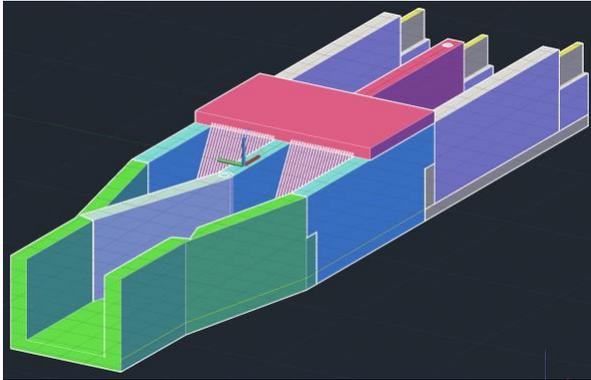


Universidad Nacional Autónoma de México
Facultad de Estudios Superiores Aragón



**HERRAMIENTAS
DIGITALES APLICADAS
EN EL TRATAMIENTO
DE AGUAS
RESIDUALES**

PROYECTO PAPIME PE109519

**OPERACIONES Y PROCESOS
UNITARIOS DE TRATAMIENTO DE
AGUAS RESIDUALES**

M. EN C. SERGIO ALFONSO MARTÍNEZ GONZÁLEZ.
M. EN C. MARJORIE MÁRQUEZ VÁZQUEZ.

Febrero 2020



Dirección General de Asuntos del Personal Académico



Introducción

Este documento tiene como objetivo proporcionar información sobre diversos procesos y operaciones unitarias que conforman un Sistema de Tratamiento de Aguas Residuales, por lo que se explican los aspectos más destacados de cada uno de ellos, así como las ecuaciones y datos utilizados para su diseño y dimensionamiento.

Toda esta información forma parte del objetivo general del Proyecto PAPIME PE109519 “Herramientas digitales aplicadas en el tratamiento de aguas residuales”, que consiste en fortalecer la metodología de enseñanza de la Ingeniería Ambiental, específicamente en el diseño y cálculo de sistemas de tratamiento de aguas residuales que contemple el uso de las TIC’s y a su vez, fomente y desarrolle las habilidades espaciales en los estudiantes.

En este sentido, la información aquí presentada se utilizó para desarrollar diversas herramientas digitales como “hojas de cálculo” y con los valores obtenidos, se pueden generar modelos 3D mediante el uso de “AutoCAD”, para que finalmente, sean impresos y se obtengan objetos que representen la realidad. De esta manera se mejoran las habilidades espaciales, ya que se incluye una visualización espacial, orientación espacial, relación espacial, rotación mental, velocidad perceptual y memoria visual, los cuales son fundamentales en la formación de los ingenieros.

Finalmente, se agradece a la Dirección de Apoyo a la Docencia de la Dirección General de Asuntos del Personal Académico (DGAPA - UNAM) por el financiamiento otorgado para el desarrollo de este proyecto, así como el pago de las becas que se hicieron a los estudiantes que participaron en la búsqueda de información y desarrollo de las hojas de cálculo, modelado 3D de equipos representativos de una planta de tratamiento de aguas residuales (mediante software especializado), así como de estudiantes que participaron sin recibir beca y de cuyos nombres se listan a continuación:

- a) Jessica Aréchiga Cruz (Búsqueda, análisis y validación de información).
- b) Joscelyn Melgar Olaya (Uso de software para Modelado 3D).
- c) Emiliano Pérez Herrera (Búsqueda, análisis y validación de información)
- d) Javier Mercado Velázquez (Diseño, construcción y puesta en operación de una aplicación para mostrar los modelos en realidad aumentada).

También se agradece la colaboración del M. en C. Jesús Hernández Cabrera, Profesor de Carrera de Tiempo Completo de Ingeniería en Computación, quien desarrolló la página web para la publicación de todos los productos obtenidos y la coordinación de las actividades relacionadas con la realidad aumentada.

Sergio Alfonso Martínez González
Marjorie Márquez Vázquez

Tratamiento de Agua Residual

El tratamiento de aguas residuales consiste en una serie de fases físicas, químicas y biológicas que tienen como fin eliminar los contaminantes presentes en el agua resultante del uso humano, generada en residencias, instituciones, locales comerciales e industrias.

El tratamiento tiene como objetivo producir agua limpia que es reutilizable en el ambiente, dependiendo del lugar donde provenga el agua de tratamiento se diseña de cierta forma, por ejemplo, debido al tipo de contaminantes presentes en el agua residual proveniente de las industrias, se necesitan actividades más especializadas a las que se pueden requerir de un agua residual doméstica.

El tratamiento de aguas residuales comienza por la separación física inicial de sólidos de gran tamaño que contiene el agua a través de un sistema de rejillas. Posteriormente, se aplica un desarenado, seguido de una sedimentación primaria que separa los sólidos suspendidos existentes en el agua residual. A continuación, sigue la conversión progresiva de la materia biológica disuelta en una masa biológica sólida usando a bacterias adecuadas. Una vez que la masa biológica es separada o removida, el agua tratada pasa por procesos adicionales como desinfección y filtración. Este efluente final puede ser descargado o reintroducidos de vuelta a un cuerpo de agua natural u otro ambiente. Como subproducto de este sistema se obtienen sólidos biológicos, los cuales deben experimentar un tratamiento y neutralización adicional antes de la descarga o reutilización apropiada como fertilizante.

Un sistema de tratamiento de aguas residuales está compuesto típicamente de las siguientes etapas:

- Tratamiento primario.
- Tratamiento secundario.
- Tratamiento terciario.

Cada una de estas etapas de tratamiento de aguas residuales está conformada por operaciones y procesos unitarios, los cuales se definen a continuación:

- Operaciones unitarias. Los métodos que se basan en fenómenos físicos.
- Procesos unitarios. Los métodos que se realizan con base en situaciones químicas y biológicas.

Ejemplos de estas operaciones y procesos unitarios más utilizados, así como la secuencia de cálculo de cada uno de ellos, son descritos en las siguientes secciones.

Operaciones Unitarias de Tratamiento de Aguas Residuales

Las operaciones unitarias son aquellas que implican tratamientos físicos a la materia prima con el objetivo de obtener los productos deseados a partir de esta. Todas estas operaciones obedecen las leyes de la conservación de la masa y la energía, así como también la cantidad de movimiento.

Estas operaciones facilitan el transporte de la materia prima (este en estado líquido, sólido o gaseoso) hacia los reactores, así como su calentamiento o enfriamiento. También favorecen la separación efectiva de un componente específico de una mezcla de productos.

En el tratamiento de aguas residuales las operaciones son métodos de tratamiento en los que predomina la acción de las fuerzas físicas. Son los primeros en ser aplicados al tratamiento de las aguas residuales ya que la mayoría de estos métodos han evolucionado directamente a partir de las primeras observaciones de la naturaleza por el hombre.

Como operaciones físicas típicas se destacan:

Desbaste

Es una operación en la que se eliminan los sólidos de mayor tamaño del agua residual. El agua se hace pasar por rejas o tamices y tiene como objetivo separar todos aquellos materiales de tamaño excesivamente grueso que además de representar por sí una forma de contaminación (sólidos en suspensión), pueden dañar u obstaculizar las fases sucesivas de tratamiento.



Figura 1. Rejas de desbaste manual. Obtenido de <http://blogdeagua.es/reja-de-desbaste/>

Desarenado

La operación de desarenado se utiliza para separar la arena, grava, etc., arrastrada en suspensión por el influente. Esta arena origina depósitos en canales y tuberías, abrasión y desgaste sobre los elementos mecánicos en movimiento y dificulta la eliminación y digestión de los lodos separados en los tanques de sedimentación, al aumentar su densidad.



Figura 2. Desarenado. Obtenido de <http://acuinge.es/default.asp?plant=44&idpro=69>

Desengrasado

El desengrasado consiste en la separación de las grasas y aceites arrastrados por el agua residual. Las grasas en las aguas residuales crean numerosos problemas en el proceso de depuración, entre los que destacan:

- Adhesión a aparatos, conductos o depósitos, dificultando la depuración.
- Obstrucción de las rejillas finas,
- Formación de una capa, en la superficie de los decantadores, que dificulta la sedimentación al atraer hacia arriba pequeñas partículas de materia orgánica.
- Dificulta la correcta aireación en la depuración de fangos activos.

Son importantes los volúmenes de grasas que se vierten en los colectores, procedentes de los garajes (desprovistos generalmente de decantadores de grasas antes de su acometida a la red de alcantarillado), de los hogares y calefacciones, de lavaderos, mataderos y de la escorrentía superficial en colectores unitarios. Las grasas han creado muchos problemas en la técnica de la depuración de aguas residuales, especialmente en los elementos y procesos siguientes:

- ✘ En rejillas finas causan obstrucciones que aumentan los gastos de conservación.
- ✘ En los decantadores forman una capa superficial que dificulta la sedimentación al atraer hacia la superficie pequeñas partículas de materia orgánica.

- ✘ En la depuración por el sistema de lodos activados dificultan la correcta aireación disminuyendo el coeficiente de transferencia al 55-70% al subir las grasas de 0 a 70 mg/l.
- ✘ Perturban el proceso de digestión de lodos.
- ✘ La DQO se incrementa en un 20 a 30%, por las grasas contenidas en los vertidos.
- ✘ Las cantidades de grasas incorporadas en las aguas residuales son muy variables, pero, para aguas urbanas, pueden considerarse unas cifras de 24 g por habitante y día, o bien el 28% de los sólidos en suspensión.

El sistema más comúnmente empleado para la eliminación de grasas consta de 2 fases:

- La emulsión de las grasas en el arenero mediante aireación, permitiendo su ascenso a la superficie, y su subsecuente retirada. La velocidad ascensional de las burbujas de grasa puede estimarse entre 3 y 4 mm/s.
- Separación de grasas residuales en las balsas de decantación, retirando éstas por medio de rasquetas superficiales.

El desarenado y el desengrasado pueden realizarse de forma separada o bien conjuntamente en un mismo depósito. Esta última alternativa presenta las siguientes ventajas:

- ✓ Las velocidades de sedimentación de las arenas y de flotación de las partículas de grasa no se modifican prácticamente por realizar el desarenado y la des emulsión de grasas en el mismo depósito. Ello es lógico si se considera la diferencia de densidades entre las partículas de arena y de grasa.



Figura 3. Desengrasado. Obtenido de <https://estruagua.com/productos/puente-desengrasador-desarenador-longitudinal-longbri/>

Homogeneización

La situación más habitual es que la entrada de agua residual a la planta depuradora sea variable en el tiempo, tanto en lo que respecta a caudal como a carga contaminante. Estas variaciones, especialmente las descargas, dificultan el correcto desarrollo de los tratamientos, ya sean de tipo fisicoquímico o biológico. Para solventar tales problemas se puede recurrir a la igualación de caudales y/o a la homogeneización de la concentración de contaminantes. Es decir, optimizar las condiciones operativas de las fases siguientes.

Entre las ventajas de un influente regularizado u homogeneizado destacan:

- ✓ Mejora general de los rendimientos de los procesos, que trabajan con caudales y cargas más homogéneas.
- ✓ En los procesos biológicos se consigue atenuar las fluctuaciones de concentración de los efluentes de los procesos, ya que se eliminan, o reducen, las cargas de choque, se diluyen las sustancias inhibitoras y se consigue estabilizar el pH.
- ✓ Se previene la entrada de altas concentraciones de tóxicos a procesos biológicos.
- ✓ En el tratamiento químico, el amortiguamiento de las cargas aplicadas mejora el control de la dosificación de los reactivos y la fiabilidad del proceso.
- ✓ Facilita el control de la instalación.
- ✓ Facilita las operaciones y programación de los trabajos de mantenimiento.
- ✓ Aumenta la vida de las instalaciones al trabajar en condiciones constantes.
- ✓ Permite optimizar el tamaño de la instalación y evitar el sobredimensionamiento de la depuradora, ya que habría que dimensionarla, por ejemplo, para los caudales máximos.
- ✓ Reducción de las superficies necesarias para la filtración del efluente, mejora de los rendimientos de los filtros y posibilidad de conseguir ciclos de lavado más uniformes.
- ✓ Se reduce el tamaño y los costos de las unidades de tratamiento ubicadas aguas abajo.



Figura 4. Tanque de homogeneización. Obtenido de

<https://www.wateractionplan.com/documents/177327/558161/Procesos+de+regulación-homogenización.pdf/47d7e07a-42fb-769b-b131-912050e0412c>

Sedimentación

Proceso por el que las partículas caen al fondo gracias a la acción de la gravedad. Pueden eliminarse hasta un 40% de los sólidos que contienen las aguas. Dicho proceso ocurre en unos tanques denominados decantadores.

Es un proceso físico de separación por gravedad que hace que una partícula más densa que el agua tenga una trayectoria descendente, depositándose en el fondo del sedimentador. Está en función de la densidad del líquido, del tamaño, del peso específico y de la morfología de las partículas. Esta operación será más eficaz cuanto mayor sea el tamaño y la densidad de las partículas a separar del agua, es decir, cuanto mayor sea su velocidad de sedimentación, siendo el principal parámetro de diseño para estos equipos. A esta operación de sedimentación se le suele denominar también decantación.

El objetivo fundamental de la decantación primaria es doble: por un lado, permite eliminar los sólidos en suspensión (en un 60%, aproximadamente) presentes en las aguas residuales y la materia orgánica (en un 30%, aproximadamente) y por otro lado, protegen los procesos posteriores de oxidación biológica de la intrusión de fangos inertes de densidad elevada.

La forma de los equipos donde llevar a cabo la sedimentación es variable, en función de las características de las partículas a sedimentar (tamaño, forma, concentración, densidad, etc.).

➤ Sedimentadores rectangulares

La velocidad de desplazamiento horizontal del agua es constante y se suelen utilizar para separar partículas densas y grandes (arenas). Suelen ser equipos poco profundos.

- Sedimentadores circulares
En ellos el flujo de agua suele ser radial desde el centro hacia el exterior, por lo que la velocidad de desplazamiento del agua disminuye al alejarnos del centro del sedimentador.
- Sedimentadores lamelares
Han surgido como alternativa a los sedimentadores poco profundos, al conseguirse una mayor área de sedimentación en el mismo espacio. Consisten en tanques de poca profundidad que contienen paquetes de placas (lamelas) o tubos inclinados respecto a la base, y por cuyo interior se hace fluir el agua de manera ascendente. En la superficie inferior se van acumulando las partículas, desplazándose de forma descendente y recogiendo en el fondo del sedimentador.

Las partículas depositadas en el fondo de los equipos (denominados lodos) se arrastran mediante rasquetas desde el fondo donde se “empujan” hacia la salida. Estos fangos, en muchas ocasiones y en la misma planta de tratamiento, se someten a distintas operaciones para reducir su volumen y darles un destino final.

Muchas tecnologías de tratamiento cuentan con un compartimiento de sedimentación primaria (asentamiento primario) como:

- La fosa séptica.
- las lagunas de estabilización.
- El reactor anaerobio de flujo ascendente.
- El tanque Imhoff.

Los sedimentadores tienen diversas funciones llegando a usarse como único medio de tratamiento de aguas residuales, aunque es más visto como tratamiento primario o secundario en un tren de tratamiento, también puede servir como tratamiento preparatorio de lodos para la fase de lodos activados.

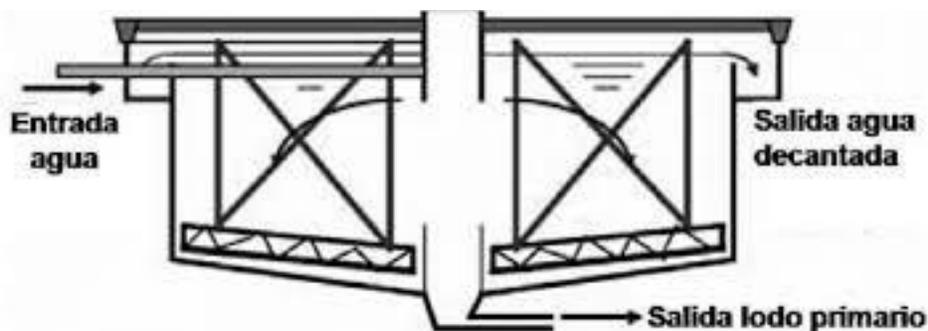


Figura 5. Esquema de un sedimentador. Obtenido de <https://www.researchgate.net/publication/261571628> Nuevos materiales y tecnologías para el tratamiento de aguas

Flotación

Consiste en la retirada de espumas, grasas y aceites ya que debido a la baja densidad que tienen se sitúan en la capa superficial del agua. También pueden eliminarse partículas de baja densidad, para lo que se inyectan burbujas de aire facilitando su ascensión. Con la flotación podrían eliminarse hasta un 75% de las partículas suspendidas. Esto ocurre en otros tanques denominados flotadores por aire disuelto.

Proceso físico fundamentado en la diferencia de densidades. La flotación permite separar la materia sólida o líquida de menor densidad que la del fluido, por ascenso de ésta hasta la superficie del fluido, ya que, en este caso, las fuerzas que tiran hacia arriba superan a la fuerza de la gravedad. Se generan pequeñas burbujas de aire que se asociarán a las partículas presentes en el agua y serán elevadas hasta la superficie, donde son arrastradas y sacadas del sistema.

En el tratamiento de aguas se utiliza aire como agente de flotación, y en función de cómo se introduzca en el líquido, se tienen dos sistemas de flotación:

➤ Flotación por aire disuelto (DAF)

En este sistema el aire se introduce en el agua residual bajo una presión de varias atmósferas. Los elementos principales de estos equipos son la bomba de presurización, el equipo de inyección de aire, el tanque de retención o saturado y la unidad de flotación propiamente dicha, donde tiene lugar la reducción brusca de la presión, por lo que el aire disuelto se libera, formando multitud de microburbujas de aire.

