 50,0 |
| Nitrito (mg N/L) | 1,0 |
| Fosfato total (mg PO ₄ /L) | 1,0 |
| Coliformes fecales (NMP/100 mL) | <5.000 y < 50.000 en el 80% de las muestras |

Nota: no se recogen los valores de los sólidos en suspensión, pero sí de los "sólidos sedimentarios".

Fuente: MMAyA. Guía Técnica para la Selección y Diseño de Líneas de Tratamiento de Aguas Residuales, Módulo 1.

2.6. Posible reúso de los efluentes tratados

El reúso de los efluentes depurados puede constituir un objetivo en sí mismo en el planeamiento de las nuevas PTAR a construir. Por ello, se recomienda estudiar en cada caso esta posibilidad, analizando las posibles demandas en el área de influencia de la PTAR, los riesgos potenciales y la viabilidad técnico-económica de implantar un sistema de reúso (realización de un estudio de costo-beneficio).

Si se decide reusar el efluente de la nueva PTAR a construir, deben establecerse las características exigidas para el efluente regenerado, en función del uso o los usos a que se vaya a destinar.

El RMCH recoge, en su Cuadro N° 1, la clasificación de los cuerpos de agua según su aptitud de uso. Estos usos son:

- **USO 1:** Para abastecimiento doméstico de agua potable después de:
 - a. Sólo una desinfección y ningún tratamiento (Clase A).
 - b. Tratamiento solamente físico y desinfección (Clase B)
 - c. Tratamiento físico-químico completo: coagulación, floculación, filtración y desinfección (Clase C).
 - d. Almacenamiento prolongado o presedimentación, seguidos de tratamiento, al igual que c) (Clase D).
- **USO 2:** para recreación de contacto primario: natación, esquí, inmersión (Clases A, B y C).
- **USO 3:** para protección de los recursos hidrobiológicos (Clases A, B y C)
- **USO 4:** para riego de hortalizas consumidas crudas y frutas de cáscara delgada, que sean ingeridas crudas sin remoción de ella (Clases A y B).
- **USO 5:** para abastecimiento industrial (Clases A, B, C y D).
- **USO 6:** para la cría natural y/o intensiva (acuicultura) de especies destinadas a la alimentación humana (Clases A, B y C).
- **USO 7:** para abrevadero de animales (Clases B y C).
- **USO 8:** para la navegación (Clases B, C y D).

La tabla 3 muestra los valores máximos admisibles de parámetros indicadores de contaminación en reúso de aguas para los usos mencionados anteriormente. En las últimas filas de esta tabla se presentan los valores admisibles de los nutrientes: nitrógeno (como nitrógeno total, amoníaco, nitritos y nitratos), y fósforo (como fosfatos).

Tabla 3. Valores máximos admisibles de parámetros indicadores de contaminación.

| | CLASE A | CLASE B | CLASE C | CLASE D |
|---------------------------------------|-------------------------------|------------------------------------|--------------------------------------|---------------------------------------|
| Sólidos sedimentarios (mg/L) | < 10 | 30 < 0,1 mL/L | < 50 < 1mL/l | < 100 < 1 mL/L |
| DBO ₅ (mg/L) | < 2 | < 5 | < 20 | <30 |
| DQO (mg/L) | < 5 | < 10 | < 40 | < 60 |
| Coliformes fecales (NMP/100 mL) | < 50 y < 5 en 80% de muestras | < 1.000 y < 200 en 80% de muestras | < 5.000 y < 1.000 en 80% de muestras | < 50.000 y < 5.000 en 80% de muestras |
| Parásitos (N/L) | < 1 | < 1 | < 1 | < 1 |
| Fosfato total (mg PO ₄ /L) | 0,4 | 0,5 | 1 | 1 |
| Amoniaco (mg NH ₃ /L) | 0,05 | 1 | 2 | 4 |
| Nitrato (mg NO ₃ /L) | 20,0 | 50,0 | 50,0 | 50,0 |
| Nitrito (mg N/L) | < 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 |
| Nitrógeno total (mg N/L) | 5 | 12 | 12 | 12 |

Fuente: MMAyA. Guía Técnica para la Selección y Diseño de Líneas de Tratamiento de Aguas Residuales, Módulo 1.

Debe resaltarse, que en el Reglamento se contempla el reúso indirecto de los efluentes tratados en las PTAR, es decir, una vez que se han diluido con las aguas de los cuerpos receptores (Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales, Módulo 1).

CAPÍTULO III

MARCO NORMATIVO

En Bolivia existen las siguientes normativas que rigen la protección de los cuerpos de agua y el aprovechamiento de las aguas tratadas.

3.1. Nueva Constitución Política del Estado

PRIMERA PARTE

Bases Fundamentales del Estado Derechos, Deberes y Garantías

Título II

Derechos Fundamentales y Garantías

Capítulo Segundo

Derechos Fundamentales

Artículo 20.

- I.** Toda persona tiene derecho al acceso universal y equitativo a los servicios básicos de agua potable, alcantarillado, electricidad, gas domiciliario, postal y telecomunicaciones.
- II.** Es responsabilidad del Estado, en todos sus niveles de gobierno, la provisión de los servicios básicos a través de entidades públicas, mixtas, cooperativas o comunitarias. En los casos de electricidad, gas domiciliario y telecomunicaciones se podrá prestar el servicio mediante contratos con la empresa privada. La provisión de servicios debe responder a los criterios de universalidad, responsabilidad, accesibilidad, continuidad, calidad, eficiencia, eficacia, tarifas equitativas y cobertura necesaria; con participación y control social.
- III.** El acceso al agua y alcantarillado constituyen derechos humanos, no son objeto de concesión ni privatización y están sujetos a régimen de licencias y registros, conforme a ley.

3.2. Ley del Medio Ambiente N° 1333 del 27 de abril de 1992.

Esta ley se encuentra reglamentada mediante el siguiente Decreto Supremo:

- **Decreto Supremo N° 24176, 8 de diciembre de 1995**, en el que se aprueba la reglamentación de la Ley del Medio Ambiente, integrada por 6 reglamentos que son los siguientes:

1. Reglamento General de Gestión Ambiental
2. Reglamento de Prevención y Control Ambiental
3. Reglamento en Materia de Contaminación Atmosférica
4. **Reglamento en Materia de Contaminación Hídrica**
5. Reglamento para Actividades con Sustancias Peligrosas
6. Reglamento para Gestión de Residuos Solidos

Se considerará los títulos I, III, IV, V y VI del **Reglamento en Materia de Contaminación Hídrica**.

REGLAMENTO EN MATERIA DE CONTAMINACIÓN HÍDRICA

TÍTULO I

DISPOSICIONES GENERALES

CAPÍTULO III

DE LA CLASIFICACIÓN DE CUERPOS DE AGUAS

ARTICULO 4º. La clasificación de los cuerpos de agua, según las clases señaladas en el Cuadro N° 1 - Anexo A del presente reglamento, basada en su aptitud de uso y de acuerdo con las políticas ambientales del país en el marco del desarrollo sostenible, será determinada por el MDSMA. Para ello, las instancias ambientales dependientes del prefecto deberán proponer una clasificación, adjuntando la documentación suficiente para comprobar la pertinencia de dicha clasificación. Esta documentación contendrá como mínimo: Análisis de aguas del curso receptor a ser clasificado, que incluya al menos los parámetros básicos, fotografías que documenten el uso actual del cuerpo receptor, investigación de las condiciones de contaminación natural y actual por aguas residuales crudas o tratadas, condiciones biológicas, estudio de las fuentes contaminantes actuales y la probable evolución en el futuro en cuanto a la cantidad y calidad de las descargas.

Esta clasificación general de cuerpos de agua; en relación con su aptitud de uso, obedece a los siguientes lineamientos:

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 huevos y parásitos intestinales.

En caso de que la clasificación de un cuerpo de agua afecte la viabilidad económica de un establecimiento, el Representante Legal de éste podrá apelar dicha clasificación ante la autoridad ambiental competente, previa presentación del respectivo análisis costo - beneficio.

ARTÍCULO 5º. Los límites máximos de parámetros permitidos en cuerpos de agua que se pueda utilizar como cuerpos receptores, son los indicados en el Cuadro N° A-I del Anexo A de este Reglamento.

ARTÍCULO 6º. Se considera como PARÁMETROS BASICOS, los siguientes: DBO₅; DQO; Colifecales NMP; Oxígeno Disuelto; Arsénico Total; Cadmio; Cianuros; Cromo Hexavalente; Fosfato Total; Mercurio; Plomo; Aldrín; Clordano; Dieldrín; DDT; Endrín; Malatión; Paratión.

ARTÍCULO 7º. En la clasificación de los cuerpos de agua se permitirá que hasta veinte de los parámetros especificados en el Cuadro N° A-1 superen los valores máximos admisibles indicados para la clase de agua que corresponda asignar al cuerpo, con las siguientes limitaciones:

1º. Ninguno de los veinte parámetros puede pertenecer a los PARÁMETROS BÁSICOS del Art. 6º.

2º El exceso no debe superar el 50% del valor máximo admisible del parámetro.

TÍTULO IV

Del Monitoreo, Evaluación, Prevención, Protección y Conservación de la Calidad Hídrica

Capítulo I

Del Monitoreo y Evaluación de la Calidad Hídrica

CAPÍTULO V

Del Reúso de Aguas

ARTÍCULO 67°. El reúso de aguas residuales crudas o tratadas por terceros, será autorizado por el Prefecto cuando el interesado demuestre que estas aguas satisfacen las condiciones de calidad establecidas en el cuadro N° 1 -Anexo A- del presente Reglamento.

ARTÍCULO 68°. Los fangos o lodos producidos en las plantas de tratamiento de aguas residuales que hayan sido secados en lagunas de evaporación, lechos de secado o por medios mecánicos, serán analizados y en caso de que satisfagan lo establecido para uso agrícola, deberán ser estabilizados antes de su uso o disposición final, todo bajo control de la Prefectura.

TÍTULO VI

DISPOSICIONES TRANSITORIAS

CAPÍTULO ÚNICO

ARTÍCULO 72°. En tanto sean definidas las Clases de los cuerpos receptores a las que hacen referencia los Art. 4, 5, 6 y 7 del presente reglamento, regirán los parámetros y sus respectivos valores límite, incluidos en el Anexo A-2. Una vez determinada la Clase de un determinado cuerpo de agua, se aplicará los criterios de evaluación de impacto ambiental y adecuación ambiental, en base a los límites establecidos en el Cuadro A-1 - Anexo A del presente reglamento.

Para ello se debe distinguir entre actividades existentes a la fecha de promulgación del presente reglamento y aquellas nuevas, de la siguiente forma:

I. ACTIVIDADES OBRAS Y PROYECTOS EXISTENTES A LA FECHA DE PROMULGACIÓN DEL PRESENTE REGLAMENTO

- a) Las actividades obras y proyectos existentes a la fecha de promulgación del presente reglamento, en tanto no se cuente con la Clase del respectivo cuerpo de agua y una vez presentado el MA y emitida la DAA, se regirán por los parámetros y sus respectivos valores límite incluidos en el Anexo A-2, durante 5 años a partir de la fecha de emisión de la DAA.
- b) Cumplido el plazo señalado y una vez se cuente con la Clase del respectivo cuerpo de agua, deberá presentar un nuevo MA, específico para el componente agua, en el que establecerá los mecanismos para alcanzar las metas de calidad ambiental, definidas por la Clase del cuerpo de aguas al que se realiza, las descargas. Como consecuencia de este nuevo MA, la autoridad ambiental competente emitirá una DAA

renovada, con ajuste a los procedimientos establecidos en el Reglamento de Prevención y Control Ambiental para la evaluación y aprobación de MAs. Esta segunda adecuación ambiental deberá ser efectivizada en el plazo máximo de cinco años a partir de la fecha de emisión de la DAA renovada.

- c) Opcionalmente, el Representante Legal de la actividad, obra o proyecto, que, una vez establecida la Clase del respectivo cuerpo receptor, desee adecuarse a los criterios de calidad Ambiental, antes de los cinco años citados en el inciso a) podrá hacerlo y será beneficiado con los programas de incentivos que desarrollará el MDSMA en coordinación con la Secretaria Nacional de Hacienda.

II. ACTIVIDADES OBRAS Y PROYECTOS QUE SE INICIARÁN CON POSTERIORIDAD A LA FECHA DE PROMULGACIÓN DEL PRESENTE REGLAMENTO

- a) Las actividades obras y proyectos que se iniciarán con posterioridad a la fecha de promulgación del presente reglamento, en tanto no se cuente con la Clase del respectivo cuerpo de agua y una vez emitido el CDD o la DIA, se registrarán por los parámetros y sus respectivos valores límite incluidos en el Anexo A-2, durante 5 años a partir de la fecha de emisión de las citadas licencias ambientales.
- b) Cumplido el plazo señalado y una vez se cuente con la Clase del respectivo cuerpo de agua, deberá presentar un MA, específico para el componente agua, en el que establecerá los mecanismos para alcanzar las metas de calidad ambiental, definidas por la Clase del cuerpo de aguas al que se realiza las descargas. Como consecuencia de este MA, la autoridad ambiental competente emitirá una DAA, con ajuste a los procedimientos establecidos en el Reglamento de Prevención y Control Ambiental para la evaluación y aprobación de MAs. La adecuación ambiental respectiva deberá ser efectivizada en el plazo máximo de cinco años a partir de la fecha de emisión de la DAA.

Opcionalmente, el Representante Legal de la actividad, obra o proyecto, que, una vez establecida la Clase del respectivo cuerpo receptor, desee adecuarse a los criterios de calidad Ambiental, antes de los cinco años citados en los incisos Ia) y Iia) podrá hacerlo y será beneficiado con los programas de incentivos que desarrollará el MDSMA en coordinación con la Secretaria Nacional de Hacienda.

ARTÍCULO 73°. Mientras se nomine los laboratorios autorizados, los informes de caracterización de aguas residuales, referidos en este Reglamento, deberán ser elaborados por laboratorios registrados en la Subsecretaría de Medio Ambiente.

ARTÍCULO 74°. Por el lapso perentorio de cinco (5) años, que señala el Art. 720, los responsables de las descargas líquidas deberán presentar a la Autoridad Ambiental Competente, informes de calidad de sus efluentes semestrales, incluyendo análisis de laboratorios reconocidos, que se encuentren autorizados por el MDSMA.

3.3. Norma Boliviana NB 688, Instalaciones Sanitarias-Alcantarillado Sanitario, Pluvial y Tratamiento de Aguas Residuales, 2001

Esta norma establece disposiciones para las etapas de concepción, diseño, construcción, puesta en marcha, operación, mantenimiento y control de todas las obras, de tal manera que se garantice su efectividad, seguridad, estabilidad, durabilidad, educabilidad, calidad y sostenibilidad a lo largo de su vida útil.

El presente capítulo establece las condiciones requeridas para la concepción y desarrollo de sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales y pluviales.

Se incluyen los elementos de sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales y/o pluviales que conforman los alcantarillados sanitarios, pluviales y combinados, sus diferentes componentes y estaciones de bombeo. Se consideran además nuevas tecnologías y sistemas aislados de disposición como alternativas a los sistemas convencionales. (NB688 Reglamentos Técnicos de Diseños de Sistemas de Alcantarillado Sanitario y Pluvial, 2007, pág. 29).

CAPÍTULO IV

CARACTERIZACIÓN DEL AGUA RESIDUAL

4.1. Introducción

Las PTAR deben dimensionarse para que sean capaces de tratar el caudal y la carga contaminante que se generan en la población (poblaciones) a las que prestan servicio, alcanzado los niveles de calidad de vertido que exija la normativa de aplicación.

La correcta determinación de los caudales y cargas de las aguas residuales que van a ser tratados en la PTAR, tanto en el momento actual, como en el año horizonte del proyecto, es de capital importancia, dado que estos caudales y cargas influyen de forma diferente en el dimensionamiento de cada etapa de tratamiento de la planta de tratamiento.

4.2. Estudios de caracterización del Agua Residual

Los estudios de caracterización del agua residual están encaminados a determinar: las características físicas, químicas y biológicas del agua y las concentraciones de los constituyentes del agua residual, y los medios óptimos para reducir las concentraciones de contaminantes. En esta sección se describen los procedimientos de muestreo del agua residual, los métodos de análisis de las muestras y las expresiones utilizadas en la presentación de los resultados (Metcalf y Eddy, 1996).

- **Muestreo**

Las técnicas de muestreo utilizadas en un estudio del agua residual deben asegurar la obtención de muestras representativas, ya que los datos que se deriven de los análisis de dichas muestras serán, en definitiva, la base para el proyecto de las instalaciones de tratamiento.

- **Estaciones de muestreo**

El estudio de los planos de la red de alcantarillado permitirá el conocimiento de las alcantarillas y la situación de los pozos de registro, y constituirá una gran ayuda a la hora de determinar la ubicación de las estaciones de muestreo. Estas deben estar situadas en puntas en los que las características del flujo sean tales que favorezcan al máximo las condiciones de mezcla de las aguas.

- **Intervalos de muestreo**

El grado de variación del caudal condiciona el intervalo de tiempo del muestreo. Debe ser un tiempo lo suficientemente corto como para que la representatividad de las muestras sea la máxima.

- **Equipo de muestreo**

En los casos en los que se prevé llevar a cabo un muestreo continuo o automático, es importante seleccionar cuidadosamente el equipo de muestreo.

4.3. Estimación de los caudales y cargas a tratar en la PTAR

Cuando no sea factible proceder a la realización de campañas de aforo y muestreo para la caracterización de las aguas a tratar en la futura PTAR, porque aún no existe la red de alcantarillado, puede procederse a una estimación de los caudales y de la composición de estas aguas (Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales, Modulo 0).

4.4. Caracterización del agua residual para el diseño de la PTAR “Jesús de Nazareth”

Debido a que en la actualidad el barrio “Jesús de Nazareth” cuenta con sistema de alcantarillado solo a nivel de diseño, se optó por recolectar análisis de muestras recolectadas en la ciudad de Tarija, en tres diferentes zonas como ser de: la zona de San Blas, zona Torrecillas y zona las Barrancas. De las cuales se adoptó la muestra con resultados más desfavorables para el diseño de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales, en este caso de la zona de Torrecillas como se puede ver en la tabla 4.

Tabla 4: Análisis de muestras de aguas residuales de diferentes zonas

| Nro. | TIPO DE ANÁLISIS | UNIDADES | PROM COMP TOTAL S. BLAS | P. TORRECILLAS | P. LAS BARRANCAS |
|------|--------------------------------|----------|-------------------------|----------------|------------------|
| | Caudal Promedio (Histórico) | | 159.55 | | |
| | Porcentaje | | 1 | | |
| | Análisis Organolépticos | | | | |
| 1 | Aspecto | | Turbio | Turbio | Turbio |
| 2 | Olor | | Fétido | Fétido | Fétido |
| | Análisis Físicos | | | | |
| 3 | Temperatura | °C | 22.57 | 24.3 | 24 |
| 4 | pH | | 7.22 | 7.5 | 7 |
| 5 | Sólidos Suspendedos Totales | mg/l | 288.39 | 444 | 257 |
| 6 | Sólidos Totales Disueltos | mg/l | 297.49 | 457.01 | 309.05 |

| | | | | | |
|----|---|------------|-------------|----------|----------|
| 7 | Sólidos Totales | mg/l | 482.96 | 1219.76 | 1510.25 |
| 8 | Sólidos Volátiles | mg/l | 387.16 | | |
| 9 | Sólidos Sedimentables | mg/l | 7.39 | | |
| 10 | Conductividad | μS/cm | 693.44 | 1010 | 683 |
| 11 | Turbiedad | NTU | 250.19 | 315 | 258 |
| | Análisis Químicos | | | | |
| 12 | Demanda Bioquímica de Oxígeno | mg/l | 205.01 | 244.29 | 235.71 |
| 13 | Demanda Química de Oxígeno | mg/l | 419.56 | 493.46 | 476.14 |
| 14 | Aceites y Grasas | mg/l | 27.88 | 0.39 | 0.38 |
| 15 | Fósforo Total (como P) | mg/l | 2.58 | 2.21 | 2.64 |
| 16 | Fosfatos Totales (como P) | mg/l | 1.64 | | |
| 17 | Nitrógeno Amoniacal (como NH ₃) | mg/l | 20.20 | 9.2 | 6.65 |
| 18 | Nitratos (como NO ₃ -) | mg/l | 6.25 | 4.73 | 4.23 |
| 19 | Nitritos (como NO ₂ -) | mg/l | 0.40 | 0.04 | 0.06 |
| 20 | Nitrógeno Total (como N) | mg/l | 21.60 | 13.97 | 10.94 |
| 21 | Sulfuros Disueltos (S ⁻²) | mg/l | 0.58 | | |
| 22 | Ácido Sulfídrico (H ₂ S) | mg/l | 0.24 | | |
| 23 | Arsénico | mg/l | < 0,1 | | |
| 24 | Cadmio | mg/l | < 0,1 | | |
| 25 | Plomo | mg/l | < 0,1 | | |
| | Índices | | | | |
| 26 | Tasa de Absorción de Sodio (RAS) | | 1.88 | | |
| | Sodio | mg/l | 59.82 | | |
| | Calcio | mg/l | 40.42 | | |
| | Magnesio | mg/l | 22.15 | | |
| | Potasio | mg/l | 19.19 | 23.1 | 15.6 |
| | Dureza | mg/l | 192.13 | | |
| | Análisis Bacteriológicos | | | | |
| 27 | Coliformes Totales | NMP/100 ml | 11210764.65 | 2.13E+08 | 1.51E+08 |
| 28 | Coliformes Fecales | NMP/100 ml | 1926571.608 | 4.30E+07 | 3.30E+07 |
| 29 | Huevos de Helminetos | N/l | 17694.43748 | | |

Fuente: elaboración propia.

Para clasificar las aguas en base al grado de contaminación se tomará como referencia la tabla 6 presente en la Guía Técnica para la Selección y Diseño de Líneas de Tratamiento de Aguas Residuales, que se muestra a continuación:

Tabla 5: Características de las aguas residuales urbanas

| | Contaminación fuerte | Contaminación media | Contaminación débil |
|---------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|
| Sólidos en suspensión (mg/l) | 350 | 220 | 100 |
| DBO ₅ (mg/l) | 400 | 220 | 110 |
| DQO (mg/l) | 1000 | 500 | 250 |
| COT (mg/l) | 290 | 160 | 80 |
| N _T (mg/l) | 85 | 40 | 20 |
| N _{orgánico} (mg/l) | 35 | 15 | 8 |
| N _{amoniaco} (mg/l) | 50 | 25 | 12 |
| P _T (mg/l) | 15 | 8 | 4 |
| P _{orgánico} (mg/l) | 5 | 3 | 1 |
| P _{inorgánico} (mg/l) | 10 | 5 | 3 |
| Coliformes totales (NMP/100 ml) | 10 ⁷ - 10 ⁹ | 10 ⁷ - 10 ⁸ | 10 ⁶ - 10 ⁷ |
| Coliformes fecales (NMP/100 ml) | 10 ⁶ - 10 ⁸ | 10 ⁶ - 10 ⁷ | 10 ⁵ - 10 ⁶ |

■ Materia en suspensión ■ Nutrientes ■ Materia orgánica ■ Organismos patógenos

Fuente: MMAyA. Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales, Módulo 0.

Tabla 6: Grado de contaminación del agua residual zona Torrecillas

| Zona de Torrecillas | | | |
|-------------------------|-----------|----------|------------------------|
| TIPO DE ANALISIS | UNIDADES | VALORES | GRADO DE CONTAMINACION |
| Sólidos en suspensión | mg/l | 444 | FUERTE |
| DBO ₅ | mg/l | 244,29 | FUERTE |
| DQO | mg/l | 493,46 | MEDIA |
| COT | mg/l | | |
| N _T | mg/l | 13,97 | DEBIL |
| N _{orgánico} | mg/l | | |
| N _{amoniaco} | mg/l | 9,2 | DEBIL |
| P _T | mg/l | 2,21 | DEBIL |
| P _{orgánico} | mg/l | | |
| P _{inorgánico} | mg/l | | |
| Coliformes totales | NMP/100ml | 2,13E+08 | MEDIA |
| Coliformes fecales | NMP/100ml | 4,30E+07 | MEDIA |

Fuente: Elaboración propia.

Como se puede observar en la tabla 6, los resultados de la muestra de agua residual de la zona de Torrecillas se encuentran dentro de las características de Aguas Residuales Urbanas. De la relación DBO_5/DQO tenemos el siguiente valor:

$$\frac{DBO_5}{DQO} = \frac{244,29}{493,46} = 0,495$$

Lo cual nos indica que es adecuado utilizar procesos biológicos para su tratamiento, ya que según la Guía Técnica para la Selección y Diseño de Líneas de Tratamiento de Aguas Residuales nos dice que: las aguas residuales que presenten valores de la relación DBO_5/DQO iguales o superiores a 0,4, son aguas muy biodegradables, entre 0,2 y 0,4 son aguas biodegradables, mientras que si la relación es inferior a 0,2 las aguas son muy poco biodegradables, por lo que no es adecuado utilizar procesos biológicos para su tratamiento, siendo necesario recurrir, generalmente, a la aplicación de procesos fisicoquímicos.

CAPITULO V

ANÁLISIS Y SELECCIÓN DE LOS PROCESOS DE TRATAMIENTO

5.1. Introducción

El análisis y elección de los procesos de tratamiento que permitan cumplir con los rendimientos de eliminación establecidos de los permisos de vertido es uno de los aspectos más interesantes y sugestivos del proyecto de una planta de tratamiento.

Las diferentes combinaciones de procesos y operaciones unitarias de una planta de tratamiento funcionan como un sistema, por lo que se debe abordar el proyecto de tratamiento de la planta desde una perspectiva global, en términos de sistema.

Los factores de mayor importancia en la valoración y selección de los procesos y operaciones unitarios se exponen en la tabla 7.

Tabla 7. *Factores importantes que se deben tener en cuenta en la selección y evaluación de las operaciones y procesos unitarios.*

| Factor | Comentario |
|---|--|
| Potencial de aplicación del proceso | Se evalúa en base a la experiencia anterior, datos de plantas a escala industrial y planta piloto. |
| Intervalo de caudal aplicable | El proceso se debe corresponder con el intervalo de caudales esperados. |
| Variación de caudal aplicable | La mayoría de las operaciones y procesos trabajan mejor a caudal constante |
| Características del agua a tratar | Afectan los tipos de procesos a utilizar |
| Limitaciones climáticas | La temperatura afecta a la velocidad de reacción |
| Cinética de reacción y selección del reactor | El dimensionamiento de los reactores se basa en la cinética de reacción que gobierna el proceso. |
| Eficacia | Se suele medir en función a la calidad del efluente |
| Residuos de tratamiento | Es necesario conocer o estimar los tipos y cantidades de residuos sólidos, líquidos y gaseosos. |
| Tratamiento del fango | La elección del sistema de tratamiento debe estar estrechamente relacionada con la elección del sistema de tratamiento de la fracción líquida. |

| | |
|---|---|
| Limitaciones ambientales | Presencia de vientos, proximidad a núcleos de población, olores, etc. |
| Necesidades químicas | Costo del producto químico |
| Necesitas energéticas | Es necesario conocer las necesidades energéticas, así como el coste futuro de la energía. |
| Necesidades de otros recursos | Recursos adicionales necesarios para el desarrollo |
| Necesidades de personal | Cuántos empleados, ¿qué nivel de preparación? |
| Necesidades de explotación mantenimiento | ¿Qué necesidades de explotación y mantenimiento adicionales es necesario cubrir? |
| Procesos auxiliares | ¿Qué procesos auxiliares son necesarios? |
| Fiabilidad | ¿puede el proceso estabilizarse fácilmente? |
| Complejidad | ¿Qué nivel de preparación de los operarios es necesario? |
| Compatibilidad | ¿se puede ampliar la planta de manera sencilla? |
| Disponibilidad de espacio | ¿existe espacio suficiente? |

Fuente: Metcalf y Eddy, 1996.

5.2. Análisis de los tratamientos

El tipo de tratamiento que se desarrollará en el presente proyecto de grado se seleccionará a partir de los diferentes tratamientos que son considerados en la “Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales”.

Tabla 8. Tratamientos contemplados en la guía.

| | Tratamientos |
|-------------------------|---|
| Pretratamiento | Desbaste Desarenado Desengrasado |
| Tratamientos primarios | Tanques sépticos Tanques Imhoff Sedimentadores primarios |
| Tratamientos anaerobios | Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente (FAFA) Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA/RALF) |
| Tratamientos extensivos | Lagunas de Estabilización Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial Lombrifiltros |
| Tratamientos intensivos | Filtros Percoladores |

| | | |
|------------------------------|----|---|
| | | Contactores Biológicos Rotativos (CBR) Aireaciones Extendidas |
| Tratamientos de desinfección | de | Cloración Radiación UV Lagunas de Maduración Humedales Artificiales Superficiales |
| Tratamientos de lodos | | Estabilización: Aerobia Anaerobia Humedales para el Tratamiento de Lodos Deshidratación: Centrífugas Filtros Banda Lechos de Secado Humedales Artificiales para el Tratamiento de Lodos |

Fuente: MMAyA. Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales, Módulo 1.

5.2.1. Proceso de tratamiento

El proceso de tratamiento considerado para este proyecto de diseño en base la Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales, contemplará:

- Pretratamiento
- Tratamiento primario
- Tratamiento secundario
- Proceso de desinfección
- **Obra de llegada**

La obra de llegada deberá disponer de un aliviadero conectado a la línea de by-pass general, con la misión de evacuar el excedente de caudal cuando se supere el caudal máximo de diseño. Tanto el by-pass como el emisario, deberán tener capacidad suficiente para transportar toda el agua que pueda llegar por el colector a la depuradora.



Figura 5. Elementos de la obra de llegada en una PTAR

Fuente: MMAyA. Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales, Modulo 1.