➤ Flotación por aire inducido

La operación es similar al caso anterior, pero la generación de burbujas se realiza a través de difusores de aire, normalmente situados en la parte inferior del equipo de flotación, o bien inducidas por rotores o agitadores. En este caso el tamaño de las burbujas inducidas es mayor que en el caso anterior.



Figura 6. Flotación por aire. Obtenido de <https://eddyump.com/es/Educación/espuma-bombas-espuma-flotación-bombeo/>

Neutralización

Consiste en la normalización del pH, es decir, ajustarlo a un valor en el rango de 6-8,5, que es típicamente el valor del agua. En el caso de aguas residuales ácidas (que contienen metales pesados) se añaden sustancias alcalinas, en caso de las aguas residuales alcalinas suele introducirse CO₂.

Filtración

La filtración es un proceso de separación de sólidos mediante un medio poroso (Zapata, 2015), tiene como objetivo principal la separación de sólidos suspendidos, removiendo partículas desde arenas hasta partículas tan pequeñas como coloides u organismos patógenos (Sutherland, 2014) presentes en el agua, este proceso y el equipo utilizado tienen tres principales objetivos, que son:

- La purificación de agua que es extraída del subsuelo y la superficie, para llegar a una calidad apta para consumo.
- Tratamientos avanzados al agua potable, para aplicaciones industriales específicas, por ejemplo, la destilación de agua, la producción de vapor o el uso de agua para refrigeración.
- El tratamiento de agua de fuentes no convencionales para aumentar la cantidad de agua disponible, estas fuentes pueden ser aguas salobres, recolección de agua de lluvia, aguas grises residenciales y el reciclaje de aguas municipales (Sutherland, 2012).

También existe la filtración rápida (FiR), donde la remoción de partículas es mayormente por acción física. El tamaño de grano del medio filtrante, usualmente arena, esta normalmente entre 0.4 – 1.5 mm, donde las partículas pueden ser removidas por filtración simple. Para conseguir una eliminación más efectiva de partículas más pequeñas, la adición de un coagulante para formar un flóculo, es usualmente necesario; pero aun así las partículas del flóculo pueden ser muy pequeñas en comparación con el tamaño de un grano de arena (Ratnayaka, *et al.*, 2009).

El fenómeno de filtración se desarrolla siguiendo alguno de los mecanismos que se mencionan a continuación o por una combinación de los mismos (Cadena, 2008):

- *Retención superficial*: Para este mecanismo, las partículas de mayor diámetro al tamaño de los poros quedan atrapadas en la superficie del filtro formando lo que se denomina “torta”.

- *Retención profunda:* Es cuando las partículas finas de menor tamaño logran atravesar la parte superficial del medio filtrante, pero son retenidas a medida que avanzan a través del mismo, ya que el diámetro se reduce, lo cual disminuye el flujo del líquido. Esto ocurre en los filtros denominados clarificadores.
- *Retención por adsorción:* Es la retención de partículas finas en el interior de los canales del medio filtrante debida a la atracción electrostática entre las moléculas que constituyen el filtro y las moléculas de las partículas mezcladas con el fluido. También sustancias disueltas en un líquido pueden ser adsorbidas dentro de los conductos de un material filtrante como consecuencia de su naturaleza eléctrica, logrando con esto su separación.

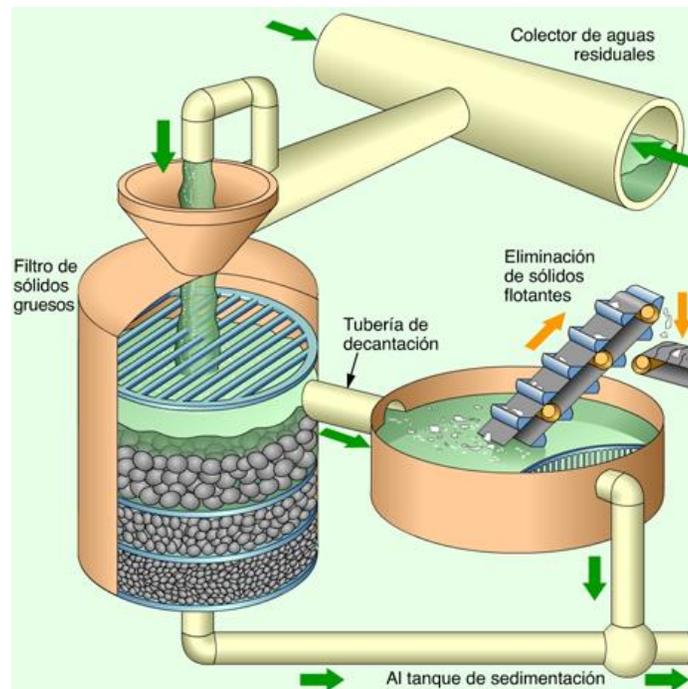


Figura 7. Filtración de agua residual. Obtenido de:

<https://energiasrenovablesolar.blogspot.com/2017/05/proceso-de-filtracion-de-aguas.html>

Procesos Unitarios de Tratamiento de Aguas Residuales

Los Procesos Unitarios son aquellos en los que se involucran cambios químicos de los materiales, como resultado de la reacción química que tiene. La Mayoría de los procesos químicos consisten en una combinación de varios procesos unitarios y operaciones unitarias. Lo más importante de un proceso unitario es el mecanismo de la reacción, la velocidad o el equilibrio que se puede alcanzar.

En el tratamiento de agua residual se dividen en procesos químicos y biológicos. Los procesos químicos son métodos de tratamiento en los cuales la eliminación o conversión de los contaminantes se consigue con la adición de productos químicos o gracias al desarrollo de ciertas reacciones químicas.

- Precipitación,
- Adsorción
- Desinfección

Los procesos biológicos son métodos de tratamiento en los que la eliminación de los contaminantes se lleva a cabo gracias a la actividad biológica. La principal aplicación de los procesos biológicos es la eliminación de las sustancias orgánicas biodegradables presentes en el agua residual, las cuales, se convierten básicamente en gases, que se liberan a la atmósfera, y en tejido celular biológico, eliminable por sedimentación. Se distinguen dos grandes grupos de procesos biológicos:

- Aerobios, es decir, que requieren de oxígeno para que se lleve a cabo el proceso. Como ejemplo se tiene: Lodos Activados, Filtros Percoladores, Lagunas Facultativas.
- Anaerobios, son procesos que no requieren de oxígeno para que se lleven a cabo y como ejemplos se tiene la digestión anaerobia, tanto de sólidos como de líquidos.

A continuación se explican los procesos unitarios más importantes y que son utilizados con mayor frecuencia en el tratamiento de las aguas residuales.

Adsorción

La adsorción define la propiedad de ciertos materiales (adsorbentes) de fijar en su superficie moléculas orgánicas extraídas de la fase líquida en la que se encuentran. El proceso de adsorción consiste en la captación de sustancias solubles en la superficie de un sólido. Un parámetro fundamental en este caso será la superficie específica del sólido, dado que el compuesto soluble a eliminar se ha de concentrar en la superficie del mismo.

La adsorción se utiliza para eliminar fenoles, hidrocarburos aromáticos nitrados, derivados clorados, etc., así como para eliminar olor, color y sabor. El adsorbente más utilizado en el tratamiento de aguas es el carbón activo.

El uso de quitina, quitosano y sus derivados, para remover contaminantes del agua y aguas residuales, es una opción muy atractiva debido a su gran capacidad de adsorción, especialmente para los metales y los tintes, y el hecho de que estos materiales sean de bajo costo, no tóxicos y biocompatibles (Bhatnagar & Sillanpää, 2009).

El quitosano tiene una gran capacidad de adsorción de metales, debido a que en los grupos amino, existe un doblete de electrones libres en el nitrógeno, es decir, que tiene dos espacios libres para llevar a cabo la adsorción de los cationes metálicos, mientras que en un medio ácido, los grupos amino se cargan positivamente atrayendo a los aniones metálicos (Guibal, 2004).

Los metales pesados son uno de los contaminantes más presentes en la aguas residuales, los cuales, en exceso, son muy tóxicos para el ser humano. El quitosano ha sido investigado extensivamente como adsorbente para remover metales pesados del agua residual. El alto potencial de adsorción del quitosano puede ser atribuido a su 1) alta hidrofiliidad, por su gran cantidad de grupos hidroxilo en las unidades de glucosa, 2) presencia de un gran número de grupos funcionales, 3) alta reactividad química de estos grupos, y 4) estructura flexible de la cadena del polímero (Crini, 2005).

El mercurio (Hg), cobre (Cu), níquel (Ni), zinc (Zn), plomo (Pb), cadmio (Cd) y manganeso (Mn), son algunos de los metales de gran importancia al estar presentes en grandes concentraciones en el medio ambiente. Su remoción en el agua ha sido estudiada por muchos investigadores, usando quitina y quitosano.

McKay, *et al.* (1986), investigaron la adsorción de metales a través de quitosano, con un rango de temperatura entre 25-60 °C en un pH casi neutral. Se encontró que la capacidad de adsorción del quitosano para Hg (II), Cu (II), Ni (II), y Zn (II), fueron 815, 222, 164 y 75 mg/g, respectivamente.

Nair y Madhavan (1984) usaron quitosano para remover Mercurio (Hg) de disoluciones y las cinéticas de adsorción de los iones de mercurio del quitosano fueron reportados por Peniche-covas, *et al.* (1987). Los resultados indican que la eficiencia de adsorción del Hg²⁺ por medio de quitosano depende del tiempo de tratamiento, el tamaño de la partícula, la concentración inicial de Hg²⁺ y la cantidad de quitosano.

Jha, *et al.* (1988) estudió la adsorción de Cd²⁺ en polvo de quitosano en el intervalo de concentración de 1-10 ppm usando varios tamaños de partícula, adoptando un procedimiento similar al de remoción de mercurio.

Oxidación Avanzada

Estos procesos tienen por objetivo la eliminación de compuestos solubles no biodegradables, presentes en las aguas residuales.

El proceso consiste en una oxidación química en condiciones suaves de presión y temperatura hasta la mineralización completa de contaminantes. El agente oxidante es una especie radicalaria denominada hidroxilo (OH•) con una elevadísima capacidad oxidante y con tiempos de reacción muy cortos.

Debido a la altísima reactividad de estas especies es posible eliminar tanto compuestos orgánicos como inorgánicos logrando así una reducción de DQO, COT y toxicidad en las aguas residuales tratadas. Además la generación de radicales se realiza a partir de oxígeno, agua oxigenada y catalizadores soportados, por lo que los subproductos de reacción son únicamente agua y dióxido de carbono.

La oxidación avanzada ha sido ampliamente desarrollada como proceso de **desinfección** del agua, la cual consiste en eliminar o inactivar los microorganismos patógenos (que pueden causarnos enfermedades) dado que el agua es uno de los principales medios por el que se transmiten. Estos pueden ser bacterias, hongos, protozoos y virus.

En el caso de aguas residuales industriales, el objetivo puede ser no sólo para desactivar patógenos, sino cualquier otro organismo vivo, si lo que se pretende es reutilizar el agua.

Los principales procesos de desinfección son la ozonización y la cloración, de los cuales se hablará a continuación:

Cloración

Consiste en la eliminación de los microorganismos mediante la aplicación de productos clorados, contribuyen a la eliminación del amonio e impide la oxidación de elementos inorgánicos.

El cloro (Cl_2) es uno de los desinfectante más usado en el tratamiento de aguas residuales porque destruye los organismos al ser inactivados mediante la oxidación del material celular. El cloro puede ser suministrado en muchas formas que incluyen el gas de cloro, en forma sólida o líquida.

Hay una serie de factores que influyen en el proceso: naturaleza y concentración de organismos a destruir, sustancias disueltas o en suspensión en el agua así como la concentración de cloro y el tiempo de contacto utilizado.



Figura 8. Tanque de contacto de cloro. Obtenido de <https://www.slideshare.net/lucasburhard/planta-aguas-servidas>

Radiación ultravioleta

Para poder aplicarse el agua debe estar muy clara y sin mucho material particulado disuelto para que la luz pueda llegar a todas partes. La radiación ultravioleta impide la reproducción de los microorganismos e impide que desarrollen su capacidad de infección. Es capaz de eliminar el 99% de los microorganismos.



Figura 9. Lámpara de luz Ultra Violeta. Obtenido de <https://www.logicclean.es/la-desinfeccion-esterilizacion-luz-ultravioleta/>

Electro desinfección

La electro desinfección utiliza ánodos con elevado poder de oxidación de forma indirecta (producción muy elevada de oxidantes tipo cloro, ozono, radicales o peróxidos).

La electro desinfección puede realizarse de dos formas: directamente pasando el efluente por el interior del reactor, o bien, produciendo los oxidantes a partir de una solución madre e inyectando ésta al agua que se desea tratar.

Debido a su efectividad, esta técnica es capaz de eliminar virus, bacterias y parásitos gracias a que consigue una elevada producción de oxidantes.



Figura 10. Generador de Ozono. Obtenido de <https://generadoresdeozono.mx>

Procesos Biológicos

El tratamiento biológico o secundario de aguas residuales supone la remoción de contaminantes mediante actividad biológica. La actividad biológica se aprovecha para remover principalmente sustancias orgánicas biodegradables, coloidales o disueltas, mediante su conversión en gases que escapan a la atmósfera y en biomasa (floculo biológico sedimentable y sólidos inorgánicos) extraíble mediante sedimentación. La actividad biológica también se utiliza para remover nitrógeno y fósforo del agua residual. El proceso se esquematiza en la Figura 11.

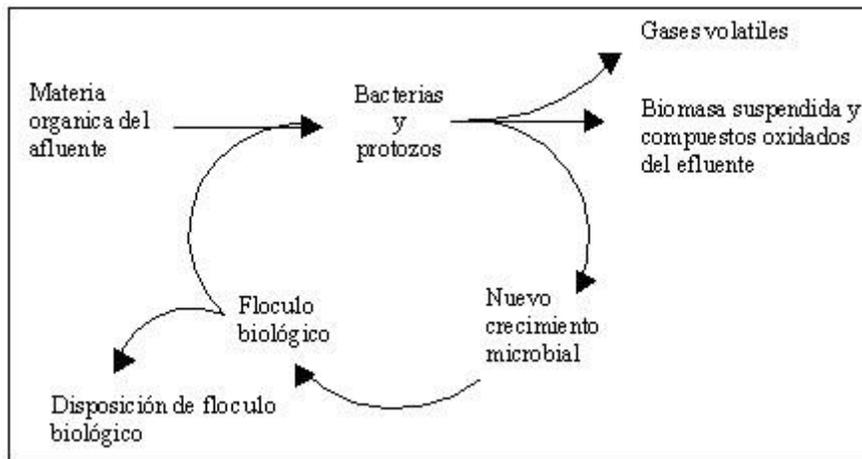


Figura 11. Descomposición microbiana de la materia orgánica.

Fuente: Romero Rojas, 1999.

En forma general, el tratamiento biológico se lleva a cabo por la transferencia de la materia orgánica del agua residual hacia la película o flóculo (biomasa), por contacto interfacial, y/o adsorción. La materia orgánica es utilizada por los microorganismos para su metabolismo y generación de células nuevas, mientras que las células viejas mueren deslavándose y precipitándose al fondo.

En los sistemas biológicos, se tienen poblaciones complejas de microorganismos mezcladas e interraccionadas (Figura 12), en las que cada uno de ellos tiene su propia curva de crecimiento, la cual depende de las condiciones del sistema, pH, temperatura, aireación o anaerobiosis y disposición de nutrientes. Estas condiciones también afectan la eficiencia del proceso biológico.

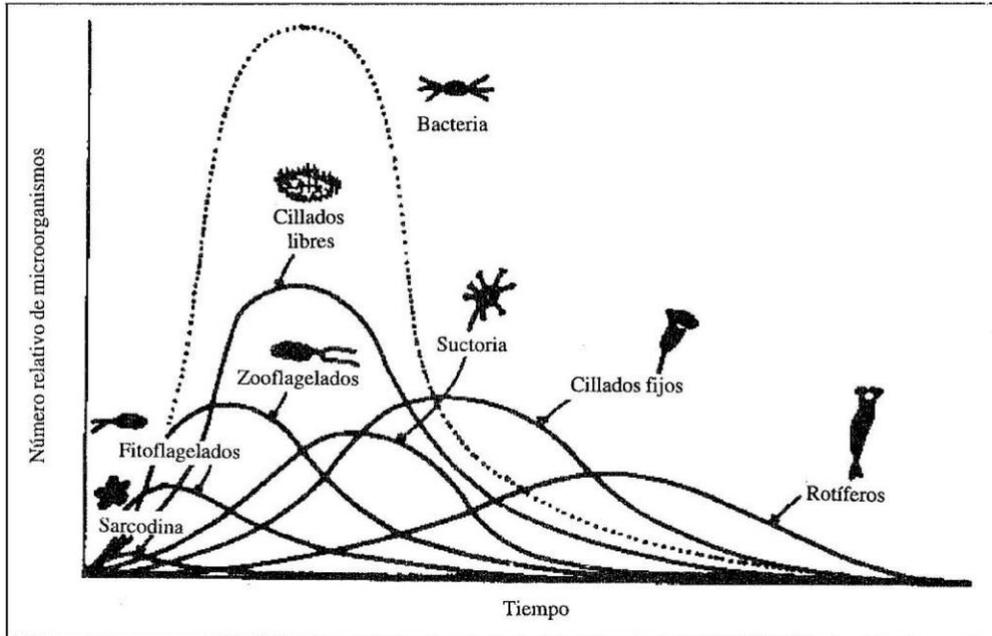


Figura 12. Curvas de crecimiento de microorganismos en agua residual con tratamiento biológico.
Fuente: Ramírez Cortina, 1992.

Es importante conocer si el agua residual a tratar por medios biológicos contiene compuestos químicos tóxicos que puedan ser inhibitorios del crecimiento microbiano, en tal caso, se podría hacer un pretratamiento para su eliminación o plantear un tratamiento fisicoquímico.

Los procesos biológicos se clasifican de acuerdo al metabolismo de los microorganismos utilizados en la biodegradación de la materia orgánica en cuatro grupos principales:

- Aerobios. El tratamiento se efectúa en presencia de oxígeno
- Anaerobios. El tratamiento ocurre en ausencia del oxígeno
- Anóxicos. En este proceso se remueve nitrógeno, mediante conversión de nitrato en nitrógeno gaseoso, en ausencia de oxígeno. El proceso anóxico se conoce también, como desnitrificación anaerobia pero como las vías principales de conversión bioquímica no son anaerobias sino una modificación de las vías aerobias, se considera más apropiado denominarlo proceso anóxico en vez de anaerobio. Los anóxicos se llevan a cabo en presencia de oxígeno combinado (NO_3^- , SO_4^{2-} , etc.)
- Facultativos. En estos procesos existen poblaciones mixtas, además de que intervienen microorganismos, denominados facultativos, que son indiferentes a la presencia o ausencia de oxígeno

Otra clasificación de dichos procesos es por el tipo de crecimiento de los microorganismos, algunos ejemplos de estos procesos se muestran en la Tabla 2.

- Crecimiento suspendido. En estos sistemas los microorganismos se encuentran libres dentro del tanque. Tienen la ventaja de que han sido muy aplicados por lo que fácilmente se encuentra información sobre ellos. El mayor inconveniente es que, frecuentemente, tienen problemas de decantación, por ello los microorganismos se escapan con el efluente. Requieren, además, de energía para realizar el mezclado del contenido del tanque.
- Crecimiento adherido. En estos sistemas los microorganismos se encuentran adheridos en un soporte. Tienen, por regla general, menor volumen que los sistemas con biomasa suspendida y producen flóculos con alto grado de sedimentabilidad.
- Crecimiento mixto. Es una combinación de los anteriores

Tabla 2. Sistemas biológicos de tratamiento.

Biomasa suspendida	Aerobios	Lodos activados (9 variantes) Lagunas aireadas Lagunas de oxidación de tasa alta Nitrificación
	Anóxicos	Tipo de lodos Reactor de lecho ascendente
	Anaerobio	Digestor de tasa alta Contacto anaerobio Reactor de lecho de lodos con flujo ascendente
Biomasa fija	Aerobios	Filtro percolador Disco biológico rotatorio Filtro sumergido Lecho fluidificado
	Anóxicos	Filtro sumergido Disco biológico rotatorio Lecho fluidificado
	Anaerobio	Filtro anaerobio Disco biológico rotatorio Laguna anaerobia Lecho fluidificado
	Combinado	Uso de suelo como método de tratamiento

Fuente: Jiménez Cisneros, 2006.

Dependiendo del régimen de flujo predominante, los procesos se consideran de flujo continuo o intermitente y de acuerdo al tipo de mezclado en completa, flujo pistón o flujo arbitrario.

La principal diferencia entre un proceso aerobio y un anaerobio consiste en la forma en que utiliza la energía contenida en el sustrato, por lo tanto, una bacteria anaerobia utiliza el 10% de dicha energía para funciones de reproducción, dando origen a nuevas células y el 90% restante lo dirige a la producción de gas metano; mientras que una bacteria aerobia emplea de 60% a 65% de la energía del sustrato en la síntesis de nuevas células, mientras la fracción restante es utilizada para realizar las funciones metabólicas. Las implicaciones ingenieriles de lo anterior son muy importantes. Por un lado, la vía anaerobia produce pocos lodos (células), mientras que la aerobia genera una cantidad aproximadamente cinco veces mayor. Sin embargo, los efluentes tratados por vía anaerobia pueden requerir un postratamiento, ya que, conservan aún cierto contenido de materia orgánica y no tiene oxígeno disuelto, lo que afecta a los cuerpos receptores.

Las bacterias son los organismos más importantes en el tratamiento aerobio de las aguas residuales, porque son excelentes oxidantes de la materia orgánica y crecen bien en aguas residuales, siendo capaces de formar una capa floculenta gelatinosa de buenas características para la remoción de la materia orgánica. Algunos ejemplos de estas bacterias son: *Zooglea ramigera*, *Pseudomonas*, *Flavobacterium* y *Alcaligenes*.

El oxígeno molecular libre es agregado al sustrato (materia orgánica) para propiciar su oxidación o mineralización. La reacción es muy eficiente porque libera grandes cantidades de energía que es almacenada, preferentemente, en la biomasa sintetizada y los residuos de dicho catabolismo son compuestos estables de bajo contenido energético. El proceso aerobio se ejecuta para obtener la energía necesaria para la síntesis del tejido celular nuevo. En ausencia de materia orgánica el tejido celular se respirara endogenamente y se convertirá en productos gaseosos y en energía para mantenimiento (Figura 13).

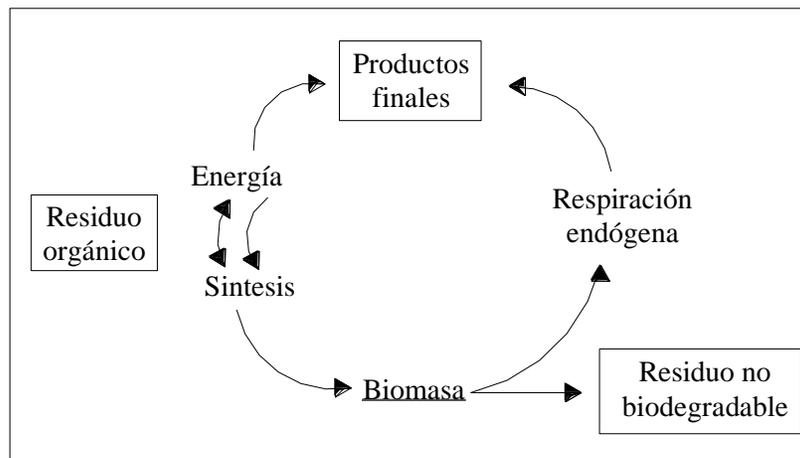
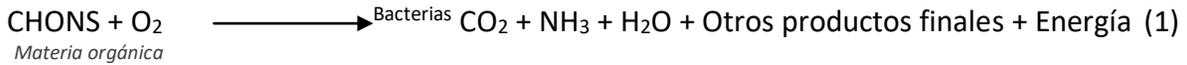


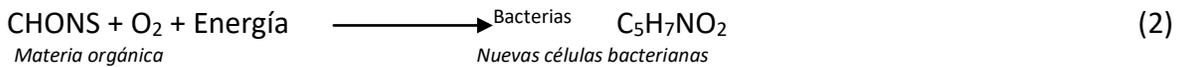
Figura 13. Proceso Aerobio. Fuente: Romero Rojas, 1999.

Las tres reacciones esenciales, catabolismo, anabolismo y autólisis ocurren simultáneamente y suelen describirse de la siguiente manera:

- Catabolismo (oxidación o descomposición)



- Anabolismo (síntesis o asimilación)



- Autólisis (respiración endógena o auto oxidación)



La expresión $\text{C}_5\text{H}_7\text{NO}_2$ representa la composición promedio celular bacteriana sugerida por Hoover y Porges en 1952, ampliamente citada en la literatura. De la relación (3) se deduce que para oxidar 113 gramos de biomasa se requieren 160 gramos de oxígeno; es decir, que para oxidar un gramo de biomasa se consumen 1.42 gramos de oxígeno.

Como guía interpretativa se puede suponer que un tercio de la DBO disponible se usa en reacciones catabólicas y que dos tercios de ella satisfacen en reacciones anabólicas (Figura 14). La reacción de autólisis no se completa como se indica teóricamente. En realidad se forman productos orgánicos estables, puesto que una porción de la biomasa celular es resistente a la descomposición aerobia. La literatura menciona en general, un 77% de la biomasa como porción biodegradable, en términos de sólidos suspendidos volátiles.

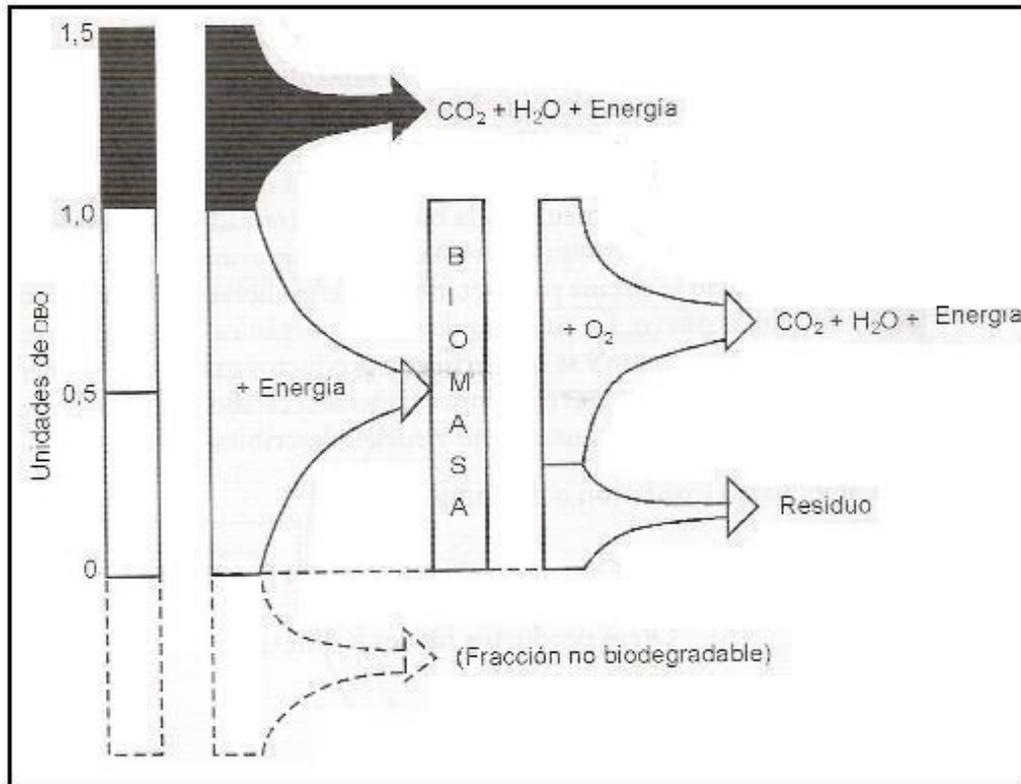


Figura 14. Reacciones de oxidación biológica aerobia. Fuente: Romero Rojas, 1999.

A continuación se presentan algunos ejemplos de los procesos aerobios más representativos utilizados para el tratamiento de las aguas residuales:

Lodos Activados

El proceso de lodos activados fue desarrollado en Inglaterra, en 1914 por Edward Arden y W.T. Lockett y puesto en práctica en 1916 en Manchester, Inglaterra. Todos los procesos de lodos activados tienen en común el contacto de aguas residuales con floculo biológico previamente formado en un tanque de aireación (Figura 15).

El lodo activado consiste en una masa floculenta de microorganismos, materia orgánica muerta y materiales inorgánicos; tiene la propiedad de poseer una superficie altamente activa para la adsorción de materiales coloidales y suspendidos que se encuentran en el agua residual, a la cual debe su nombre de activado.

El resultado final es una porción de materia orgánica susceptible de descomposición biológica, convertida en compuestos inorgánicos y el resto, transformada en lodo activado adicional. La materia orgánica biodegradable contenida en el agua residual es degradada en forma aerobia por microorganismos presentes en los flóculos, en sustancias más simples e inocuas para el ambiente.

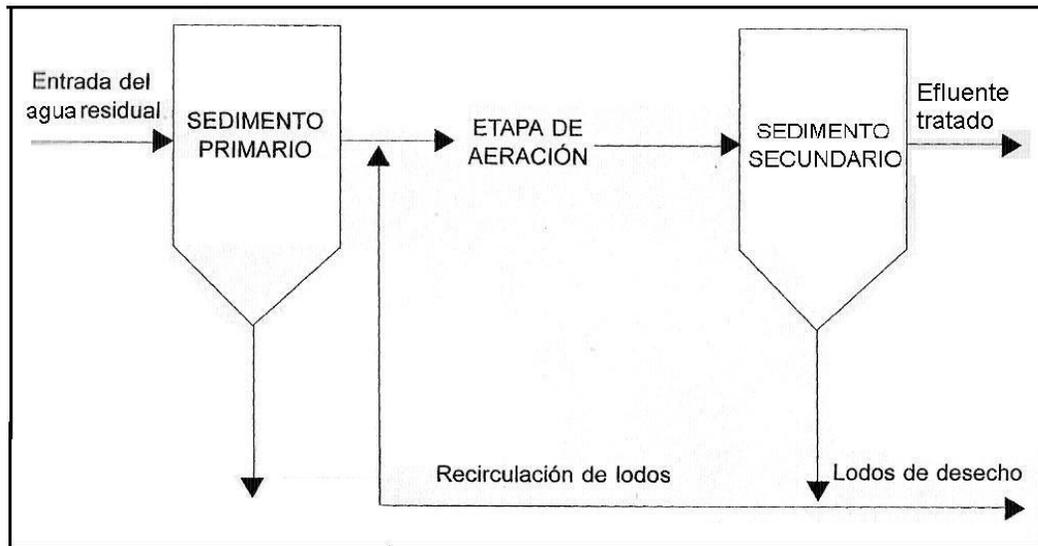


Figura 15. Proceso de lodos activados convencional. Fuente: Jiménez Cisneros, 2006.

Es esencialmente un tratamiento por contacto de flóculos biológicos suspendidos en tanques de aireación con sistema de sedimentación secundario anexo. Este proceso tiene la particularidad de recircular los lodos o flóculos maduros, para mantener una "siembra" constante y joven de microorganismos adaptados (lodos activados) en el tanque.

El afluente (agua residual que se va a tratar) entra al tanque en donde tiene contacto con los microorganismos, por esta razón, se le denomina tanque de aireación. Los flóculos abundantes en bacterias, hongos y protozoarios se mantienen en circulación y suspensión, ya sea por agitación mecánica o neumática. En el tanque, el oxígeno necesario es introducido por inyección de aire a presión o por aireación mecánica (agitación). Los objetivos que se buscan al introducir el aire son oxigenar la biomasa y mantenerla en suspensión.

En este sistema de tratamiento el agua residual llega al tanque de aireación y permanece bajo un flujo turbulento durante un tiempo de retención adecuado para la degradación de la materia orgánica, hasta un nivel fijado por el diseño del proceso.

Transcurrido cierto tiempo, el efluente conocido como "licor mezclado" se pasa a un sedimentador secundario en donde se separa el agua clarificada de los lodos formados por los microorganismos sedimentados (biomasa). Si en esta etapa no se consigue una óptima separación de los sólidos presentes, que en su mayoría son microorganismos formados en el tanque de aeración, no se tendrá una adecuada degradación.

Después de que el sistema ha alcanzado un estado estable, del tanque sedimentador (sedimentador secundario) se extraen los lodos por la parte inferior.

Una parte de los lodos sedimentados y maduros se desechan, equivalente al nuevo material celular formado y la otra, se recircula hacia el tanque de aeración para que continúen trabajando con una concentración óptima de lodos o flóculos suspendidos. A pesar de su amplia aplicación se ha encontrado que, con frecuencia, existen problemas de decantación; el costo del equipo de aeración, así como la operación y mantenimiento son elevados.

El sistema de lodos activados es el más aplicado en el mundo. La versatilidad y criterios de diseño bien definidos lo han convertido en el sistema de referencia para el tratamiento de agua residual municipal.

La remoción de materia orgánica por este sistema es de 55 - 95% de DBO, 50 - 80 % de DQO y 55 - 95 % en sólidos suspendidos, dependiendo del tipo de aguas residuales que se traten. Para lograr eficiencias de 85% a 95% el tiempo de retención celular es de 4 a 15 días, mientras que el tiempo de retención hidráulico es de 4 a 8 h, manteniendo una recirculación del 25% al 50%.

Las ventajas de este tipo de tratamiento son: obtención de un efluente final claro, relativamente estable en putrefacción, ausencia de olores durante el proceso y altos rendimientos en remoción de materia orgánica. Los inconvenientes son: volumen de lodos mayor al que se obtienen con otros procesos y altos costos de operación.

El medio ambiental de un sistema de lodos activados puede considerarse un medio acuático, es colonizado por microorganismos muy variados, como bacterias, hongos, protozoos y metazoos pequeños; la agitación constante y la recirculación de los lodos hacen un medio inhóspito para la macrofauna acuática.

Las bacterias constituyen el grupo más importante de microorganismos por su función en la estabilización del material orgánico y en la formación del floculo de lodo activo. Se han encontrado una gran variedad de especies de bacterias en los lodos activados siendo muy comunes las de los géneros *Alcaligenes flavobacterium*, *Bacillus* y *Pseudomonas*. En el proceso de purificación son importantes las bacterias nitrificantes; tales como *Nitrosomonas* y *Nitrobacter*, al igual que la *Zooglea ramigera*, considerada por algunos autores como organismo principal en la formación de lodo activo por su gran habilidad para formar floculo biológico.

Uno de los problemas más comunes en los procesos de tratamiento biológico aerobio es la sedimentabilidad pobre de los lodos activados asociados con crecimientos filamentosos, los cuales producen floculo biológico flotante. La

presencia de bacterias filamentosas es adversa a las buenas características de sedimentabilidad del floculo de lodos activados y debe eliminarse.