5.2.1.1. Pretratamiento

Las aguas residuales, antes de su depuración propiamente dicha, se someten a una etapa de pretratamiento, que consta de una serie de operaciones físicas y mecánicas, que tienen por objeto separar la mayor cantidad posible de materias (sólidos gruesos, arenas, grasas) que, por su naturaleza o tamaño, pueden dar lugar a problemas en las etapas posteriores del tratamiento.

El correcto diseño y posterior explotación y mantenimiento de la etapa de pretratamiento, son aspecto de vital importancia, pues cualquier deficiencia en los mismos repercute muy negativamente en el resto de las instalaciones, originando obstrucciones de tuberías, válvulas y bombas, desgaste de equipos, acumulación de arenas y sobrenadantes, pérdidas de rendimientos, etc.

A continuación, se describen las distintas operaciones unitarias que forman parte del pretratamiento.

➤ **Desbaste**

El desbaste constituye, generalmente, el primer proceso en el tratamiento de las aguas residuales, y tiene por objetivo básico la eliminación de sólidos de tamaño pequeño-mediano (piedras, trapos, ramas, plásticos, colillas, etc.), mediante su interceptación en rejillas y/o tamices.

➤ Rejas de desbaste

Consisten en barras paralelas, con una separación uniforme entre ellas, que se antepone al flujo de aguas residuales entrante a la PTAR y en las que quedan retenidos los objetos que presentan una dimensión superior al tamaño de paso entre los barrotes de la reja.

Las rejas de desbaste se clasifican en función de:

- La distancia entre sus barrotes.
- Su sistema de limpieza.
- Su geometría.

En función de la distancia entre sus barrotes se distingue entre:

- Rejas de gruesos: en las que el paso libre entre los barrotes es de 20-60 mm.
- Rejas de finos: con un paso libre entre los barrotes de 6-12 mm.

De acuerdo a cómo se realice su limpieza, las rejas de desbaste se clasifican en:

- Rejas de limpieza manual: están constituidas por barrotes rectos, inclinados con relación a la horizontal. Para su limpieza, los operadores, equipados con un rastrillo, proceden periódicamente al rastrillado de los objetos retenidos en los barrotes.
- Rejas de limpieza mecanizada: incorporan un rastrillo móvil que, periódicamente y de manera automática, limpia la reja, extrayendo los residuos retenidos. Este rastrillo puede activarse mediante un temporizador, al superarse cierto valor establecido de pérdida de carga, o mediante un sistema combinado de temporización y pérdida de carga.

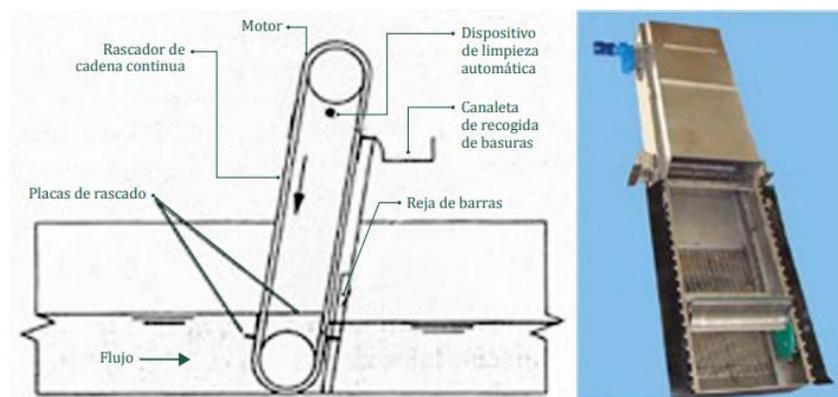


Figura 6. Reja de desbaste de limpieza mecanizada.

Fuente: MMAyA. Guía Técnica para la Selección y Diseño de Líneas de Tratamiento de Aguas Residuales, Módulo 1.

En consonancia con su geometría las rejas pueden ser:

- Rectas: este tipo de rejas puede operar en canales de hasta 10 m de profundidad. Su limpieza puede ser tanto por la parte frontal de los barrotes, como por su parte posterior. El accionamiento del sistema de limpieza se realiza mediante cadenas o cables. Las primeras presentan como principal inconveniente el hecho de que las cadenas de transmisión se encuentran semisumergidas en las aguas residuales, lo que dificulta las operaciones de su mantenimiento. En el caso de las rejas accionadas por cables, el rastrillo es el único elemento que se sumerge en las aguas.



Figura 7. Funcionamiento de una reja de desbaste recta.

Fuente: MMAyA. Guía Técnica para la Selección y Diseño de Líneas de Tratamiento de Aguas Residuales, Módulo 1.

- Curvas: en este tipo de rejas el sistema frontal de limpieza consiste en uno, o dos rastrillos, dispuestos en el extremo de un brazo, que gira alrededor de un eje horizontal.

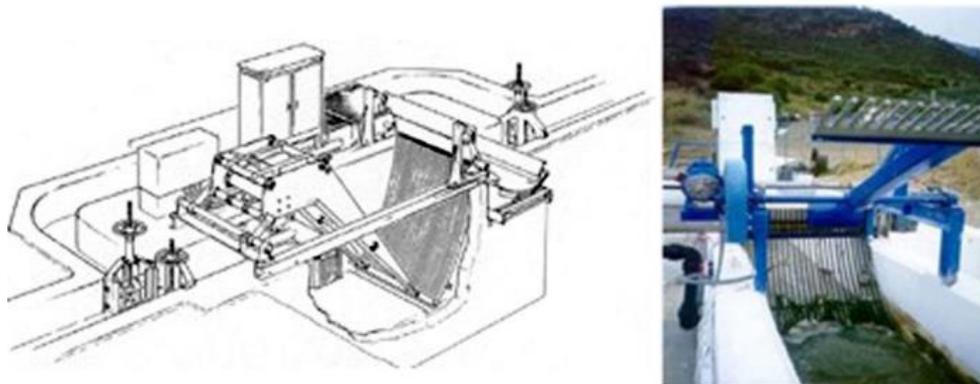


Figura 8. Rejas de desbaste curvas.

Fuente: MMAyA. Guía Técnica para la Selección y Diseño de Líneas de Tratamiento de Aguas Residuales, Módulo 1.

Este tipo de rejas son apropiadas para su instalación en canales poco profundos (0,4-2,0 m). La altura del agua alcanza, normalmente, el 75% de la longitud del radio y la evacuación de los residuos se realiza a poca altura, por encima de la lámina de agua.

➤ **Criterios de dimensionamiento**

La disposición habitual del desbaste consta de una reja de gruesos seguida de una de finos. En el caso de recurrir a rejas de limpieza mecanizada, se debe disponer un canal paralelo, a modo de by-pass, dotado de rejas de limpieza manual, que entrará en operación, mediante el accionamiento de las compuertas correspondientes, cuando se registre alguna avería en las rejas de limpieza mecanizada, corte de corriente eléctrica, o cuando se proceda a su mantenimiento.

Los aspectos básicos a considerar en el dimensionamiento de las rejas de desbaste son:

- La velocidad de paso del agua en el canal en el que se ubica la reja.
- La velocidad de paso del agua a través de los barrotes de la reja.
- La pérdida de carga originada por la reja.

Velocidad de paso del agua en el canal en el que se ubica la reja: para evitar que se depositen arenas en el fondo de este canal, esta velocidad debe ser la que se muestra en la Tabla 9.

Tabla 9. Velocidades del agua en el canal de desbaste

| | A caudal mínimo (m/s) | A caudal máximo (m/s) |
|---|-----------------------|-----------------------|
| Velocidad de paso del agua en el canal | ≥ 0,4 | ≥ 0,9 |

Fuente: MMAyA. Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales, Módulo 1

La velocidad de paso a caudal máximo se fija para redes de alcantarillado sanitario combinado, en los que las lluvias arrastran importantes cantidades de arenas.

Para poblaciones menores de 2000 habitantes, se hace más difícil cumplir el requisito de velocidad de paso a caudal mínimo, por lo que para estas situaciones se suele aceptar también el valor de 0,3 m/s.

- **Velocidad de paso del agua a través de la reja:** Debe ser suficiente para que los sólidos a retirar de las aguas residuales se apliquen sobre los barrotes de la reja, pero no tan elevada que provoque ni un atascamiento en la parte profunda de los barrotes, ni una excesiva pérdida de carga. Para cumplir ambos requisitos se recomienda que esta velocidad sea la siguiente:

Tabla 10. *Velocidades del agua a través de las rejillas de desbaste*

| | A caudal medio (m/s) | A caudal máximo (m/s) |
|---|----------------------|-----------------------|
| Velocidad de paso del agua a través de la rejilla | ≤ 1,0 | ≤ 1,4 |

Fuente: MMAyA. Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales, Módulo 1

El ancho del canal de desbaste, en la zona en la que se ubica la rejilla, viene dada por la expresión:

$$W = \frac{Q}{V * h} * \frac{(E + e)}{E} * C$$

Siendo:

W: ancho del canal en la zona de la rejilla (m)

Q: caudal máximo que pasa por el canal (m³/s)

V: velocidad máxima de paso del agua a través de la rejilla (m/s)

h: nivel del agua antes de la rejilla (m)

E: separación libre entre barrotes (mm) (ver Tabla 8)

e: espesor de los barrotes (mm) (ver Tabla 8)

C: coeficiente de seguridad que tiene en cuenta la colmatación de la rejilla. Normalmente se adopta un valor de 1,3, que se corresponde con un grado de colmatación de la rejilla del 30%.

La aplicación de esta fórmula para caudales muy pequeños (poblaciones menores a 2.000 habitantes), conduce a la obtención de anchos de los canales de desbaste tan pequeñas que no son viables, ni constructiva ni operativamente, por lo que se establece un ancho mínimo estos canales de 0,30 m.

Tabla 11. *Separación y espesor de los barrotes en rejillas de desbaste.*

| Tipo de rejilla | Separación entre barrotes (mm) | Espesor de los barrotes (mm) |
|---------------------|--------------------------------|------------------------------|
| Rejillas de gruesos | 20-60 | 12-25 |
| Rejillas de finos | 6-12 | 6-12 |

Fuente: MMAyA. Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales, Módulo 1

- **Pérdida de carga originada por la reja:** las rejas de desbaste provocan pérdidas de carga de 0,1-0,2 m, en el caso de las rejas de gruesos y de 0,2-0,4 m para las rejas de finos.

- o **Tamices**

El tamizado consiste en la filtración de las aguas residuales sobre un soporte delgado, dotado de orificios o ranuras. En la etapa de pretratamiento de las aguas residuales urbanas se utilizan tamices con tamaños de paso de 0,5-3,0 mm, que alcanzan rendimientos de eliminación del orden del 10-80% en el caso de las arenas, del 15-25% en el caso de los sólidos en suspensión y del 10-15% en el caso de la DBO₅. Para aguas residuales diluidas, con poca presencia de arenas, los tamices pueden hacer la función de desarenadores, e incluso de tratamiento primario.

Un aspecto importante a la hora de la construcción de los tamices es la elevada pérdida de carga que provocan algunos tipos y que oscila entre 0,5-2,0 m, en función del tipo de tamiz y de la apertura de paso.

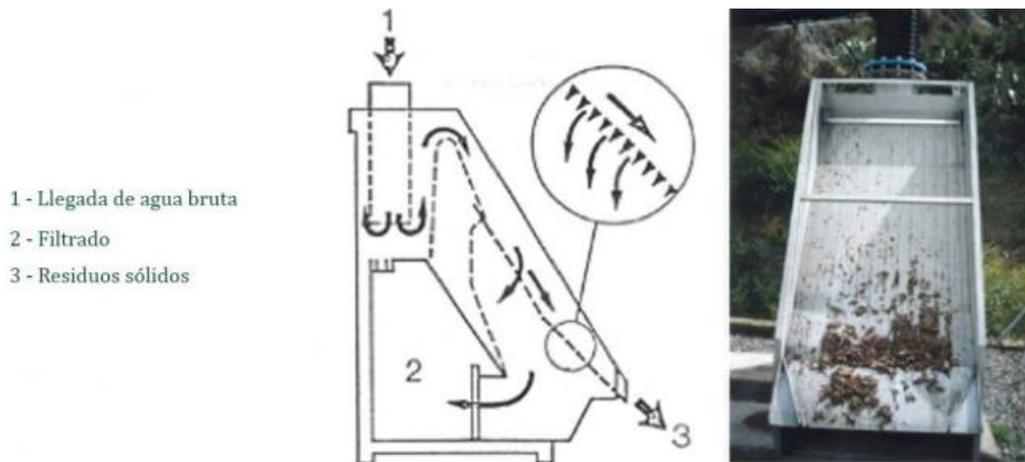


Figura 9. Tamices estáticos o autolimpiantes.

Fuente: MMAyA. Guía Técnica para la Selección y Diseño de Líneas de Tratamiento de Aguas Residuales, Módulo 1.

- **Tamices estáticos o autolimpiantes**

Al estar inclinada la superficie filtrante, los sólidos retenidos ruedan hasta un cajón recolector, autolimpiándose el tamiz. Como inconveniente de este tipo de tamices debe citarse la elevada pérdida de carga que generan (1,2-2,1 m).

- Tamices rotativos o de tambor

La malla filtrante se monta sobre un cilindro giratorio, que se coloca en el canal de desbaste. El agua a tamizar puede circular de dos formas diferentes:

- a) Entrando por un extremo del tambor y saliendo a través de la superficie del tamiz, reteniéndose los sólidos en la parte interior del tambor.
- b) Entrando por la parte exterior del tambor y saliendo por su interior, reteniéndose las partículas de mayor tamaño que las ranuras en la superficie exterior.

En este tipo de tamices la limpieza es continua, mediante el raspado del tamiz, que va girando, contra un rascador fijo. La pérdida de carga producida en este tipo de tamices se encuentra entre 0,8-1,4 m.

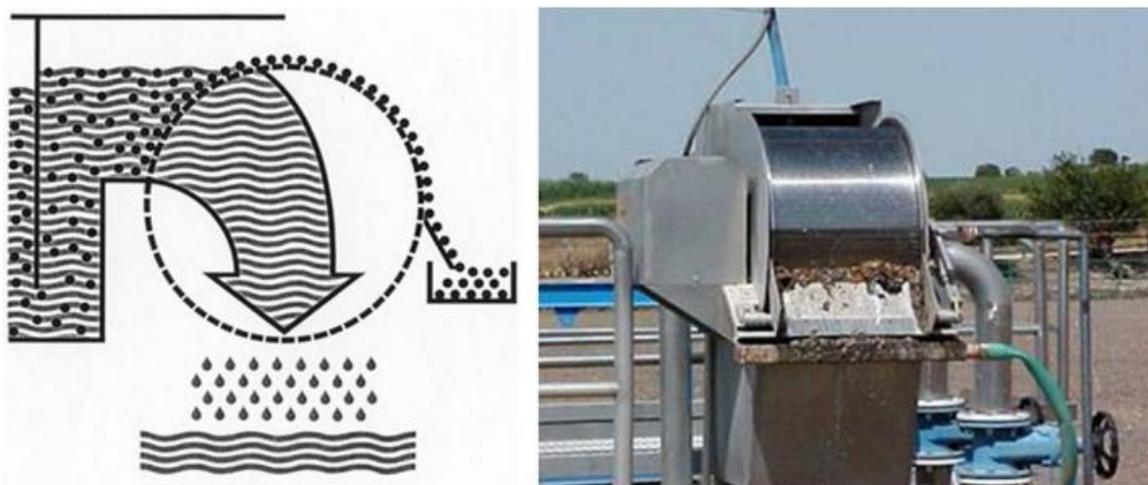


Figura 10. Tamiz rotativo o de tambor.

Fuente: MMAyA. Guía Técnica para la Selección y Diseño de Líneas de Tratamiento de Aguas Residuales, Módulo 1.

- Tamices deslizantes

En este tipo de tamices, los sólidos retenidos son separados mediante bandejas horizontales, dientes u otro tipo de artilugios, colocados escalonadamente, formando una cadena sin fin. La descarga se realiza por gravedad, al girar la cadena sobre la rueda dentada de tracción. La pérdida de carga para este tipo de tamices es de 0,1-0,4 m.



Figura 11. Tamiz rotativo o de tambor.

Fuente: MMAyA. Guía Técnica para la Selección y Diseño de Líneas de Tratamiento de Aguas Residuales, Módulo 1.

- **Tamices de escalera móvil**

Están formados por láminas de acero inoxidable en forma de escalones. Una de cada dos láminas es móvil y describe un movimiento circular mediante un motor, una caja de engranajes, cadenas y ruedas excéntricas. Las partículas que quedan atrapadas en las láminas del tamiz, se elevan automáticamente hasta el siguiente escalón, cada vez que la escalera de láminas completa un ciclo de rotación. Con este sistema son difíciles las obstrucciones, teniendo capacidad para la elevación de sólidos de gran tamaño. La pérdida de carga de este tipo de tamiz es de 0,2-0,5 m.

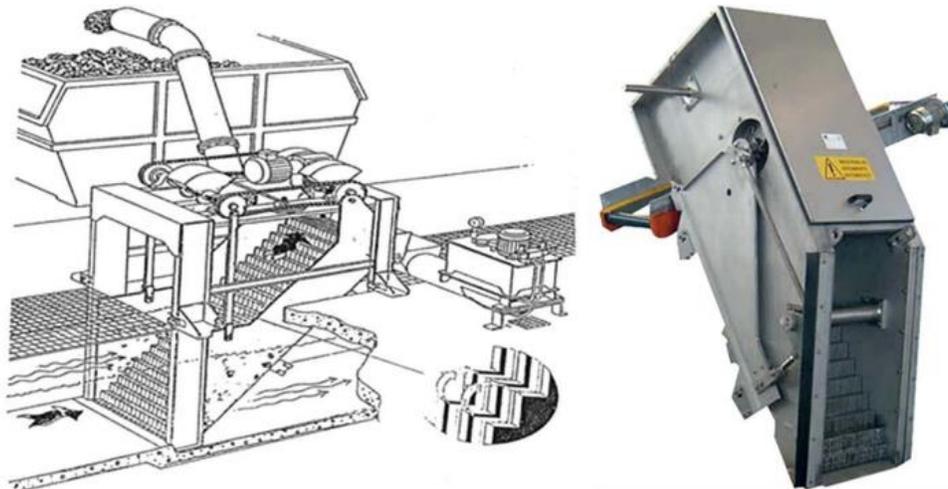


Figura 12. Tamiz de escalera móvil.

Fuente: MMAyA. Guía Técnica para la Selección y Diseño de Líneas de Tratamiento de Aguas Residuales, Módulo 1.

- **Tamices de perfil en cuña**

Constan de un tambor cilíndrico instalado en un contenedor o en un canal, con una inclinación de 35°.

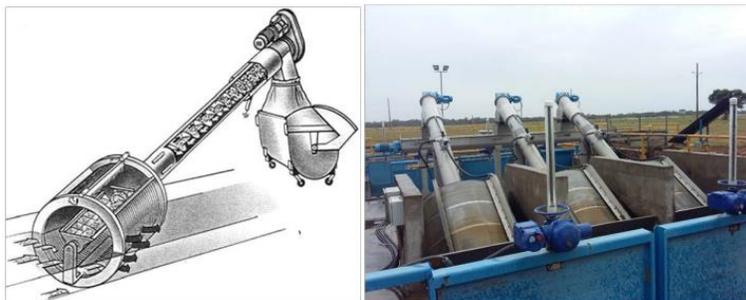


Figura 13. Tamices de perfil en cuña.

Fuente: MMAyA. Guía Técnica para la Selección y Diseño de Líneas de Tratamiento de Aguas Residuales, Módulo 1.

El agua entra en el tambor frontalmente, quedándose los sólidos retenidos en la malla. Al alcanzar el agua una determinada diferencia de cota aguas arriba y abajo del tamiz, se pone en marcha el sistema de limpieza. El tambor comienza a girar, transportando los residuos hacia la parte superior y haciéndolos caer por medio de agua a presión y de un cepillo a una tolva, situada en el centro del tambor. Desde ahí, un tornillo sin fin transporta los sólidos hacia la tubería de extracción. Generalmente, este tipo de tamiz lleva incorporado un sistema de prensa hidráulica para los residuos. Su pérdida de carga oscila es de 0,2-0,4 m.

➤ **Desarenado**

Esta etapa del pretratamiento, que se ubica generalmente después del desbaste y antes del desengrasado, tiene por objetivo la separación, por la acción de la gravedad, de la mayor parte de la materia más densa presente en las aguas residuales (principalmente arenas), con un diámetro superior a 0,2 mm y una densidad mayor de 2,5 g/cm³, para evitar su sedimentación en canales, conducciones y unidades de tratamiento y para proteger a las bombas de la abrasión.

En el tratamiento de las aguas residuales urbanas se hace uso de diferentes tipos de desarenadores:

- **Desarenadores estáticos de flujo horizontal:** En ellos el agua circula horizontalmente, depositándose, por su mayor densidad, las arenas en su fondo. Existen tres modalidades diferentes:
- **Canales desarenadores de flujo variable:** Al mantenerse constante la sección de paso en estos canales, la velocidad de las aguas residuales en los mismos es función

de su caudal (velocidad = caudal/sección de paso), lo que provoca que para caudales bajos no sólo decanten arenas, sino también parte de la materia orgánica sedimentable presente en las aguas residuales. Parte de esta materia es putrescible, lo que da lugar a que las arenas generen malos olores.



Figura 14. Canales desarenadores de flujo variable.

Fuente: MMAyA. Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales, Módulo 1.

- **Canales desarenadores de flujo constante:** En estos canales se mantiene una velocidad fija del paso del agua, en torno a 0,3 m/s, independientemente del caudal que atraviesa. Con ello se logra que sedimente la mayor parte de las partículas de origen inorgánico y la menor parte posible de las de origen orgánico, por lo que son siempre preferibles a los de flujo variable.

La velocidad de paso se puede mantener constante:

- a) Colocando al final de los canales vertederos de salida de ecuación lineal (vertederos Sutro o Rettger, canales Parshall), en los que las variaciones de caudal se traducen en variaciones de la altura de la lámina de agua (A, B, C); ó mediante una sección adecuada de los canales (perfil parabólico o trapezoidal) (D) (ver figura 15).

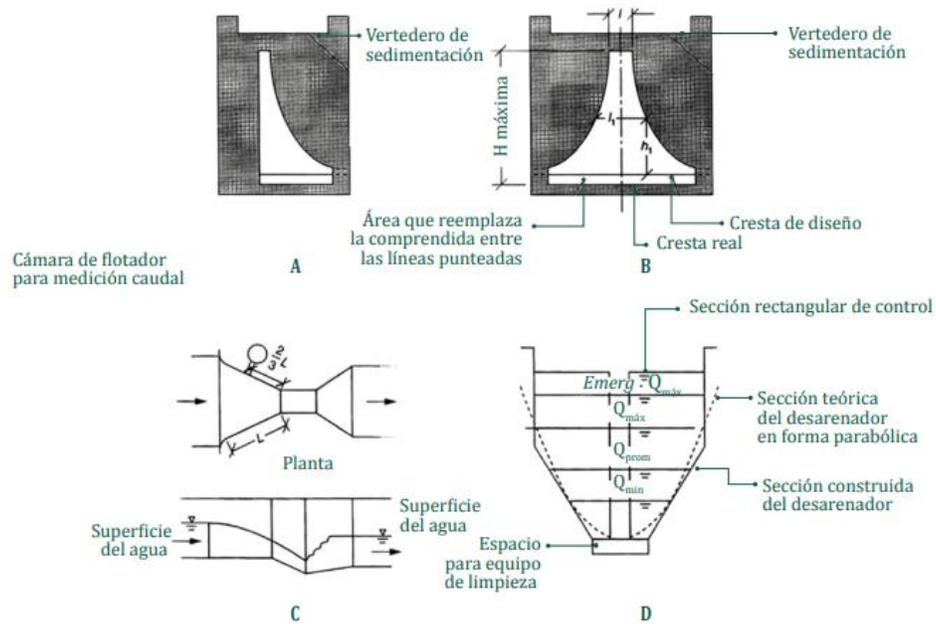


Figura 15. Opciones para mantener una velocidad de paso constante en canales desarenadores

Fuente: Metcalf y Eddy, 1998.



Figura 16. Vertederos Sutro en canales desarenadores de flujo constante

Fuente: MMAyA. Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales, Módulo 1.

- **Desarenadores cuadrados de flujo horizontal:** En este tipo de desarenadores las aguas a tratar se distribuyen uniformemente por toda la sección transversal del tanque desarenador, haciendo uso de compuertas o deflectores, y fluyen a través del mismo hasta rebosar por un vertedero de descarga libre. Las arenas que sedimentan se transportan, mediante barredores mecánicos dispuestos en el fondo, hasta un pozo de recogida, desde donde se extraen con ayuda de mecanismos inclinados, tales como rastrillos mecanizados, o tornillos sin fin. El material extraído pasa a un concentrador de arenas, desde el que la materia orgánica separada se retorna al tratamiento.

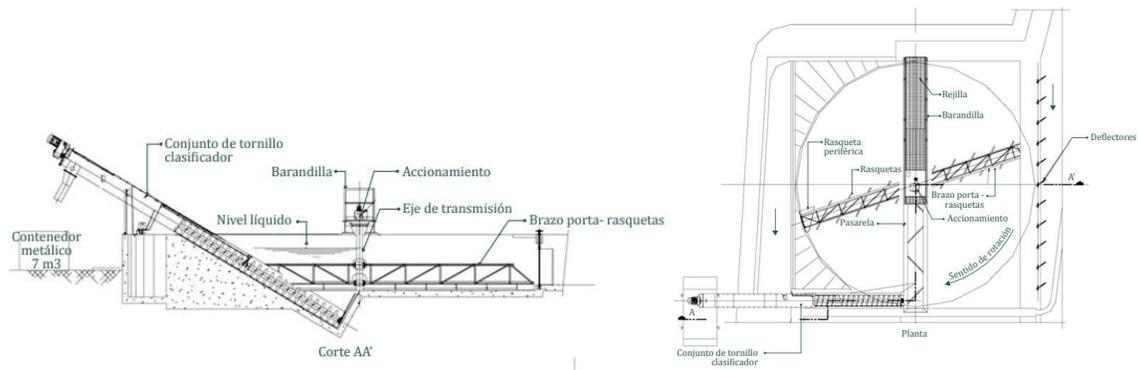


Figura 17. Desarenador cuadrado de flujo horizontal.

Fuente: MMAyA. Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales, Módulo 1.

- **Desarenadores aireados:** En este tipo de desarenadores se introduce aire por su parte inferior, al objeto de provocar un movimiento en espiral de las partículas de arena, controlado por la propia geometría del tanque desarenador y por la cantidad suministrada de aire. Todo ello permite reducir el contenido en materia orgánica de la arena. Las paredes inferiores de este tipo de desarenadores presentan una fuerte inclinación para facilitar la retirada de la arena acumulada.

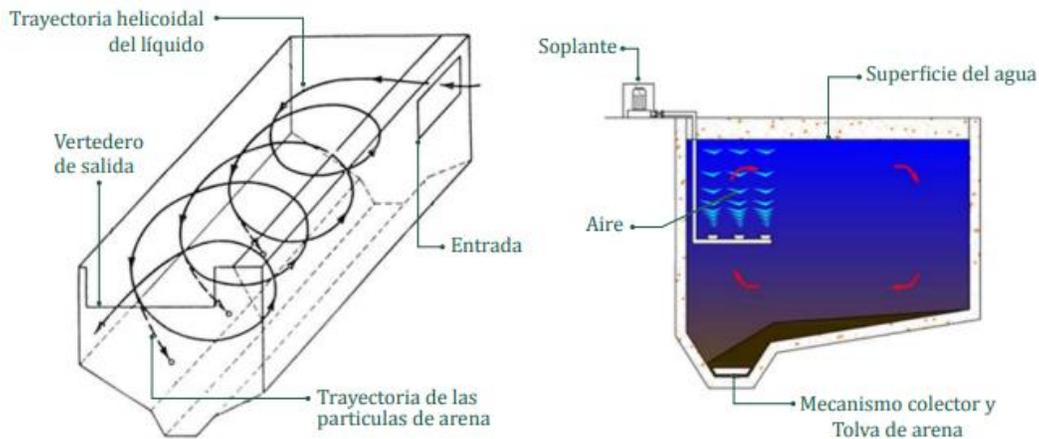


Figura 18. Esquema de un desarenador aireado.

Fuente: MMAyA. Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales, Módulo 1.

Los difusores de aire están situados en uno de los laterales del tanque, a una distancia de 0,5-0,9 m sobre el fondo. Para el control hidráulico del desarenador y para mejorar la eficacia en la eliminación de arenas, se suelen usar deflectores, tanto en la entrada, como en la salida del agua.

Los desarenadores aireados presentan las siguientes ventajas frente a los estáticos.

- El agua se airea, con lo que se evita, o minimiza, la producción de olores.
- Rendimientos constantes para amplias variaciones de caudal.
- Pérdidas de carga muy pequeñas
- Las arenas extraídas tienen un bajo contenido de materia orgánica, siempre que se controle adecuadamente el caudal de aire.
- Posibilidad de utilizarlos también como desengrasadores, cuando el contenido en grasas del agua residual, no sea excesivo.

La extracción de las arenas acumuladas en los desarenadores estáticos o aireados se lleva a cabo mediante la aplicación de bombas centrífugas, o sistemas air-lift. Este tipo de sistemas lo que evacuan es una mezcla de arena/ agua, que posteriormente se separa haciendo uso de tornillos de Arquímedes, clasificadores de arena, hidrociclones, etc. las aguas retiradas retornan a cabecera del tratamiento, mientras que las arenas se almacenan en un contenedor, para su posterior transporte al relleno sanitario.



Figura 19. Clasificadores de arenas: de tornillo y alternativo de rastrillos

Fuente: MMAyA. Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales, Módulo 1.

- **Criterios de dimensionamiento**

En las PTAR de menor tamaño normalmente se emplean desarenadores estáticos, de extracción manual de las arenas acumuladas, para lo que se suele recurrir al diseño de dos canales en paralelo, al objeto de facilitar las labores de operación y mantenimiento.

En las PTAR de mayor tamaño se suelen emplear desarenadores aireados, con sistemas mecánicos para la extracción de las arenas sedimentadas (bombas centrifugas o sistemas air-lift).

Las recomendaciones para el dimensionamiento de los desarenadores estáticos se muestran en la tabla 12.

Tabla 12. Valores recomendados para el dimensionamiento de desarenadores estáticos.

| Parámetro | Recomendación |
|--|--|
| Carga hidráulica a caudal máximo ($m^3/m^2/h$) | ≤ 70 |
| Velocidad horizontal (m/s) | 0,3 |
| Tiempo de retención hidráulica a caudal máximo (min) | 1-2 |
| Longitud (m) | 20-25 veces la altura de la lámina de agua |
| Ancho mínimo (m) | 0,30 |

Fuente: MMAyA. Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales, Módulo 1.

Cuando la retirada de las arenas es manual se requieren, como mínimo, dos canales en paralelo, con capacidad nominal cada uno de ellos, con el fin de mantener operativo uno de los canales, mientras el otro se encuentra en mantenimiento.

En el caso del diseño de desarenadores aireados los valores recomendados revisar la tabla 13.

Tabla 13. Valores recomendados para el dimensionamiento de desarenadores aireados.

| Parámetro | Recomendación |
|--|---------------------------------|
| Carga hidráulica a caudal máximo ($m^3/m^2/h$) | ≤ 70 |
| Velocidad horizontal (m/s) | ≤ 0.15 |
| Tiempo de retención hidráulica a caudal máximo (min) | 2 - 5 |
| Relación longitud/ancho | 3/1 - 5/1 (valor típico: 4/1) |
| Relación ancho/profundidad | 1/1 - 5/1 (valor típico: 1,5/1) |
| Profundidad (m) | 2 - 5 |
| Suministro de aire (Nm^3/min) por metro de longitud de canal | 0,20 – 0,60 (valor típico 0,5) |

Fuente: MMAyA. Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales, Módulo 1.

➤ **Desengrasado**

Esta etapa del pretratamiento tiene por misión la separación (por acción de la gravedad) de las grasas y demás materias más ligeras que el agua.

En ciertas ocasiones se prescinde de los desengrasadores, procediéndose a la retirada de las grasas y flotantes en los tratamientos primarios (Tanques Sépticos, Tanques Imhoff y Sedimentadores Primarios). En otras, caso de los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA), la etapa de desengrasando es de gran relevancia, para evitar la formación de costras en la superficie del reactor.

En el tratamiento de las aguas residuales urbanas se hace uso de diferentes tipos de desengrasadores:

- **Desengrasadores estáticos:** en ellos las aguas residuales pasan a través de un depósito dotado de un elemento (tubería sumergida, tabique deflector), que obliga a las aguas a salir por la parte inferior del mismo, lo que facilita que los componentes de menor densidad que el agua queden retenidos en la superficie.

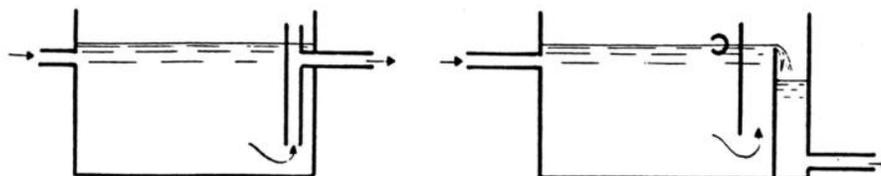


Figura 20. Esquemas de desengrasadores estáticos

Fuente: MMAyA. Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales, Módulo 1.

La retirada de las grasas se lleva a cabo de forma manual, habiendo uso de un sistema de recogida superficial, o simplemente de un recogedor de hojas de piscina.



Figura 21. Extracción de las grasas mediante tuberías acanaladas y recogedor de grasas.

Fuente: MMAyA. Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales, Módulo 1.

- **Desengrasadores aireados**

En este caso se inyecta aire por la parte inferior del desengrasador, con el objeto de des emulsionar las grasas y de mejorar su flotación. Este tipo de desengrasador se suele usar combinado con la operación de desarenado.

En los desengrasadores aireados la extracción de las grasas acumuladas en su superficie se lleva a cabo mediante el uso de rasquetas barredoras o de sistema air-lift. Estos dispositivos lo que evacuan es una mezcla agua/grasa, que posteriormente se separa haciendo uso de los concentradores de grasas. En ellos las grasas se van acumulando en la superficie, desde donde son barridas periódicamente mediante unas rasquetas giratorias, que las conducen al depósito de almacenamiento.

Las aguas retiradas retornan a la entrada de la PTAR, mientras que las grasas se almacenan en un contenedor, para su posterior transporte a rellenos sanitarios, junto al resto de residuos extraídos del pretratamiento.



Figura 22. Concentrador de grasas.

Fuente: MMAyA. Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales, Modulo 1.

- **Criterios de dimensionamiento**

Para el dimensionamiento de los desengrasadores estáticos se aconseja el empleo de las recomendaciones recogidas en la tabla 14.

Tabla 14. Valores recomendados para el dimensionamiento de desengrasadores estáticos.

| Parámetro | Valor recomendado |
|--|-------------------|
| Carga hidráulica a caudal máximo ($m^3/m^2/h$) | ≤ 20 |
| Tiempo de retención a caudal medio (min) | ≥ 30 |
| Profundidad (m) | 1,2 – 2,4 |

Fuente: MMAyA. Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales, Módulo 1.

Los parámetros de dimensionamiento de los desengrasadores aireados se muestran en la tabla 15.

➤ **Desarenado-desengrasado**

En estos dispositivos se distinguen dos zonas, separadas por una pantalla longitudinal, que no llega hasta el fondo de la unidad de tratamiento.

- Una **zona de tranquilización**, en cuya superficie se van acumulando las grasas y de donde son barridas periódicamente por unas rasquetas que cuelgan de un puente de vaivén.
- Una zona turbulenta, por la inyección de aire por la parte inferior, en la que van decantando las arenas, que posteriormente son extraídas del fondo con el concurso de una bomba centrífuga que cuelga del puente de vaivén.



Figura 23. Desarenadores-desengrasadores aireados.

Fuente: MMAyA. Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales, Módulo 1.

La inyección de aire (generalmente mediante difusores de burbuja gruesa ubicados a unos 0,5 m del fondo), permite desemulsionar las grasas y extraer arenas más limpias de restos orgánicos.

- **Criterios de dimensionamiento**

Los valores recomendados de los parámetros de dimensionamiento de los desarenadores-desengrasadores aireados se muestran en la tabla 15.

Tabla 15. Valores recomendados para el dimensionamiento de desarenadores-desengrasadores aireados.

| Parámetro | Valor recomendado |
|---|----------------------------------|
| Carga hidráulica a caudal máximo (m ³ /m ² /h) | ≤ 35 |
| Velocidad horizontal (m/s) | ≤ 0,15 |
| Tiempo de retención a caudal medio (min) | 10 - 15 |
| Profundidad (m) | 2 - 5 |
| Relación longitud/ancho | 3/1 - 5/1 Valor típico: 4:1 |
| Relación ancho/profundidad | 1/1 - 5/1 Valor típico: 1,5/1 |
| Suministro de aire (Nm ³ /h por m ² superficie desarenador) | 5 - 8 |

Fuente: MMAyA. Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales, Módulo 1.

5.2.2. Tratamientos primarios

El objetivo básico de los tratamientos primarios se centra en la separación de los sólidos en suspensión (flotantes y sedimentables) presentes en las aguas residuales. Dado que una parte de los sólidos que se separan está constituida por materia orgánica, con los tratamientos primarios se logra también una cierta reducción de la contaminación biodegradable presente en estas aguas (del orden de un 20-30% de la DBO₅).

Al igual que un pretratamiento mal dimensionado, construido o explotado, repercute muy negativamente en el funcionamiento de una PTAR, algo similar ocurre con los tratamientos primarios.

5.2.2.1. Tanque Sépticos

Los Tanques Sépticos son dispositivos, que generalmente se disponen enterrados, y que permiten un tratamiento primario de las aguas residuales, reduciendo su contenido en sólidos en suspensión, tanto sedimentables como flotantes.

En el funcionamiento de los Tanques Sépticos cabe distinguir dos tipos de procesos:

- Físicos: bajo la acción exclusiva de la gravedad se separan los sólidos sedimentables presentes en las aguas residuales (que se van acumulando en el fondo del tanque, en forma de lodos), de los flotantes, incluyendo aceites y grasas (que van formando una capa sobre la superficie líquida).

La capa intermedia entre lodos y flotantes constituye el agua tratada.

- **Biológicos:** la fracción orgánica de los sólidos que se acumulan en el fondo de los tanques experimenta reacciones de degradación anaerobia, licuándose, reduciendo su volumen (hasta en un 40%) y desprendiendo biogás, mezcla de metano y dióxido de carbono, principalmente, y en mucha menor cuantía, de compuestos del azufre (sulfuro de hidrógeno, mercaptanos, etc.), principales responsables de los olores desagradables que se desprenden.

Lo habitual es que los Tanques Sépticos cuenten con dos compartimentos dispuestos en serie.

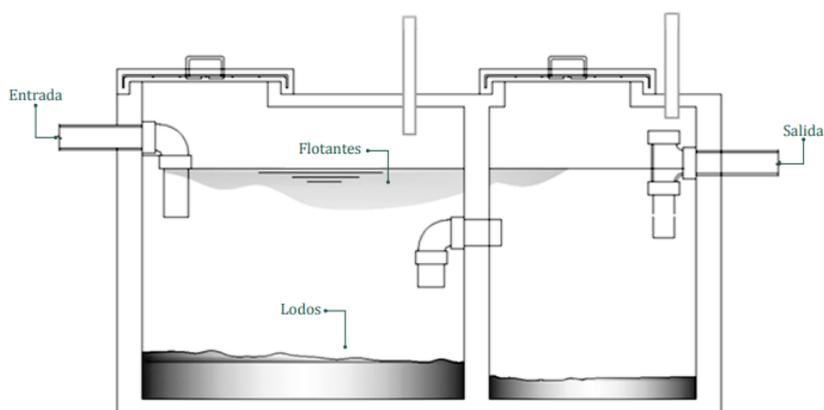


Figura 24. Sección transversal de un Tanque Séptico.

Fuente: MMAyA. Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales, Modulo 1

➤ Rendimientos

En la tabla 16 se muestra los rendimientos medios que se alcanzan cuando se aplican Tanques Sépticos a modo de tratamiento primario.

Tabla 16. Rendimientos de los Tanques Sépticos.

| Parámetro | Reducción (%) |
|--|---------------|
| Solidos en suspensión | 50-60 |
| DBO ₅ | 20-30 |
| DQO | 20-30 |
| N _T | - |
| P _T | - |
| Coliformes fecales (reducción u. log.) | 0-1 |

Fuente: MMAyA. Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales, Módulo 1

➤ **Ventajas e inconvenientes**

Como principales ventajas del empleo de la tecnología de Tanques Sépticos cabe destacar las siguientes:

- Bajos costos de operación y mantenimiento.
- Permiten cierta atenuación de los picos de carga contaminante.
- Simplifican la gestión de los lodos, al permitir su extracción una vez mineralizado, tras meses de acumulación.
- Presentan un nulo impacto visual al disponerse enterrados.
- Presentan un nulo impacto sonoro al carecer de equipos electromecánicos.

Entre sus inconvenientes deben mencionarse:

- Tan sólo permiten alcanzar niveles de tratamiento primario, por lo que sus efluentes precisan de tratamientos complementarios para poder cumplir los requisitos de la normativa de vertidos.
- Sus efluentes presentan una elevada septicidad, por lo que generan malos olores.
- Si no se quema el biogás producido, lo que es frecuente en pequeñas poblaciones, se emite metano a la atmósfera, que es un gas con un fuerte efecto invernadero.
- Existe riesgo de contaminación de las aguas subterráneas en caso de construcción deficiente de los tanques.

5.2.2.2. Tanques Imhoff

Las Tanques Imhoff son dispositivos que permiten el tratamiento primario de las aguas residuales, reduciendo su contenido en sólidos en suspensión, tanto sedimentables como flotantes.

Constan de un único depósito, en el que se disponen dos zonas diferenciadas: la zona de sedimentación, que se sitúa en la parte superior, y la zona de digestión de lodos, que se ubica en la zona inferior del depósito (Figura 25).

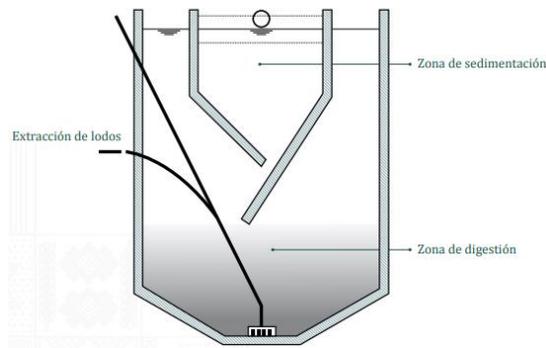


Figura 25. Sección transversal de un Tanque Imhoff.

Fuente: MMAyA. Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales, Módulo 1

➤ **Rendimientos**

En la tabla 17 se muestra los rendimientos medios que se alcanzan cuando se aplica un Tanque Imhoff a modo de tratamiento primario.

Tabla 17. Rendimientos de los Tanques Imhoff.

| Parámetro | Reducción (%) |
|--|---------------|
| Sólidos en suspensión | 55-65 |
| DBO ₅ | 25-35 |
| DQO | 20-30 |
| N _T | - |
| P _T | - |
| Coliformes fecales (reducción u. log.) | 0-1 |

Fuente: MMAyA. Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales, Módulo 1

➤ **Ventajas e inconvenientes**

Como principales ventajas del empleo de la tecnología de Tanques Imhoff cabe destacar las siguientes:

- Baja septicidad en los efluentes tratados, por el corto tiempo de permanencia del agua en la zona de sedimentación.
- Bajos costos de explotación y mantenimiento.
- Simplifican la gestión de los lodos, al permitir su extracción, una vez mineralizado, tras meses de acumulación.
- Presentan un nulo impacto visual cuando los tanques se disponen enterrados.

- Presentan un nulo impacto sonoro al carecer de equipos electromecánicos.

Entre sus inconvenientes destacan:

- Tan sólo permiten alcanzar niveles de tratamiento primario, por lo que sus efluentes precisan de tratamientos complementarios para poder cumplir los requisitos de la normativa de vertidos.
- Escasa estabilidad frente a sobrecargas hidráulicas.
- Generación de malos olores en la zona de digestión de lodos.
- Si no se quema el biogás producido, lo que es frecuente en pequeñas poblaciones, se emite metano a la atmósfera, que es un gas con un fuerte efecto invernadero.
- Riesgo de contaminación de las aguas subterráneas en caso de construcción deficiente.
- La construcción de la zona de decantación entraña dificultades, especialmente en los tanques de mayor tamaño.

5.2.2.3. Sedimentación Primaria.

El objetivo básico de la Sedimentación Primaria es la eliminación de una parte importante de los sólidos en suspensión presentes en las aguas residuales, bajo la acción de la gravedad. Por tanto, en esta etapa tan sólo se eliminarán sólidos sedimentables y materias flotantes, permaneciendo inalterables los sólidos coloidales y disueltos. La retirada previa de estos sólidos es primordial, ya que en caso contrario ocasionan fuertes demandas de oxígeno en el resto de las etapas de tratamiento de las PTAR.

Los Sedimentadores Primarios pueden ser estáticos o dinámicos, según cuenten o no con partes mecánicas para la extracción de los flotantes y de lodos acumulados.

- Sedimentadores estáticos: en el tratamiento de las aguas residuales urbanas se emplean dos tipos fundamentalmente:
 - **Sedimentadores cilindrocónicos:** se utilizan para caudales pequeños (de hasta 20 m³/h).
 - **Sedimentadores lamelares:** emplean un elemento físico (lamela), que se dispone inclinado y contra el que chocan las partículas en su recorrido de sedimentación, para deslizarse sobre ella posteriormente.

- Sedimentadores dinámicos: cuentan con elementos mecánicos que se emplean para retirar los flotantes y para conducir los lodos sedimentados hacia la poceta de evacuación.

➤ **Rendimientos**

La siguiente tabla 18 muestra los rendimientos medios que se alcanzan en los sedimentadores primarios.

Tabla 18. *Rendimientos de los Sedimentadores Primarios.*

| Parámetro | Reducción (%) |
|--|---------------|
| Sólidos en suspensión | 60-65 |
| DBO ₅ | 30-35 |
| DQO | 25-30 |
| N _T | - |
| P _T | - |
| Coliformes fecales (reducción u. log.) | 0-1 |

Fuente: MMAyA. Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales, Módulo 1.

➤ **Ventajas e inconvenientes**

Como principales ventajas del empleo de los Sedimentadores Primarios cabe destacar las siguientes:

- Bajos costos de explotación y mantenimiento (especialmente en los sedimentadores estáticos).
- Escaso impacto visual al disponerse enterrados casi en su totalidad.
- Escaso impacto sonoro dada la escasa potencia de los equipos electromecánicos que se implantan.

Entre sus inconvenientes deben mencionarse:

- Tan sólo permiten alcanzar niveles de tratamiento primario, por lo que sus efluentes precisan de tratamientos complementarios.
- Escasa estabilidad frente a sobrecargas hidráulicas.
- Posibles impactos olfativos como consecuencia de una mala gestión de los lodos.
- Se generan lodos no estabilizados.

5.2.3. Tratamientos secundarios

5.2.3.1. Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente (FAFA).

Los Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente (FAFA) constituyen una tecnología de tratamiento de las aguas residuales, vía anaerobia, en la que las aguas a tratar atraviesan, en sentido ascendente, un material filtrante.

Las aguas residuales, tras pasar por una etapa de tratamiento primario (Tanque Séptico, o Tanque Imhoff), se introducen por la parte inferior del filtro, bien a través de un falso fondo, coronado en su parte superior por una losa perforada que retiene al material de soporte y que permite el paso de las aguas a tratar, o bien, de una parrilla de distribución, dispuesta en el fondo del filtro.

Las aguas ascienden por el material de soporte y abandonan el filtro por su parte superior, mediante una serie de canaletas o de tubos colectores.

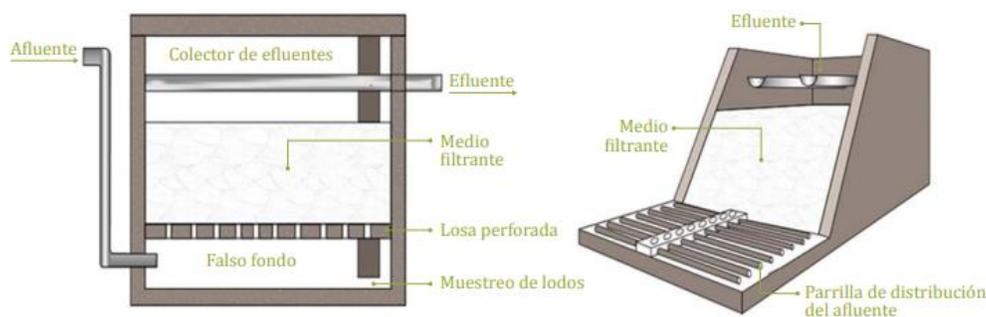


Figura 26. Esquemas de Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente (FAFA)

Fuente: MMAyA. Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales, Módulo 2.

➤ Línea de tratamiento propuesta

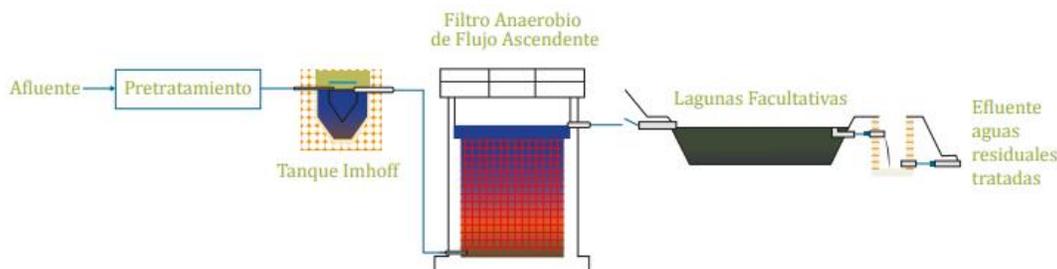


Figura 27. Línea de tratamiento propuesta para los Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente.

Fuente: MMAyA. Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales, Módulo 2.

➤ Rendimientos de depuración

Los rendimientos que se pueden alcanzar con la línea de tratamiento propuesta se muestran en la tabla 19.

Tabla 19. Rendimientos de la línea de tratamiento.

| | Tanque Imhoff + FAFA | Rendimiento global |
|------------------------------|----------------------|--------------------|
| Sólidos en suspensión (%) | 60 - 90 | 70 - 80 |
| DBO ₅ (%) | 40 - 75 | 75 - 85 |
| DQO (%) | 40 - 70 | 70 - 80 |
| N _T (%) | - | 10 - 25 |
| P _T (%) | - | 10 - 15 |
| Coliformes fecales (u. log.) | - | 2 - 3 |

Fuente: MMAyA. Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales, Módulo 2.

➤ Ventajas e inconvenientes

Como principales ventajas del empleo de la tecnología de Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente, a modo de postratamiento de un tratamiento primario, cabe destacar las siguientes:

- Bajos requisitos de superficie para su construcción, al trabajar con mayores cargas orgánicas que los tratamientos aerobios.
- Nulos, o escasos, requisitos de energía para su operación.
- Simplicidad de operación.
- Posibilidad de empleo de materiales locales para su construcción.
- Se generan lodos estabilizados y en menor cantidad que en los tratamientos aerobios.
- Carece de dispositivos móviles en su interior, que puedan ser fuente de averías.
- Bajos costos de construcción y de operación y mantenimiento.

Entre sus principales inconvenientes destacan:

- Riesgo de obstrucción del material filtrante.
- El arranque y la estabilización del sistema de tratamiento son lentos.
- Muy baja capacidad de eliminación de nutrientes y de organismos patógenos.
- No se recomienda su uso para temperaturas medias del agua en el mes más frío del año por debajo de los 15 °C.
- Limitada experiencia contrastada en plantas correctamente monitorizadas.

- Si no se quema el biogás producido, tanto en el tratamiento primario, como en el propio FAFA, lo que es frecuente en pequeñas poblaciones, se emite metano a la atmósfera, que es un gas con un fuerte efecto invernadero. Igualmente, se generan malos olores por los compuestos odoríferos que forman parte del biogás generado.

5.2.3.2. Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA).

Los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA), también conocidos como UASB (del inglés: Upflow Anaerobic Sludge Blanket), constituyen tecnología de tratamiento anaerobia, en la que las aguas residuales a tratar pasan a través de un manto de lodos a baja velocidad ascensional.

Este tipo de tratamiento se caracteriza por realizarse en un único recinto las operaciones de sedimentación primaria, reactor biológico y digestión anaerobia de los lodos.

➤ **líneas de tratamiento sugeridas**

Pretratamiento + RAFA/RALF + Lagunas Facultativas

Pretratamiento + RAFA/RALF + Humedales Artificiales Subsuperficiales

Pretratamiento + RAFA/RALF + Filtros Percoladores + Sedimentación Secundaria

Pretratamiento + RAFA/RALF + CBR + Sedimentación Secundaria

Pretratamiento + RAFA/RALF + Aireación Extendida + Sedimentación Secundaria

Pretratamiento + RAFA/RALF + Aireación Extendida + Sedimentación Secundaria

➤ **Rendimiento**

Los rendimientos que alcanzan los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente se muestran en la tabla 20.

Tabla 20. Rendimiento del Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente

| | RAFA |
|--|-------|
| Sólidos en suspensión (%) | 50-70 |
| DBO ₅ (%) | 70-80 |
| DQO (%) | 60-70 |
| N _T (%) | - |
| P _T (%) | - |
| Coliformes fecales (reducción u. log.) | - |

Fuente: MMAyA. Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales, Módulo 2.

➤ **Ventajas e inconvenientes**

Como principales ventajas del empleo de la tecnología de Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente, cabe destacar las siguientes:

- Bajos requisitos de superficie para su construcción (sin contar con la superficie de la laguna de afino), al trabajar con mayores cargas orgánicas que los tratamientos aerobios.
- Escasos, o nulos, requisitos de energía para su operación.
- Se generan lodos estabilizados y en mucha menos cantidad que en los tratamientos aerobios.
- Generación de biogás, aprovechable como fuente de energía.
- Carece de dispositivos móviles en su interior, que puedan ser fuente de averías.
- Los lodos se estabilizan y almacenan en el reactor, no siendo necesaria su extracción de forma frecuente.
- Bajos costos de construcción y de operación y mantenimiento.
- Aplicable a pequeñas y grandes poblaciones.

Entre sus principales inconvenientes destacan:

- Se precisa un postratamiento de los efluentes tratados en el RAFA para cumplir con los requisitos de vertido.
- Muy baja capacidad de eliminación de nutrientes y de organismos patógenos.
- La etapa de puesta en operación es lenta y complicada.
- No se recomienda su uso con temperaturas medias del agua en el mes más frío menores a 15 °C.
- En su construcción se precisa del empleo de materiales resistentes a la corrosión, lo que encarece su construcción.
- No es recomendable su construcción para el tratamiento de aguas residuales con alto contenido en sulfatos.
- El proceso es sensible a la presencia de tóxicos en las aguas a tratar, entre ellos los metales pesados.
- Su operación y mantenimiento es más compleja que las de las tecnologías de tratamiento extensivas y que los FAFA (pero menos que las que requieren las tecnologías intensivas), ello hace preciso contar con operadores con una cierta cualificación técnica.

- Posible generación de olores desagradables y emisión de gases de efecto invernadero, si no se opera correctamente.

5.2.3.3. Lagunas de Estabilización.

El tratamiento de las aguas residuales mediante Lagunas de Estabilización consta de varias balsas dispuestas en serie, en las que su profundidad decae paulatinamente, a la vez que se va incrementando su contenido en oxígeno disuelto.

La progresiva combinación de ambientes con ausencia y presencia de oxígeno disuelto, reproduce los fenómenos de autodepuración, que de forma natural se dan en los cursos de agua.



Figura 28. Lagunas de Estabilización (PTAR Oruro, Bolivia).

Fuente: MMAyA. Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales, Módulo 2.

Básicamente, son tres los tipos de Lagunas de Estabilización existentes.

- **Lagunas Anaerobias:** son lagunas profundas (3-5 m), que operan con elevadas cargas orgánicas ($>100 \text{ g DBO}_5/\text{m}^3/\text{d}$).
- **Lagunas Facultativas:** presentan una menor profundidad (1,5-2,0 m) y ocupan mucha más superficie que las Lagunas Anaerobias.
- **Lagunas de Maduración:** constituyen la última etapa en el esquema de tratamiento, por lo que están sometidas a bajas cargas orgánicas, dándose en ellas condiciones propicias para la penetración en profundidad de la radiación solar (aguas relativamente claras y poco profundas, 0,8-1,2 m).

Líneas de tratamiento sugeridas

| |
|--|
| Pretratamiento + Lagunas Anaerobias + Lagunas Facultativas |
|--|

| |
|---|
| Pretratamiento + Lagunas Anaerobias + Lagunas Facultativas + Humedales Artificiales Subsuperficiales |
| Pretratamiento + Tanques Imhoff + Lagunas Facultativas |
| Pretratamiento + Tanques Sépticos + Lagunas Facultativas |
| Pretratamiento + RAFA/RALF + Lagunas Facultativas |
| Pretratamiento + Lagunas Facultativas |
| Pretratamiento + Lagunas Facultativas + Humedales Artificiales Subsuperficiales |

➤ **Ventajas e inconvenientes**

Como principales ventajas del empleo de la tecnología de Lagunas de Estabilización, cabe destacar las siguientes:

- Facilidad constructiva, siendo el movimiento de tierras la actividad principal.
- Consumo energético nulo, si el agua residual llega por gravedad hasta la estación de tratamiento.
- Ausencia de averías electromecánicas al carecer de equipos electromecánicos.
- Mantenimiento sencillo, que se limita a retirar los residuos del pretratamiento y a mantener las superficies de las lagunas libres de flotantes para evitar la proliferación de mosquitos. Además, la simple observación visual y olfativa de las distintas lagunas permite estimar su estado operativo.
- Escasa producción de lodos, experimentando estos una alta mineralización a consecuencia de los elevados tiempos de retención en las lagunas anaerobias, lo que facilita su manipulación y evacuación.
- Gran inercia, por los elevados volúmenes, y por tanto largos tiempos de retención.
- Alto poder de inactivación de microorganismos patógenos, que puede llegar a 4-5 unidades logarítmicas.
- Buena integración medioambiental si se operan correctamente.

Entre los inconvenientes deben destacarse:

- Elevados requisitos de terreno para su construcción.
- Su construcción puede verse desaconsejada en zonas frías o de baja radiación solar.

- Generación de olores desagradables en las Lagunas Anaerobias, si bien, estos olores pueden minimizarse y quedar circunscritos a las inmediaciones de estas lagunas si se diseñan y operan correctamente.
- Posible proliferación de mosquitos.
- Pérdidas de agua por evaporación y aumento de la salinidad en los efluentes tratados.
- Elevadas concentraciones de sólidos en suspensión en los efluentes finales, como consecuencia de la proliferación de las microalgas.
- La extracción de los lodos acumulados en el fondo de las lagunas es compleja.
- Riesgo de contaminación de acuíferos por infiltraciones en caso de que la impermeabilización del sistema no sea la adecuada.
- En las Lagunas Anaerobias (salvo que se cubran) se emite metano a la atmósfera, que es un gas con un fuerte efecto invernadero.

5.2.3.4. Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial

Los Humedales Artificiales son sistemas de tratamiento de las aguas residuales que reproducen los mecanismos de eliminación de las sustancias contaminantes que se dan en las zonas húmedas naturales.

Las principales diferencias con los humedales naturales estriban en que:

- El confinamiento de los Humedales Artificiales se construye con medios mecánicos y posteriormente se impermeabiliza para evitar infiltraciones al subsuelo.
- Para el enraizamiento de las plantas se emplean sustratos diferentes al terreno original.
- Se seleccionan los tipos de plantas que van a colonizar los humedales.