Los hongos normalmente no abundan en los lodos activados; se presentan en condiciones poco comunes, por ejemplo, cuando se trata un agua residual con contenido deficiente de nitrógeno. Así, pueden dominar la comunidad y ser responsables de la mayor parte del tratamiento; sin embargo, aunque son tan efectivos como las bacterias para la estabilización del material orgánico, su asentamiento es más difícil pues producen también floculo biológico flotante. El problema de floculo biológico flotante de hongos, en lodos activados, surge también en el tratamiento de residuos ácidos, donde los mohos, hongos filamentosos, crecen mejor y pueden conducir a la formación de floculo biológico de pobre asentamiento. En general, aunque se introducen algas con las aguas residuales, la ausencia de luz adecuada y la mezcla intensa hace que normalmente no se encuentren en los lodos activados.

Los protozoos son, con las bacterias, los organismos más abundantes en lodos activados. Algunos son completamente o parcialmente sapróbios y compiten con las bacterias por el material orgánico; otros son holozoicos y usan material orgánico sólido como alimento, al igual que bacterias y otros protozoos, proveyendo un enlace vital en la cadena alimenticia y en el proceso de tratamiento. Los más comunes, posiblemente, sean los protozoos flagelados; también se han encontrado amibas en las paredes de los tanques de aireación.

Los metazoos, formas superiores, son usualmente raros en lodos activados; algunas veces se encuentran rotíferos, sobre todo en procesos de aireación prolongada con carga orgánica baja. Generalizando, el proceso biológico que tiene lugar en un sistema aerobio de lodos activados se puede esquematizar como se indica en la Figura 16.

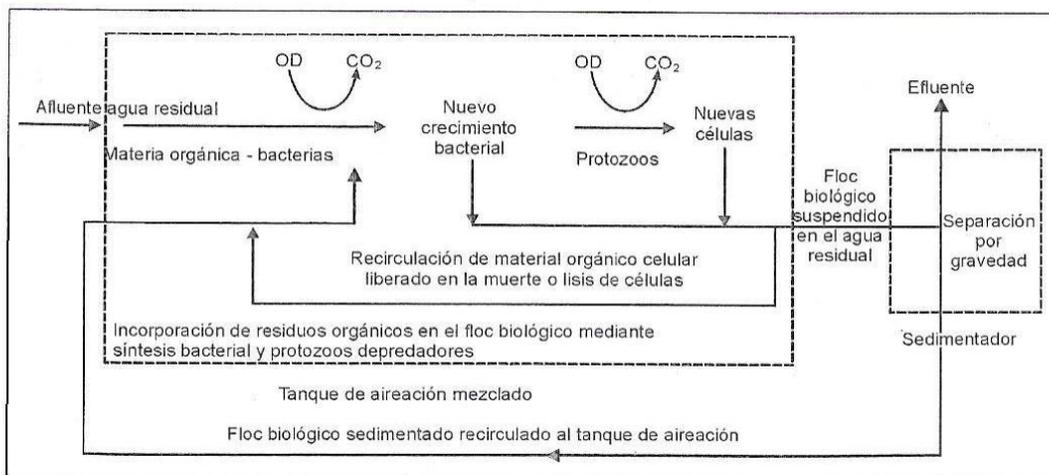


Figura 16. Esquema del proceso de lodos activados

Fuente : Romero Rojas, 1999.

Ventajas

- Buena resistencia a las cargas por impacto
- Se puede operar en una variedad de índices de carga orgánica e hidráulica
- Alta reducción de DBO y patógenos (hasta un 99%)
- Se puede modificar para lograr límites de descarga específicos

Desventajas

- Propenso a complicados problemas químicos y microbiológicos
- El efluente puede necesitar tratamiento/desinfección adicional antes de su descarga
- No todas las piezas y materiales pueden estar disponibles localmente
- Requiere diseño y supervisión expertos
- Alto costo de capital; alto costo de operación
- Se requiere una fuente constante de electricidad
- El efluente y los lodos requieren tratamiento secundario y/o una descarga apropiada

Filtros Percoladores

El filtro percolador, también se conoce como filtro rociador, biotorre y biofiltro se clasifica dentro de los procesos biológico con crecimiento de biomasa fija. Es considerado el proceso biológico de tratamiento de agua más antiguo. El mecanismo principal de remoción de la materia orgánica de este sistema no es la filtración, sino la adsorción y asimilación biológica en el medio de soporte. En la opción de baja tasa no se requiere recirculación, a diferencia del sistema de lodos activados donde ésta es determinante para mantener los microorganismos en el licor mezclado. Sin embargo, ambos sistemas son similares en cuanto a la dependencia de la oxidación biológica de la materia orgánica presente en el agua residual produciendo dióxido de carbono y energía, la cual se usa como sustento y promotor para el crecimiento de la biomasa.

Una vez que el filtro se encuentra operando, la superficie del medio comienza a cubrirse con una película viscosa y gelatinosa que contiene principalmente bacterias. El efluente de la sedimentación primaria se distribuye uniformemente en el medio de soporte del filtro a través de un sistema distribuidor de flujo. El oxígeno es necesario para que se lleve a cabo el metabolismo biológico aerobio; éste es suministrado por la circulación natural del aire a través de los intersticios entre el medio filtrante y, parcialmente, por el oxígeno disuelto presente en el agua residual. Posteriormente, comienza el desarrollo microbiano en la interfase anaerobia del medio filtrante, generando el crecimiento de organismos anaerobios y facultativos que, junto con los organismos aerobios, forman el mecanismo básico para la remoción de la materia orgánica. Durante la operación, la capa anaerobia pierde la

habilidad de adherirse al medio y el paso del agua residual la desprende (lava) favoreciendo el crecimiento de una nueva película.

Los filtros percoladores se clasifican de acuerdo con las cargas hidráulica y orgánica en filtros de tasa baja, media, alta y super alta. La carga hidráulica es el volumen total del líquido que pasa por el filtro por unidad de tiempo por unidad de superficie de filtro ($\text{m}^3/\text{m}^2 \text{ d}$). La carga orgánica se expresa como kilogramos de DBO por día por volumen de medio filtrante ($\text{kg}/\text{m}^3 \text{ d}$). La mayoría de los filtros de baja tasa están diseñados con profundidades de lechos empacados que varían entre 1.5 y 3.0 m, mientras que los de alta tasa tienen profundidades de 1.0 a 2.0 m.

Los filtros que tienen empaque plástico se construyen con profundidades que varían entre 9 y 12 m. El empleo de un empaque sintético ha permitido manejar cargas orgánicas e hidráulicas altas debido a su gran área de superficie y espacios vacíos.

En un filtro biológico se pueden presentar algunos problemas de olores, sobre todo cuando el agua residual llega en condiciones sépticas. Esto es particularmente cierto para la variante de baja tasa. Los filtros biológicos de baja tasa pueden alcanzar eficiencias en la remoción de DBO de 90% a 95% y producir un afluente nitrificado. Los filtros de media y alta tasa tienen eficiencia de 85% a 90% y su efluente está sólo parcialmente nitrificado.

El agua residual en los filtros de forma cilíndrica se distribuye, generalmente, sobre el empaque mediante un sistema rotatorio consistente en un dispositivo de dos o más brazos con boquillas (Figura 7), los cuales giran en plano horizontal. La velocidad de giro varía de acuerdo con la reacción dinámica del agua que sale, y debe ser inferior de una revolución en 10 minutos para una distribución de dos brazos. Además, deben evitarse velocidades mayores de 1.2 m/s.

La ventilación de los filtros percoladores es muy importante para favorecer el mantenimiento de las condiciones aerobias. Los fabricantes de empaques de tipo sintético recomiendan 0.1 m^2 de área de ventilación por cada 3 a 4.5 m de altura de la torre del filtro, o bien, 0.1 m^2 de superficie de ventilación por 23 m^2 de la superficie del filtro.

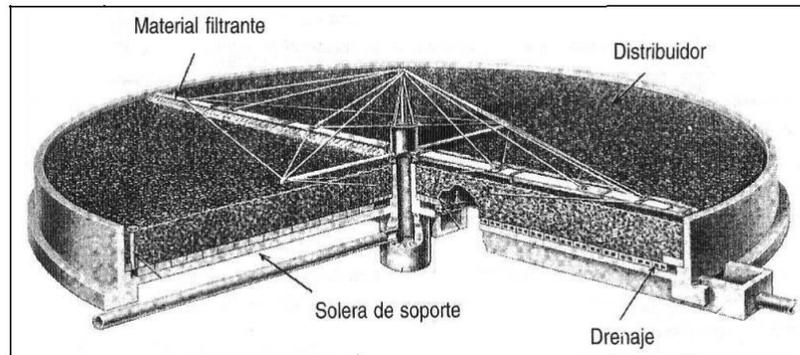


Figura 17. Filtro percolador
Fuente: Jiménez Cisneros, 2006.

Algunas ventajas del sistema

- La sencillez de operación y que es un sistema que utiliza elementos muy estandarizados y fáciles de conseguir, lo que te independiza de los vendedores de equipos, que a veces tienen tendencia a sobreactuar.
- El reducido consumo energético y la capacidad de asumir caudales mucho más altos, en caso de lluvia, sin afectar a la calidad del agua de salida, el rendimiento se reduce cuando les llega el agua de los colectores diluida por la lluvia, pero la calidad del agua tratada tiende a mantenerse gracias al efecto de la dilución.
- Cada nivel de relleno, desde arriba hacia abajo, se va adaptando a las características del agua que lo atraviesa haciéndolo efectivo

Algunas desventajas del sistema

- Una vez que está construido, no existen apenas variables que puedas modificar si el dimensionamiento resulta escaso.
- El diseño no debe ser reducido, ya que el riesgo de fracasar es real. Ya que es más difícil ampliar el volumen del lecho. Realmente este tema no debería ser un problema, ya que se puede demostrar que la inversión que requiere un lecho de doble volumen de relleno solo encarece el coste de la depuradora en aproximadamente un 20%.
- Mayor espacio que necesita, así como una mayor inversión inicial.

Biodiscos

Los biodiscos son clasificados como un tratamiento aerobio de crecimiento fijo de biomasa. Consiste en una serie de discos circulares de 2 a 3 m de diámetro, fabricados de poliestireno o cloruro de polivinilo (PVC) desplegado o corrugado, de 10 a 20 mm de ancho, montados sobre un eje horizontal con espaciado de 20 mm entre los discos adyacentes. La flecha transmite el movimiento de un equipo motorreductor. Los discos están sumergidos en 40% de su superficie, de manera que al rotarlos, la biopelícula entra en contacto con el agua residual y con el aire en forma alternada con velocidad de 2 a 6 rpm. De esta forma se realiza la aeración de los microorganismos. Posteriormente, el agua tratada pasa a un sedimentador secundario, en donde se separa la biopelícula desprendida que constituye los lodos de purga del sistema y que se deben tratar antes de su disposición final. El proceso no requiere recirculación y sus costos de operación son reducidos.

La rotación es el mecanismo de eliminación del exceso de sólidos en los discos por medio de fuerzas cortantes que crea la misma rotación y para mantener los sólidos en suspensión, de tal modo que pueden ser transportados desde el reactor al sedimentador.

Los discos biológicos rotatorios son, generalmente, más confiables que otros procesos de capa fija, debido a la gran cantidad de masa biológica presente. Esto también les permite resistir mejor las sobrecargas hidráulicas y orgánicas. La disposición en serie de este sistema con flujo pistón elimina los cortocircuitos y amortigua las sobrecargas. El sistema está constituido por un sedimentador primario, un sistema de discos biológicos rotatorios y un sedimentador secundario (Figura 18).

En general, se realizan arreglos de dos o tres tanques de biodiscos conectados en serie, lo que puede llevar a altas eficiencias en la remoción de materia orgánica y en la nitrificación. En el tratamiento de agua residual doméstica se alcanza una remoción de materia orgánica de 90% a 95% medida como DBO₅. Puede considerarse 2 a 3 m² de biodisco por habitante como una aproximación de diseño.

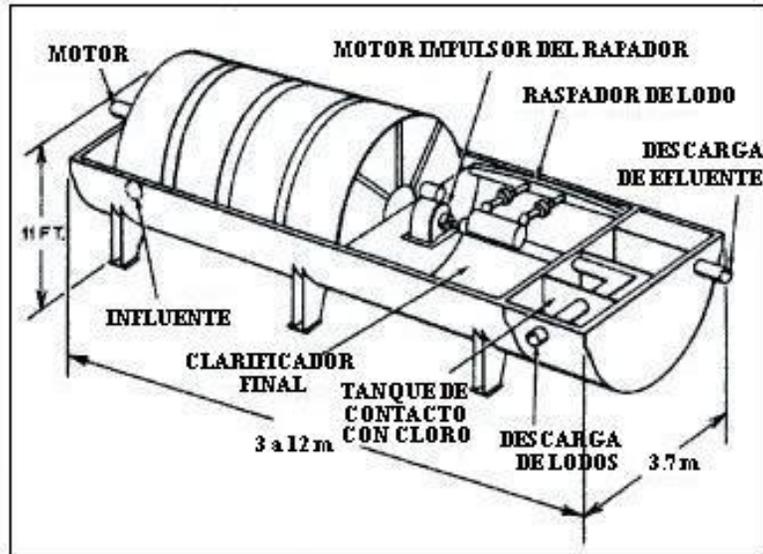


Figura 18. Unidad de biodiscos empaquetados.

Fuente: David H. F. Liu, 2000.

Ventajas

- El biodisco presenta numerosas ventajas en comparación con otros sistemas de tratamiento biológico.
- En el sistema de tratamiento con biodiscos no existen problemas de ruido.
- Con el proceso de biodiscos se eliminan moscas y malos olores.
- Los biodiscos se recuperan más rápido de la entrada de tóxicos al proceso que cualquier otro proceso biológico (lodos, filtros, RAFA, etc.).
- No se necesita equipo de retrolavado, porque la rotación de los discos sumergidos en el agua residual, elimina el exceso de biomasa que se adhiere a los discos.
- Las ampliaciones del sistema pueden hacerse fácilmente, porque nuevos módulos de biodisco pueden añadirse con facilidad. Así pueden solucionarse problemas de sobrecarga del sistema, aunque no se hayan planificado las expansiones de la compañía.
- No presenta el problema de formación de espumas durante el tratamiento de desechos que contienen surfactantes.
- El requerimiento de área de tratamiento es menor, lo que constituye la ventaja principal del biodisco con respecto a los demás sistemas de tratamiento biológico, en los que en muchos casos se requiere grandes extensiones para el tratamiento.

Desventajas

- Por presentar tres fases: gaseosa, líquida y sólidos es difícil definirlo con un modelo matemático simple.
- El proceso requiere un tiempo muy largo para alcanzar la estabilidad.

Lagunas de Estabilización

El término “laguna” es generalmente empleado para referirse a un depósito natural de agua o un tanque construido para remansar o recoger el agua. Cuando se habla de lagunas para tratar el agua residual se les agrega el término de estabilización que consiste en el almacenamiento del agua por medio de la actividad bacteriana con acciones simbióticas de las algas y otros organismos.

Cuando el agua residual es descargada en una laguna de estabilización se realiza un proceso de autopurificación o estabilización natural, en el que tienen lugar fenómenos de tipo físico, químico y biológico. En esta simple descripción se establecen los aspectos fundamentales del proceso de tratamiento del agua que se lleva a cabo en las lagunas de estabilización:

- Es un proceso natural de autodepuración
- La estabilización de materia orgánica se realiza mediante la acción simbiótica de bacterias, algas, y otros organismos superiores
- Se presentan procesos físicos de remoción de materia suspendida
- Se efectúan cambios químicos en la calidad del agua que, entre otros aspectos, mantienen las condiciones adecuadas para que los organismos puedan realizar la estabilización, transformación, y remoción de contaminantes orgánicos biodegradables y en algunos casos, nutrientes
- Se establecen cadenas tróficas y redes de competencia que permiten la eliminación de gran cantidad de microorganismos patógenos que se encuentran presentes en las aguas residuales. Por lo tanto, las lagunas de estabilización se consideran, y pueden proyectar, como un método de tratamiento de la materia orgánica y de remoción de los patógenos presentes en el agua residual

Dependiendo de las condiciones del problema por resolver, las lagunas de estabilización pueden utilizarse solas o combinadas con otros procesos de tratamiento biológico. Principalmente al utilizar este método se llegan a usar tres lagunas en serie, también es frecuente el uso de lagunas para complementar el tratamiento biológico de sistemas de lodos activados y filtros percoladores.

Las lagunas de estabilización pueden clasificarse de diversas formas, ya sea por:

- El tipo de la reacción biológica predominante
- La duración y frecuencia de la descarga
- La extensión de la laguna
- La presencia o ausencia de equipo de aireación
- El tipo de células presentes

La forma más adecuada de clasificar a las lagunas es en función de la reacción biológica dominante. La estabilización de la materia orgánica se realiza ya sea mediante microorganismos que la metabolizan en presencia de oxígeno (aerobios), o bien, por microorganismos fermentativos que lo hacen en ausencia de oxígeno (anaerobios). En este sentido se distinguen los siguientes tres tipos de lagunas:

- **Aerobias.**
- **Anaerobias.**
- **Facultativas.** La estabilización de la materia orgánica se lleva a cabo tanto en condiciones aerobias como anaerobias. Las primeras se mantienen en el estrato superior de la laguna, mientras que en el inferior, se realiza la degradación anaerobia en ausencia de oxígeno.

Las lagunas aireadas se utilizan normalmente para tratamiento de aguas residuales industriales y domésticas de alta carga, mientras que las no aireadas se emplean casi en su totalidad para tratar residuos municipales. El término lagunas de maduración o de pulimento se aplica a aquellas lagunas aerobias ubicadas como el último paso de los sistemas lagunares en serie o a las unidades que mejoran el efluente de otros sistemas de tratamiento biológico. Este tipo de laguna se diseña primordialmente para remover microorganismos patógenos sin necesidad de adicionar agentes químicos desinfectantes. También, se utilizan para nitrificar efluentes.

Las ventajas asociadas son:

- Bajo consumo de energía y costo de operación
- Bajo capital de inversión, especialmente en los costos de construcción
- Esquemas sencillos de flujo
- Equipo y accesorios simples y de uso común
- Operación y mantenimiento simple.
- Remoción eficiente de bacterias patógenas, protozoarios y huevos de helmintos
- Amortiguamiento de picos hidráulicos, de cargas orgánicas y de compuestos tóxicos

- Disposición del efluente por evaporación, infiltración en suelo o riego
- En algunos casos, remoción de nutrientes
- Posibilidad de establecer un sistema de cultivo de algas proteicas para la producción de animales (empleando lagunas de alta tasa)
- Empleo como tanque de regulación de agua de lluvia o de almacenamiento del efluente para reúso

Las desventajas principales son:

- Altos requerimientos de área
- Si se usa en riego es necesario prever el diseño, para considerar la separación de las algas del efluente.
- Su funcionamiento depende de las condiciones ambientales.
- Generación de olores desagradables y deterioro de la calidad del efluente por sobrecargas de contaminantes, bajo ciertas condiciones climatológicas
- Contaminación de acuíferos por infiltración, particularmente en lagunas construidas sobre suelos arenosos
- Pérdidas de agua debido a la evaporación e infiltración, que en zonas de escasez pueden ser importantes

Humedales Artificiales

Los humedales artificiales de flujo subsuperficial consiste en zanjas o canales con un sistemas de filtración previo y estructuras de alimentación y salida de agua. El humedal se llena con material de porosidad media, en el cual se planta un tipo de vegetación específico. El flujo de agua es horizontal y se diseña para tener una altura por debajo de la superficie del medio de soporte, de ahí toma el nombre de *flujo subsuperficial*. La profundidad media del agua en los humdales están en el intervalo de 0.3 m a 0.9 m. Un esquema de un humedal artificial, se muestra en la Figura 19.

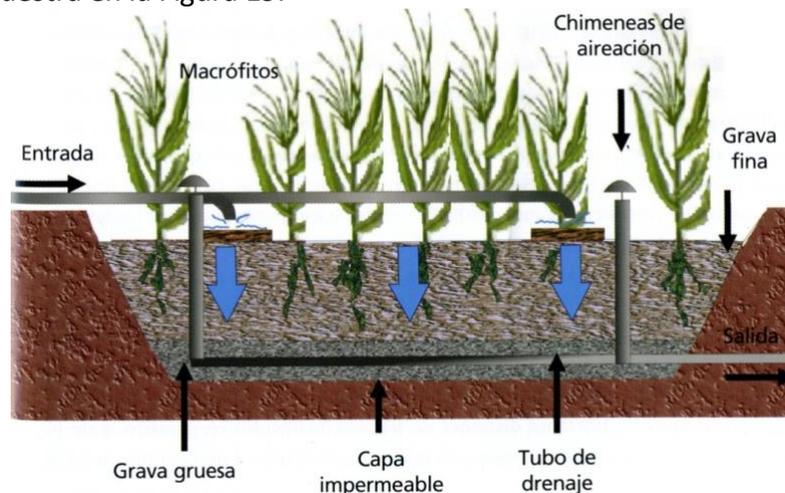


Figura 19. Representación esquemática de un humedal artificial

Expectativas de desempeño

Hay que tener claro que el desempeño de un humedal artificial de flujo subsuperficial depende de los criterios de diseño establecidos, de las características del agua residual y de las condiciones de operación.

Remoción de Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO)

Los datos de remoción de DBO se presentan en la Tabla 3. Si se comparan estos valores con un humedal de flujo superficial, se encontrará que la remoción es menos eficiente en estos últimos, y la razón es que, como no existe un arreglo de vegetación como en el de flujo subsuperficial, al final del proceso se deposita materia orgánica que altera al efluente y que no es aprovechado por tal vegetación.

Tabla 3. Remoción total de DBO en Humedales de Flujo Subsuperficial.

Ubicación	Pretratamiento	Afluente	Efluente	Remoción (%)	Tiempo de Retención Nominal (d)
Benton, Kentucky ^a	Laguna de Oxidación	23	8	65	5
Mesquite, Nevada ^b	Laguna de Oxidación	78	25	68	3.3
Santee, California ^c	Primario	118	1.7	88	6
Sydney, Australia ^d	Secundario	33	4.6	86	7

^a Operación normal desde marzo de 1988 a noviembre de 1988, con un gasto de 80 m³/d (Watson *et al.*, 1989).

^b Operación normal desde enero de 1994 a enero de 1995 (Crites *et al.*, 2006).

^c Operación a escala piloto en 1984, con un gasto de 50 m³/d (Gersberg *et al.*, 1985).

^d Operando a escala piloto desde septiembre de 1985 a febrero de 1986, con un gasto de 40 m³/d (Bavor *et al.*, 1986).

Remoción de Sólidos Suspendedos Totales (SST)

Los humedales de flujo subsuperficial son muy eficientes para remover sólidos suspendidos. En el efluente se pueden obtener concentraciones de 10 mg/L.

Remoción de Nitrógeno

Los valores que se han reportado para remover nitrógeno van desde el 20 hasta el 70%, aunque hay reportes de remoción del 80%. Cuando el tiempo de retención excede de 6 a 7 días, se puede esperar una concentración de nitrógeno total en el efluente de aproximadamente 10 mg/L, a partir de una concentración de 20 a 25 mg/L de nitrógeno en el afluente. Si el agua residual fue nitrificada previamente, mediante el uso de aereación, su eliminación a partir de procesos de desnitrificación se puede alcanzar con tiempos de retención de 2 a 4 días.

Remoción de Fósforo

La remoción de fósforo en un humedal de flujo subsuperficial es muy ineficiente, debido al limitado contacto entre los sitios de adsorción y el agua residual. Dependiendo de la velocidad de carga, tiempo de retención y las características del medio de relleno, el intervalo de remoción de fósforo puede estar entre el 10 y 40% para concentraciones de alimentación entre 7 y 10 mg/L.

Remoción de Metales Pesados

No existen muchos datos sobre los porcentajes de remoción de metales en aguas residuales domésticas, ya que las concentraciones son tan pequeñas que no son un factor importante. En drenajes mineros se han reportado disminuciones de concentraciones para hierro y manganeso de 14.3 a 0.8 mg/L y 4.8 a 1.1 mg/L, respectivamente (Brodie *et al.*, 1989). En otros humedales se reporta que la remoción de cobre, zinc y cadmio fue de 99%, 97% y 99%, respectivamente, con un tiempo de retención de 5.5 días.

Los factores fundamentales para la remoción de metales por un humedal artificial son los siguientes:

- Temperatura del líquido.
- Tiempo de retención.
- Características del afluente.
- Forma de circulación del líquido por el humedal.
- Capacidad de sustrato de retención de metales.
- Intensidad de retención de los metales según zonación vertical.
- Capacidad de los hidrófitos de captación.
- Intensidad de intercambio catiónico.
- Capacidad de la materia orgánica de absorción de los metales.
- Intensidad de formación de sulfuros insolubles.
- Intensidad de formación de óxidos insolubles.
- Características de insolación de la zona.

La utilización de plantas acuáticas ha sido desarrollada como un tratamiento secundario o terciario alternativo de aguas residuales, y ha demostrado ser eficiente en la remoción de una amplia gama de sustancias orgánicas, así como nutrientes y metales pesados.

Remoción de Organismos Patógenos

Se ha reportado una remoción de organismos coliformes totales del 99%, cuando el tiempo de retención en el humedal es de 6 días.

Digestión Anaerobia

La digestión anaerobia es un proceso microbiológico complejo que se realiza en ausencia de oxígeno, donde la materia orgánica se transforma a biomasa y compuestos orgánicos, la mayoría de ellos volátiles. Aunque es un proceso natural, sólo en los últimos veinticinco años ha llegado a ser una tecnología competitiva en comparación con otras alternativas. Esto ha sido posible gracias a la implementación de sistemas que separan el tiempo de retención hidráulico (TRH) del tiempo de retención celular (TRC), los cuales han sido denominados reactores de alta tasa. Durante este proceso, también se obtiene un gas combustible (Biogás) y lodos con propiedades adecuadas para ser usados como bioabonos. (Bermúdez *et. al.*, 2011).

El desarrollo de los procesos anaerobios se dio a partir de 1950 cuando recibieron un gran impulso, lo cual aumentó los conocimientos de ellos y cambió sus fundamentos de diseño, que dieron lugar a nuevos sistemas: filtro anaerobio de flujo ascendente (1960), manto de lodo de flujo ascendente o conocidos también como RAFAS en español o UASB en inglés, (1978), reactor de biopelícula inmovilizada (1985), reactor de lecho fluidizado (1985) (Van Der Berg. L.). También se incluyen lagunas anaerobias y procesos anaerobios de separación por membrana.

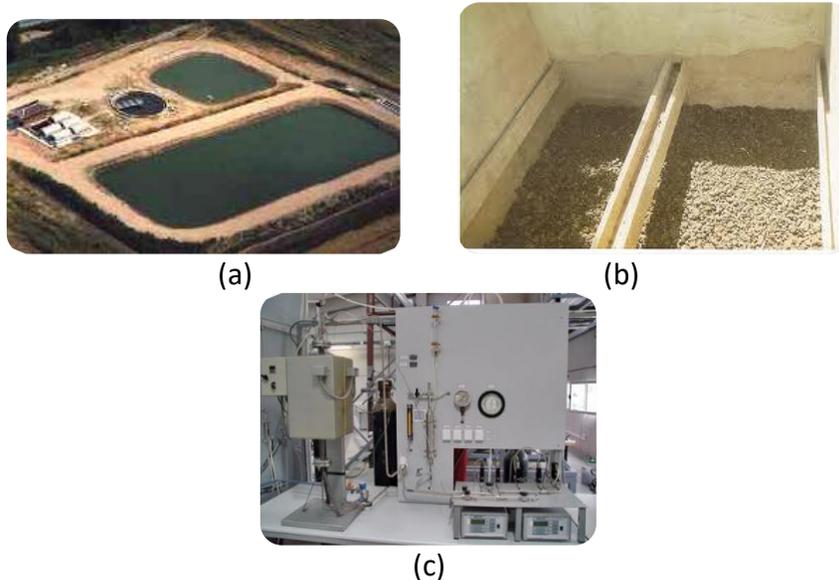


Figura 20. Tratamientos anaerobios. (a) Laguna anaerobia, (b) filtro anaerobio de flujo ascendente, (c) reactor de lecho fijo.

Inicialmente, solo se empleaban para el tratamiento de aguas residuales industriales debido a su alto contenido de materia orgánica, pero su uso se ha extendido a las aguas residuales municipales, ya que según Cakir y Stenstrom (2005), existe una concentración entre los 300 a 700 mg/L de Demanda Bioquímica de Oxígeno última carbonácea (DBO_{UC}), en la cual los tratamientos aerobios ya no son tan efectivos y un agua residual doméstica de 300 mg/L ya se considera de carga fuerte. Sin embargo, no pueden emplearse como único medio de tratamiento, deben combinarse con procesos aerobios para alcanzar la calidad requerida para su descarga (Chan, *et. al.*, 2009)(Ver figura 2); algunas opciones de post tratamiento están incluso diferenciadas como post tratamiento primario para remover compuestos orgánicos e inorgánicos y material suspendido, post tratamiento secundario para eliminar coloides y nutrientes y tratamientos de pulimento para eliminar patógenos (Khan, *et. al.*, 2011).

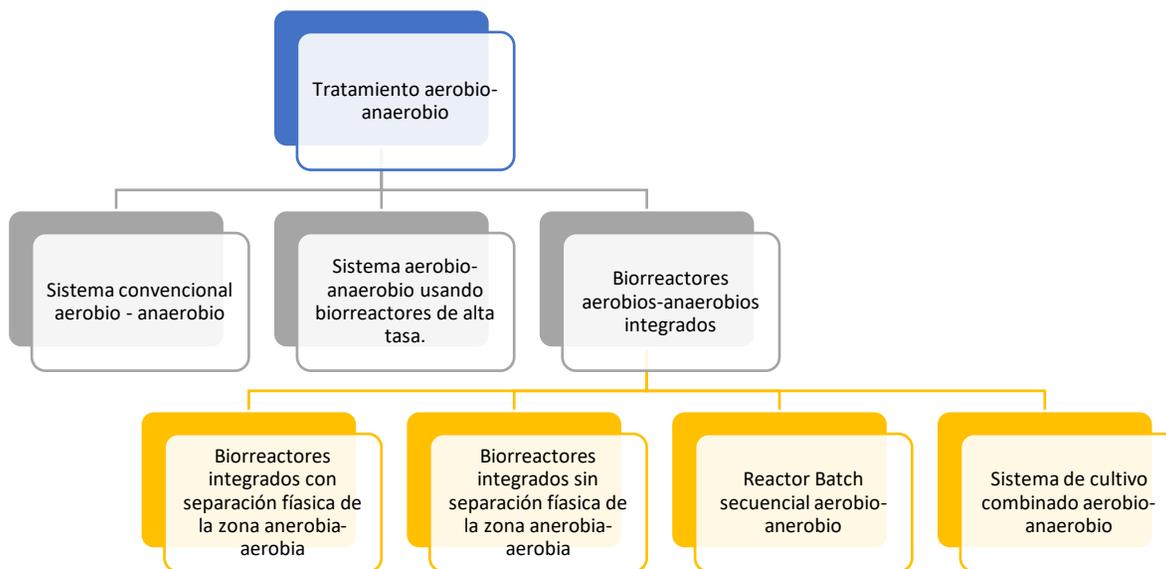


Figura 21. Tipos de sistemas combinados de sistemas aerobios- anaerobios.(Chan, *et. al.*, 2009)

Algunos ejemplos de estos sistemas se indican en la tabla 4 junto con varias de sus características.

Tabla 4. Biorreactores de alta tasa con sistemas anaerobios - aerobios descarga (Chan, *et. al.*, 2009)

Tipo ^a	Tipo de agua residual ^b	DQO mg/L afluente	TCO ^c	% Remoción DQO total	% Remoción anaerobia DQO	% Remoción aerobia DQO	TRH ^d total (h o d)	TRH ^d anaerobia (h o d)	TRH ^d aerobia (h o d)
UASB + CSRT	Entintado ácido de lana	489 - 2000	-	83 - 97	51 - 84	-	3.3 d	17 h	-
UASB + CSRT	Molienda de textiles de algodón	604 - 1038	-	45- 85	9 - 51	-	5.75 d	30 h	4.5 d
2 UASB + CSRT	Lechada de residuos sólidos alimenticios	5400 - 20000	4.3 - 16	96 - 98	59 - 79	85 - 89	5.75 d	1.25 d	4.5 d
UASB + CSRT	Efluente de la industria de la pulpa y el papel	5500 - 6600	16	91	85	-	11.54 h	5 h	6.54 h
UASB + CSRT	Agua residual de la Industria farmacéutica	3000	3.6	97	68 - 89	71 - 85	-	-	-
UASB + LA	Agua residual municipal + agua residual de molienda de aceitunas	1800 - 4400	3 - 7	95 - 96	70 - 90	>60	28.3 h	14.7 h	13.6 h
UASB + LA	Agua residual municipal	386 - 958	-	85 - 93	69 -84	43 - 56	6.8 h	4 h	2.8 h
UASB + LA	Industria del almidón	20 000	15	-	77 - 93	-	-	-	-
UASB + AFB	Agua residual textil sintética	2000 - 3000	-	-	-	-	2.7-3.2 h	14 - 20 h	13 - 12.7 h
RBC +SBR	Mezcla de suero de queso y lácteos, estiércol	37400 - 65700	5.2 - 14.1	99	46.3 - 62.6	93 -95	-	2 - 5 d	-
RBC + SBR	Residuos lácteos tamizados	39900 - 40100	8.2 - 26.8	98	18.7 - 29	86 - 87	-	1 - 4 d	-
FFB +FFB	Aguas residuales de un rastro	400 - 1600	0.39	92	-	-	4.7 - 7.3 d	1.2 d	3.5 - 6.1 d-

^a Tipo de reactor: UASB (upflow anaerobic sludge bed)manto de lodos anaerobio de flujo ascendente; CSTR (continuously stirred tank reactor) reactor de tanque con agitación continua, ; LA, lodos activados; AFB (aerobic fluidized bed)lecho aerobio fluidizado; RBC(rotating biological contactors), biodiscos; SBR,(sequencing batch reactor), reactor secuencial bach; FFB (fixed film) película fija.

^b TCO, Tasa de carga orgánica

^cTRH, Tiempo de retención hidráulica: h, hora; d, día

Ventajas y desventajas del tratamiento Anaerobio.

En la siguiente tabla se resumen tanto las ventajas como las desventajas del tratamiento anaerobio.

Tabla 5. Ventajas y desventajas de los tratamientos anaerobios. (Metcalf & Eddy. 2003)

Ventajas	<ul style="list-style-type: none"> • Se requiere menor energía. • Menor producción de lodos. • Menor cantidad de nutrientes requeridos. • Producción de metano, fuente potencial de energía. • Menor volumen de los reactores. • Con aclimatación, se pueden transformar una mayor cantidad de compuestos. • Rápida respuesta a la adición de sustrato después de largos períodos sin alimentarse.
Desventajas	<ul style="list-style-type: none"> • Largos períodos de arranque. • Puede requerir la adición de algún ión específico o de alcalinidad. • Puede requerir tratamientos posteriores para alcanzar la normatividad. • No es posible la remoción de fósforo y nitrógeno. • Son más sensibles a los efectos adversos de las bajas temperaturas en las tasas de reacción. • Son susceptibles de perturbarse debido a sustancias tóxicas. • Potencial producción de olores y gases corrosivos.