En este tipo de tratamiento la depuración de las aguas residuales tiene lugar al hacerlas pasar por zonas húmedas artificiales en las que se dan, conjuntamente, procesos de carácter físico, químico y biológico.

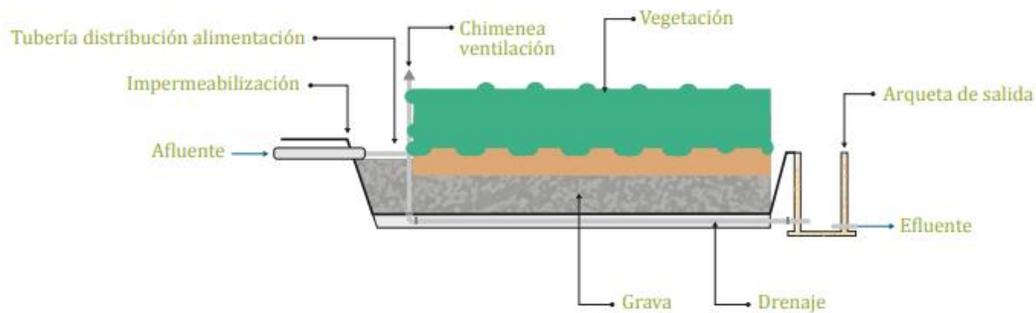


Figura 29. Sección longitudinal de un Humedal Artificial de Flujo Subsuperficial Vertical.

Fuente: MMAyA. Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales, Módulo 2

Posibles líneas de tratamiento:

| |
|---|
| Pretratamiento + Tanques Imhoff + Humedales Artificiales Subsuperficiales |
| Pretratamiento + Tanques Sépticos + Humedales Artificiales Subsuperficiales |
| Pretratamiento + FAFA + Humedales Subsuperficiales |
| Pretratamiento + RAFA/RALF + Humedales Artificiales Subsuperficiales |

➤ **Rendimientos**

En la tabla 21 se muestran los rendimientos que se obtienen con la aplicación de humedales Artificiales, tanto de Flujo Horizontal, como vertical.

Tabla 21. Rendimientos de los Humedales Artificiales Subsuperficiales.

| Humedales Artificiales de Flujo Horizontal y Vertical | |
|---|-------|
| Sólidos en suspensión (%) | 80-85 |
| DBO ₅ (%) | 85-90 |
| DQO (%) | 75-80 |
| N _T (%) | 20-35 |
| P _T (%) | 20-30 |
| Coliformes fecales (reducción u. log.) | 1-2 |

Fuente: MMAyA. Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales, Módulo 2.

➤ **Ventajas e inconvenientes**

Como principales ventajas del empleo de la tecnología de Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial, cabe destacar las siguientes:

- Sencillez operativa.
- Consumo energético nulo o muy bajo.
- Bajos costos de explotación y mantenimiento.
- Posible aprovechamiento de la biomasa vegetal generada (ornamentación, alimentación animal).
- Mínima producción de olores, al no estar expuestas al aire las aguas a tratar.
- Perfecta integración en el medio ambiente natural.

Entre sus principales inconvenientes destacan:

- Al igual que el resto de tecnologías extensivas, los Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial requieren una notable superficie de terreno para su construcción, que es mayor en los horizontales que en los verticales. Esta circunstancia repercute notablemente en los costos de construcción cuando se hace necesaria la adquisición de los terrenos.
- No cuentan con mecanismos de control, de forma que puedan hacer frente a variaciones de las condiciones operativas. Es por ello, por lo que es muy importante que los Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial estén bien concebidos, dimensionados y construidos.
- Los Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial Horizontal presentan riesgo de colmatación del sustrato, si este no se elige convenientemente, no funcionan correctamente las etapas de pretratamiento y tratamiento primario, o si la instalación recibe vertidos anómalos con elevadas concentraciones de sólidos en suspensión o grasas, y estos no quedan retenidos en las etapas previas a los humedales.
- Si el material disponible localmente no es el adecuado para el sustrato filtrante, se pueden incrementar notablemente los costos de construcción.
- Presentan pérdidas de agua por evapotranspiración, que incrementan la salinidad de los efluentes depurados, lo que puede comprometer su posterior reúso.
- Si no se quema el biogás producido en el Tanque Imhoff, lo que es frecuente en pequeñas poblaciones, se emite metano a la atmósfera, que es un gas con un fuerte efecto invernadero. Igualmente, se pueden generar malos olores por los compuestos odoríferos que forman parte del biogás generado.

5.2.3.5. Lombrifiltros.

Los Lombrifiltros, también conocidos como Biofiltros Aeróbicos Dinámicos (BAD), constituyen una tecnología de tratamiento de las aguas residuales en la que estas atraviesan, en sentido descendente, un estrato de soporte constituido por un material celulósico (virutas/aserrín de madera), que sirve para la fijación de la biomasa bacteriana implicada en los procesos de depuración, y que descansa sobre capas inferiores de gravilla y piedras.

Además de la propia intervención bacteriana en los procesos de depuración biológica de las aguas a tratar, el estrato de soporte se siembra con lombrices, que contribuyen a mantener limpio el material filtrante, evitando su colmatación, a la vez que se va enriqueciendo su parte superior en humus. Esta capa superior se retira periódicamente, procediéndose a su sustitución por una nueva capa de virutas/aserrín. Se trata pues, de una tecnología de tratamiento en la que no se generan lodos, sino un humus que puede ser empleado como abono en actividades agrícolas.

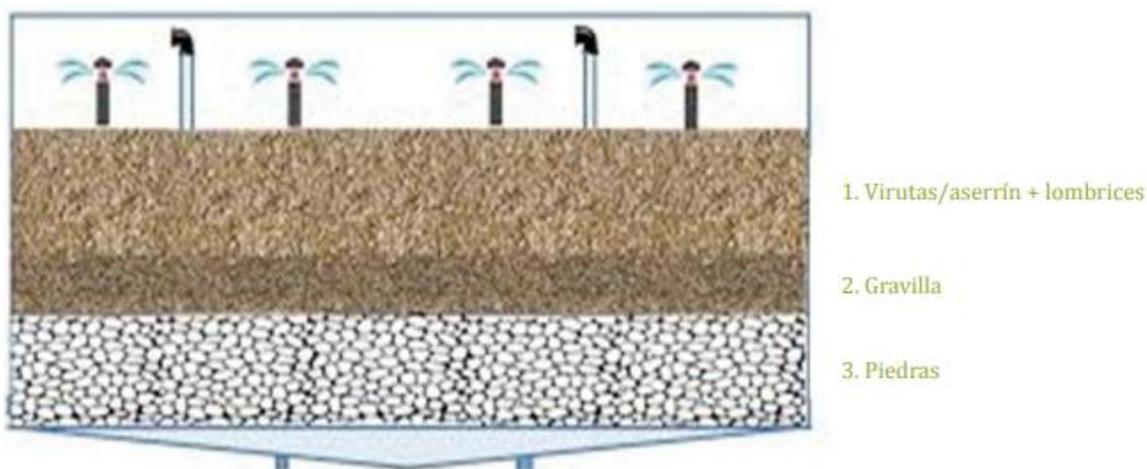


Figura 30. Sección de un Lombrifiltro.

Fuente: MMAyA. Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales, Módulo 2.

➤ Rendimientos

La Tabla 22 recoge los datos que se encuentran en la bibliografía sobre los rendimientos de depuración que alcanzan los Lombrifiltros en el tratamiento de las aguas residuales urbanas.

Tabla 22. Rendimientos de depuración de los Lombrifiltros

| Rendimientos (%) | |
|------------------------------|-------|
| Sólidos en suspensión (%) | 85-95 |
| DBO ₅ (%) | 85-95 |
| DQO (%) | 80-90 |
| N _T (%) | 15-20 |
| P _T (%) | 10-30 |
| Coliformes fecales (u. log.) | 1-2 |

Fuente: MMAyA. Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales, Módulo 2.

➤ **Ventajas e inconvenientes**

Como principales ventajas del empleo de la tecnología de Lombrifiltros, cabe destacar las siguientes:

- Bajos costos de operación y mantenimiento.
- Bajos requisitos de superficie, en comparación con otras tecnologías de carácter extensivo.
- Bajo consumo energético y sencillez operativa.
- Facilidad de construcción gradual. Al tratarse de un proceso de construcción modular se puede efectuar la ampliación gradual del mismo, en función de las necesidades de depuración.
- Bajos impactos ambientales.
- No se generan lodos en exceso, sino un humus, sólido, estabilizado y fácilmente manejable, con aplicación en agricultura.
- Rápida puesta en operación, del orden de 2 semanas.

Entre sus principales inconvenientes destacan:

- Limitada experiencia contrastada en plantas monitorizadas, por lo que es necesario acudir a empresas especializadas a la hora de su diseño e implementación.
- Mayores requisitos de superficie que las tecnologías intensivas.
- Baja tolerancia a sobrecargas hidráulicas.
- Escasa capacidad para afrontar variaciones importantes de los caudales y cargas a tratar, al no contar con elementos de control sobre los que poder actuar. Es por ello,

que es muy importante que los Lombrifiltros estén bien concebidos, diseñados y construidos.

- Los efluentes, al inicio de entrar en operación los Lombrifiltros, presentan una ligera coloración rojizo-amarillenta, consecuencia de los taninos presentes en la madera del sustrato orgánico, desapareciendo este color al consumirse el tanino, al cabo de unos meses.

5.2.3.6. Filtros Percoladores

La tecnología de tratamiento de las aguas residuales conocida como Filtros Percoladores se encuadra dentro de los procesos de biomasa fija y básicamente consiste en el empleo de reactores, normalmente cilíndricos, rellenos de un material de soporte, sobre el que se fija la biomasa bacteriana responsable de los procesos de depuración, que transcurren principalmente vía aerobia.

Las aguas residuales a tratar (tras haber sido sometidas a etapas de pretratamiento y de tratamiento primario), alimentan al Filtro Percolador por arriba, desde donde se distribuyen homogéneamente por la parte superior del soporte filtrante, al objeto de conseguir el máximo grado de mojado del mismo.

Las aguas percolan (de ahí el nombre de la tecnología) a través del material de soporte, abandonando el filtro por su parte inferior, desde donde son conducidas a una etapa de sedimentación secundaria, al objeto de separar las aguas tratadas de los lodos que se han ido generando en el proceso de depuración.

El oxígeno, necesario para que el filtro opere en condiciones aerobias, es suministrado a través de unas ventanas dispuestas en el fondo, bajo el material de soporte, por las que circulan corrientes de aire, gracias a un efecto chimenea.

Posibles líneas de tratamiento:

| |
|---|
| Pretratamiento + Sedimentación Primaria + Filtros Percoladores + Sedimentación Secundaria |
| Pretratamiento + Tanques Imhoff + Filtros Percoladores + Sedimentación Secundaria |
| Pretratamiento + RAFA/RALF + Filtros Percoladores + Sedimentación Secundaria |

➤ Rendimientos

Los rendimientos que se puede obtener con la tercera posible línea de tratamiento sugerida anteriormente se muestran en la tabla 23.

Tabla 23. Rendimientos de la línea de tratamiento

| | RAFA | Rendimiento global |
|------------------------------|-------|--------------------|
| Sólidos en suspensión (%) | 50-70 | 85-95 |
| DBO ₅ (%) | 70-80 | 85-90 |
| DQO (%) | 60-70 | 80-85 |
| N _T (%) | - | 20-35 |
| P _T (%) | - | 10-20 |
| Coliformes fecales (u. log.) | - | 1 |

Fuente: MMAyA. Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales, Módulo 2.

➤ **Ventajas e inconvenientes**

Como principales ventajas del empleo de los Filtros Percoladores, cabe destacar las siguientes:

- Muy bajos requisitos de superficie para su construcción, en contraposición a las tecnologías extensivas.
- Costos de operación y mantenimiento inferiores a la Aireación Extendida.
- Labores de operación y mantenimiento más simples en comparación con la Aireación Extendida (no se precisa ni el control del nivel de oxígeno disuelto, ni de la concentración de biomasa en el reactor, ni de la recirculación de lodos al reactor).
- Bajo nivel de ruidos.
- Robustez de las instalaciones.

Entre sus principales inconvenientes destacan:

- En comparación con los sistemas extensivos suelen precisar un mayor número de equipos electromecánicos, que consumen energía eléctrica y que requieren un mantenimiento más complejo y costoso.
- Generación de lodos sin estabilizar cuando se emplean Sedimentadores Primarios.
- Es menos flexible que los procesos de Aireación Extendida, por lo que se adapta peor que esta ante variaciones respecto a las condiciones de dimensionamiento.
- Presentan una mala integración paisajística.

- En las líneas que cuenten con Tanque Imhoff y RAFA como tratamientos primarios, si no se quema el biogás producido, lo que es frecuente en pequeñas poblaciones, se emite metano a la atmósfera, que es un gas con un fuerte efecto invernadero. Igualmente, se pueden generar malos olores por los compuestos odoríferos que forman parte del biogás generado.

5.2.3.7. Contactores Biológicos Rotativos (CBR)

La tecnología de tratamiento de las aguas residuales conocida como Contactores Biológicos Rotativos (CBR) se encuadra dentro de los procesos de biomasa fija y consiste en un material de soporte que gira semisumergido (aproximadamente el 40%) en un reactor, que contiene el agua residual a depurar.

El material de soporte gira lentamente (1-2 rpm), por lo que va exponiendo su superficie alternativamente al agua y al aire. Sobre este material se desarrolla, de forma natural y gradualmente, una película de biomasa bacteriana (biofilm), que emplea como sustrato la materia orgánica soluble presente en el agua residual y que toma el oxígeno necesario para su respiración del aire atmosférico, durante la fase en que el material de soporte se encuentra fuera del agua.

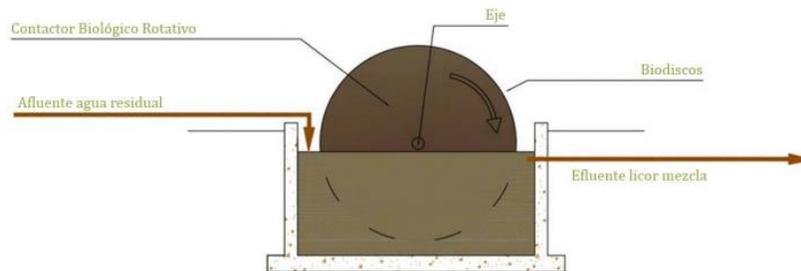


Figura 31. Esquema de un Contactor Biológico Rotativo (CBR).

Fuente: MMAyA. Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales, Modulo 2.

La biomasa presente en el reactor, que se mantiene en suspensión gracias al giro del material soporte, ejerce una contribución muy pequeña a los rendimientos de depuración, pues se estima que un 90% del total de la biomasa activa se encuentra en forma de biomasa fija.

| |
|--|
| Pretratamiento + Sedimentación Primaria + CBR + Sedimentación Secundaria |
| Pretratamiento + Tanques Imhoff + CBR + Sedimentación Secundaria |
| Pretratamiento + RAFA/RALF + CBR + Sedimentación Secundaria |

➤ Rendimientos

- **Línea de tratamiento I:** se aplica en la zona ecológica del Altiplano y en ella el tratamiento primario por debajo de los 20.000 habitantes servidos está constituido por un Tanque Imhoff. En el primero de los casos, los lodos que se extraen de la etapa de sedimentación secundaria, se envían al Tanque Imhoff para su estabilización vía anaerobia. En el segundo de los casos, los lodos extraídos de los sedimentadores secundarios se estabilizan en frío en lagunas anaerobias.

Tabla 24. Rendimientos de la línea de tratamiento I.

| | Tratamiento primario | Rendimiento global |
|------------------------------|----------------------|--------------------|
| Sólidos en suspensión (%) | 55-65 | 85-95 |
| DBO ₅ (%) | 25-35 | 85-90 |
| DQO (%) | 25-30 | 80-85 |
| N _T (%) | - | 20-35 |
| P _T (%) | - | 10-20 |
| Coliformes fecales (u. log.) | - | 1 |

Fuente: MMAyA. Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales, Módulo 2.

Línea de tratamiento II: se aplica en las zonas ecológicas de Valles y Llanos, y en ella el tratamiento primario está constituido por un RAFA, al que se envían, para su estabilización, los lodos que se extraen de la etapa de sedimentación secundaria.

Tabla 25. Rendimientos de la línea de tratamiento II.

| | Tratamiento primario | Rendimiento global |
|------------------------------|----------------------|--------------------|
| Sólidos en suspensión (%) | 50-70 | 85-95 |
| DBO ₅ (%) | 70-80 | 85-90 |
| DQO (%) | 60-70 | 80-85 |
| N _T (%) | - | 20-35 |
| P _T (%) | - | 10-20 |
| Coliformes fecales (u. log.) | - | 1 |

Fuente: MMAyA. Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales, Módulo 2.

➤ **Ventajas e inconvenientes**

Como principales ventajas del empleo de la tecnología de Contactores Biológicos Rotativos, cabe destacar las siguientes:

- Muy bajos requisitos de superficie para su construcción, en contraposición a las tecnologías extensivas.
- Menores requisitos de superficie que otras tecnologías intensivas (Aireaciones Extendidas y Filtros Percoladores).
- Costos de operación y mantenimiento inferiores a las Aireaciones Extendidas, especialmente por su menor consumo energético.
- Labores de operación y mantenimiento más simples en comparación con la Aireación Extendida (no se precisa la recirculación de lodos al reactor, ni se precisa el control del nivel de oxígeno disuelto, ni de la concentración de biomasa en el reactor).
- Buen comportamiento frente a choques tóxicos y aguas residuales diluidas en el caso de la línea I.
- Facilidad de construcción gradual. Al tratarse de un proceso de construcción modular se puede efectuar la ampliación gradual del mismo, en función de las necesidades de depuración.
- Al operar en recintos cerrados se mantienen temperaturas de operación más elevadas, por lo que los rendimientos de depuración se resienten menos en los períodos fríos.
- Muy bajo nivel de ruidos, que se amortiguan en el recinto que alberga a los contactores.
- Escaso impacto visual.

Entre sus principales inconvenientes destacan:

- Necesidad de acudir a empresas especializadas a la hora de su diseño y construcción.
- Costos de construcción elevados debido el costo de los equipos, principalmente de los propios rotores.
- Instalación mecánica relativamente compleja y cierta dependencia de la empresa fabricante por ser sistemas patentados.
- En comparación con los sistemas extensivos precisa de un mayor número de equipos electromecánicos, que consumen energía eléctrica y que requieren un mantenimiento más complejo y costoso.
- Las averías mecánicas de los rotores son costosas de reparar, al requerir la disposición de una grúa, gatos de izado, etc.
- Generación de lodos sin estabilizar cuando se emplean sedimentadores primarios.

- Deficiente comportamiento ante aguas residuales cargadas en el caso de la línea I.
- Es menos flexible que los procesos de Aireación Extendida y Filtros Percoladores, por lo que se adapta peor que estos ante variaciones respecto a las condiciones de diseño.
- En las líneas que cuentan con Tanque Imhoff y RAFA como tratamientos primarios, si no se quema el biogás producido, lo que es frecuente en pequeñas poblaciones, se emite metano a la atmósfera, que es un gas con un fuerte efecto invernadero. Igualmente, se pueden generar malos olores por los compuestos odoríferos que forman parte del biogás generado.

5.2.3.8. Aireación Extendida

La Aireación Extendida es una tecnología de depuración vía aerobia de las aguas residuales, que se encuadra dentro de los procesos de Lodos Activados.

En los procesos de Lodos Activados (Figura 32) las aguas residuales a tratar se someten a un pretratamiento y a un tratamiento primario (decantación primaria), como pasos previos antes de su ingreso en un reactor biológico, en el que se mantiene en suspensión un cultivo bacteriano (licor mezcla), en el que los microorganismos, responsables de los procesos de depuración de las aguas, se agrupan en flóculos.

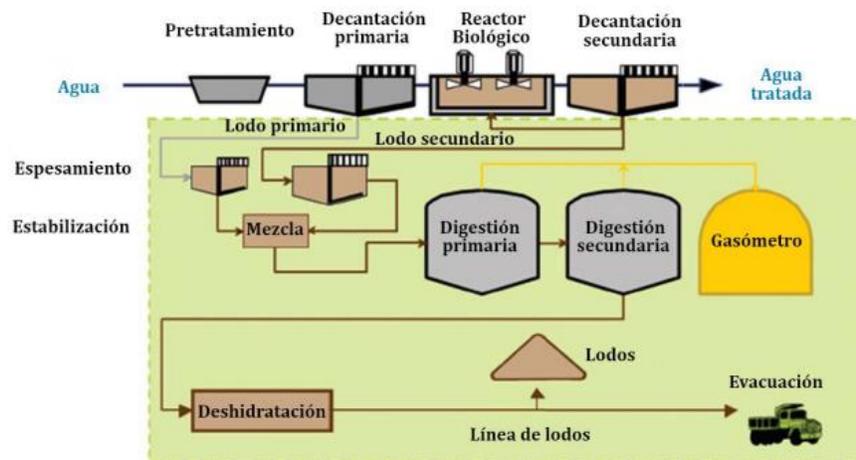


Figura 32. El proceso de Lodos Activados para el tratamiento de las aguas residuales.

Fuente: MMAyA. Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales, Módulo 2.

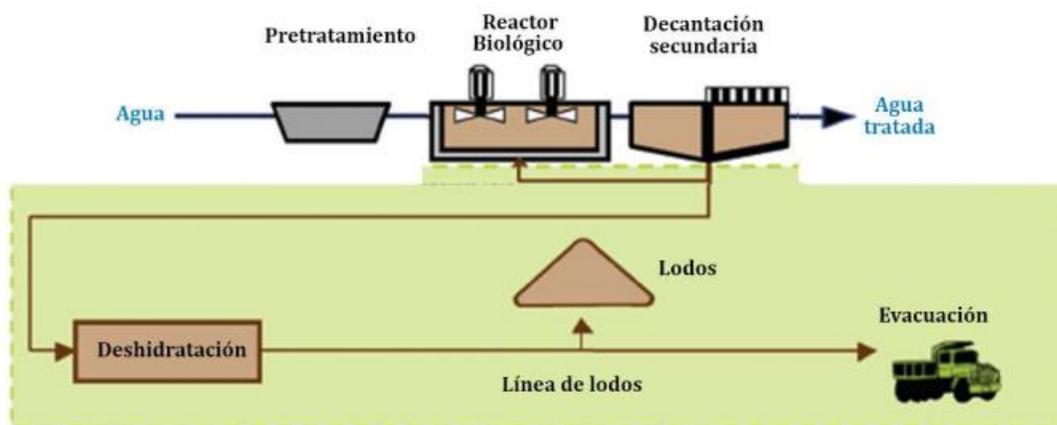


Figura 33. El proceso de Aireación Extendida para el tratamiento de las aguas residuales.

Fuente: MMAyA. Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales, Módulo 2.

Posibles líneas de tratamiento

| |
|---|
| Pretratamiento + Aireación Extendida + Sedimentación Secundaria |
| Pretratamiento + RAFA/RALF + Aireación Extendida + Sedimentación Secundaria |

➤ Rendimientos

La Tabla 26 muestra los rendimientos que se alcanzan cuando se recurre al proceso de Aireación Extendida para el tratamiento de las aguas re

Tabla 26. Rendimientos de depuración de la Aireación Extendida.

| Parámetros | Rendimientos (%) |
|------------------------------|------------------|
| Sólidos en suspensión | 85-95 |
| DBO ₅ | 85-95 |
| DQO | 80-90 |
| N _T | 30-40 |
| P _T | 20-30 |
| Coliformes fecales (u. log.) | 1 |

Fuente: MMAyA. Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales, Módulo 2.

➤ Ventajas e inconvenientes

Como principales ventajas del empleo de la tecnología de Aireación Extendida para el tratamiento de las aguas residuales urbanas, cabe destacar las siguientes:

- Muy bajos requisitos de superficie para su construcción, en contraposición a las tecnologías extensivas.
- No precisa tratamiento primario.
- Gran versatilidad, al poderse controlar los diferentes parámetros operativos.
- Posibilidad de lograr altos rendimientos de eliminación de nitrógeno total.
- Posibilidad de eliminar fósforo por vía biológica.
- Se generan lodos con un elevado grado de estabilización.
- Buen comportamiento frente a aguas residuales concentradas.
- Bajo nivel de olores, si la operación y mantenimiento son los correctos.

Entre sus principales inconvenientes destacan:

- Elevados costos de operación debidos, principalmente, al elevado consumo energético (especialmente para la aireación del contenido de los reactores biológicos). Consumo que se incrementa notablemente con la altitud a la que se encuentra la PTAR.
- Su operación y mantenimiento requieren una atención continuada por parte de operadores especializados.
- Elevada generación de lodos.
- La etapa de sedimentación secundaria es muy sensible a sobrecargas hidráulicas.
- Mal comportamiento frente a aguas residuales diluidas.
- Generación de ruidos, si no se toman medidas para amortiguarlos.

5.2.3. Selección de alternativas.

Cuando se aborda un proceso de selección de alternativas, comúnmente se van a presentar múltiples objetivos y factores que se contraponen entre ellos. En raras ocasiones se va a contar con una alternativa que sea superior a las demás en relación con todos los condicionantes.

Los elementos que constituyen un problema de decisión son los siguientes:

5.2.4. Alternativas a valorar.

Las alternativas a valorar estarían constituidas por los diferentes medios con los que se puede solventar un problema específico. En este caso serían las diferentes tipologías de instalación que, en las condiciones locales, son capaces de depurar los contaminantes presentes en el

agua residual hasta alcanzar los niveles exigidos en el efluente de salida y en los lodos generados.

La línea o tren de tratamiento se conformará por la sucesión de tecnologías o procesos unitarios que, en su conjunto será la responsable de lograr la solución al problema. En una PTAR siempre se deberá implantar una línea de agua, formada por un pretratamiento y un tratamiento o sucesión de tratamientos posteriores que deberán ser suficientes para, partiendo de las características del agua residual, llegar a los objetivos que se imponen al efluente de la planta. Tradicionalmente se suele hablar de tratamientos primarios y tratamientos secundarios, aunque no siempre se pueden diferenciar en estos términos.

De acuerdo a lo citado anteriormente y conociendo los diferentes tipos de tratamientos, se seleccionó las siguientes líneas de tratamiento como alternativas a analizar.

- **Alternativa 1 (A₁)**

Pretratamiento + RAFA + Filtros Percoladores + Sedimentación Secundaria

- **Alternativa 2 (A₂)**

Pretratamiento + RAFA+ Lagunas Facultativas

- **Alternativa 3 (A₃)**

Pretratamiento + Lodos Activados

• **Criterios de decisión**

Los criterios de decisión $C = \{C_1, C_2, \dots, C_n\}$, se pueden definir como las condiciones o parámetros que permiten discriminar alternativas y establecer preferencias del decisor. Son elementos de referencia, en base a los cuales se realiza la decisión. En la mayoría de los problemas de decisión multicriterio resulta complicado establecer estos criterios, no obstante, su determinación resulta ser un paso esencial en el proceso y deben cumplir una serie de requisitos para ser adecuados.

Para la selección de la línea de tratamiento para el presente proyecto se tomarán los siguientes criterios citados en la Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales:

1. **Eficacia de remoción**

En este grupo de criterios de selección se analizan:

- La calidad exigida a los efluentes tratados

- La adaptación de la línea de tratamiento al tipo de contaminación de las aguas residuales a tratar.
- El nivel de nivel de concentración de materia orgánica en las aguas residuales a tratar.
- La tolerancia de la línea de tratamiento para hacer frente a las variaciones de caudal y carga que experimentan las aguas residuales a tratar, para poder seguir cumpliendo en todo momento con las exigencias de normas de vertidos.

A continuación, se detallará la eficiencia de remoción de contaminación para las alternativas seleccionadas:

- **Alternativa 1**

Tabla 27: eficiencia de remoción de la línea de tratamiento de la alternativa 1.

| Parametro | Porcentaje de eliminación (%) |
|------------------------------|-------------------------------|
| Solidos en Suspensión | 85-95 |
| DBO ₅ | 85-90 |
| DQO | 80-85 |
| N _T | 20-35 |
| P _T | 10-20 |
| Coliformes Fecales (u. log.) | 1 |

Fuente: MMAyA. Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales, Módulo 3.

- **Alternativa 2**

Tabla 28: eficiencia de remoción de la línea de tratamiento de la alternativa 2.

| Parametro | Porcentaje de eliminación (%) |
|------------------------------|-------------------------------|
| Solidos en Suspension | 70-80 |
| DBO ₅ | 80-90 |
| DQO | 75-85 |
| N _T | 10-25 |
| P _T | 10-15 |
| Coliformes Fecales (u. log.) | 2-3 |

Fuente: MMAyA. Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales, Módulo 3.

- **Alternativa 3**

Tabla 29: eficiencia de remoción de la línea de tratamiento de la alternativa 3.

| Parametro | Porcentaje de eliminación (%) |
|------------------|-------------------------------|
| Solidos Totales | 80-90 |
| DBO ₅ | 85-95 |
| N | 15-50 |
| P | 10-25 |

Fuente: Metcalf y Eddy

2. Terrenos disponibles

La selección del terreno en el que se construirá la futura PTAR constituye un aspecto de suma importancia, dado que una buena elección del terreno lleva aparejada una disminución de los costos de inversión y, especialmente, de los de operación. Influyendo en ello, tanto la superficie disponible del terreno como sus características constructivas.

Tomando en cuenta que el terreno disponible con el que se cuenta para poder llevar a cabo la construcción de una PTAR es limitado y las líneas de tratamiento tomadas en cuenta para su valoración no todas cumplen con tal condición.