Aspectos energéticos

Los procesos anaerobios pueden ser productores de energía en vez de consumidores como los son los procesos aerobios. Un balance de energía comparando ambos procesos se muestra en la tabla 6, para un agua residual a 20° C, con las siguientes características: flujo de 100 m³/d y 10 kg/m³ de DQO.

Tabla 6. Comparación de un balance de energía entre los procesos aerobios y anaerobios. (Metcalf & Eddy. 2003)

Energía	Valores, kJ/d	
	Anaerobio	Aerobio
Aireación ^{a, b}		-1.9 x 10 ⁶
Metano producido ^{c, d}	12.5 x 10 ⁶	
Incremento de la temperatura de agua residual a 30° C	-4.2 x 10 ⁶	
Energía neta, kJ/d	8.3x 10 ⁶	-1.9 x 10 ⁶

^a Oxígeno requerido = 0.8 kg/ kg DQO removida

^b Eficiencia de aireación = 1.52 kg O₂/ kWh y 3600 kJ = 1 kWh

^c Producción de metano = 0.35m³/kg DQO removida.

^d Contenido de energía del metano = 35 846 kJ/m³ (a 0°C y 1 atm)

La fuerza del agua residual es importante para poder hacer un comparativo, ya que si la concentración del agua residual fuera de 1270 mg/L de DQO, se requeriría la misma cantidad de energía para ambos procesos. A una menor concentración de DQO, el proceso aerobio requerirá menor energía. Sin embargo, la recuperación de calor del proceso anaerobio modificaría estos valores. Además, la menor producción de biomasa, sigue siendo una de sus principales ventajas.

Características del agua residual

Una amplia variedad de aguas residuales pueden tratarse con procesos anaerobios como lixiviados de rellenos sanitarios, aguas provenientes del proceso de refinación del azúcar, de la manufactura química, de la industria del papel, farmacéutica, aguas residuales domésticas, entre otras.

Los procesos anaerobios son atractivos, especialmente para las aguas residuales con altas concentraciones de materia orgánica y a temperaturas cálidas debido a que no requieren de aireación, por lo que se tiene un ahorro en energía además de producir pocos lodos de desecho. Por ejemplo, las aguas residuales provenientes de destilerías tienen concentraciones alrededor de los 3000 mg/L de DQO. Otras consideraciones que se pueden aplicar para las distintas fuentes de agua residual son la presencia de sustancias potencialmente tóxicas, variaciones de caudal, concentraciones de inorgánicos y variaciones estacionales de carga. Los procesos anaerobios son capaces de responder rápidamente a la alimentación de agua residual después de largos períodos sin adición de sustrato.

Variaciones de flujo y carga

Muchas variaciones en el flujo del afluente y en la carga orgánica pueden afectar el balance entre la fermentación ácida y la metanogénesis. Para los sustratos solubles y fácilmente degradables, como los azúcares y los almidones, las reacciones acidogénicas pueden ser mucho más rápidas a altas cargas y pueden incrementar las concentraciones de ácidos grasos volátiles (COV's) e hidrógeno y disminuir el pH. Altas concentraciones de hidrógeno pueden inhibir la conversión de ácido butírico y propiónico. Los bajos pH pueden inhibir la metanogénesis. Debe proveerse una igualación del flujo o capacidad adicional para soportar las condiciones pico de flujo y carga.

Temperatura y concentración orgánica

Los rectores a temperaturas de 25°C a 35°C presentan mejores tasas de reacción y proveen tratamientos más estables. Generalmente, concentraciones de DQO mayores a 1500 - 2000 mg/L se requieren para producir suficientes cantidades de metano para calentar el agua

residual sin utilizar fuentes externas de combustible. A concentraciones menores de 1300 mg/L DQO o menores, debe preferirse el tratamiento aerobio al anaerobio.

El tratamiento anaerobio puede aplicarse a temperaturas menores y son sostenibles de entre 10° y 20°C en reactores de crecimiento suspendido y adherido. Sin embargo, en este intervalo de temperatura, la tasa de degradación de las largas cadenas de ácidos grasos es una limitante. y si se acumulan, pueden generarse espumas en el reactor.

Cuando se emplean tiempos de retención de sólidos (TRS) mayores, la pérdida de sólidos en un reactor anaerobio puede convertirse en un factor crítico limitante. Los reactores anaerobios, generalmente producen sólidos menos floculentos y más dispersos que los reactores aerobios, con concentraciones de sólidos suspendidos totales (SST) para procesos de crecimiento suspendido en un rango de 100 a 200 mg/L.

Para aguas residuales diluidas, la concentración de SST en el efluente limitará el posible TRS del procesos y el potencial de tratamiento.

Fracción de material orgánico no disuelto

La composición del agua residual en términos de sus componentes disueltos y particulados afectan la selección del tipo de reactor anaerobio y su diseño. Las aguas residuales con altos contenidos de sólidos se tratan mejor con procesos de crecimiento suspendido que de crecimiento adherido. Mientras más grande sea la conversión de material orgánico particulado, el TRS crecerá para poder llevar a cabo la hidrólisis de los mismos, lo cual será una limitante en comparación con la fermentación ácida y la metanogénesis en el tratamiento anaerobio.

Alcalinidad del agua residual

Con el alto contenido de CO₂ (típicamente entre el rango de 30 a 50%) en el gas producido en el tratamiento anaerobio, la concentración de alcalinidad en el rango de 2000 a 4000 mg/L como CaCO₃ se requiere típicamente para mantener el pH en o cercano a lo neutral. El nivel de alcalinidad necesario esta rara vez disponible en el afluente del agua residual, pero puede generarse en algunos casos por la degradación de proteínas y aminoácidos (por ejemplo aguas residuales de empacadoras de carnes). Los requerimientos de compra de químicos para el control de pH pueden tener un impacto significativo en la economía del tratamiento anaerobio.

La relación entre el pH y la alcalinidad está controlada por la química de bicarbonato como sigue:

$$\frac{[\text{HCO}_3^-][\text{H}^+]}{\text{H}_2\text{CO}_3} = K_{a1} \dots (3)$$

Donde:

K_{a1} = primera constante de disociación ácida, la cual es una función de intercambio iónico y la temperatura.

La concentración de ácido carbónico (H_2CO_3) se determina usando la ley de Henry (Eq. 4) y la presión parcial del CO_2 en la atmósfera arriba del agua.

$$x_g = \frac{P_T}{H} p_g \dots (4)$$

Donde :

x_g = es la fracción molar de gas en agua, mol gas/mol agua.

$$= \frac{\text{moles de gas } (n_g)}{\text{moles gas } (n_g) + \text{moles de agua } (n_w)}$$

P_T = presión total, usualmente 1.0 atm.

H = constante de la ley de Henry, $\frac{\text{atm}(\text{moles gas}/\text{moles de aire})}{(\text{moles gas}/\text{moles de agua})}$

p_g = fracción molar de gas en el aire. moles de gas / moles de aire.

Una vez conocida la concentración de ácido carbónico, la alcalinidad por bicarbonato para mantener el pH requerido puede estimarse.

Ejemplo de Aplicación: Alcalinidad y pH en un proceso anaerobio

Determine la alcalinidad requerida en kg de CaCO_3/d para mantener un pH de 7.0 en un proceso de crecimiento anaerobio de crecimiento suspendido a 35°C , con un 30% de contenido de CO_2 en el gas arriba del agua. El afluente de agua residual es de $2000 \text{ m}^3/\text{d}$, la alcalinidad es de 400 mg/L como CaCO_3 y no hay alcalinidad producida por sustancias presentes. K_{a1} es $4.85 \times 10^{-7} \text{ mol/L}$.

Solución.

1. Determine la concentración de HCO_3^- requerido para mantener un pH de o cercano a 7.0

a) Determinación de la concentración de ácido carbónico, usando la ecuación 3 y las tablas 5 y 6.

$$\log H = \frac{-A}{T} + B \dots (5)$$

Donde:

H = constante de la ley de Henry a la temperatura T.

A = constante empírica que toma en cuenta el cambio de entalpía en el agua debido a la disociación de los componentes en agua y la constante universal de la ley de los gases.

B = constante empírica

T = temperatura en K

Los valores de A y B para varios gases de interés en el tratamiento de aguas residuales se muestran en la tabla 7.

Tabla 7. Constantes de la ley de Henry a 20°C, constantes de ley de Henry sin unidades a 20°C y coeficientes dependientes de la temperatura (Metcalf & Eddy. 2003)

Parámetro	Constante de Henry, atm	Constante de Henry, sin unidades	Coefficientes A	de temperatura B
Aire	66 400	49.60	557.60	6.724
NH ₃	0.75	5.61 x 10 ⁻⁴	1887.12	6.315
CO ₂	1420	1.06	1012.40	6.606
CO	53 600	40.11	554.52	6.621
Cloro	579	0.43	875.69	5.75
CLO ₂	1 500	1.12	1041.77	6.73
H ₂	68 300	51.10	187.04	5.473
H ₂ S	483	0.36	894.94	5.703
CH ₄	37 600	28.13	675.74	6.880
N ₂	80 400	60.16	537.62	6.739
O ₂	41 100	30.75	595.27	6.644
O ₃	5 300	3.97	1268.24	8.05
SO ₂	36	2.69 x 10 ⁻²	1207.85	5.68

Tabla 8. Constantes de equilibrio en función de la temperatura. (Metcalf & Eddy. 2003)

Temperatura, °C	Constante de Equilibrio mol/L	
	Ka ₁ x10 ⁷	Ka ₂ x10 ¹¹
5	3.020	2.754
10	3.467	3.236
15	3.802	3.715
20	4.169	4.169
25	4.467	4.477
30	4.677	5.129
40	5.012	6.026

Con la ecuación 3, y con los coeficientes de la tabla 5, se obtiene que para 35°C, H = 2092 atm. entonces:

$$x_{H_2CO_3} = \frac{(1atm)(0.30)}{2092atm} = 1.434 \times 10^{-4}$$

Debido a que un litro de agua contiene 55.6 moles [1000g/(18g/mol)], la fracción molar de H_2CO_3 es igual a:

$$x_{H_2CO_3} = \frac{(\text{moles de gas } (n_g))}{\text{moles gas } (n_g) + \text{moles de agua } (n_w)}$$

$$1.434 \times 10^{-4} = \frac{[H_2CO_3]}{[H_2CO_3] + 55.6 \text{ moles / L}}$$

Dado que el número de moles de gas disuelto en un litro de agua es menor que el número de moles de agua,

$$[H_2CO_3] \approx (1.434 \times 10^{-4}) [55.6 \text{ mol/L}] \approx 7.97 \times 10^{-3} \text{ mol/L}$$

b) Determine la concentración de HCO_3^- requerido para mantener un pH de o cercano a 7.0 usando la ecuación 1.

$$[HCO_3^-] = \frac{[4.85 \times 10^{-7} \text{ mol / L}] [7.97 \times 10^{-3}]}{[1 \times 10^{-7} \text{ mol / L}]} = 0.0387 \text{ mol/L}$$

$$HCO_3^- = 0.0387 \text{ mol/L} (61 \text{ g/mol}) (10^3 \text{ mg/g}) = 2361 \text{ mg/L}$$

2. Determine la alcalinidad requerida por día.

$$\text{Equivalentes de } HCO_3^- = \frac{2.361 \text{ g/L}}{61 \text{ g/eq}} = 0.0387 \text{ eq/L}$$

$$1 \text{ eq. } CaCO_3 = \frac{mw}{2} = \frac{(\frac{100 \text{ g}}{\text{mol}})}{2} = 50 \text{ g } CaCO_3 / \text{eq}$$

$$\text{Alcalinidad como } CaCO_3 = (0.0387 \text{ eq/L}) (50 \text{ g/eq}) (10^3 \text{ mg/g})$$

$$= 1925 \text{ mg/L como } CaCO_3$$

$$\text{Alcalinidad necesaria} = (1925 - 400) \text{ mg/L} = 1535 \text{ mg/L}$$

$$\text{Adición diaria de alcalinidad} = (1535 \text{ g/m}^3) (2000 \text{ m}^3/\text{d}) (1 \text{ kg}/1000\text{g}) = 3070 \text{ kg/d.}$$

Nutrientes

Aunque los procesos anaerobios producen menos lodos y así requiere menos nitrógeno y fósforo para el crecimiento de la biomasa, mucha agua residual industrial puede carecer de suficientes nutrientes. De esta manera, la adición de nitrógeno y/o fósforo puede ser necesaria.

Dependiendo de las características del sustrato y el valor de TRS, los requerimientos de nutrientes típicos de nitrógeno, fósforo, y azufre están en el rango de 10 a 13, 2 a 2.6, y 1 a 2 mg por cada 100 mg de biomasa, respectivamente. Los valores de nitrógeno y fósforo son consistentes con los valores de esos constituyentes estimados con base en la composición de las células de biomasa. Además, para mantener la máxima actividad metanogénica, las concentraciones en fase líquida de nitrógeno, fósforo y azufre deben ser del orden de 50, 10, y 5 mg/L, respectivamente (Speece, 1996, citado por Metcalf & Eddy, 2003).

Macronutrientes

La importancia de los metales traza para estimular la actividad metanogénica que ha sido observada y discutida por Speece (1996). Los requerimientos recomendados para hierro, cobalto, níquel y zinc son 0.02, 0.004, 0.003, y 0.02 mg/g de acetato producido, respectivamente. Ejemplos del incremento de la actividad anaerobia se observaron después de añadir trazas de hierro, níquel o cobalto. La cantidad exacta de nutrientes traza necesarios puede variar para diferentes aguas residuales y por lo que las pruebas de ensayo se utilizan para evaluar sus beneficios en los procesos anaerobios con altas concentraciones. Una dosis recomendada de metales traza por litro de volumen de reactor es 0.1 mg de FeCl₂, 0.1mg de CoCl₂, 0.1 mg de NiCl₂ y 0.1 de ZnCl₂.

Compuestos tóxicos inorgánicos y orgánicos

Un análisis adecuado y estudios de tratabilidad son necesarios para asegurar que la toxicidad crónica no exista en las aguas residuales tratadas con el proceso anaerobio. Al mismo tiempo, la presencia de una sustancia tóxica no significa que el proceso no pueda funcionar. Algunos compuestos tóxicos inhiben la velocidad de reacción anaerobia metanogénica, pero con una cantidad alta de biomasa y una carga suficientemente baja, el proceso puede llevarse a cabo. Algunos compuestos tóxicos inorgánicos y orgánicos e inhibidores de interés para el proceso anaerobio se presentan en las tablas 8 y 9, respectivamente.

La aclimatación a concentraciones tóxicas también se ha demostrado (Speece, 1996). Se pueden utilizar medidas de pre tratamiento para eliminar componentes tóxicos, y, en algunos casos, la separación de fases puede evitar problemas de toxicidad mediante el establecimiento de la degradación de los componentes tóxicos en la fase ácida, antes de la exposición de las bacterias metanogénicas más sensibles a los componentes tóxicos.

Tabla 9. Compuestos inorgánicos tóxicos e inhibidores de interés para procesos anaerobios(Metcalf & Eddy. 2003)

Sustancia	Concentración inhibitoria moderada, mg/L	Concentración inhibitoria fuerte, mg/L
Na ⁺	3500-5500	8,000
K ⁺	2500-4500	12,000
Ca ²⁺	2500-4500	8,000
Mg ²⁺	1000-1500	3,000
Nitrógeno amoniacal NH ⁺ ₄	1500-3000	3,000
Sulfuro, S ²⁻	200	200
Cobre, Cu ²⁺		0.5 (soluble) 50-70 (total)
Cromo, Cr(VI)		3.0 (soluble) 200-250 (total)
Cromo, Cr(III)		180-420 (total) 2.0 (soluble)
Níquel, Ni ²⁺		30.0 (total)
Zinc, Zn ²⁺		1.0 (soluble)

Tabla 10. Compuestos orgánicos tóxicos e inhibidores de interés para procesos anaerobios(Metcalf & Eddy. 2003)

Compuesto	Concentración que provoca a reducción en un 50% de la actividad, mM ^a
1 -Cloropropeno	0.1
Nitrobenceno	0.1
Acroleína	0.2
1 -Cloropropano	1.9
Formaldehido	2.4
Ácido laurico	2.6
Etil benceno	3.2
Acrlonitrilo	4
3-Clorol- 1, 2 propanodiol	6
Crotonaldehido	6.5
Ácido 2- Cloropropiónico	8
Acetato de vinilo	8
Acetaldehído	10
Etil acetato	11
Ácido acrílico	12
Catecol	24
Fenol	26
Anilina	26
Resorcinol	29
Propanol	90

^a mM = mili moles

Tiempo de retención de sólidos

Es un parámetro fundamental en el diseño y operación de los procesos anaerobios. En general, se requieren valores mayores a de 30 d de TRS para procesos a 30°C para un tratamiento efectivo, este valor incrementa conforme descienda la temperatura.

Producción esperada de gas metano

Entre más carga orgánica tenga un agua residual mayor cantidad de metano se generará por volumen de líquido tratado para proveer cantidades relativamente altas de energía que eleven la temperatura del líquido.