Según la Guía Técnica para la Selección y Diseño de Líneas de tratamiento de aguas residuales presenta valores estimados de cantidad de terreno que se necesita según el número de habitantes, por ejemplo:

Alternativa 1 = 0,44m²/hab. para 2318 hab. Un estimado de 1020 m²

Alternativa 2 = 2,45m²/hab. para 2318 hab. Un estimado de 5679.1 m²

Alternativa 3= 0.62 m²/hab. Para 2318 hab. Un estimado de 1437.16 m²

También hay otros factores que se deben tomar en cuenta en este criterio como por ejemplo la accesibilidad a este, la facilidad para acceder a los servicios necesarios.

3. Aceptación social

Los proyectos públicos, sobre todo aquellos con una fuerte componente ambiental, requieren de un proceso de participación pública.

En un proyecto de tratamiento de aguas residuales, de forma general, se identifican dos grupos de interés que, debido a las repercusiones que sobre ellos puede tener la tecnología elegida, será preciso consultar: la población de la localidad en que se va a implantar la la PTAR y la entidad que vaya a gestionar las instalaciones.

En nuestra población la aceptación social a un proyecto de Plantas de Tratamiento de aguas Residuales es una de las dificultades que más se atraviesa, debido a que nadie quiere tener

una planta de tratamiento de aguas residuales cerca, un claro ejemplo en nuestra ciudad la nueva PTAR para el margen Izquierdo de la ciudad de Tarija, que se hicieron los estudios necesarios y, que no pudo llevarse a cabo por falta de aceptación de la población cercana, que generalmente es por falta de conocimiento del funcionamiento de las líneas de tratamiento.

4. Características medioambientales

La temperatura se constituye en el factor medioambiental que ejerce una mayor influencia en el comportamiento de las diferentes líneas de tratamiento, llegando a convertirse en un factor limitante para aquellas que se basan en procesos anaerobios, por debajo de los 15°C de las aguas a tratar.

La pluviometría tiene su principal influencia en alteración de los caudales y concentraciones de aguas residuales a tratar, en el caso de redes de alcantarillado sanitario combinado o de las de carácter separado que presenten un elevado número de conexiones erradas.

La influencia de la altitud sobre el comportamiento de las diferentes de las diferentes líneas de tratamiento no se conoce con exactitud.

Para nuestro caso la temperatura es un factor muy importante a tomar en cuenta en las líneas de tratamiento propuestas 1 y 2, ya que para los reactores anaerobios de flujo ascendente la temperatura no debe ser menor a 15°C, en la línea de tratamiento 3 el factor temperatura no afecta en el rendimiento siempre y cuando no sean demasiado elevadas.

La pluviometría afecta de menor manera ya que no es un sistema de alcantarillado combinado.

5. Impactos medioambientales

Dentro de estos impactos debe analizarse: la producción de malos olores, la emisión de gases de efecto invernadero, la generación de ruidos, así como el posible impacto visual que la construcción de una nueva PTAR puede conllevar.

La producción de malos olores puede darse en todas las líneas de tratamiento en la obra de llegada, y en el pretratamiento.

Las líneas de tratamiento que cuentan con etapas anaerobias, presentan un mayor riesgo de generar olores desagradables, si no se operan correctamente.

En lo referente a la generación de gases de efecto invernadero (GEI), el CO₂ que se produce en las PTAR es debido a la oxidación de la materia orgánica, no estimándose que esta fracción contribuya al cambio climático, puesto que se considera que cierra el ciclo de la materia orgánica. Por el contrario, la emisión de otros gases durante los procesos de tratamiento, como puede ser el metano (en los tratamientos anaerobios de aguas y lodos) y los óxidos nitrosos (proceso de desnitrificación), sí que se considera que contribuyen al cambio climático. Se debe destacar que el metano tiene un potencial de calentamiento global de 23 veces superior al del CO₂ y el N₂O 310 veces mayor.

6. Generación de lodos

La generación de lodos en las distintas líneas de tratamiento debe analizarse, tanto desde el punto de vista de la cantidad que se genera de estos subproductos, como desde el grado de estabilidad que se alcanza en los mismos.

La cantidad de lodos generados en el proceso de depuración va a tener una repercusión directa en los costos del transporte de estos subproductos hasta el lugar de su disposición final.

Tabla 30: generación de lodos en las diferentes líneas de tratamiento

| | Generación de lodos (m ³ /año) |
|---------------|---|
| Alternativa 1 | 35,09 |
| Alternativa 2 | 28,13 |
| Alternativa 3 | 200 |

Fuente: MMAyA. Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales, Módulo 3.

El valor de la alternativa 3 se estimó en base al lodo que genera la PTAR de San Blas

7. Operación y mantenimiento

En este criterio de selección deben analizarse en profundidad tanto los requerimientos de personal, con la cualificación técnica suficiente para afrontar las labores de operación y mantenimiento que requiera la instalación de tratamiento para su correcto funcionamiento, como la facilidad para disponer las piezas y equipos de repuesto cuando sea preciso, así como del servicio técnico en aquellas tecnologías que lo requieran.

En lo que atañe a los requerimientos de personal cualificado, estos, y las horas de dedicación de este personal, irán en consonancia con el grado de complejidad de la línea de tratamiento que se implante, siendo bajos en el caso de las tecnologías de carácter extensivo, e

incrementándose en las intensivas, al contar estas con equipos electromecánicos para su funcionamiento.

La importancia de este criterio dependerá de la capacidad técnica y del tipo de personal de que disponga la entidad que va a operar el sistema.

En la tabla 23 se puede observar una clasificación de los tratamientos, respecto a la complejidad de su operación y mantenimiento.

Tabla 31: Clasificación de las diferentes líneas de tratamiento en función de la complejidad de operación y mantenimiento.

| Complejidad | Línea de tratamiento |
|-------------|----------------------|
| media | Alternativa 1 |
| Media | Alternativa 2 |
| Alta | Alternativa 3 |

Fuente: MMAyA. Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales, Módulo 3.

En lo referente a la disponibilidad de repuestos y servicio técnico, para las alternativas 1 y 2 los repuestos que se precisan suelen encontrarse dentro del país.

Con respecto a la alternativa 3 en algunos casos se necesitan importar de otro país lo que lo hace más complejo.

8. Costos de construcción y de operación y mantenimiento

Los costos de construcción representan un valor relativamente bajo frente a los gastos de operación y mantenimiento (que perduran durante toda la vida útil de la planta de tratamiento), y que son estos costos los que provocan que muchas PTAR se encuentren fuera de servicio, o en un estado de operación deficiente.

Con respecto a los costos de construcción en la tabla 31 se presenta un estimado de acuerdo a la Guía Técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales.

Tabla 32: Costos de construcción de las distintas líneas de tratamiento

| Líneas de tratamiento | Costo de construcción |
|-----------------------|-----------------------|
| Alternativa 1 | 1278,15 |

| | |
|---------------|--------|
| Alternativa 2 | 1007,7 |
| Alternativa 3 | 1833,4 |

Fuente: MMAyA. Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales, Módulo 3.

Tabla 33: Costos de operación y mantenimiento de las distintas alternativas

| Lineas de tratamiento | Costo de operación y mantenimiento (bs/hab/año) |
|-----------------------|---|
| Alternativa 1 | 43,3 |
| Alternativa 2 | 52,3 |
| Alternativa 3 | 92,4 |

Fuente: MMAyA. Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales, Módulo 3.

- **Pesos**

Los pesos o ponderaciones son las medidas de la importancia relativa que los criterios de selección tienen para el decisor en un caso concreto. Asociado con los criterios, se asigna un vector de pesos $[P] = [P_1, P_2, \dots, P_n]$, siendo n el número de criterios. El peso P_i refleja la importancia relativa del criterio C_i en la decisión. En los problemas de decisión multicriterio es muy frecuente que los criterios tengan distinta relevancia para el decisor, aunque esto no significa que los criterios menos importantes no deban ser considerados.

5.2.5. Selección de alternativa mediante matriz multicriterio

Una vez establecidos los criterios de decisión y sus pesos asociados, el decisor es capaz de dar, para cada uno de los criterios considerados y para cada alternativa, un valor numérico a_{ij} , que expresa una valoración, o juicio, de la alternativa A_i frente al criterio C_j . Esta evaluación se puede representar en forma de matriz de decisión, en la que cada fila expresa cualidades de la alternativa A_i respecto de los “ n ” criterios considerados. Cada columna de la matriz recoge las valoraciones emitidas por el decisor de todas las alternativas respecto al criterio C_i .

Tabla 34. *Matriz de decisión.*

| | | CRITERIOS Y PESOS ASOCIADOS | | | | | |
|--------------|----------------|-----------------------------|-----------------|-----|-----------------|-----|-----------------|
| | | C ₁ | C ₂ | ... | C _j | ... | C _n |
| | | P ₁ | P ₂ | ... | P _j | ... | P _n |
| ALTERNATIVAS | A ₁ | a ₁₁ | a ₁₂ | ... | a _{1j} | ... | a _{1n} |
| | A ₂ | a ₂₁ | a ₂₂ | ... | a _{2j} | ... | a _{2n} |
| | ... | ... | ... | ... | ... | ... | ... |
| | A _i | a _{i1} | a _{i2} | ... | a _{ij} | ... | a _{in} |
| | ... | ... | ... | ... | ... | ... | ... |
| | A _m | a _{m1} | a _{m2} | ... | a _{mj} | ... | a _{mn} |

Fuente: MMAyA. Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales, Módulo 2, 2021.

➤ **Selección de tecnología**

A1. RAFA

A2. FILTROS PERCOLADORES

A.3 LODOS ACTIVADOS

Tabla 35. Selección de tecnología

| | | CRITERIOS Y PESOS ASOCIADOS | | | | | | | | PROMEDIO |
|--------------|----|-----------------------------|----|----|----|----|----|----|----|----------|
| | | C1 | C2 | C3 | C4 | C5 | C6 | C7 | C8 | |
| | | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | |
| ALTERNATIVAS | A1 | 7 | 10 | 10 | 8 | 6 | 10 | 6 | 7 | 8 |
| | A2 | 8 | 10 | 10 | 6 | 6 | 10 | 6 | 5 | 7.6 |
| | A3 | 9.5 | 2 | 10 | 10 | 10 | 6 | 2 | 3 | 6.6 |

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo al análisis realizado, el Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente (RAFA) se ajusta más en este caso. Sin embargo, este necesita un post tratamiento para que el agua tratada cumpla con los parámetros exigidos en la ley de Medio Ambiente 1333.

➤ **Selección de líneas de tratamiento**

A1. Pretratamiento + RAFA/RALF + Filtros Percoladores + Sedimentación Secundaria

A2. Pretratamiento + RAFA/RALF + Lagunas Facultativas

A3. Pretratamiento +Lodos activados

Tabla 36. Selección de línea de tratamiento

| | | CRITERIOS Y PESOS ASOCIADOS | | | | | | | | PROMEDIO |
|--------------|----|-----------------------------|----|----|----|----|----|----|----|----------|
| | | C1 | C2 | C3 | C4 | C5 | C6 | C7 | C8 | |
| | | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | |
| ALTERNATIVAS | A1 | 9 | 10 | 10 | 10 | 8 | 9 | 7 | 6 | 8.625 |
| | A2 | 9 | 5 | 10 | 8 | 6 | 6 | 9 | 8 | 7.625 |
| | A3 | 9 | 5 | 10 | 5 | 10 | 5 | 1 | 1 | 5.75 |

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo al análisis realizado en base a cada uno de los criterios, La línea de tratamiento aplicada para el diseño de la PTAR de “Jesús de Nazareth”, será la alternativa 1.

A continuación, se explicará a detalle los principales parámetros de diseño de la línea de tratamiento.

5.3. Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente

Este tipo de tratamiento, por sí mismo, no alcanza los rendimientos que se requieren para lograr cumplir con los requisitos que exige la normativa boliviana de vertidos, por lo que se hace preciso complementarlo con algún tratamiento posterior. Este postratamiento es habitual llevarlo a cabo haciendo uso de Lagunas de Estabilización, Humedales Artificiales, Filtros Percoladores o Aireaciones Extendidas.

El empleo de un Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente en combinación con tratamientos aerobios permite una considerable reducción de los requisitos de superficie y de los costos de construcción de la línea de tratamiento. Además, en el caso de las combinaciones RAFA + Filtro Percolador, se cuenta con la ventaja de poder estabilizar los lodos, extraídos en los sedimentadores secundarios, en el propio RAFA, lo que simplifica y abarata la gestión de estos subproductos, con el incremento, además, de la cantidad generada de biogás.

5.3.1. Proceso anaeróbico del RAFA

Existen principalmente cuatro etapas biológicas y químicas clave en el proceso UASB, la hidrólisis, la acidogénesis, la acetogénesis y la metanogénesis, que fueron descritas anteriormente en el capítulo II.

5.3.2. Rendimientos

$$rDQO(\%) = 100 * (1 - 0,68 * TRH^{-0,35})$$

$$rDBO_5(\%) = 100 * (1 - 0,7 * TRH^{-0,5})$$

rDQO: porcentaje de eliminación de DQO (%)

rDBO₅: porcentaje de eliminación de DBO₅ (%)

TRH: tiempo de retención hidráulica (h)

$$SST = 102 * TRH^{-0,24}$$

Donde SST es concentración de sólidos en suspensión a la salida del RAFA.

5.3.3. Producción de lodos

La producción de lodos en los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente se estima en 0,1-0,2 kg de materia seca por cada kg de DQO alimentado al reactor.

5.3.4. Generación de biogás

La producción de biogás se puede evaluar a partir de la carga de DQO, con la que se alimenta al reactor, y que se transforma en metano. De forma simplificada, la porción de DQO que se convierte en metano se puede determinar como sigue:

Producción de biogás

$$DQO_{CH_4} = Q (DQO_{Aflu} - DQO_{Eflu}) - Y_{Lodo} * Q * DQO_{Aflu}$$

Donde:

Y_{Lodo} = Coeficiente de producción de sólidos en el sistema

$Y_{Lodo} = 0,11$ a $0,23 \text{KgDQO}_{lodo} / \text{Kg DQO}_{aplicada} = 0,2$

DQO_{Aflu} = Demanda química de oxígeno del afluente (Kg/m^3)

DQO_{Eflu} = Demanda química de oxígeno del efluente (Kg/m^3)

Q = Caudal de diseño ($\text{m}^3/\text{día}$)

DQO_{CH_4} = Carga convertida en metano ($DQO_{CH_4}/\text{día}$)

La masa de metano ($\text{kgDQO}_{CH_4}/\text{d}$) se convierten en volumen producido ($\text{m}^3\text{CH}_4/\text{d}$) haciendo uso de la ecuación:

$$Q_{CH_4} = \frac{DQO_{CH_4}}{K(t)}$$

Donde:

Q_{CH_4} : producción volumétrica de metano (m^3/d)

$K(t)$: factor de corrección para la temperatura de operación del reactor (kgDQO/m^3), que se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$K(t) = \frac{P * K_{DQO}}{R * (273 + T)}$$

Donde:

P: presión atmosférica (atm)

K_{DQO} : DQO correspondiente a un mol de metano (64 g DQO/mol)

R: constante de los gases (0,082 atm.L/mol. °K)

T: temperatura de operación del reactor (°C)

5.3.5. Dimensionamiento

5.3.5.1. Eliminación de la materia carbonada

En el dimensionamiento de los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA), para la eliminación de la materia carbonada, se hace uso de los siguientes parámetros:

- **En el reactor:**

- Tiempo de retención hidráulica

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

Donde:

TRH= tiempo de retención hidráulica (h)

V = Volumen útil del reactor (m³)

Q = Caudal de diseño (m³/d)

- Velocidad ascensional

Para mantener en suspensión el manto de lodos en el interior del reactor, evitando a su vez, su posible arrastre hacia la zona de salida, se precisa operar con una determinada velocidad ascensional. Esta velocidad viene dada por la expresión:

$$V_{asc} = \frac{Q}{A}$$

Donde:

V_{asc}= velocidad superficial de flujo o ascensional (m/h)

Q= Caudal (m³/h)

A= Área de la sección transversal del reactor (m²)

La velocidad ascensional debe tener un valor entre 0,5 a 0,7 m/h para el caudal medio.

- Altura del reactor

En lo referente a la altura con la que suelen operar los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente, esta se encuentra en el rango de 4,0-5,5 m.

- Carga volumétrica del reactor

$$COV = \frac{Q * C}{V}$$

Donde:

COV = Carga orgánica volumétrica, oscila entre 2,5 – 3 Kg DQO/ m³*d

Para agua residual domestica COV= 2,5 Kg DQO/ m³*d

Q = Caudal de diseño (m³/d)

C = Concentración de contaminantes DQO afluente (Kg DQO/ m³)

V = Volumen útil del digestor (m³)

En los casos en que la componente doméstica sea claramente mayoritaria el valor de Cv suele estar en el rango 2,5-3,5 kg DQO/m³/d.

- **En la zona de sedimentación**

- Velocidad de paso del agua hacia la zona de sedimentación

En el dimensionamiento la zona de sedimentación la velocidad de paso de las aguas desde el reactor a esta zona, a través de las aperturas dispuestas para tal efecto, se determina haciendo uso de la expresión:

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

Donde:

V: velocidad de paso a través de las aperturas (m/h)

Aa: área libre de las aperturas (m²)

A caudal medio, se recomienda una velocidad de paso ≤2,5 m/h

- Tiempo de retención hidráulica

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

Donde:

TRH= tiempo de retención hidráulica en la zona de sedimentación (h)

V = Volumen útil del sedimentador (m³)

Q = Caudal de diseño (m³/d)

El TRH recomendado en la zona de sedimentación para un caudal medio es ≥1,5h.

- Velocidad ascensional

Para el correcto funcionamiento de la zona de sedimentación, evitando el arrastre de los lodos sedimentados con los efluentes tratados, se precisa operar con una determinada velocidad ascensional. Esta velocidad viene dada por la expresión:

$$V_{asc} = \frac{Q}{A_{sed}}$$

Donde:

V_{asc}: velocidad ascensional en la zona de sedimentación (m³/m²/h, m/h)

A_{sed}: superficie de la lámina de agua de la zona de sedimentación (m²)

En las zonas de sedimentación de los RAFA, a caudal medio se recomienda una velocidad ascensional ≤ m/h.

5.3.5.2. Sistema de distribución del afluente

Para conseguir una buena eficiencia de los reactores de manta de lodo es esencial que el sustrato afluente sea distribuido uniformemente en la parte inferior de los reactores, de forma de garantizar un contacto íntimo entre la biomasa y el sustrato. Para que eso ocurra y para que sea sacado el mayor provecho de la biomasa presente en los reactores, es esencial, que sean evitados los caminos preferenciales (corto circuitos) a través del lecho de lodo.

- Compartimiento de distribución

En los reactores RAFA, la garantía de la distribución equitativa del afluente es muy importante, a fin de garantizar un mejor régimen de mezcla y una disminución de la ocurrencia de zonas muertas del lecho de lodo.

- Tubos de distribución

El camino de las aguas residuales desde los compartimientos de distribución hasta el fondo del reactor es hecho a través de tubos de distribución.

Los principales requisitos para estos tubos son:

- a) El diámetro debe ser grande y suficiente para proporcionar una velocidad descendente de las aguas residuales inferior a 0,2 m/s, de forma que las burbujas eventualmente arrastradas para adentro del tubo pueden hacer el curso ascensional. Este requisito de velocidad es usualmente atendido cuando los tubos tienen un diámetro de 75 mm.
- b) El diámetro debe ser grande pero bastante para evitar que los sólidos presentes en las aguas residuales del afluente provoquen la obstrucción frecuente de los

tubos. La experiencia indica que los tubos de distribución con diámetros de 75 y 100 mm atienden satisfactoriamente estos requisitos.

- Numero de distribuidores

Conforme mencionado anteriormente, la correcta distribución de aguas residuales, de modo a garantizar un contacto efectivo con la biomasa presente en el reactor, constituyéndose en uno de los aspectos más importantes para el correcto funcionamiento del reactor.

$$N_d = \frac{A}{A_d}$$

Donde:

A= Área de la sección transversal del reactor (m²)

A_d= Área de influencia de cada distribuidor (m²)

N_d= Numero de distribuidores

5.3.5.3. Separador de gases, sólidos y líquidos (GLS)

El separador de gases, sólidos y líquidos (separador trifásico) es un dispositivo esencial que necesita ser instalado en la parte superior del reactor. El principal objetivo de este separador es la obtención de lodo anaerobio dentro del reactor, posibilitando que el sistema sea operado con elevados tiempos de retención de sólidos (Edad de lodo elevada).

- Separación de los gases

El proyecto del dispositivo de separación de gas, sólidos y líquidos depende de cierta forma, de las características de agua residuales, del tipo de lodo presente en el reactor, de la carga orgánica aplicada, de la producción esperada de biogás y de las dimensiones del reactor.

$$T_{gas} = \frac{Q_{gas}}{A_i}$$

Donde:

T_{gas} = Tasa de liberación de gas = 1 a 3 o 5 m³/m².d

Q_{gas} = Producción esperada de biogás (m³/h)

A_i = Área de interfase GLS (m²)

- Separación de los sólidos

Después de la separación de los gases, el líquido y las partículas sólidas que dejan la manta de lodo tienen acceso al compartimiento de decantación. En este compartimento, ocurren condiciones ideales de sedimentación de las partículas sólidas, debido a las bajas velocidades ascensionales y a la ausencia de burbujas de gas. El retorno de lodo en el compartimiento de decantación, de vuelta al compartimiento de digestión, no requiere cualquier medida, desde que sean atendidas las siguientes directrices básicas:

- a) Instalación de deflectores, localizados inmediatamente debajo de las aberturas para el decantador, de forma a permitir la separación de biogás y propiciar que apenas el líquido y los sólidos entren al compartimiento de sedimentación. Este deflector debe tener un traslape mínimo de 10 a 15 cm de relación a la abertura para el decantador.
- b) Ejecución de las paredes de compartimiento de decantación con inclinaciones siempre superiores de 45°. Idealmente inclinaciones adoptadas iguales o superiores de 50°.
- c) Adopción de profundidades del compartimiento de decantación en la fase de 1,5 a 2 m

5.4. Filtro percolador

Los Filtros Percoladores, constituyen la variante más tradicional dentro de los procesos de biopelícula empleados para el tratamiento biológico de las aguas residuales.

Se trata de un proceso aerobio, en el que el agua residual, después de haber sido sometida a un tratamiento previo (pretratamiento y tratamiento primario), percola por gravedad a través de un material de relleno, que constituye el material soporte sobre el que se desarrollan y crecen los microorganismos, formando una biopelícula de espesor variable. El material de relleno se encuentra fijo, en el interior del reactor, presentando una elevada superficie específica.

Los materiales que principalmente se utilizan como material soporte en los Lechos Bacterianos son:

- Piedras, con tamaño entre 50 y 100 mm y de diferente naturaleza (silíceas, puzolanas, coque, escoria, rocas volcánicas, etc.). Es frecuente el empleo de grava silícea de 50 mm de tamaño.

- Material plástico con diferentes configuraciones, bien piezas sueltas dispuestas en el reactor de forma aleatoria, o bien, módulos estructurados ordenadamente para formar el lecho.

5.4.1. Rendimiento

El rendimiento en eliminación de DBO₅ que se alcanza en un Filtro Percolador viene dado por la expresión:

$$rDBO_5 = \frac{(C_a - C_e) \cdot 100}{C_a}$$

Donde:

rDBO₅: porcentaje de eliminación de DBO₅ (%)

C_a: concentración de DBO₅ en las aguas residuales afluentes (g DBO₅/m³)

C_e: concentración de DBO₅ en las aguas residuales efluentes (g DBO₅/m³)

5.4.2. Dimensionamiento

5.4.2.1. Eliminación de la materia carbonada

Para el dimensionamiento de los Filtros Percoladores se siguen las recomendaciones de la norma ATV-DVWK-A 281E (2001), que recoge como principales parámetros:

- Carga volumétrica

Viene definida por la expresión:

$$C_v = \frac{Q \cdot C_{atp}}{V}$$

Donde:

C_v: carga volumétrica (kg DBO₅/m³/d). Los m³ hacen referencia al volumen del material de soporte.

Q: caudal de aguas residuales a tratar (m³/d)

C_{atp}: concentración de DBO₅ de las aguas afluentes al Filtro Percolador tras el tratamiento primario (kg DBO₅/m³).

V: volumen del material de soporte (m³)

- **Filtros Percoladores de baja carga:** operan con cargas volumétricas <0,4 kg DBO₅/m³/d (MARN, 2016), lo que disminuye el riesgo de colmatación del material de soporte, pudiendo generar efluentes nitrificados en mayor o en menos grado, dependiendo de la temperatura de operación y de la carga volumétrica aplicada. A

más temperatura de trabajo y menor carga volumétrica, mayor es el grado de nitrificación que se alcanza.

- **Filtros Percoladores de media carga:** trabajan con cargas volumétricas de 0,4-0,8 kg DBO⁵/m³/d (MARN, 2016). Al incrementarse la carga aplicada, la recirculación juega un papel importante para prever problemas de colmatación.

- Tasa de recirculación

La norma ATV-DVWK- A 281E recomienda que el grado de recirculación sea suficiente para diluir la concentración de DBO₅ de las aguas que alimentan al filtro por debajo de 150 mg/L. De acuerdo con ello, la tasa de recirculación se determina haciendo uso de la expresión:

$$T_r \geq \frac{C_{atp}}{150} - 1$$

Donde:

C_{atp} : concentración de DBO₅ (mg/L) de los efluentes del tratamiento primario

- Carga hidráulica a caudal medio y máximo

$$C_{hQmax} = \frac{Q_{max}(1 + T_r)}{S}$$

C_{hQmed} : carga hidráulica a caudal medio (m/h)

Q_{med} : caudal medio (m³/h)

S : superficie de la sección transversal horizontal del Filtro Percolador (m²)

$$C_{hQmed} = \frac{Q_{med}(1 + T_r)}{S}$$

- Fuerza de lavado

$$F_L = \frac{C_{hQmed} * 1000}{a * n}$$

F_L : fuerza de lavado (mm)

C_{hQmed} : carga hidráulica a caudal medio, incluyendo la recirculación (m/h)

a : número de rotaciones del sistema de distribución (h-1). Se fijan intervalos de riego no superiores a 30 segundos y tiempos de menos de 5 minutos para un giro completo del sistema de distribución.

n : número de brazos del sistema de distribución

Se recomiendan valores de la fuerza de lavado de 4-8 mm, para asegurar un arrastre correcto de la biomasa que se va desprendiendo del material de soporte.

- Altura del material de soporte

En lo referente a la altura del material de soporte, esta varía según su naturaleza, siendo habitual que en el caso de rellenos de piedras esta altura oscile entre 2-3 m, mientras que los Filtros Percoladores con rellenos plásticos operan con alturas superiores, siendo habitual 3-5 m, aunque es posible encontrar Filtros Percoladores con rellenos plásticos con alturas mayores.

5.4.3. Dimensionamiento de la sedimentación secundaria

Tras los Filtros Percoladores se implantan sedimentadores secundarios, tanto estáticos como dinámicos. Los parámetros a tener en cuenta para el dimensionamiento de ambos tipos de sedimentadores son:

- La carga hidráulica a caudal máximo

$$C_{hQ_{max}} = \frac{Q_{max}}{S}$$

Donde:

$C_{hQ_{max}}$: carga hidráulica a caudal máximo ($m^3/m^2/h$, m/h)

Q_{max} : caudal máximo horario de las aguas a tratar (m^3/h)

S : superficie transversal del sedimentador (m^2)

Se aconsejan valores de carga hidráulica a caudal máximo de $\leq 1m/h$

- El tiempo de retención hidráulica (TRH) a caudal máximo

$$TRH_{Q_{max}} = \frac{V}{Q_{max}}$$

Donde:

$TRH_{Q_{max}}$: tiempo de retención hidráulica a caudal máximo (h)

V : volumen del sedimentador (m^3)

Se aconsejan valores de TRH a caudal máximo de ≥ 2 h

- La carga sobre vertedero a caudal máximo

$$C_v = \frac{Q_{max}}{L}$$

Donde:

C_v : carga sobre vertedero caudal máximo ($m^3/m/h$)

$Q_{\text{máx}}$: caudal máximo (m^3/h)

L: longitud del vertedero (m)

Se aconsejan valores de carga sobre el vertedero a caudal máximo de 8-12 $\text{m}^3/\text{m}/\text{h}$

- La profundidad útil (calado bajo el vertedero)

Por último, la profundidad útil (calado bajo vertedero) de los sedimentadores secundarios se relaciona con su diámetro, aconsejándose valores de 3,30-4,50 m

CAPÍTULO VI

DIMENSIONAMIENTO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO

6.1. ESTIMACIÓN DE CAUDALES DE DISEÑO

Cuando no sea factible proceder a la realización de campañas de aforo y muestreo para la caracterización de las aguas a tratar en la futura PTAR, porque aún no existe la red de alcantarillado, puede procederse a una estimación de los caudales y de la composición.

Para la estimación del caudal de aguas residuales generadas en el barrio “Jesús de Nazareth” se lo realizó en base a un estudio socioeconómico realizado en el barrio, detalles que se muestran en el anexo 5.

6.1.1. PARÁMETROS DE DISEÑO

- **Periodo de diseño**

El periodo de diseño debe adoptarse en función a los componentes del sistema y las características de la población, según lo indica la tabla 37.

Tabla 37: Periodo de diseño (años)

| Componentes del sistema | Población menor a 20000 habitantes | Población mayor a 20000 habitantes |
|--------------------------------|---|---|
| Interceptores y emisarios | 20 | 30 |
| Plantas de tratamiento | 15 a 20 | 20 a 30 |
| Estaciones de bombeo | 20 | 30 |
| Colectores | 20 | 30 |
| Equipamiento | | |
| Equipos eléctricos | 5 a 10 | 5 a 10 |
| Equipos de combustión interna | 5 | 5 |

Fuente NB 688 - 2007 "Diseño de sistemas de alcantarillado sanitario y pluvial"

El periodo de diseño podra ser mayor o menor a los valores especificados en la tabla, siempre que el proyectista justifique.

| | | |
|-------------------|----|---------|
| Periodo de diseño | t= | 20 años |
|-------------------|----|---------|

El periodo de diseño se adoptó en base a la población de la ciudad de Tarija que es mayor a 20000 habitantes, ya que el barrio Jesús de Nazareth pertenece a la misma.

- **Población del Proyecto**

Para la estimación de la población de proyecto se deben considerar los siguientes aspectos:

- Población Inicial

Población inicial, referida al número de habitantes dentro del área de proyecto que debe determinarse mediante un censo de población y/o estudio socioeconómico.

Tabla 38: población actual del proyecto

| POBLACION DEL PROYECTO | 2021 | 2022 | 2023 | 2024 | 2025 | 2026 | 2027 | 2028 | 2029 |
|------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| NUMERO DE HABITANTES | 1.325 | 1.352 | 1.379 | 1.406 | 1.434 | 1.462 | 1.491 | 1.520 | 1.550 |
| NUMERO DE FAMILIAS | 265 | 270 | 276 | 281 | 287 | 292 | 298 | 304 | 310 |
| NUMERO DE VIVIENDAS | 265 | 270 | 276 | 281 | 287 | 292 | 298 | 304 | 310 |

Fuente: Proyecto “Construcción sistema de alcantarillado sanitario y cámara séptica Barrio Jesús de Nazareth – Ciudad de Tarija”

- Cálculo de la población Futura

Es el número de habitantes servidos por el proyecto para el periodo de diseño, el cual debe ser establecido con base en la población inicial.

Tabla 39: Métodos para el cálculo de la población futura

| Métodos recomendados para el cálculo de la población futura | | |
|---|--|--|
| Método | Fórmula | Observaciones |
| Aritmético | $P_f = P_o \left(1 + \frac{i * t}{100} \right)$ | donde: P _f Población, futura en hab. P _o Población, inicial en hab. i Índice de crecimiento poblacional anual, en porcentaje t Número de años <i>de estudio</i> o periodo de diseño, en años |
| Geométrico | $P_f = P_o \left(1 + \frac{i}{100} \right)^t$ | |
| Exponencial | $P_f = P_o * e^{\left(\frac{i*t}{100}\right)}$ | |

Fuente pag. 43 NB 688 - 2007 "Diseño de sistemas de alcantarillado sanitario y pluvial

Tabla 40: Aplicación de métodos de cálculo para la estimación de la población futura

| Método | Población (hab) | | | |
|-------------|-----------------|-----------------|--------------------|----------|
| | Hasta 2000 | De 2001 a 10000 | De 100001 a 100000 | > 100000 |
| Aritmético | X | X | | |
| Geométrico | X | X | X | X |
| Exponencial | | X(2) | X(1) | X |

Fuente pág. 44 NB 688 - 2007 "Diseño de sistemas de alcantarillado sanitario y pluvial

Método adoptado para el cálculo de la Población futura: método Exponencial.

$$P_f = P_o * e^{\left(\frac{i*t}{100}\right)} = 2727 \text{ hab}$$

$$i_{1992,2001} = 3,77$$

$$i_{2012} = 2.6$$

| | | | |
|-------|--|------|------|
| P_0 | Población inicial | 1387 | Hab |
| i | Índice de crecimiento poblacional (prom) | 3,38 | % |
| t | Número de años <i>de estudio</i> o periodo de diseño | 20 | años |

- **Cálculo de Dotaciones:**

Para el caso de sistemas nuevos de alcantarillado sanitario, la dotación media diaria de agua debe ser obtenida sobre la base de la población y zona geográfica dada, según lo especificado en la tabla 39.

Tabla 41: Dotación media (L/Hab/d)

| Zona | Población (hab) | | | | | |
|---------------|-----------------|----------------|------------------|-------------------|---------------------|---------------|
| | Hasta 500 | De 501 a 2 000 | De 2 001 a 5 000 | De 5 001 a 20 000 | De 20 001 a 100 000 | Más a 100 000 |
| Del Altiplano | 30 a 50 | 30 a 70 | 50 a 80 | 80 a 100 | 100 a 150 | 150 a 200 |
| De los Valles | 50 a 70 | 50 a 90 | 70 a 100 | 100 a 140 | 150 a 200 | 200 a 250 |
| De los Llanos | 70 a 90 | 70 a 110 | 90 a 120 | 120 a 180 | 200 a 250 | 250 a 350 |
| NOTAS | (1) | | | (2) | | |

Fuente: Norma Boliviana NB 689

(1) Justificar a través de un estudio social

(2) Justificar a través de un estudio socio - económico

Fuente pág. 45 NB 688 - 2007 "Diseño de sistemas de alcantarillado sanitario y pluvial

Dotación media diaria adoptada: 164,96 l/hab/d

Fuente: Cosaalt R.L.

- **Cálculo de la Dotación futura**

La dotación futura se debe estimar con un incremento anual entre el 0,5% y el 2% de la dotación media diaria, aplicando la formula del método geométrico:

$$D_f = D_o \left(1 + \frac{d}{100} \right)^t$$

Donde:

D_f : Dotación futura, en l/Hab/d

D_o : Dotación inicial, en l/Hab/d 164,96

d : variación anual de la dotación, en porcentaje 0,5

t : Número de años de estudio, en años 20

$$D_f = 182,26 \text{ l/Hab/d}$$

o **Coefficiente de retorno C**

Se debe utilizar valores entre el 60% al 80% de la dotación de agua potable.

Para el presente proyecto de grado se utilizará $C = 0.8$

- **Caudal medio diario Doméstico**

$$Q_{MD} = \frac{C * P * Dot}{86400}$$

| | |
|--|--------|
| Q_{MD} : Caudal medio diario doméstico, en l/s | |
| C: Coeficiente de retorno, adimensional | 0,8 |
| P: Población futura, en hab. | 2727 |
| Dot: Dotación de agua per cápita, en l/Hab/d | 182,26 |

$$Q_{MD} = 4.60 \text{ l/s}$$

○ **Coeficiente de punta (M)**

El coeficiente de punta "M" es la relación entre el caudal máximo horario y el caudal medio diario.

El coeficiente de punta debe ser obtenido mediante las siguientes ecuaciones:

○ **Coeficiente de Harmon**: $M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P}} = 3,704$

Donde:

M: coeficiente de Harmon adimensional

P: Población, en miles de habitantes 1,387

Su alcance está recomendado en un rango: $2 \leq M \leq 3,8$

○ **Coeficiente de Babbitt**: $M = \frac{5}{P^{0.20}} = 4,683$

Donde:

P: Población en miles 1,387

○ **Coeficiente de Flores**: $M = \frac{3,5}{P^{0.10}} = 1,698$

P: número total de habitantes

○ **Coeficiente de Pöpel**

En la siguiente tabla se presenta los coeficientes de Pöpel, en función al tamaño de la población.

Tabla 42: Valores del coeficiente de Pöpel

| Población en miles | Coeficiente M |
|---------------------------|----------------------|
| Menor a 5 | 2,40 a 2,00 |
| 5 a 10 | 2,00 a 1,85 |
| 10 a 50 | 1,85 a 1,60 |
| 50 a 250 | 1,60 a 1,33 |
| Mayor a 250 | 1,33 |

Fuente pág. 49 NB 688 - 2007 "Diseño de sistemas de alcantarillado sanitario y pluvial

M= 2

- **Coeficiente de variación de caudal k_1 y k_2**

M= $k_1 * k_2$

Donde:

k_1 : Coeficiente de máximo caudal diario, es la relación entre el mayor caudal diario verificado al año y el caudal medio diario anual. El coeficiente de máximo caudal diario k_1 , varía entre 1,2 a 1,5, según las características de la población. Los valores mayores de k_1 , corresponden a poblaciones menores, donde los hábitos y costumbres de la población son menores.

k_2 : Coeficiente de máximo caudal horario, es la relación entre el mayor caudal observado en una hora del día de mayor consumo y el caudal medio del mismo día. El coeficiente de máximo caudal horario k_2 , varía según el número de habitantes, como se muestra en la tabla.

Tabla 43: Valores del coeficiente k_2

| Población (hab) | Coeficiente k_2 |
|------------------------|-------------------------------------|
| Hasta 2000 | 2,20 a 2,00 |
| De 2001 a 10000 | 2,00 a 1,80 |
| de 10001 a 100000 | 1,80 a 1,50 |
| Más de 100000 | 1,50 |

Fuente pág. 50 NB 688 - 2007 "Diseño de sistemas de alcantarillado sanitario y pluvial

$k_1=1.25$

$k_2=1.5$

M=1.875

- **Caudal máximo horario domestico (Q_{MD})**

El caudal máximo horario es la base para establecer el caudal de diseño de una red de colectores de un sistema de recolección y evacuación de aguas residuales.

$$Q_{MH} = M * Q_{MD}$$

Q_{MH} = Caudal máximo horario domestico (l/s)

M = Coeficiente de punta 1,875

Q_{MD} = Caudal medio diario domestico (l/s) 4,60

$$Q_{MH} = 8,63 \text{ l/s}$$

6.2 Tratamiento preliminar

El tratamiento preliminar constara de:

- Desbaste
- Desarenador
- Desgrasador

6.2.1 Desbaste

Constará de rejas de gruesos y rejas de finos, las cuales serán de limpieza manual.

- Rejilla gruesa

Datos:

Caudal máximo horario (m^3/s) = 0,00863 = 31,060 m^3/h

Caudal medio diario (m^3/s) = 0,00460 = 16,566 m^3/h

Velocidad de llegada (m/s) = 0,5 (para caudal mínimo $\geq 0,4$)

Espesor de la rejilla de barra gruesa t (mm) = 12 (12-25 según la guía)

Separación barras entre rejillas b (mm) = 30 entre (20-60 mm) (valor más habitual 30)

Ángulo de rejilla con respecto al piso θ ($^\circ$) = 75

Factor de forma de barra K_t = 1,79 para barras circulares

La pérdida de carga dada por la ecuación de Kirchmer

$$h_t = K_t \left(\frac{t}{b} \right)^{4/3} * \frac{v^2}{2g} * \text{sen}(\theta)$$

Donde:

h_t = perdida de carga (m)

t = espesor de la barra (mm)

b = separación entre barras (mm)

v = velocidad de llegada (m/s)

g = constante de aceleración (9,81 m/s^2)

θ = ángulo de la rejilla

$$h_t = 1,79 * \left(\frac{12}{30}\right)^{\frac{4}{3}} * \frac{0,5^2}{2 * 9,81} * \text{sen}(75) = 0,006 \text{ m}$$

- **Rejilla fina**

Datos:

Tiempo de retención asumido en el canal (s) = 7 (tiempo recomendado entre 5 a 15)

Coefficiente de mayoración en el ancho, por colmatación (C) = 1,3

Velocidad de llegada (m/s) = 0,5 (para caudal mínimo $\geq 0,4$)

Espesor de la rejilla de barra fina t (mm) = 10 (6-12 según la guía)

Separación barras entre rejillas b (mm) = 10 entre (6-12 mm) (valor más habitual 10)

Angulo de rejilla con respecto al piso θ ($^\circ$) = 75

Factor de forma de barra K_t = 1,79 para barras circulares

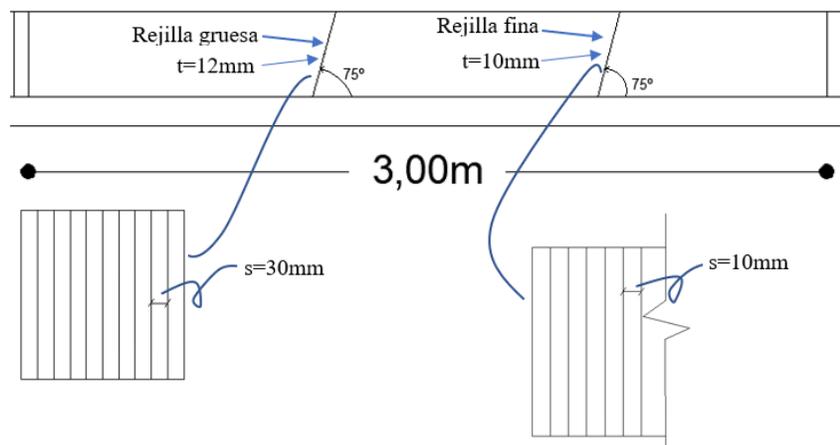
La pérdida de carga dada por la ecuación de Kirchner

$$h_t = K_t \left(\frac{t}{b}\right)^{\frac{4}{3}} * \frac{v^2}{2g} * \text{sen}(\theta)$$

$$h_t = 1,79 * \left(\frac{10}{10}\right)^{\frac{4}{3}} * \frac{0,5^2}{2 * 9,81} * \text{sen}(75) = 0,022 \text{ m}$$

Ancho del canal = 0,30 m

Longitud del canal = 3 m



6.2.2 Desarenador

- Condiciones de diseño

Velocidad horizontal (V_h) = 0,3 m/s (velocidad optima que permite que la arena de 0.1 mm. Se sedimente, Metcalf – Eddy)

Longitud del desarenador (L) = de 3 a 25 m

Base del desarenador = Base del canal de entrada = 0,3 metros

- Tirante máximo (y_{max})

$$y_{max} = \frac{Q}{V_h * B}$$

$$y_{max} = \frac{0,00863 \text{ m}^3/\text{s}}{0,3 \frac{\text{m}}{\text{s}} * 0,3 \text{ m}}$$

$$y_{max} = 0,096 \text{ m} \approx 0,10 \text{ m}$$

Asumo un borde libre mínimo de:

$$BL = 0,15 \text{ m}$$

- Longitud del desarenador (L)

Considerando un diámetro de arena a remover de 0.1 mm

Tabla 44. diámetros de arena a remover

| Diámetro (mm) | 1 | 0,5 | 0,2 | 0,1 | 0,05 | 0,01 | 0,005 |
|------------------------------|-------|------|------|------|------|-------|-------|
| Velocidad de la Arena (cm/s) | 13,94 | 7,17 | 2,28 | 0,67 | 0,17 | 0,008 | 0,002 |

Fuente: Imhoff

$$V_s = 0,67 \frac{\text{cm}}{\text{s}} = 0,0067 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$L = \frac{V_h}{V_s} * y_{max}$$

$$L = \frac{0,3 \text{ m/s}}{0,0067 \text{ m/s}} * 0,10 \text{ m}$$

$$L = 4,48 \text{ m} \approx 4,5 \text{ m}$$

La longitud debe estar entre 3 a 25 metros por lo cual cumple.

- Tiempo de retención (t)

$$t = \frac{L}{V_h}$$

$$t = \frac{4,5 \text{ m}}{0,3 \text{ m/s}}$$

$$t = 15 \text{ s}$$

El tiempo de retención debe tener un valor entre 15 a 90 segundos por lo que se adopta una longitud mayor

L= 5 m

$$t = \frac{L}{V_h}$$

$$t = \frac{5 \text{ m}}{0,3 \text{ m/s}}$$

$$t = 16,67 \text{ s}$$

- Relación Largo/altura

$$\frac{L}{h} = \frac{5 \text{ m}}{0,25 \text{ m}} = 20$$

La relación entre el largo y altura debe tener los valores entre 20 a 25, por lo tanto cumple.

- Canal colector de arena

L= 5 metros

Asumo:

Ancho de canal de arena (b)= 0,30 m

Profundidad de canal de arena (h) = 0,25 m

- ✓ Volumen de canal de arena.

$$V = b * L * h$$

$$V = 0,30 \text{ m} * 5 \text{ m} * 0,25 \text{ m}$$

$$V = 0,375 \text{ m}^3$$

- ✓ Volumen producido de arena.

Valor de producción de arena (6 l/100 m³) (CEDEX)=0.00006m³/m³

$$\text{Volumen} \left(\frac{m^3}{d} \right) = 565,49 \frac{m^3}{d} * 0,00006 = 0,034 m^3 \text{ de arena}$$

- ✓ Número de días en que se llena el canal.

$$N^{\circ} \text{ de días} = \frac{\text{Vol. canal de arena}}{\text{Vol. produccion de arena}}$$

$$N^{\circ} \text{ de días} = \frac{0,375 m^3}{0,034 m^3}$$

$$N^{\circ} \text{ de días} = 11,03 d$$

- ✓ Transición de entrada

Ancho de desarenador = 0,3 metros como se debe construir 2 desarenadores en paralelo y el espesor de pared es de 0,15 metros se tiene un ancho total de 0,75 metros.

Entrada

$$L_{\text{transicion}} = \frac{B - b}{2 * \tan(12^{\circ}30')}$$

$$L_{\text{transicion}} = \frac{0,75 m - 0,3 m}{2 * \tan(12^{\circ}30')}$$

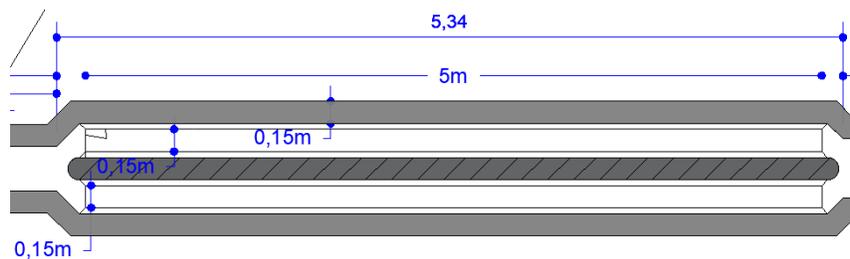
$$L_{\text{transicion}} = 1,01 \approx 1 m$$

Salida

$$L_{\text{transicion}} = \frac{B - b}{2 * \tan(12^{\circ}30')}$$

$$L_{\text{transicion}} = \frac{0,75 m - 0,403 m}{2 * \tan(12^{\circ}30')}$$

$$L_{\text{transicion}} = 0,78 \approx 0,8 m$$



- **Diseño del canal Parshall**

Se tiene la siguiente relación:

$$2w = b_c$$

$$w = \frac{0,3 \text{ m}}{2} = 0,15 \text{ m} \approx 6 \text{ pulg}$$

Donde:

w= ancho de la garganta del canal Parshall

bc= ancho del canal del desarenador

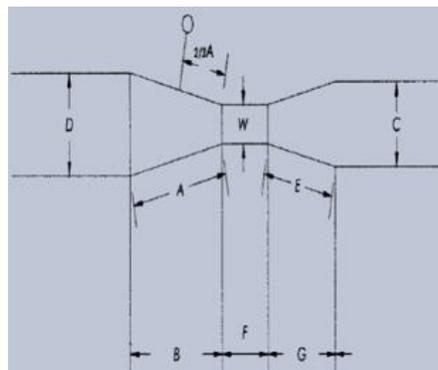
Ha= Tirante de agua del desarenador

Para un ancho de garganta w= 6" se obtiene:

TABLA 45. DIMENSIONES DEL CANAL PARSHALL

| | W | A | B | C | D | E | F | G | K | N |
|----|------|------|----|------|------|----|------|----|-----|------|
| | cm | cm | cm | cm | cm | cm | cm | cm | cm | cm |
| 6" | 15,2 | 62,1 | 61 | 39,4 | 40,3 | 61 | 30,5 | 61 | 7,6 | 11,4 |

FUENTE: AZEVEDO NETTO 1998



$$K = 0,381$$

$$n = 1,58$$

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

$$Q = 0,381 * (7,5 \text{ cm})^{1,58}$$

$$Q = 9,19 \frac{L}{s}$$

6.2.3 Desgrasador

Para:

$$\text{Base} = 0,6 \text{ m}$$

$$H \text{ orificio} = 0,06 \text{ m}$$

$$C_d = 0,7$$

$$Q = 0,00863 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = C_d * A * \sqrt{2gh}$$

$$h = \left(\frac{Q}{Cd * A * \sqrt{2gh}} \right)^2$$

$$A = 0,4 \text{ m} * 0,06 \text{ m} = 0,024 \text{ m}^2$$

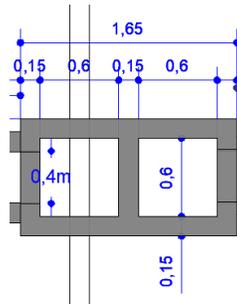
$$h = \left(\frac{Q}{Cd * A * \sqrt{2g}} \right)^2$$

$$h = \left(\frac{0,00863 \text{ m}^3/\text{s}}{0,7 * 0,024 \text{ m}^2 * \sqrt{2 * 9,81}} \right)^2$$

$$\Delta h = 0,013 \text{ m}$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0,00863 \text{ m}^3/\text{s}}{0,024 \text{ m}^2} = 0,36 \text{ m/s}$$

Velocidad recomendable = 0,25 m/s



Vertedero de pared gruesa

$$Q = 1,7 * b * h^{\frac{3}{2}}$$

Si:

$$B = 0,4 \text{ m}$$

$$Q = 0,00863 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$h = 0,05 \text{ m}$$

• Diseño del canal principal

$$Q = \frac{1}{n} * R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}} * A$$

n = 0,013 Hormigón Simple

Canal principal

Caudal (Q) = 0,00863 m³/s

Pendiente = 0,0005 m/m

Base = 0,4 m

Tirante de agua (y) = 0,08

6.3 Diseño del Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente (RAFA)

Se aconseja que las aguas residuales a tratar en los RAFA presenten una concentración mínima de DQO de 250 mg/L; una concentración máxima de 500 mg/L de sólidos en suspensión totales y que cuenten con una presencia lo menor posible de fibras y arenas. También, para evitar la disminución de la actividad metanogénica, debido a la competencia por el sustrato necesario para sintetizar CH₄ o H₂S, se recomienda que la relación DQO/SO₄²⁻ en las aguas residuales a tratar sea inferior a 7.

El diseño de la línea de tratamiento se hará en base a la Guía Técnica para la Selección y Diseño de Líneas de Tratamiento de Aguas Residuales y se usará como apoyo el manual de dimensionamiento y diseño de plantas depuradoras anaeróbicas UASB, desarrollado por AquaLimpia Beratende Ingenieure.

Datos:

El caudal de diseño a partir del tratamiento principal es el caudal medio diario

$$Q_{med\ diario} = 4,600 \frac{l}{s} = 16,57 m^3/h$$

$$Q_{min} = 2,30 \frac{l}{s} = 8,283 m^3/h$$

$$Q_{max} = 8,63 \frac{l}{s} = 31,06 m^3/h$$

Los parámetros que se usaran para el diseño de la línea de tratamiento seleccionada son:

La temperatura, DBO₅ y DQO, estos datos son los valores salientes del pretratamiento.

T(°C) =24,3

Demanda Química de Oxígeno DQO (mg/l) =468,79

Demanda Bioquímica de Oxígeno DBO (mg/l) =232,08

✓ Tiempo de Retención Hidráulica

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

TRH: tiempo de retención hidráulica (h)

V: volumen del reactor (m³)

Q: caudal de aguas a tratar (m³/h)

Debe establecerse un tiempo de retención hidráulica suficiente para garantizar el correcto tratamiento de las aguas. Este tiempo esta influenciado por la temperatura del agua y por el

régimen hidráulico (caudales medio y máximo) bajo el que opere el reactor, de acuerdo a la tabla 46.

Tabla 46. TRH en función de la temperatura media del agua en el mes más frío y del régimen hidráulico.

| Parámetros | Caudal medio (m ³ /h) | Caudal máximo (m ³ /h) |
|------------------|----------------------------------|-----------------------------------|
| Temperatura (°C) | 15-18 | |
| TRH (h) | ≥ 10,0 | ≥ 7,0 |
| Temperatura (°C) | 18-22 | |
| TRH (h) | ≥ 8,0 | ≥ 5,5 |
| Temperatura (°C) | 22-25 | |
| TRH (h) | ≥ 7,0 | ≥ 4,5 |
| Temperatura (°C) | >25 | |
| TRH (h) | ≥ 6,0 | ≥ 4,0 |

Fuente: MMAyA. Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales, Módulo 2.

De acuerdo a la temperatura del agua residual el TRH adoptado será 9 h.

- ✓ Determinación del volumen del reactor

$$V = Q * TRH$$

Q: Caudal de Diseño

TRH: Tiempo de Retención Hidráulica

$$V = 16,57m^3/h * 9h = 149,09 m^3$$

- ✓ Determinación del área de la sección transversal del reactor

Altura útil del Reactor H (m) = 5 (debe estar entre 4 y 6 metros)

Borde Libre (m) = 0,5

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

S: área de la sección transversal del reactor en (m²)

h: altura útil del reactor

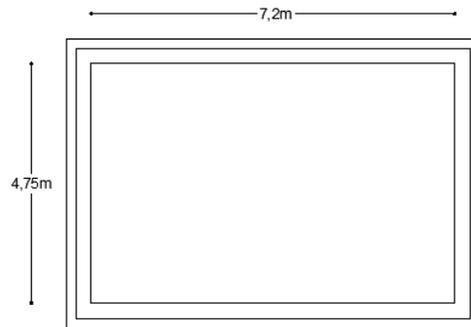
$$A = \frac{149,09 m^3}{5m} = 29,82m^2$$

- ✓ Ancho del reactor

$$a = 4,75m$$

- ✓ Longitud del reactor

$$L = 7,20m$$



- ✓ Velocidad ascensional en el reactor

$$V_{asc} = \frac{Q}{A} = \frac{16,57 \text{ m}^3/h}{29,82 \text{ m}^2} = 0,56 \text{ m/h}$$

- ✓ La Carga volumétrica viene dada por la siguiente expresión:

$$C_v = \frac{Q * C_a}{V}$$

C_v : carga volumétrica (kg DQO/m³/d)

C_a : concentración en DQO de las aguas a tratar (g DQO/m³)

$$C_v = \frac{\frac{16,57 \text{ m}^3}{h} * \frac{493,46 \text{ mg}}{l} * \frac{1 \text{ kg}}{1000000 \text{ mg}} * \frac{1000 \text{ l}}{1 \text{ m}^3} * \frac{24 \text{ h}}{d}}{149,09 \text{ m}^3} = 1,316 \text{ kg/m}^3/d$$

- ✓ Verificación del TRH definitivamente adoptado

$$TRH = \frac{V}{Q} = \frac{149,09 \text{ m}^3/h}{16,57 \text{ m}^3} = 9 \text{ h}$$

- ✓ Determinación del número de tubos necesarios para la distribución de la alimentación.

El número de tubos necesarios, para una distribución homogénea de la alimentación en el interior del reactor, se determina haciendo uso de la siguiente expresión:

$$N_d = \frac{S}{A_i}$$

Donde:

N_d : número de tubos para la distribución de la alimentación (adimensional).

A_i : área de influencia de cada tubo distribuidor (m^2). Habitualmente se emplean valores de 1,5-3,0 m^2 .

$$N_d = \frac{29,82 \text{ m}^2}{2,5 \text{ m}^2} = 11,93$$

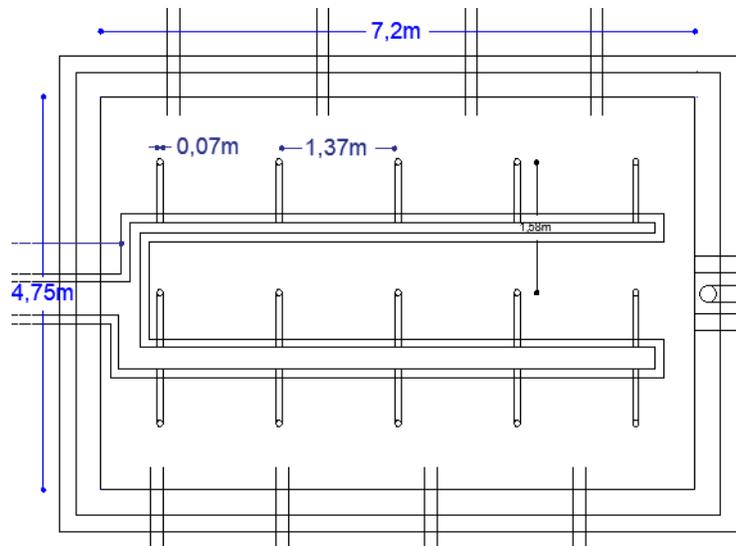
Número de tubos distribuidores en el largo del reactor: 5

Número de tubos distribuidores en el ancho del reactor: 3

Número total de tubos distribuidores: 15

Área de influencia de cada tubo (recalculado)

$$A_d = \frac{\text{Largo del UASB} \cdot \text{Ancho del UASB}}{N^\circ \text{ de tubos en el largo} \cdot N^\circ \text{ de tubos en el ancho}} = \frac{7,20 \cdot 4,75}{5 \cdot 3} = 2,28 \text{ m}^2$$



Diámetro del tubo distribuidor: 75 mm = 0,075 m

✓ Cálculo de la eficiencia DQO

$$DQO(\%) = 100 * (1 - 0,68 * TRH^{-0,35})$$

$$DQO(\%) = 100 * (1 - 0,68 * 9 \text{ horas}^{-0,35})$$

$$DQO(\%) = 68,48$$

$$DQO_{salida} = (1 - 0,6848) * 468,79 \text{ mg/l}$$

$$\mathbf{DQO_{salida} = 147,76 \text{ mg/l}}$$

✓ Cálculo de la Eficiencia DBO

$$DBO(\%) = 100 * (1 - 0,7 * TRH^{-0,5})$$

$$DBO(\%) = 100 * (1 - 0,7 * 9 \text{ horas}^{-0,5})$$

$$DBO(\%) = 76,67$$

$$DBO_{salida} = (1 - 0,7667) * 232,08 \text{ mg/l}$$

$$\mathbf{DBO_{salida} = 54,14 \text{ mg/l}}$$

$$SST = 102 * TRH^{-0,24}$$

$$SST = 102 * 9^{-0,24}$$

$$\mathbf{SST = 60,2}$$

$$\mathbf{SST_{salida} = (1 - 0,602) * 399,6 = 159,04 \text{ mg/l}}$$

✓ Estimación de la producción de biogás

La producción del biogás se la realiza a partir de la carga de DQO afluente al digestor y que es convertible en gas metano. De manera simplificada se puede hacer el cálculo de la cantidad de DQO que se convierte en metano en base a la siguiente ecuación:

$$DQO_{CH_4} = Q (C_a - C_e) - Y_{obs} * Q * C_a$$

En donde:

DQO_{CH4}= carga de DQO convertida en gas metano (kgDQO_{CH4}/d)

Q= caudal medio de las aguas a tratar (m³/d)

Ca = concentración DQO en afluente (kgDQO/m³)

Ce= concentración DQO en efluente (kgDQO/m³)

Y_{obs}= coeficiente de producción de solidos en el reactor, en términos de DQO (0,11-0,23 kgDQO_{lodo}/kgDQO_{aplicado})

$$DQO_{CH_4} = 409,70 \text{ m}^3/\text{d} * (0,493 \text{ kg/m}^3 - 0,155 \text{ kg/m}^3) - 0,20 * 409,70 * 0,493$$

$$\mathbf{DQO_{CH_4} = 98,02 \text{ kgDQO}_{CH_4}/\text{d}}$$

La masa de metano (kgDQO_{CH4}/d) se convierten en volumen producido (m³CH₄/d) haciendo uso de la ecuación:

$$Q_{CH_4} = \frac{DQO_{CH_4}}{K(t)}$$

Donde:

Q_{CH_4} : producción volumétrica de metano (m^3/d)

$K(t)$: factor de corrección para la temperatura de operación del reactor ($kgDQO/m^3$), que se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$K(t) = \frac{P * K_{DQO}}{R * (273 + T)}$$

Donde:

P: presión atmosférica (atm)

K_{DQO} : DQO correspondiente a un mol de metano (64 g DQO/mol)

R: constante de los gases (0,082 atm.L/mol. °K)

T: temperatura de operación del reactor (°C)

$$K(t) = \frac{0,79 * 64}{0,082 * (273 + 24,3)} = 2,07 \text{ kgDQO}/m^3$$

$$Q_{CH_4} = \frac{98,02}{2,07} = 47,30 \text{ m}^3/d$$

Para pasar la cantidad de metano generada a biogás debe tenerse en cuenta, que cuando se tratan de aguas residuales domesticas vía anaerobia, el porcentaje de metano en este biogás es del orden 70-80%.