La cantidad de metano producida por unidad de DQO convertida en condiciones anaerobias es de 0.35 L CH₄/ g DQO en condiciones estándar (0°C a 1 atm). Para determinar la cantidad de metano en otras condiciones estándar se utiliza la ley universal de los gases (ecuación 6, para saber el volumen del gas ocupado por un mol de metano a la temperatura en cuestión.

$$V = \frac{nRT}{P} (6)$$

Donde:

V = volumen ocupado de gas, L.

n = moles de gas, moles.

R = constante universal de los gases, 0.082057 atm-L/mol-K

T = temperatura en kelvin. K.

P = presión absoluta, atm.

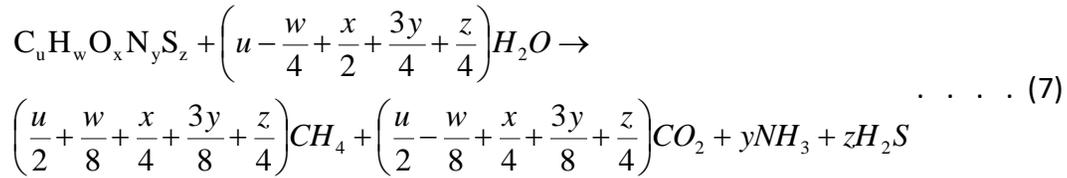
Así, para el ejemplo expuesto anteriormente, el volumen ocupado por un mol de metano a 35°C es:

$$V = \frac{1\text{mol}(0.082057\text{atm} - \text{L} / \text{mol} - \text{K})(308.15\text{K})}{1\text{atm}} = 25.29\text{L}$$

Dado de la DQO de un mol de CH₄es igual a 64 g, la cantidad de CH₄ producida por unidad de DQO convertida bajo condiciones anaerobias a 35°C es igual a 0.40 L como se ve a continuación:

$$(25.29 \text{ L}) / (64 \text{ g DQO/mol CH}_4) = \mathbf{0.40 \text{ L CH}_4 / \text{g DQO}}$$

Si la composición del desecho se conoce, y despreciando la cantidad de constituyentes usados para la síntesis celular, la siguiente relación, propuesta inicialmente por Bruswell y Boruff (1932) y subsecuentemente extendida por Sykes (2000), puede usarse para estimar la cantidad de CH₄, CO₂, NH₃ y H₂S que se producirán bajo condiciones anaerobias.



El amoniaco gaseoso que se forma reaccionará con el dióxido de carbono para formar los iones amonio y bicarbonato de acuerdo con la siguiente relación:



La reacción de la ecuación 6 es representativa de la reacción de alcalinidad bajo condiciones anaerobias, debido a la conversión de compuestos orgánicos que contienen proteínas (nitrógeno). Las fracciones molares esperadas de metano, dióxido de carbono y sulfuro de hidrógeno, se dan en las siguientes tres expresiones, respectivamente. En general, la fracción molar de sulfuro de hidrógeno será menor debido al acomplejamiento/precipitación.

$$f_{CO_2} = \frac{4u-w+2x-5y+2z}{8(u-y+z)} \dots (9)$$

$$f_{CH_4} = \frac{4u+w-2x-5y-2z}{8(u-y+z)} \dots (10)$$

$$f_{H_2S} = \frac{z}{8(u-y+z)} \dots (11)$$

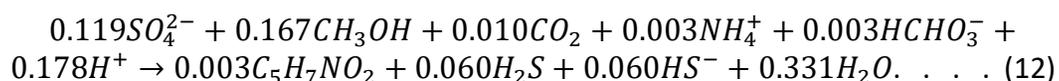
El porcentaje de CO₂ en el gas será mayor al 50%. Para carbohidratos y residuos almidonados, la alcalinidad será un problema.

Eficiencia de tratamiento necesaria

Los procesos anaerobios son capaces de convertir eficientemente altas concentraciones de DQO a metano con una producción de biomasa mínima. Con valores de TRS mayores de 20 a 50 d, la transformación máxima se dará más de 25°C. Sin embargo, se tendrá una alta concentración de sólidos suspendidos en el efluente (50 a 200 mg/L), por lo que requerirá un tratamiento posterior de pulimento como ya se mencionó.

Producción de sulfuro

Los compuestos oxidados de sulfuro, como el sulfito, sulfato y tiosulfato pueden estar presentes en concentraciones significativas en varias aguas residuales industriales y en algún grado en las aguas residuales municipales. Estos compuestos pueden servir como aceptores de electrones para las bacterias reductoras de sulfato, las cuales consumirán compuestos orgánicos en el reactor anaerobio, produciendo sulfuro de hidrógeno. Por ejemplo, usando el metanol como donador de electrones y una f_s de 0.05, la reacción para la reducción de sulfato a sulfuro es la siguiente:



Así, la cantidad de sulfuro de hidrógeno producido por unidad de DQO es la misma que de metano (0.40L H₂S/ g DQO usada a 35°C).

El sulfuro de hidrógeno tiene mal olor y es corrosivo. La combustión de productos formados a partir de sulfuro se considera contaminante. En contraste con el metano, el H₂S es altamente soluble en agua, con una solubilidad de 2650 mg/L a 35° C, por ejemplo.

La concentración de compuestos oxidados de azufre en el afluente de un proceso anaerobio es importante, altas concentraciones pueden tener efectos negativos en el tratamiento. Las bacterias reductoras de sulfato compiten con las metanogénicas por la DQO, por lo que reducirán la producción de metano. Mientras las bajas concentraciones de sulfuro (menores de 20 mg/L) son necesarias para la actividad metanogénica óptima, concentraciones mayores son tóxicas. La actividad metanogénica puede reducirse en un 50% o más a concentraciones de H₂S entre 50 y 250 mg/L.

Debido a que el H₂S no ionizado se considera más tóxico que el ionizado, el pH es importante en la determinación de la toxicidad del H₂S. Su grado de toxicidad se complica por el tipo de biomasa anaerobia presente (granular o dispersa), la particular población metanogénica y la tasa de alimentación DQO/SO₄²⁻. A mayores concentraciones de DQO, mayor producción de gas metano se tendrá y diluirá el H₂S y se pasará a fase gaseosa.

El porcentaje de H₂S en función del pH se determina usando la siguiente relación:

$$H_2S, \% = \frac{[H_2S]*100}{[H_2S]+[HS^-]} = \frac{100}{1+[HS^-]/[H_2S]} = \frac{100}{1+K_{a1}/[H^+]}. \dots (13)$$

Toxicidad del amoniaco

Puede ser un tema de preocupación en el tratamiento anaerobio de aguas residuales que tengan altas concentraciones de amonio o proteínas y/o aminoácidos, los cuales se pueden degradar para producir amoniaco. Concentraciones elevadas de amoniaco son tóxicas para las bacterias metanogénicas.

El umbral de toxicidad del amoniaco está en 100 mg/L de $\text{NH}_3\text{-N}$, pero con un período de aclimatación, pueden tolerar concentraciones mayores. Se ha reportado la toxicidad del amonio total en intervalos de 1500 a 3000 mg/L como $\text{NH}_4^+\text{-N}$ a un pH superior de 7.4, una concentración de 3000 mg/L es tóxica a cualquier pH.

Separación líquido – sólidos

Una separación eficiente puede mejorar el desempeño de un proceso de tratamiento anaerobio. Debido al bajo coeficiente de síntesis de sólidos asociado con el tratamiento anaerobio, la mayoría de los sólidos residuales salen en el efluente tratado, con lo que el grado de captura afecta el valor del TRS. Una buena captura de sólidos mejora el efluente en términos de SST, y puede resultar en un TRS mayor para incrementar el nivel de conversión de DQO.

Aspectos que influyen en la operación de los procesos anaerobios.

Los aspectos que influyen en la operación de los procesos anaerobios son el pH, cuyo rango aceptable de trabajo se encuentra entre 6.5 a 7.5, es decir un medio prácticamente neutro apto para las bacterias metanogénicas. (Montes, *et.al.*, 2009)

La relación Carbono-Nitrógeno (C/N), pues la calidad y cantidad del biogás producido dependerá de la composición del desecho utilizado. El Carbono y el Nitrógeno son fuentes principales de alimentación de las bacterias formadoras de metano. La relación óptima de estos elementos en la materia prima debe ser aproximadamente de C/N = 30. (Montes, *et.al.*, 2009)

Nivel de carga: se calcula como la materia seca total (MS) o materia orgánica que es cargada diariamente por metro cúbico de volumen de digester. Según los requerimientos operacionales el contenido de MS no debe exceder el 10% en la mayoría de los casos. (Montes, *et.al.*, 2009)

Temperatura: se considera uno de los parámetros más importantes, dado que la misma establece el tiempo de retención, el tamaño del digester, la producción de biogás y determina los niveles de reacción química y biológica (Groppelli, Giampaoli, 2001).

El proceso se lleva a cabo satisfactoriamente en 2 rangos bien definidos, entre 10 °C a 37°C, para la flora de bacterias mesofílicas, y entre 55°C a 60 °C para el rango termofílico. Para que las bacterias trabajen en forma óptima, se requiere mantener la temperatura lo más constante posible (Groppelli, Giampaoli, 2001).

Tipos de Reactores Anaerobios.

Los reactores biológicos utilizados para el tratamiento de aguas residuales pueden dividirse en dos grandes grupos con base en el tipo de crecimiento microbiano:

- Lecho fijo, formando biopelículas.
- Crecimiento libre o suspendido.

En los primeros la biomasa está constituida por bacterias formando una película sobre un soporte inerte, mientras que los segundos dependen de que los microorganismos formen gránulos o flóculos en el reactor. Las bacterias que crecen en suspensión deben de formar estructuras que las permitan permanecer en el reactor y no ser lavadas con el efluente, y la eficiencia del proceso depende en buena parte de la capacidad del inóculo (lodos/residuos) para formarlas.

Reactores con la biomasa no unida a soporte

Reactor de mezcla completa (CSTR)

Es el digester anaerobio más simple. Viene a ser un cultivo microbiano continuo, con una entrada continua de medio y una salida continua de residuos (agua tratada) y exceso de biomasa.

Reactor de contacto (ACP).

Se trata de un reactor de mezcla completa y un posterior decantador para separar sólidos de líquidos, lo que permite reciclado de parte de la biomasa.

Reactor anaerobio de flujo ascendente con lecho/manto de lodos (UASB)

La innovación técnica de este tipo de reactores reside en un dispositivo situado en la parte superior del reactor (separador de tres fases- GSS) que permite separar internamente la biomasa, el efluente tratado y el biogás. Con ello se consigue acumular grandes cantidades de biomasa - muy activa - que adopta la estructura de gránulos compactos con una elevada capacidad de sedimentación. Es el más extendido a escala industrial.

Reactor anaerobio por lotes en serie (ASBR)

Tanto la alimentación como la decantación tienen lugar por lotes en series discontinuas en un único reactor. La secuencia cíclica incluye cuatro etapas: alimentación, reacción, sedimentación y vaciado.

Reactor anaerobio con deflectores (ABR)

Conceptualmente se podría considerar como una serie de reactores UASB conectados en serie. Está formado por un único tanque con una serie de deflectores o paneles internos verticales que fuerzan el paso del agua entre ellos.

Reactores con la biomasa unida a un soporte

En ellos la biomasa es inmovilizada en, o alrededor de, partículas o superficies inertes formando biopelículas.

Filtros anaerobios (AF).

La biomasa se encuentra unida a un medio inerte o atrapada en él. El afluente atraviesa el reactor con flujo vertical, bien ascendente o descendente. El tamaño de dichas partículas es relativamente grande y su tasa de colonización por parte de las bacterias depende de la rugosidad, porosidad, tamaño de poro, etc.

Reactores de contacto con soporte (CASBER).

Estos reactores son, en esencia, idénticos a los sistemas de contacto pero con la incorporación de un medio inerte en el reactor. La cantidad de material soporte es pequeña, sus dimensiones también lo son y tienen baja velocidad de sedimentación.

Reactores de lecho fluido y lecho expandido (FB/EB).

Técnicamente, un reactor FEB es una estructura cilíndrica, empaquetada hasta un 10% del volumen del reactor con un soporte inerte de pequeño tamaño lo que permite la acumulación de elevadas concentraciones de biomasa que forman películas alrededor de dichas partículas. La expansión del lecho tiene lugar gracias al flujo vertical generado por un elevado grado de recirculación. La velocidad de ascenso es tal, que el lecho se expande hasta un punto en el que la fuerza gravitacional de descenso es igual a la de fricción por arrastre.

Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (UASB)

La abreviación U.A.S.B. se define como Upflow Anaerobic Sludge Blankett o Reactor Anaerobio de Manto de Lodos de Flujo Ascendente. Esta tecnología proveniente de Bélgica y Holanda, es aplicada especialmente al tratamiento de aguas residuales con alto contenido de materia orgánica.

El reactor anaerobio de flujo ascendente y manto de lodo describe un reactor de biopelícula fija sin medio de empaque o soporte, con una cámara de digestión que tiene flujo ascendente y a cierta altura se desarrolla un manto de lodos anaerobios que es altamente activa y en el cual se da la estabilización de la materia orgánica del afluente hasta CH_4 y CO_2 . (Caicedo, 2006).

La operación de los reactores UASB se basa en la actividad autorregulada de diferentes grupos de bacterias que degradan la materia orgánica y se desarrollan en forma interactiva, formando un lodo biológicamente activo en el reactor. Dichos grupos bacterianos establecen entre sí relaciones simbióticas de alta eficiencia metabólica bajo la forma de gránulos cuya densidad les permite sedimentar en el digestor. La biomasa permanece en el reactor sin necesidad de soporte adicional. En la figura 21 se muestra un esquema general de uno de estos reactores, donde se distinguen 4 zonas:

- La zona 1 se llama lecho del lodo.
- La zona 2 se llama la manta de lodo.
- La zona 3 es la zona de bajo nivel de turbulencia.
- La pieza 4 del diagrama sirve como sedimentador.

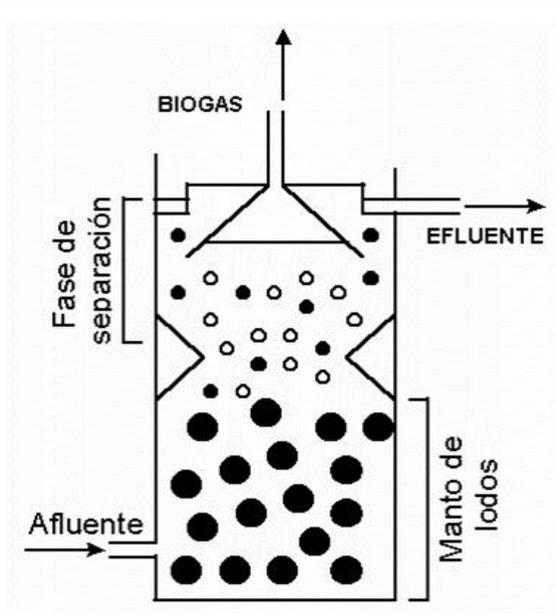


Figura 21. Esquema general de un reactor UASB.

Debido a la formación de flóculos de lodos granulados, la concentración en la zona más difusa, en la parte superior del manto de lodos del RAFA es de 5 a 40 g / L. En la la parte inferior del reactor, la concentración de sólidos puede variar de 50 a 100 g / L. Las partículas de lodo granulado tienen un rango de tamaño de 1.0 a 3.0 mm (ver figura 22 y 23).

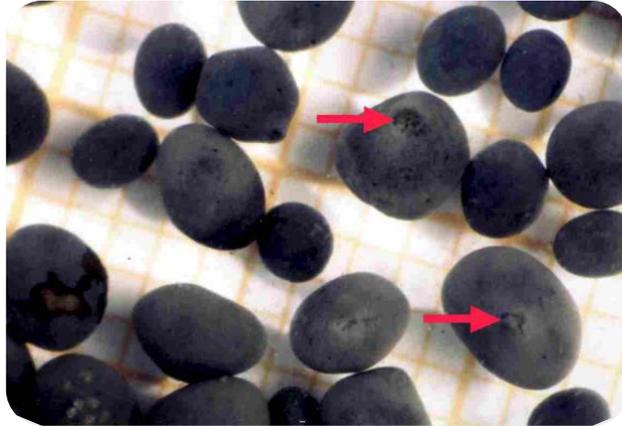


Figura 22. Gránulos de lodo activo de un reactor UASB.



Figura 23. Ejemplos de los lodos encontrados en cada zona de un reactor UASB.

La granulación es muy efectiva en aguas residuales con alto contenido de carbohidratos o azúcares, pero no tanto con las aguas residuales con gran contenido de proteínas, las cuales tiene como resultando flóculos más suaves difíciles de sedimentar.

Otros factores que afectan el desarrollo de sólidos granulados son:

- El pH, este debe ser mantenido cerca de 7.0, y es recomendada una relación DQO: N: P durante el inicio de 300:5:1, mientras que una proporción más baja se puede utilizar durante la operación de estado estacionario de 600:5:1.
- La velocidad del flujo ascendente.
- La adición de nutrientes
- La presencia de otros sólidos en suspensión del manto de lodo, ya que pueden inhibir la densidad y la formación de lodo granulado

La formación de las densas partículas de lodo granulado se da en condiciones de pH cercano al neutro, a un régimen de un tapón de flujo hidráulico, una zona de alta presión de hidrógeno parcial, una fuente no limitativa de $\text{NH}_4\text{-N}$ y una cantidad limitada del aminoácido cisteína. El organismo clave en la granulación es la *Methanosaeta concili.*

Como se mencionó, el líquido a depurar asciende con una pequeña velocidad poniéndose en contacto con una altísima concentración de lodos anaerobios, lecho que es conocido como "manto de lodos" por su capacidad de expandirse debido al flujo ascendente, sin ser evacuado del reactor. Por lo que simultáneamente se llevan a cabo procesos de filtración biológica, absorción y adsorción, al mismo tiempo que decantación. (López, 1998)

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

Arranque

La problemática del arranque de un reactor anaerobio consiste en mantener las condiciones adecuadas para el crecimiento de la biomasa siendo los nutrientes necesarios lo más importante para ello. Esto último puede variar mucho dependiendo del origen del agua y en el caso de las aguas residuales domésticas, aunque los valores de los diferentes componentes se encuentran balanceados, normalmente la concentración de éstos es muy baja, particularmente para el desarrollo de la biomasa anaerobia por lo que el crecimiento resulta excesivamente lento produciendo un arranque muy prolongado. (Pacheco y Magaña, 2003).