Porcentaje de Metano en el biogás (asumido)= 75%

$$Q_{biogas} = \frac{Q_{CH_4}}{\%de \text{ metano}} = \frac{47,30}{0,75} = 63,06m^3/d$$

Número de colectores de gases: 2

Largo del reactor: 7,20 m

Ancho del reactor: 4,75 m

Ancho útil para el desfogue de gases (m): 0,25

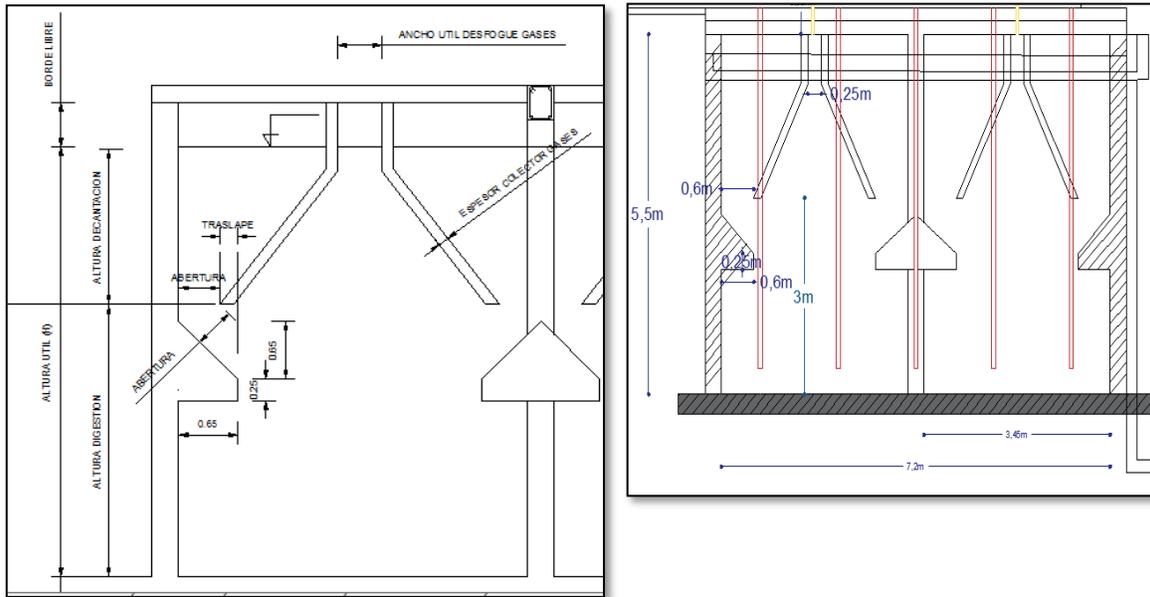
Ancho de abertura simple del compartimiento de digestión a decantación (m): 0,60

Espesor de la pared del colector de gases (m): 0,12

Altura definida del compartimiento de decantación (m): 2

Ancho del colector de gas incluido campana GLS, desfogue, y 2 aberturas para el compartimiento de decantación o clarificación (m): largo del reactor/número de colectores=3,60 m.

Altura de compartimiento de digestión: altura útil del reactor-altura de compartimiento de digestión= 5-2=3 m



✓ Tasa de liberación de biogás

La Tasa de liberación de biogás se calcula por medio de la siguiente expresión:

$$T_{lbg} = \frac{Q_{gas}}{A}$$

Donde:

T_{lbg} : tasa de liberación de biogás ($m^3/m^2 \cdot h$) deben estar en el orden 1 y 5 ($m^3/m^2 \cdot h$)

Q_{gas} : producción de biogás (m^3/h)

A: área de interface GLS (m^2)

$$A = 0,20 \cdot 2 \cdot 4,75 = 1,90 m^2$$

$$T_{lbg} = \frac{63,06}{1,90} = 1,38 m^3 / m^2 \cdot h \text{ (cumple)}$$

Número de aberturas simples= $2 \cdot 2 = 4$

Área total de las aberturas entre colectores de gas= $4 \cdot 0,70 \cdot 4,75 = 11,40 m^2$

Velocidad de paso por las aberturas (m/h) = $17,07 / 11,40 = 1,5 m/h$

Ancho de desfogue y espesor de campana del colector=0,15+2*0,12=0,39 m ≈0,40m

Ancho del colector= 3,6-0,44= 3,16m

Área total de decantadores=3,16*2*4,75= 30,02m²

Tiempo de retención Hidráulico en el decantador=1,94 h (debe estar entre 1,5-2 horas)

6.4. Tratamiento secundario

Dimensionamiento del filtro percolador de baja carga

Datos:

Caudal medio diario Q=16,57 m³/h

Caudal máximo horario Q_{max}=31,06m³/h

Carga volumétrica C_v= 0,2 kgDBO₅/m³/d (los filtros de carga baja operan con cargas volumétricas < 0,4 kg DBO₅/m³/d.

Carga volumétrica para nitrificación C_{NTK}= 0,10 kgNTK/m³/d (recomendado por la guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales en base a la norma ATV-DVWK-A 281E)

Altura del biofiltro h=2,5 m para rellenos con material granular de 2-3 m.

Catp= concentración de DBO₅ de las aguas afluentes al biofiltro percolador= 0,054 kg DBO₅/m³

- ✓ Volumen del material de soporte para la eliminación de la materia carbonada (m³)

$$V_{sc} = \frac{Q * Catp}{Cv} = \frac{397,44 * 0,054}{0,2} = 107,31m^3$$

- ✓ Volumen del material de soporte para la nitrificación (m³)

$$V_{sn} = \frac{Q * Catp}{C_{NTK}} = \frac{4,60l/s * 0,0107kg/l}{0,1} = 0,50m^3$$

- ✓ Volumen total

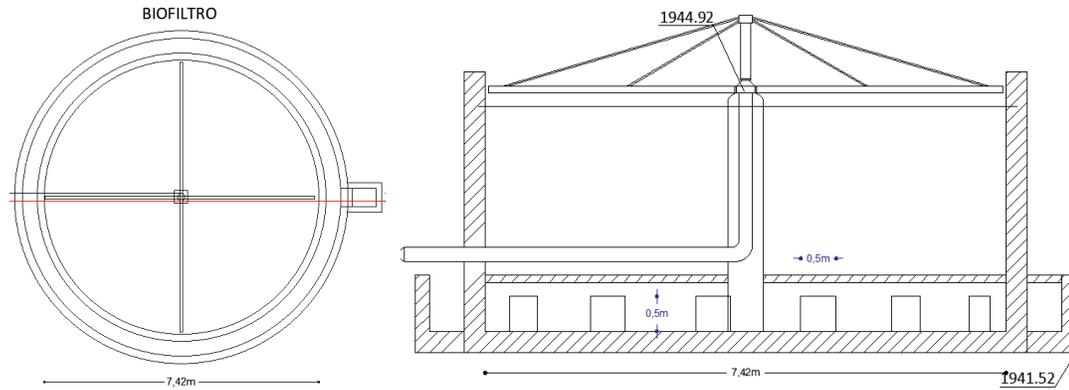
$$V_{TS} = V_{sc} + V_{sn} = 107,31+0,50=113,78 m^3$$

- ✓ Area del Filtro Percolador

$$A = \frac{V}{h} = \frac{113,78}{2,5} = 43,24m^2$$

- ✓ Diámetro

$$D = \sqrt{\frac{4 * A}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 * 43,24}{3,1416}} = 7,42m$$



- ✓ Carga hidráulica máxima

$$C_{hQmax} = \frac{Q_{max}(1 + T_r)}{S}$$

$T_r=0$ para percoladores de baja carga y concentración de $DBO_5 < 150$ mg/l

$S=A$

$$C_{hQmax} = \frac{31,06}{46,91} = 0,68 \text{ m/h}$$

- ✓ Carga hidráulica media

$$C_{hQmed} = \frac{Q_{med}(1 + T_r)}{S} = \frac{16,57}{45,51} = 0,36 \text{ m/h}$$

- ✓ Cálculo de fuerza de lavado

Número de brazos rotatorios de distribución de agua $a= 4$

Número de rotaciones por hora $n= 20$

$$F_L = \frac{C_{hQmed} * 1000}{a * n} = \frac{0,36 * 1000}{4 * 20} = 4,55 \text{ mm cumple (debe estar entre 4-8mm)}$$

6.5. Dimensionamiento del sedimentador secundario

Datos:

$Q_{max} = 31,06 \text{ m}^3/\text{h}$

$TRH = 3 \text{ h}$ (se aconsejan $\geq 2\text{h}$)

Carga Hidráulica $C_{hQmax} = 0,8 \text{ m/h}$ (se aconsejan valores de carga hidráulica a caudal máximo $\leq 1\text{m/h}$)

Cálculos:

$$\text{Área} = \frac{Q_{max}}{C_{hQ_{max}}} = \frac{31,06}{0,8} = 38,83 \text{ m}^2$$

$$\text{Volumen} = Q_{max} * TRH = 31,06 * 3 = 93,18 \text{ m}^3$$

$$\text{Altura} = \frac{\text{Volumen}}{\text{Área}} = \frac{93,18}{38,83} = 2,40 \text{ m}$$

$$\text{Diámetro} = \sqrt{\frac{4 * \text{Área}}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 * 38,83}{\pi}} = 7,03 \text{ m}$$

$$\text{Perímetro} = \pi * \text{Diámetro} = \pi * 7,03 = 22,09 \text{ m}$$

$$\text{Caudal sobre el vertedero } Q_v = \frac{Q_{max}}{\text{Perímetro}} = \frac{31,06}{22,09} = 1,43 \text{ m}^3/\text{m}/\text{h}$$

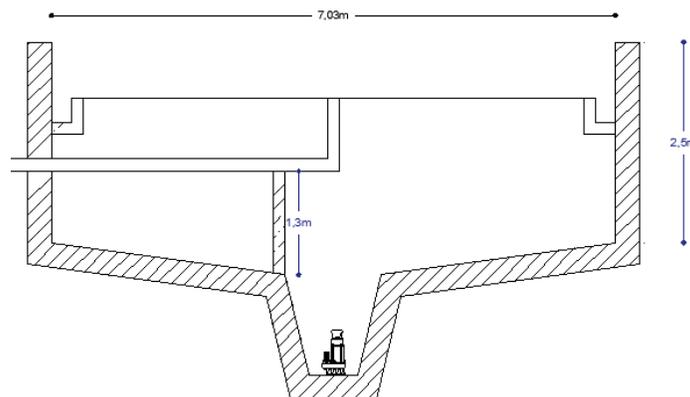


Tabla 47: Rendimientos medios de una instalación de Filtro percolador y características del efluente final

| Parámetro | % Reducción |
|-----------------------|-------------|
| Solidos en suspensión | 85-95 |
| DBO ₅ | 85-95 |
| DQO | 80-90 |
| P | 10-35 |
| N | 30-35 |

Fuente: MARM, 2010

SS_{salida} = 20 mg/l

DBO_{5 salida} = 20 mg/l

DQO_{salida} = 90 mg/l

6.6. Lecho de secado de lodos

Datos:

Volumen del reactor= 149,09 m³

Coefficiente de producción de sólidos en el sistema en términos de SST (Y)=0.018
(normalmente entre 0.10 a 0.20 para aguas domésticas)

Máxima concentración de lodo (kg/m³) =80 (normalmente entre 20 y 80 para aguas domésticas)

Productividad de lechos de secado (kgSST/m²*d) =1 normalmente entre 1 a 1.5

Número mínimo de celdas= 3

Porcentaje de seguridad en el área (%) =50

Porcentaje de lodos que debe descargarse a una celda por vez (%) = 25

Cálculos:

DQO_{apl}(kgDQO/d) = C*Qmed-diario

C=carga orgánica en (kg DQO/m³)

DQO_{apl}(kgDQO/d) = 0,493*409,07=202,17 kgDQO/d

Peso de lodo producido por el UASB (kgSST/d) P_{lodo}= Y*DQO_{apl}= 0,18*202,07=36,39

Área mínima m²= $\frac{P_{lodo}}{\text{Productividad de lechos de secado}} = \frac{36,39}{1} = 36,39$

Área de lecho= %de seguridad*área mínima= 36,39*50%=14.77m²

Área total del lecho= área mínima + área de lecho=44.32≈45m²

Producción entre descarga (d) a cada celda=10

Producción diaria de lodos= 36,39 d

Máxima concentración de lodo (kg/m³) =80

Volumen por descarga= $\frac{10*29.55}{80} = 3.69\text{m}^3$

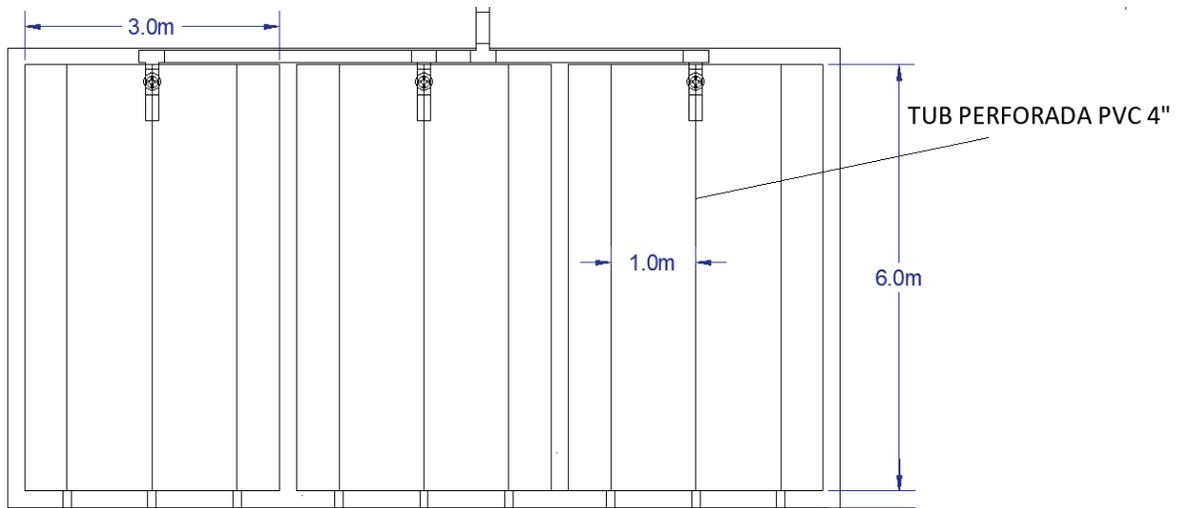
Porcentaje de masa de lodo=25%*3.69=0.92 m³

Número de celdas=3

Ancho de la celda= 3m

Largo de la celda= 6m

Área = 54m²



6.7. Eficiencias de remoción

- **Pretratamiento**

Tabla 48: Grado de tratamiento obtenido mediante diversas operaciones y procesos unitarios empleados en el tratamiento primario y secundario del agua residual

| Unidades de tratamiento | Rendimiento de eliminación del constituyente, porcentaje | | | | | |
|---|--|------------------|-------------------|----------------|--------------------|---------------------|
| | DBO | DQO | SS | P ^b | N-Org ^c | NH ₃ - N |
| Rejas de barras | nulo | nulo | nulo | nulo | nulo | nulo |
| Desarenadores | 0-5 ^d | 0-5 ^d | 0-10 ^d | nulo | nulo | nulo |
| Sedimentación primaria | 30-40 | 30-40 | 50-65 | 10-20 | 10-20 | 0 |
| Fangos activados (proceso convencional) | 80-95 | 80-85 | 80-90 | 10-25 | 15-50 | 8-15 |
| Filtros percoladores | | | | | | |
| Alta carga, medio pétreo | 65-80 | 60-80 | 60-85 | 8-12 | 15-50 | 8-15 |
| Carga muy alta, medio sintético | 65-85 | 65-85 | 65-85 | 8-12 | 15-50 | 8-15 |
| Biodiscos (RBCs) | 80-85 | 80-85 | 80-85 | 10-25 | 15-50 | 8-15 |
| Cloración | nulo | nulo | nulo | nulo | nulo | nulo |

^a Adaptado parcialmente de la bibliografía [10, 14].

^b Fósforo total.

^c N-Org = Nitrógeno orgánico.

^d Los límites superiores se corresponden con el caso en que no se lava la arena.

Fuente: Metcalf y Eddy, 1995

Asumiendo un rendimiento del 5% tanto en DBO y DQO, y 10% en SS tenemos:

$$DQO_{salida} = (1 - 0,05) * 493,46 = \mathbf{468,79 \text{ mg/l}}$$

$$DBO_{salida} = (1 - 0,05) * 244,29 = \mathbf{232,08 \text{ mg/l}}$$

$$SS_{salida} = (1 - 0,1) * 444 = \mathbf{399,6 \text{ mg/l}}$$

En el pretratamiento no se remueve Nitrógeno ni Fosforo.

- **Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente**

- ✓ Cálculo de la eficiencia DQO

$$DQO(\%) = 100 * (1 - 0,68 * TRH^{-0,35})$$
$$DQO(\%) = 100 * (1 - 0,68 * 9 \text{ horas}^{-0,35})$$
$$DQO(\%) = 68,48$$
$$DQO_{salida} = (1 - 0,6848) * 468,79 \text{ mg/l}$$
$$DQO_{salida} = \mathbf{147,76 \text{ mg/l}}$$

- ✓ Cálculo de la Eficiencia DBO

$$DBO(\%) = 100 * (1 - 0,7 * TRH^{-0,5})$$
$$DBO(\%) = 100 * (1 - 0,7 * 9 \text{ horas}^{-0,5})$$
$$DBO(\%) = 76,67$$
$$DBO_{salida} = (1 - 0,7667) * 232,08 \text{ mg/l}$$
$$DBO_{salida} = \mathbf{54,14 \text{ mg/l}}$$
$$SST = 102 * TRH^{-0,24}$$
$$SST = 102 * 9^{-0,24}$$
$$SST = \mathbf{60,2}$$
$$SST_{salida} = (1 - 0,602) * 399,6 = \mathbf{159,04 \text{ mg/l}}$$

- **Filtro Percolador**

$$DQO_{salida} = (1 - 0,80) * 147,76 = \mathbf{29,55 \text{ mg/l}}$$
$$DBO_{salida} = (1 - 0,85) * 54,14 = \mathbf{8,12 \text{ mg/l}}$$
$$SS_{salida} = (1 - 0,85) * 159,04 = \mathbf{23,86 \text{ mg/l}}$$
$$P_{salida} = (1 - 0,10) * 2,21 = \mathbf{1,99 \text{ mg/l}}$$
$$N_{salida} = (1 - 0,30) * 13,97 = \mathbf{9,779 \text{ mg/l}}$$

- **Sedimentador secundario**

$$DQO_{salida} = (1 - 0,80) * 29,55 = \mathbf{5,91 \text{ mg/l}}$$
$$DBO_{salida} = (1 - 0,85) * 8,12 = \mathbf{1,22 \text{ mg/l}}$$
$$SS_{salida} = (1 - 0,85) * 23,86 = \mathbf{3,58 \text{ mg/l}}$$

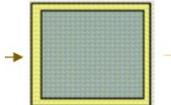
$$P_{\text{salida}} = (1-0,10) * 1,99 = 1,79 \text{ mg/l}$$

$$N_{\text{salida}} = (1-0,30) * 9,78 = 6,84 \text{ mg/l}$$

- **En la PTAR**

En el siguiente diagrama se muestra la cantidad que entra y sale de DBO₅, DQO, SS, P, N en cada uno de los componentes.

Tabla 49: Diagrama de eficiencias

| COMPONENTE EN LA PTAR | GRÁFICO | PARÁMETRO | UNIDAD | ENTRADA | SALIDA | EFIC. DE REMOCIÓN (%) |
|-----------------------|---|-----------|--------|---------|--------|-----------------------|
| Pretratamiento |  | DBO | mg/l | 244,29 | 232,08 | 5 |
| | | DQO | mg/l | 493,46 | 468,79 | 5 |
| | | SS | mg/l | 444 | 399,6 | 10 |
| | | P | mg/l | 2,21 | 2,21 | 0 |
| | | N | mg/l | 13,97 | 13,97 | 0 |
| RAFA |  | DBO | mg/l | 232,08 | 54,14 | 76,67 |
| | | DQO | mg/l | 468,79 | 147,76 | 68,48 |
| | | SS | mg/l | 399,6 | 159,04 | 60,2 |
| | | P | mg/l | 2,21 | 2,21 | 0 |
| | | N | mg/l | 13,97 | 13,97 | 0 |
| F. Percolador |  | DBO | mg/l | 54,14 | 8,121 | 85 |
| | | DQO | mg/l | 147,76 | 29,552 | 80 |
| | | SS | mg/l | 159,04 | 23,856 | 85 |
| | | P | mg/l | 2,21 | 1,989 | 10 |
| | | N | mg/l | 13,97 | 9,779 | 30 |
| Sed. Secundario |  | DBO | mg/l | 8,121 | 1,22 | 85 |
| | | DQO | mg/l | 29,552 | 5,91 | 80 |
| | | SS | mg/l | 23,856 | 3,58 | 85 |
| | | P | mg/l | 1,989 | 1,79 | 10 |
| | | N | mg/l | 9,779 | 6,84 | 30 |

Fuente: elaboración propia.

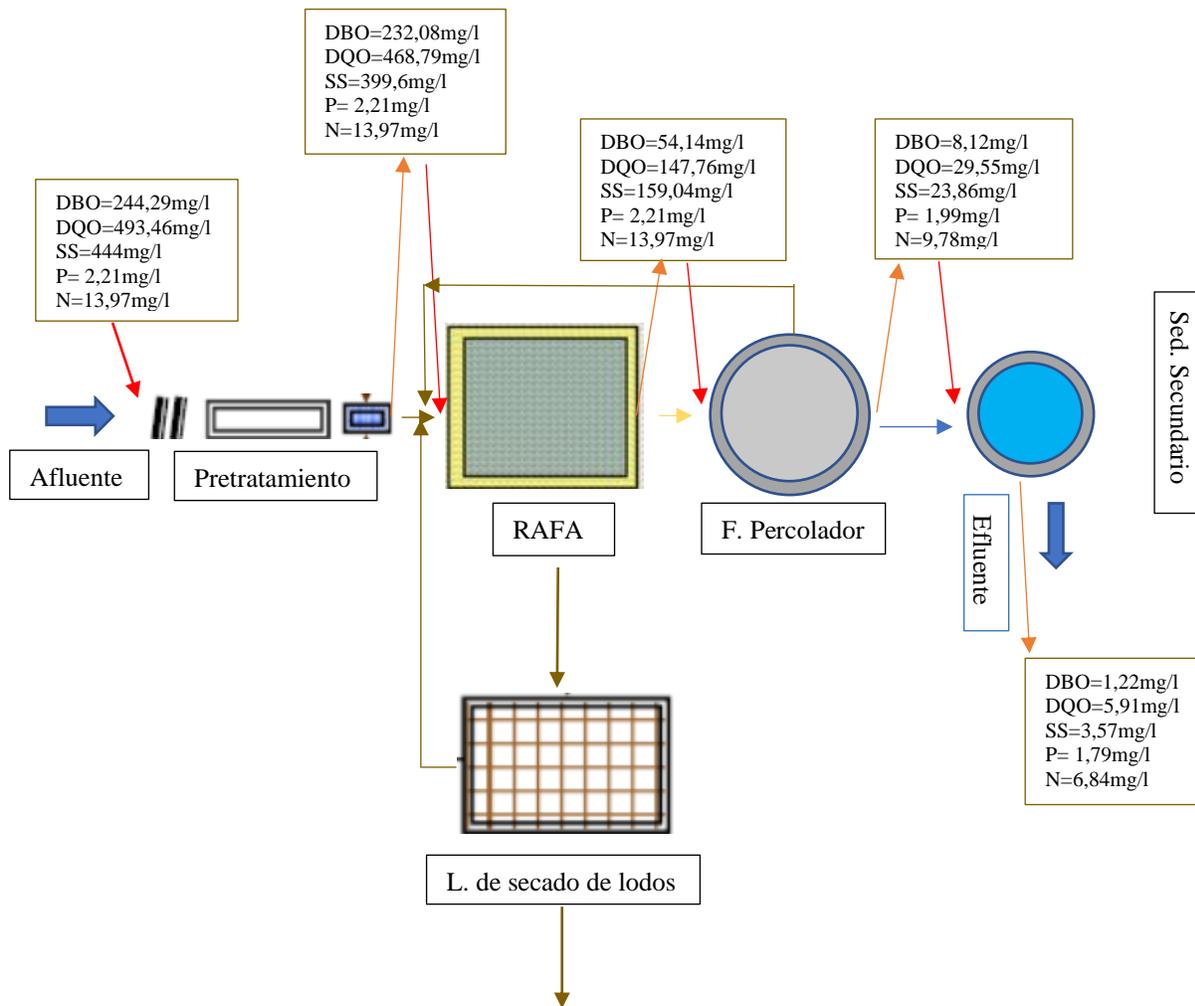


Figura 34: diagrama de masas por componente

Fuente: Elaboración propia.

CAPÍTULO VII

OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DE LA PTAR

7.1. Operación y mantenimiento

La operación y mantenimiento (O y M) contempla los recursos necesarios para llevar adelante un eficiente funcionamiento de la planta, realizando controles en las diferentes etapas del proceso a fin de identificar posibles desvíos que puedan impactar en un vuelco con parámetros fuera de los rangos permitidos. Además, la realización constante de mantenimientos permitirá evitar fallas mayores que obliguen a salidas de operación de algunas unidades, así como controlar el ciclo de vida de las instalaciones, cambiando la estrategia de reparar cuando se produzcan fallas por anticipar la ocurrencia de las mismas. Por último, cabe destacar que los conceptos de calidad de vuelco del efluente se encuentran intrínsecamente relacionados con el mantenimiento y buen funcionamiento del proceso. Dentro de los gastos de operación y mantenimiento se contempla los recursos físicos y humanos necesarios además de insumos y suministros.

| Suministro | Costo (bs) |
|-------------------------------------|-------------|
| Costo medio de la energía eléctrica | 1,00 Bs/kWh |

| Recurso humano | Costo (bs/mes) |
|-------------------------|----------------|
| Técnico electromecánico | 6000 |

| EQUIPOS DE PROTECCIÓN PERSONAL Y SEGURIDAD | | |
|--|------------|--|
| MATERIAL | COSTO (bs) | |
| Casco | 70 |  |
| Gafas de seguridad | 35 |  |

| | | |
|-------------------------------------|-----|--|
| Mascarilla desechable de un filtro | 35 |  |
| Tapones premoldeados para los oídos | 8 |  |
| Tipo copa u orejeras | 60 |  |
| Guantes de lana con engomado | 10 |  |
| Guantes de plástico desechables | 10 |  |
| Botines con punta de acero | 250 |  |

| | | |
|-----------------|-----|--|
| Botas plasticas | 120 |  |
| Overol | 100 |  |
| Extinguidor | 350 |  |

7.2. Operación de la PTAR

➤ Pretratamiento

En esta etapa se realizarán las siguientes operaciones de mantenimiento:

○ Desbaste



La limpieza de las rejillas manuales se efectuará por rastrillado, depositándose los residuos que se extraigan en los cestillos perforados dispuestos al efecto,

con objeto de conseguir su escurrido antes de su recogida en un contenedor, para su posterior envío a relleno sanitario.

La periodicidad de la limpieza de las rejillas de desbaste será, al menos, la misma que la de las visitas a la estación de tratamiento, para evitar la aparición de olores desagradables. La frecuencia mínima, para las PTAR de menor tamaño, será semanal.

Especial atención se debe prestar a la limpieza de las rejillas manuales de desbaste en períodos de lluvias, incrementando entonces la frecuencia de limpieza, dado que en esos momentos es mucho mayor el volumen y la heterogeneidad de los sólidos que se retienen en las mismas.

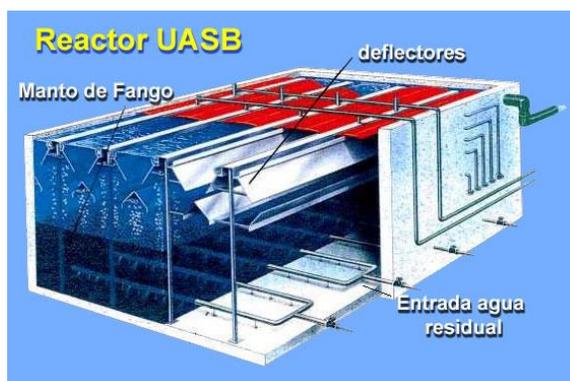
○ **Desarenado**



- Quincenalmente se comprobará el correcto funcionamiento y estanqueidad de las compuertas ubicadas en los canales desarenadores, que permiten derivar el caudal de aguas residuales hacia el canal que se encuentre en operación.
- Las labores de retirada de las arenas vendrán condicionadas por los dispositivos con los que cuenten.
- Las arenas depositadas en el fondo de los canales, que no cuenten con sistema de limpieza, se retirarán manualmente al menos una vez por semana, para evitar su compactación y para minimizar la generación de olores desagradables. Para ello se dejará fuera de servicio el canal a limpiar (poniendo en funcionamiento otro canal paralelo), y se retirarán las arenas con el auxilio de una pala (o herramienta similar), un recipiente para el depósito provisional de las arenas antes de su envío a contenedor y el uso de la vestimenta adecuada (guantes, botas, gafas, etc.).

- En los desarenadores de velocidad variable, antes de proceder a la retirada de las arenas depositadas, es aconsejable “cepillarlas” en los momentos en que circulen caudales suficientes de agua, al objeto de resuspender la materia orgánica retenida en las arenas, que será arrastrada por las aguas.
- En ocasiones, las arenas extraídas se depositan en lechos de secado, similares a los que se emplean para la deshidratación de los lodos.
- **Desengrasado**
- Las grasas y flotantes que se acumulen en la superficie de los desengrasadores estáticos se retirarán cuando se observe la formación de una capa consistente en su superficie, al objeto de minimizar la extracción de agua. Para la extracción de las grasas y flotantes se hará uso de un recoge hojas de piscina.
- Cuando se observe un excesivo burbujeo en la superficie de los desengrasadores estáticos, será necesario proceder a la extracción de los lodos acumulados en su fondo. Estos lodos se enviarán a la etapa de tratamiento primario, cuando la PTAR cuente con ella, o, en su caso, se mezclarán con los lodos purgados en la etapa de decantación secundaria.

➤ **Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA)**



Se indican a continuación las principales labores de operación y mantenimiento de los RAFA, comenzando con unas recomendaciones sobre su puesta en marcha.

- La puesta en marcha de este tipo de reactores constituye una etapa crucial, en la que debe alimentarse al RAFA con un caudal controlado de aguas residuales inferior al de diseño, con un control estricto del pH, del contenido de ácidos grasos volátiles, del crecimiento de la biomasa (medido en términos de sólidos en suspensión volátiles), de las características de la sedimentabilidad del manto de lodos medida (a través del

Índice Volumétrico de Lodos (IVL)), de la Actividad Metanogénica Específica (AME), de la producción de biogás, etc.

- Durante la fase de puesta en marcha también debe controlarse la carga orgánica por unidad de biomasa en el reactor.

Se recomienda que durante la fase de arranque de los RAFA se opere con valores de 0,05-0,15 kg DQO/kg SSV/d. Esta carga se irá aumentando progresivamente hasta alcanzar los 0,4 kg DQO/kg SSV/d.

- Diariamente se procederá a la medición de los caudales de alimentación al reactor y de la cantidad producida de biogás. En el caso de que las aguas a tratar lleguen por bombeo, será necesario monitorizar las horas de funcionamiento de la/s bomba/s de impulsión o, en el caso de que cuenten con variador de frecuencia, el caudal totalizado diario. El caudal de alimentación al RAFA permite determinar si este opera bajo las condiciones seleccionadas en su dimensionamiento (TRH, velocidad ascensional), mientras que el caudal de biogás generado diariamente permite comprobar el buen desarrollo de los procesos anaerobios que tienen lugar en su interior.
- Semanalmente se procederá a la medición de los sólidos totales presentes en los lodos muestreados en el punto más alto del compartimento de digestión, que deberán estar por debajo del 0,5% (5 g/L) (Chernicharo et al., 2018b). En caso contrario se procederá a la extracción de los lodos en exceso, teniendo en cuenta que nunca se extraerá más del 25% de la masa de sólidos volátiles del reactor.
- Semanalmente se procederá a la comprobación del correcto funcionamiento de los tubos de alimentación, procediendo a su desobstrucción en caso necesario.
- Semanalmente se procederá a la limpieza de las estructuras de ingreso al reactor de las aguas a tratar (cajas de distribución y vertederos).
- Semanalmente se procederá a la eliminación de natas en el interior del separador trifásico, haciendo uso del dispositivo descrito en el apartado de características constructivas.
- Semanalmente se controlará el correcto funcionamiento del sistema de recogida de efluentes tratados (vertederos, tubos perforados sumergidos).

- Semanalmente se procederá a eliminar la capa de materias flotantes de la superficie de la zona de sedimentación. En ocasiones, las características constructivas de los RAFA hacen que esta extracción sea dificultosa.
- Semanalmente se procederá a la limpieza de las canaletas de recolección de las aguas tratadas.
- En lo referente a las labores de operación y mantenimiento enfocadas a la prevención de la emisión de olores gases, estas incluyen:
 - En la etapa de pretratamiento: la eliminación y disposición final adecuada y frecuente de los residuos generados.
 - En los propios RAFA: la eliminación frecuente de las natas acumuladas, la realización de pruebas de estanqueidad en las cámaras de biogás y en los sedimentadores y el manejo adecuado de las tapas de inspección en las cámaras de biogás y en los sedimentadores.
- En todas las operaciones de operación y mantenimiento se respetarán escrupulosamente las medidas de seguridad e higiene establecidas.

➤ **Filtros Percoladores**

- Fundamentalmente, las labores de operación de los Filtros Percoladores se orientan a mantener los valores de carga hidráulica y de fuerza de lavado, que se hayan asumido en su dimensionamiento.

Diariamente se comprobará:

- El correcto funcionamiento del sistema de distribución del agua residual sobre el material de soporte, verificando que sale agua por todas las boquillas y que la distribución se realiza de tal forma que se asegura un mojado homogéneo de toda la superficie del material de soporte.
- Que el agua percola bien a través del filtro y que no existe ninguna obstrucción, que se pondría de manifiesto por la aparición de zonas encharcadas en la superficie del material de soporte.
- El funcionamiento de los bombeos (de alimentación y de recirculación) y que los caudales bombeados son los adecuados de acuerdo a la estrategia de operación seleccionada.

- Quincenalmente se debe proceder al ajuste de la horizontalidad de los brazos del sistema de distribución de la alimentación. Para ello, se comprueba con la ayuda de un nivel, la altura en varios puntos de cada uno de los brazos, ajustándose su horizontalidad actuando sobre los tensores del sistema de distribución. Todos los brazos deben ajustarse al mismo plano horizontal.
- Mensualmente debe procederse al ajuste de la verticalidad del eje central. Para ello, con la ayuda de un nivel se comprobará la altura del extremo de uno de los brazos de distribución a lo largo de una vuelta completa y se corregirá la horizontalidad con los grados de libertad del codo silleta.
- Especial cuidado debe prestarse al posible secado del material de soporte, lo que conducirá a la destrucción del biofilm y a una bajada drástica de los rendimientos de depuración. Esto es especialmente crítico en el caso de los materiales de soporte de naturaleza plástica, en los que no se recomienda que se dejen sin aporte de agua durante más de dos horas seguidas. En el caso de recurrir al empleo de piedras como material de soporte, se dispone de un mayor margen de maniobra, si bien este margen viene condicionado por el tipo de piedra que se emplee.

➤ **Lecho de Secado de Lodos**

- Las labores de operación y mantenimiento de los Lechos de Secado para la deshidratación son simples, si bien requieren de una considerable mano de obra.
- Los Lechos de Secado se alimentarán de forma que la capa de lodos a secar presente espesores de 25-30 cm, pudiéndose aumentar hasta un máximo de 50 cm en el caso en que el contenido en materia seca de los lodos sea mayor al 3%. Espesores mayores dificultan el secado de las zonas más profundas de la capa de lodos.
- Una vez se tengan los lodos secos, la extracción de los mismos se lleva a cabo, normalmente de forma manual, vertiendo el lodo seco, con la ayuda de palas, en carretillas que los conducen fuera de los lechos, para ser almacenados o cargados en un camión.
- Con cada retirada de lodos secos también se elimina algo de arena de la capa drenante, al quedar adherida a los lodos, lo que obliga, cada cierto tiempo, a reponer parte de la arena para recuperar su espesor inicial.

- Los lixiviados, que presentan un fuerte carácter contaminante, deben enviarse a la Línea de Agua de la PTAR, para su tratamiento.
- En los procesos de descarga discontinua de lodos, siempre que sea posible (climatología y disponibilidad de personal), se recomienda descargar el lodo en pequeños lotes. Por ejemplo, para el caso de un Tanque Imhoff cuya frecuencia de descarga de lodos sea de 3 meses, se recomienda realizar tres descargas de lodo de un tercio de la cantidad total de lodos a extraer cada mes, en lugar de descargar todo el lodo cada tres meses. De este modo, la edad del lodo presente en el tanque será mayor y más homogénea, lo que repercutirá favorablemente en la estabilidad del proceso.

CAPÍTULO VIII

PRESUPUESTO DE LA OBRA CIVIL DE LA PTAR

En este capítulo se detallará el presupuesto general de la obra, el análisis de los precios unitarios y cálculos métricos se muestra más a detalle en los anexos.

8.1. Presupuesto general

Tabla 50: Presupuesto General

| Nº | Descripción | Und. | Cantidad | Unitario | Parcial (Bs) |
|----|---|----------------|----------|----------|-----------------|
| > | M01 - OBRAS PRELIMINARES | | | | 9.797,33 |
| 1 | LETRERO OBRAS (SEGÚN DISEÑO) | pza | 1,00 | 1.339,37 | 1.339,37 |
| 2 | INSTALACIÓN DE FAENAS | m ² | 12,00 | 704,83 | 8.457,96 |
| > | M02 - CANAL DE LLEGADA DESDE EL EMISARIO | | | | 1.800,33 |
| 3 | REPLANTEO DE ESTRUCTURAS Y EDIFICACIONES | m ² | 0,38 | 4,58 | 1,74 |
| 4 | EXCAVACIÓN MANUAL TERRENO COMÚN 0-2 M | m ³ | 0,38 | 53,41 | 20,30 |
| 5 | BASE DE HORMIGÓN POBRE | m ³ | 0,02 | 755,12 | 15,10 |
| 6 | HORMIGÓN SIMPLE (1:2:3) | m ³ | 0,11 | 1.053,44 | 115,88 |
| 7 | REVOQUE INTERIOR IMPERMEABLE | m ² | 0,60 | 107,84 | 64,70 |
| 8 | REVOQUE EXTERIOR MORTERO DE CEMENTO (1:5) | m ² | 0,68 | 81,22 | 55,23 |
| 9 | PROV. Y COLOC. DE COMPUERTA METALICA | m ² | 1,00 | 1.527,38 | 1.527,38 |
| > | M03 - CANAL DE APROXIMACIÓN AL DESARENADOR - CRIBADO | | | | 1.103,54 |
| 10 | REPLANTEO DE ESTRUCTURAS Y EDIFICACIONES | m ² | 1,69 | 4,58 | 7,74 |
| 11 | EXCAVACIÓN MANUAL TERRENO COMÚN 0-2 M | m ³ | 1,69 | 53,41 | 90,26 |
| 12 | BASE DE HORMIGÓN POBRE | m ³ | 0,08 | 755,12 | 60,41 |
| 13 | HORMIGÓN SIMPLE (1:2:3) | m ³ | 0,42 | 1.053,44 | 442,44 |
| 14 | REVOQUE INTERIOR IMPERMEABLE | m ² | 2,25 | 107,84 | 242,64 |
| 15 | REVOQUE EXTERIOR MORTERO DE CEMENTO (1:5) | m ² | 2,53 | 81,22 | 205,49 |
| 16 | PROV. COLOC. REJILLA ACERO | m ² | 0,21 | 259,81 | 54,56 |
| > | M04 - DESARENADOR | | | | 3.448,84 |
| 17 | REPLANTEO DE ESTRUCTURAS Y EDIFICACIONES | m ² | 4,86 | 4,58 | 22,26 |
| 18 | EXCAVACIÓN MANUAL TERRENO COMÚN 0-2 M | m ³ | 4,86 | 53,41 | 259,57 |
| 19 | BASE DE HORMIGÓN POBRE | m ³ | 0,24 | 755,12 | 181,23 |
| 20 | HORMIGÓN SIMPLE (1:2:3) | m ³ | 1,59 | 1.053,44 | 1.674,97 |
| 21 | REVOQUE INTERIOR IMPERMEABLE | m ² | 7,93 | 107,84 | 855,17 |
| 22 | REVOQUE EXTERIOR MORTERO DE CEMENTO (1:5) | m ² | 5,61 | 81,22 | 455,64 |
| > | M05 - CANAL DE APROXIMACIÓN AL PARSHALL | | | | 1.160,28 |
| 23 | REPLANTEO DE ESTRUCTURAS Y EDIFICACIONES | m ² | 1,79 | 4,58 | 8,20 |
| 24 | EXCAVACIÓN MANUAL TERRENO COMÚN 0-2 M | m ³ | 1,79 | 53,41 | 95,60 |
| 25 | BASE DE HORMIGÓN POBRE | m ³ | 0,09 | 755,12 | 67,96 |
| 26 | HORMIGÓN SIMPLE (1:2:3) | m ³ | 0,50 | 1.053,44 | 526,72 |
| 27 | REVOQUE INTERIOR IMPERMEABLE | m ² | 2,55 | 107,84 | 274,99 |
| 28 | REVOQUE EXTERIOR MORTERO DE CEMENTO (1:5) | m ² | 2,30 | 81,22 | 186,81 |

| | | | | | |
|----|--|----------------|--------|-----------|-------------------|
| > | M06 - PARSHALL | | | | 24.569,90 |
| 29 | REPLANTEO DE ESTRUCTURAS Y EDIFICACIONES | m ² | 0,84 | 4,58 | 3,85 |
| 30 | EXCAVACIÓN MANUAL TERRENO COMÚN 0-2 M | m ³ | 0,93 | 53,41 | 49,67 |
| 31 | BASE DE HORMIGÓN POBRE | m ³ | 0,08 | 755,12 | 60,41 |
| 32 | HORMIGÓN SIMPLE (1:2:3) | m ³ | 0,11 | 1.053,44 | 115,88 |
| 33 | REVOQUE INTERIOR IMPERMEABLE | m ² | 1,45 | 107,84 | 156,37 |
| 34 | REVOQUE EXTERIOR MORTERO DE CEMENTO (1:5) | m ² | 1,37 | 81,22 | 111,27 |
| 35 | CAUDALIMETRO PARA PARSHALL | pza | 1,00 | 24.072,45 | 24.072,45 |
| > | M07 - CANAL DE APROXIMACIÓN AL SEDIMENTADOR | | | | 411,07 |
| 36 | REPLANTEO DE ESTRUCTURAS Y EDIFICACIONES | m ² | 0,69 | 4,58 | 3,16 |
| 37 | EXCAVACIÓN MANUAL TERRENO COMÚN 0-2 M | m ³ | 0,69 | 53,41 | 36,85 |
| 38 | BASE DE HORMIGÓN POBRE | m ³ | 0,03 | 755,12 | 22,65 |
| 39 | HORMIGÓN SIMPLE (1:2:3) | m ³ | 0,16 | 1.053,44 | 168,55 |
| 40 | REVOQUE INTERIOR IMPERMEABLE | m ² | 0,99 | 107,84 | 106,76 |
| 41 | REVOQUE EXTERIOR MORTERO DE CEMENTO (1:5) | m ² | 0,90 | 81,22 | 73,10 |
| > | M08 - SEDIMENTADOR | | | | 2.065,98 |
| 42 | REPLANTEO DE ESTRUCTURAS Y EDIFICACIONES | m ² | 1,49 | 4,58 | 6,82 |
| 43 | EXCAVACIÓN MANUAL TERRENO COMÚN 0-2 M | m ³ | 1,63 | 53,41 | 87,06 |
| 44 | BASE DE HORMIGÓN POBRE | m ³ | 0,07 | 755,12 | 52,86 |
| 45 | HORMIGÓN SIMPLE (1:2:3) | m ³ | 0,93 | 1.053,44 | 979,70 |
| 46 | HORMIGÓN ARMADO | m ³ | 0,08 | 2.671,81 | 213,74 |
| 47 | REVOQUE INTERIOR IMPERMEABLE | m ² | 5,45 | 107,84 | 587,73 |
| 48 | REVOQUE EXTERIOR MORTERO DE CEMENTO (1:5) | m ² | 1,70 | 81,22 | 138,07 |
| > | M09 - CANALES DISTRIBUIDORES EN EL RAFA | | | | 11.667,78 |
| 49 | REPLANTEO DE ESTRUCTURAS Y EDIFICACIONES | m ² | 2,43 | 4,58 | 11,13 |
| 50 | EXCAVACIÓN MANUAL TERRENO COMÚN 0-2 M | m ³ | 2,10 | 53,41 | 112,16 |
| 51 | BASE DE HORMIGÓN POBRE | m ³ | 0,02 | 755,12 | 15,10 |
| 52 | HORMIGÓN SIMPLE | M3 | 0,59 | 2.463,07 | 1.453,21 |
| 53 | HORMIGÓN ARMADO | m ³ | 1,44 | 2.671,81 | 3.847,41 |
| 54 | REVOQUE INTERIOR IMPERMEABLE | m ² | 13,07 | 107,84 | 1.409,47 |
| 55 | REVOQUE EXTERIOR MORTERO DE CEMENTO (1:5) | m ² | 13,99 | 81,22 | 1.136,27 |
| 56 | COMPUERTAS DE MADERA DE QUINA | m ² | 4,79 | 768,90 | 3.683,03 |
| > | M10 - DIGESTOR RAFA | | | | 521.402,76 |
| 57 | REPLANTEO DE ESTRUCTURAS Y EDIFICACIONES | m ² | 45,51 | 4,58 | 208,44 |
| 58 | EXCAVACIÓN CON EQUIPO P/CONST. TANQUES | m ³ | 656,83 | 29,91 | 19.645,79 |
| 59 | BASE DE HORMIGÓN POBRE | m ³ | 2,28 | 755,12 | 1.721,67 |
| 60 | HORMIGÓN ARMADO H-25 | m ³ | 89,34 | 3.485,17 | 311.365,09 |
| 61 | OBRAS COMPLEMENTARIAS HORMIGÓN ARMADO | m ³ | 1,66 | 2.671,81 | 4.435,20 |
| 62 | REVOQUE INTERIOR IMPERMEABLE | m ² | 337,15 | 107,84 | 36.358,26 |
| 63 | REVOQUE EXTERIOR MORTERO DE CEMENTO (1:5) | m ² | 140,19 | 81,22 | 11.386,23 |
| 64 | PROV. Y COLOCACIÓN DE TUBERIA PVC 4" E40 | m | 136,95 | 122,13 | 16.725,70 |
| 65 | PROV. Y COLOCACIÓN DE TUBERIA FG 2" (Recolección d | m | 8,75 | 116,18 | 1.016,58 |
| 66 | PROV. COLOCACIÓN DE QUEMADOR DE GAS | pza | 1,00 | 16.078,35 | 16.078,35 |
| 67 | SOPORTES DE FONDO PARA TUB. PVC ESQ. 40 D=4" | pza | 15,00 | 74,82 | 1.122,30 |
| 68 | PROV. Y COLOCACIÓN DE TUBERIA FFD 150mm (con brida | m | 150,46 | 253,65 | 38.164,18 |
| 69 | VALVULA TIPO CORTINA DE FFD D=6" | pza | 8,00 | 4.862,66 | 38.901,28 |
| 70 | ACCESORIOS | glb | 1,00 | 24.273,69 | 24.273,69 |

| | | | | | |
|-----|--|----------------|--------|------------|-------------------|
| > | M11 - FILTRO PERCOLADOR | | | | 380.347,19 |
| 71 | REPLANTEO DE ESTRUCTURAS Y EDIFICACIONES | m ² | 73,60 | 4,58 | 337,09 |
| 72 | EXCAVACIÓN CON EQUIPO P/CONST. TANQUES | m ³ | 220,80 | 29,91 | 6.604,13 |
| 73 | BASE DE HORMIGÓN POBRE | m ³ | 3,68 | 755,12 | 2.778,84 |
| 74 | HORMIGÓN ARMADO H-25 | m ³ | 54,37 | 3.485,17 | 189.488,69 |
| 75 | REVOQUE INTERIOR IMPERMEABLE | m ² | 278,60 | 107,84 | 30.044,22 |
| 76 | REVOQUE EXTERIOR MORTERO DE CEMENTO (1:5) | m ² | 150,42 | 81,22 | 12.217,11 |
| 77 | PROV. Y TENDIDO TUB. DE DESCARGA PVC D=14" | m | 9,02 | 393,26 | 3.547,21 |
| 78 | RELLENO CON PIEDRA DE 80 - 150 MM | M3 | 37,34 | 175,21 | 6.542,34 |
| 79 | RELLENO CON GRAVA DE 40 - 80 MM | M3 | 137,71 | 175,21 | 24.128,17 |
| 80 | RELLENO CON GRAVA DE 20 MM | M3 | 11,67 | 161,74 | 1.887,51 |
| 81 | PROV. Y COLOCACIÓN DEL DISTRIBUIDOR ROTATIVO C/ACC | glb | 1,00 | 102.771,88 | 102.771,88 |
| > | M12 - SEDIMENTADOR SECUNDARIO | | | | 219.337,31 |
| 82 | REPLANTEO DE ESTRUCTURAS Y EDIFICACIONES | m ² | 47,05 | 4,58 | 215,49 |
| 83 | EXCAVACIÓN CON EQUIPO P/CONST. TANQUES | m ³ | 167,96 | 29,91 | 5.023,68 |
| 84 | BASE DE HORMIGÓN POBRE | m ³ | 2,45 | 755,12 | 1.850,04 |
| 85 | HORMIGÓN ARMADO H-25 | m ³ | 44,98 | 3.485,17 | 156.762,95 |
| 86 | HORMIGÓN SIMPLE | M3 | 2,28 | 2.463,07 | 5.615,80 |
| 87 | REVOQUE INTERIOR IMPERMEABLE | m ² | 187,35 | 107,84 | 20.203,82 |
| 88 | REVOQUE EXTERIOR MORTERO DE CEMENTO (1:5) | m ² | 14,00 | 81,22 | 1.137,08 |
| 89 | PROV. Y TENDIDO TUB. DE DESCARGA PVC D=8" | m | 5,00 | 167,26 | 836,30 |
| 90 | PROV. Y TENDIDO TUB. DE DESCARGA PVC D=14" | m | 5,00 | 393,26 | 1.966,30 |
| 91 | PROV. Y COLOCACIÓN DE TUBERIA FFD 150mm (con brida | m | 37,33 | 253,65 | 9.468,75 |
| 92 | PROV. E INSTALACIÓN BOMBA SUMERGIBLE 3 HP | pza | 1,00 | 11.397,68 | 11.397,68 |
| 93 | VALVULA TIPO CORTINA DE FFD D=6" | pza | 1,00 | 3.615,27 | 3.615,27 |
| 94 | ACCESORIOS | glb | 1,00 | 1.244,15 | 1.244,15 |
| > | M13 - LECHO DE SECADO DE LODOS | | | | 179.423,41 |
| 95 | REPLANTEO DE ESTRUCTURAS Y EDIFICACIONES | m ² | 18,80 | 4,58 | 86,10 |
| 96 | EXCAVACIÓN CON EQUIPO P/CONST. TANQUES | m ³ | 168,53 | 29,91 | 5.040,73 |
| 97 | BASE DE HORMIGÓN POBRE | m ³ | 3,30 | 755,12 | 2.491,90 |
| 98 | HORMIGÓN ARMADO H-25 | m ³ | 22,79 | 3.485,17 | 79.427,02 |
| 99 | HORMIGÓN SIMPLE | M3 | 3,41 | 2.463,07 | 8.399,07 |
| 100 | REVOQUE INTERIOR IMPERMEABLE | m ² | 81,96 | 107,84 | 8.838,57 |
| 101 | REVOQUE EXTERIOR MORTERO DE CEMENTO (1:5) | m ² | 63,08 | 81,22 | 5.123,36 |
| 102 | PROV. Y COLOCACIÓN DE TUBERIA FFD 150mm (con brida | m | 31,46 | 253,65 | 7.979,83 |
| 103 | PROV. Y TENDIDO TUB. DE PVC D=4" ESQ.40 | m | 190,56 | 121,27 | 23.109,21 |
| 104 | PROV. E INSTALACIÓN BOMBA DE ACHIQUE 3 HP | pza | 1,00 | 11.397,68 | 11.397,68 |
| 105 | LADRILLOS SOBREPUESTOS | M2 | 54,00 | 67,30 | 3.634,20 |
| 106 | MEDIO FILTRANTE ARENA (0.5 - 1.5MM) | M3 | 16,20 | 147,77 | 2.393,87 |
| 107 | MEDIO FILTRANTE GRAVA (40 - 60 MM) | M3 | 21,41 | 175,21 | 3.751,25 |
| 108 | PROV. Y COLOCACIÓN VALVULA TIPO CORTINA FFD D=4" | pza | 3,00 | 4.313,80 | 12.941,40 |
| 109 | ACCESORIOS PARA LECHO DE LODOS DE SECADO | glb | 1,00 | 2.354,86 | 2.354,86 |
| 110 | CAMARA DE RECOLECCIÓN 0.60X0.60 (CARE) | pza | 3,00 | 818,12 | 2.454,36 |

| | | | | | |
|-----|--|----------------|--------|----------|---------------------|
| > | M14 - CIERRE PERIMETRAL (PLANTA DE TRAT.) | | | | 341.906,85 |
| 111 | REPLANTEO Y CONTROL TOPOGRAFICO | km | 141,80 | 1.845,73 | 261.724,51 |
| 112 | EXCAVACIÓN MANUAL TERRENO COMUN 0-2 M | m ³ | 7,02 | 53,41 | 374,94 |
| 113 | HORMIGÓN CICLOPEO 50% PD | m ³ | 7,02 | 992,38 | 6.966,51 |
| 114 | CERCO MALLA OLIMPICA C/POSTES FG=2 C/2.5 M H=2.0 M | ML | 141,80 | 438,77 | 62.217,59 |
| 115 | PROV Y COLOC DE ALAMBRE DE PUAS | m | 425,40 | 10,21 | 4.343,33 |
| 116 | PORTÓN DE MALLA OLIMPICA C/CUADRO FG=2" D/PUERTAS | pza | 1,00 | 4.967,92 | 4.967,92 |
| 117 | PUERTA DE MALLA OLIMPICA C/MARCO FG=1" B=1 H=2.0 | pza | 1,00 | 1.312,05 | 1.312,05 |
| | Total presupuesto: | | | | 1.698.442,57 |
| | Son: Un Millon(es) Seiscientos Noventa y Ocho Mil Cuatrocientos Cuarenta y Dos con 57/100 Bolivianos | | | | |

CAPÍTULO IX

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

9.1. CONCLUSIONES

- La línea de tratamiento seleccionada para este proyecto de grado es la siguiente: **Pretratamiento + RAFA + Filtros Percoladores + Sedimentación Secundaria.**
La selección de esta línea de tratamiento se lo hizo en base a los diferentes criterios especificados en la Guía Técnica para la Selección y Diseño de Líneas de Tratamiento de Aguas Residuales a los cuales se les asignó un peso mediante una matriz multicriterio de acuerdo a la importancia de cada uno asumido por la proyectista. En este caso uno de los factores más influyentes fue la disponibilidad del terreno sin dejar de lado los demás factores.
- Esta línea de tratamiento tiene buena eficiencia en cuanto a la remoción de DBO₅ y DQO como podemos observar en la siguiente tabla, parámetros muy importantes para el análisis de calidad del agua residual.

| PARAMETROS | UNIDADES | VALOR DE ENTRADA | VALOR DE SALIDA |
|-----------------------|----------|------------------|-----------------|
| Solidos en suspensión | mg/l | 444 | 3,58 |
| DBO | mg/l | 244,29 | 1,22 |
| DQO | mg/l | 493,46 | 5,91 |
| P | mg/l | 2,21 | 1,79 |
| N | mg/l | 13,97 | 6,84 |

Realizando una comparación con los valores de la clase “C” del Anexo A-1 del Reglamento en Materia de Contaminación Hídrica, ya que la cuenca del río Guadalquivir cuenta con clasificación aprobada por el MMAyA y corresponde a la clase C. Esta indica:

DBO menor a 20 mg/l

DQO menor a 40 mg/l

N menor a 12 mg/l

Se puede observar que los parámetros cumplen con lo establecido en la clase “C” asignada al cuerpo de agua receptor (rio Guadalquivir).

- La línea de tratamiento planteada en el presente proyecto de grado, económicamente en su inversión, operación y mantenimiento es más accesible llevar adelante la ejecución, garantizando de esta manera un gran beneficio social a la población beneficiaria con el proyecto.

9.2.RECOMENDACIONES

- Fomentar y concientizar a la población comenzando por la población estudiantil de la necesidad del tratamiento de las Aguas Residuales y el por qué deben ser tratadas antes de llegar a un cuerpo receptor.
- Observando los valores de DBO₅ y DQO a la salida de la planta se puede observar que cumple con lo establecido en la clase C del Anexo A-1 del Reglamento en Materia de Contaminación Hídrica de la Ley del medio ambiente 1333. Por lo que en caso de ser rehusada el agua saliente de la PTAR se recomienda que sea para riego de plantas de tallo alto, jardines y otros.
- Debido a que el Reactor Anaeróbico de Flujo Ascendente (UASB) es más recomendable para zonas cálidas y templadas debido a que la temperatura influye bastante en su eficiencia, por lo tanto, se recomienda usar un calentador para el reactor en épocas donde la temperatura es demasiado baja, la cual puede provocar que el agua residual pueda bajar su temperatura más de lo recomendado en la guía que es de 15 a 16 °C.