La baja producción de biomasa en relación al sustrato consumido, ($Y = 0.18 \text{ Kg SSV} / \text{Kg DQO}$ removida) hace necesaria la inoculación. (Pacheco y Magaña, 2003. López, *et. al.*, 2000).

Ventajas de los UASB

Los reactores del tipo UASB presentan una serie de ventajas sobre los sistemas aerobios convencionales, la inversión principalmente es menor (costos de implantación y mantenimiento), producción pequeña de lodos excedentes, consumo pequeño de energía eléctrica y simplicidad del funcionamiento (Ramírez y Koetz, 1998). Son económicos energética y ecológicamente.

Los filtros anaerobios son relativamente pequeños, fáciles de construir y presentan buenas eficiencias de remoción de materia orgánica. (Castillo, *et., al.*, 2006)

También proporcionan una mejora el grado de tratabilidad de las aguas residuales para las etapas subsecuentes, ya que en ellos hay mayor concentración de bacterias que en otros

sistemas, lo cual permite operar con velocidades de carga orgánica más elevadas además de minimizar problemas de colmatación por sólidos y se reduce la posibilidad de cortos circuitos.

La pantalla que hay en el RAFA crea una zona de bajo nivel de turbulencia donde, aproximadamente, el 99.9% del lodo en suspensión se sedimenta en el fondo del reactor.

Otras ventajas de los reactores UASB, se listan a continuación:

- ✓ Bajos requerimientos nutricionales.
- ✓ El proceso puede manejarse con altas cargas intermitentes.
- ✓ Los lodos se conservan (sin alimentación) por largos períodos de tiempo.
- ✓ Producción de metano aprovechable.
- ✓ Identificación y medición de productos intermedios que proporcionan parámetros de control adicionales.
- ✓ La fermentación ácida y metánica, así como la sedimentación tienen lugar en el mismo tanque, por lo cual las plantas son muy compactas.
- ✓ El consumo de potencia es bajo, puesto que el sistema no requiere ninguna agitación mecánica.
- ✓ La retención de biomasa es muy buena y por eso no es necesario reciclar el lodo.

Desventajas.

Las limitaciones del proceso están relacionadas con las aguas residuales que tienen altos contenidos de sólidos, o cuando su naturaleza impide el desarrollo de los lodos granulados.

El arranque del proceso es lento, pues consiste en mantener las condiciones adecuadas para el crecimiento de la biomasa siendo los nutrientes necesarios lo más importante para su crecimiento.

Las bacterias anaerobias (particularmente las metanogénicas) se inhiben por un gran número de compuestos.

Su aplicación debe ser monitoreada y puede requerir un pulimento posterior de su efluente, además se generan malos olores si no es eficazmente controlado.

Mantenimiento.

El operador debe revisar diariamente que las tuberías de entrada al RAFA no estén obstruidas por algún cuerpo extraño como botellas, plástico, madera o basuras. En caso de encontrar algún objeto debe proceder a retirarlo con una pala curva o con un rastrillo.

El Operador lavará, la superficie del RAFA una vez a la semana como mínimo con la misma agua tratada a presión.

El reactor anaerobio de flujo ascendente se purgará cuando se encuentre saturado, esto lo indicará la excesiva salida de lodos en el área de efluencia. La purga consistirá en la extracción de lodos del registro del RAFA mediante una bomba especializada para lodos o un equipo Vactor, esta purga se realizará aproximadamente tres años después de la fecha de arranque.

El lodo generado podrá ser succionado (bombeado) dejando un residuo de unos 0.15 a 0.20 m, ya que esta capa contendrá suficientes bacterias para iniciar una nueva colonia digestora. (Escalante, *et. al*,2000).

Consideraciones de diseño para un R.A.F.A.

Dentro de los aspectos a considerar para el diseño de un reactor anaerobio de flujo ascendente se encuentran las características de aguas residuales en términos de la composición y contenido de sólidos, la carga orgánica volumétrica, la velocidad de flujo ascendente, el volumen del reactor, las características físicas, como el sistema de distribución del efluente y el sistema de recolección de gas

Características de las aguas residuales

Ciertas sustancias pueden afectar negativamente a la granulación de lodos, ya que aguas residuales con altas concentraciones de proteínas y/o grasas reducen la capacidad de formar un denso lodo granulado. La fracción de las partículas contra DQO soluble es importante para determinar las cargas de diseño para el RAFA, así como la determinación de la aplicabilidad del proceso.

Cuánto más se incremente la fracción de sólidos en un agua residual, la habilidad de formar lodos densos disminuye.

Cargas orgánicas volumétricas

Las típicas cargas de DQO en función de la fuerza de las aguas residuales, la fracción de partículas de DQO en las mismas, y las concentraciones de SST en el afluente se resumen en la Tabla 11.

Tabla 11. Cargas volumétricas recomendadas para reactores UASB a 30°C para alcanzar remociones del 85% al 95%(Metcalf & Eddy. 2003)

DQO mg/L de agua residual	Fracción de DQO particulada	Carga Lodo Floculento	Volumétrica Lodo granular con alta remoción de SST	kgDQO/m³*d Lodo granular con poca remoción de SST
1000 - 2000	0.10 – 0.30	2 – 4	2 – 4	8 – 12
	0.30 – 0.60	2 – 4	2 – 4	8 – 14
	0.60 – 1.00	NA	NA	NA
2000 – 6000	0.10 – 0.30	3 – 5	3 – 5	12 – 18
	0.30 – 0.60	4 – 8	2 – 6	18 – 24
	0.60 – 1.00	4 – 8	2 – 6	NA
6000 – 9000	0.10 – 0.30	4 – 6	4 – 6	15 – 20
	0.30 – 0.60	5 – 7	3 – 7	15 – 24
	0.60 – 1.00	6 – 8	3 – 8	NA
9000 – 18 000	0.10 – 0.30	5 – 8	4 – 6	15 – 24
	0.30 – 0.60	NA	3 – 7	NA
	0.60 – 1.00	NA	3 – 7	NA

Eficiencias de remoción de DQO del 90 a 95% se han logrado en cargas que van desde 12 hasta 20 DQO kg/m³ *d en una variedad de desechos de 30 a 35° C con reactores UASB. Los valores de τ (tiempo de retención hidráulico) para las aguas residuales de alta fuerza se han logrado disminuir a lapsos de 4 a 8 horas a esas cargas. Donde menos del 90% de remoción de DQO y las concentraciones de SST mayores de efluentes son aceptables, se puede utilizar el aumento de las velocidades de flujo ascendente, las cuales desarrollarán un lodo granulado más denso por el lavado de otros sólidos.

Velocidad de flujo ascendente

Para aguas residuales más débiles, la velocidad permitida y la altura del reactor, determinará el volumen del reactor UASB y para para aguas residuales más fuertes, la velocidad será determinada por la carga volumétrica de DQO.

Volumen del reactor y dimensiones

Deben considerarse la carga orgánica, la velocidad superficial y el volumen efectivo de tratamiento para determinar el volumen requerido del reactor y sus dimensiones.

El volumen efectivo de tratamiento es el volumen ocupado por el manto de lodo y de biomasa activa. Un volumen adicional existe entre el volumen efectivo y la unidad de recolección de gas donde se produce una cierta separación adicional de sólidos y la biomasa se diluye.

Características físicas

Las principales características físicas que requieren una cuidadosa consideración son: la alimentación de entrada, la separación y recolección de gas (Los diseños de separación de entrada y el gas son únicos para el RAFA) y la retirada del efluente, para proveer una distribución uniforme y evitar el acanalamiento y formación de zonas muertas. Estos dos aspectos son muy importantes sobre todo cuando se tratan aguas residuales débiles, ya que se puede tener menor producción de gas y mezcla del manto de lodos.

Un número de tuberías de alimentación se colocan para dirigir el flujo a diferentes áreas en la parte baja del reactor. El acceso, debe proveer tuberías para la limpieza en caso de taponamiento.

Recuperación de gas y separación de sólidos

El separador de gas/ sólidos (GSS) está diseñado para recolectar el biogás, previniendo el lavado de sólidos, fomentando la separación de partículas de gases y sólidos, para permitir que los sólidos se deslicen hacia atrás en la zona de manto de lodos, y ayudar a mejorar la eliminación de sólidos en el efluente.

Una serie de pantallas en forma de V invertida se utiliza junto a vertederos de efluentes para lograr los objetivos mencionados.

Una Fosa Séptica o Tanque Séptico, es en esencia un contenedor para las descargas de aguas residuales domiciliarias de lugares donde no se cuenta con la posibilidad de conectarse a un sistema de drenaje. El efluente de la fosa se envía al subsuelo a través de un sistema de absorción. Existen de diversas configuraciones y materiales, en resumen debe constar de:

Entrada de las aguas residuales: Básicamente es por donde las aguas residuales llegan a la zona del tratamiento en sí, debe permitir el flujo adecuado, reducir las oscilaciones y movimientos provocados por el flujo de entrada.

1. Cámara: Es donde se realiza la separación de sólidos por decantación y la digestión de los mismos por medio de los microorganismos que allí existen.
2. Salida de líquido: Como su nombre lo indica permite la salida de los líquidos, debe tener la forma de prevenir la salida de los flotantes.
3. Acceso: Es importante que cuente con una forma de acceso, que permita la recolección de los lodos digeridos, ya que es necesario retirar los mismos de la fosa, así como acceso para inspección de la misma.
4. Tubo de ventilación: Permite el escape de los gases producidos por la digestión de los materiales orgánicos por los microorganismos. Es recomendable tener tubo de ventilación, sin embargo puede funcionar sin este, aunque la acumulación de gases, incluidos algunos explosivos como el metano, puede ser un inconveniente al momento de realizar una inspección u otra actividad.

El uso de tanques sépticos como sistema de saneamiento ofrece las ventajas que se enlistan a continuación:

- Debido a que no tienen partes mecánicas, necesitan muy poco mantenimiento y atención
- Flexibilidad y adaptabilidad para una amplia variedad de necesidades de disposición de los desechos de cada vivienda
- Puede tratar cualquier agua residual doméstica, como la procedente de baños y cocinas, sin riesgo de alterar su funcionamiento normal
- La cantidad de lodo generado durante su operación es poco significativa

Las desventajas de este tipo de sistemas son:

- Requieren de la existencia de abastecimiento de agua por tuberías
- Son más caros que otros sistemas de tratamiento in situ
- Necesitan de un suelo con área suficiente y de naturaleza permeable, que permita la absorción del efluente.

Es una unidad de tratamiento primario para el tratamiento de aguas residuales de comunidades de 5000 habitantes o menos, los tanques Imhoff ofrecen ventajas para el tratamiento de aguas residuales domésticas. La finalidad es la sedimentación de los sólidos sedimentables y la digestión de los mismos en la misma unidad, por ese motivo también se llama tanques de doble cámara.

El tanque Imhoff no tiene partes mecánicas por lo que su operación es sencilla, pero es necesario que las aguas residuales pasen por procesos de tratamiento preliminar de cribado y de remoción de arenas.

El tanque Imhoff típico es de forma rectangular, aunque se pueden construir de forma circular y se divide en tres compartimientos:

1. Cámara de sedimentación.
2. Cámara de digestión de lodos.
3. Área de ventilación y acumulación de natas.

Ventajas:

- Sin consumo energético
- Poco mantenimiento
- No requiere personal especializado
- Son adecuados para ciudades pequeñas y para comunidades donde no se necesite una atención constante y cuidadosa.

Diseño de un Sistema de Tratamiento de Aguas Residuales

En esta sección se van a presentar los procedimientos o secuencias de cálculo de las operaciones y procesos unitarios más comunes para diseñar una Planta de Tratamiento de Aguas Residuales.

Tratamiento preliminar o pretratamiento



Figura 24. Aspectos básicos de pre tratamiento, operación y mantenimiento. (Vega)

En el tratamiento de aguas residuales el pretratamiento nos ayuda a remover los sólidos de tamaño grande y remover los sólidos inorgánicos pesados.

- ✓ Los sólidos gruesos (principalmente papel, plástico, trapos y otros desechos sólidos) que se encuentran en el alcantarillado debido a las aguas domésticas.
- ✓ Los sólidos inorgánicos pesados (principalmente arenas) se encuentran en el alcantarillado debido a conexiones de tubería y pozos de inspección.

Se realiza este tratamiento para evitar que algunos sólidos no lleguen a las bombas u otros equipos utilizados, evitando su desgaste de estos equipos considerablemente, así como también ayuda a evitar que la eficiencia de los tratamientos posteriores se vea afectado.

Cribas

Esta operación también se conoce como desbaste, se realiza a través de rejillas que ayudarán a remover los sólidos de gran tamaño como son, trozos de madera, ramas u hojas, así como también plásticos o basura que se llegue a encontrar en el agua.

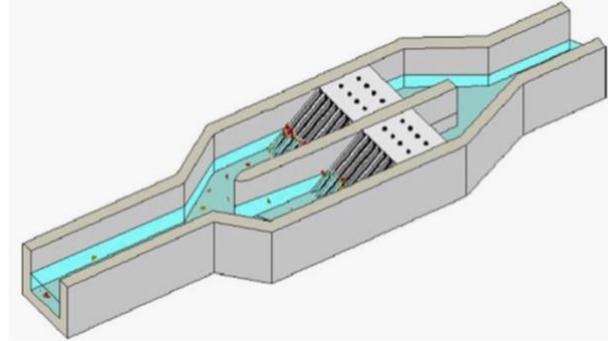


Figura 25. Área de cribas (Rastrillos). (BELZONA)

Estas rejillas tienen diferente diseño, dependiendo de las características y la procedencia que tenga el agua residual.

Las rejillas principalmente se dividen según los siguientes parámetros:

- ❖ La separación de los barrotes siendo:
 - Fina de 5mm a 15mm de separación.
 - Media de 15mm a 50cm de separación.
 - Gruesa que tiene una separación mayor de 50mm (llegando a un máximo de 75mm).

- ❖ La inclinación que tenga.
 - Vertical que llega a tener 0° de inclinación tomando de referencia la vertical.
 - Inclinada que tiene una inclinación de 30° a 45° desde la vertical.



Figura 26. Rejillas Mecánicas (TEMMISA)

- ❖ El tamaño de los barrotes ya sea grueso o fino.

Principalmente este se diseñará

dependiendo la partícula que se quiera retirar, evitando la deformación de los barrotes.

- Los barrotes gruesos llegan a tener de ½ a 1 pulgada de diámetro.
- Los barrotes finos tienen de ¼ a ½ pulgada de diámetro.

❖ La limpieza que tendrán.

➤ Manual

Principalmente se utilizan en plantas de tratamiento pequeñas, son inclinadas para la facilidad de la limpieza, debido a que con ayuda de un rastillo un operador quitara los residuos que se queden atrapados en las rejillas llevando estos residuos a un incinerador o un relleno sanitario.

➤ Mecánica o Automática.

Se usan generalmente en plantas de tratamiento grandes, los mecanismos de limpieza son generalmente de peines giratorios o de barras dentadas.



Figura 27. Rejillas Manuales. (TEMMISA)

Los parámetros antes mencionados se pueden separar dependiendo el tipo de limpieza que tengan las rejillas.

Barrotes			
Limpieza	Ancho (cm)	Separación (mm)	Inclinación (°) Desde la vertical
Manual	0.5-1.5	2.5-5.0	30-45
Mecánica	0.5-1.5	1.5-7.5	0-30

Para el diseño de las rejillas en el tratamiento se requiere saber si las pérdidas hidráulicas son menores a 15 cm para conocer estas perdidas se ocupa la siguiente formula:

$$h_L = \beta \left(\frac{w}{b} \right)^{4/3} \frac{v^2 \text{sen } \phi}{2g}$$

Siendo:

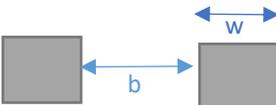
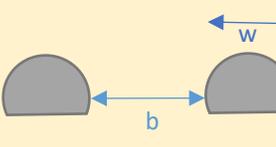
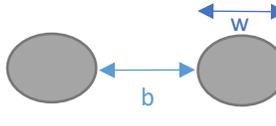
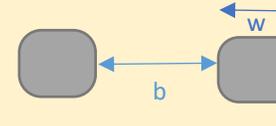
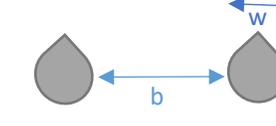
w = el ancho maximo de las barras (cm)

b = el espacio minimo entre las barras (cm)

v = velocidad de llegada del agua (cm/s)

ϕ = el angulo de inclinacion de las barras con respecto a la horizontal (°)

β = el factor de forma de las barras

Factor de forma		
Barras		Factor (β)
Rectangulares		2.42
Circulares enfrente, rectangulares detrás		1.83
Circulares		1.79
Rectangulares aristas redondeadas		1.67
Gota		0.76

Para calcular el numero de barras te tendrá la rejilla se toma en cuenta la siguiente ecuación:

$$N = \frac{a - b}{w + b}$$

Siendo

N = el numero de barras

n = el numero de espacio

$n = N + 1$

a = El ancho del canal (minimo 60cm)

Desarenador

Remueve arenas y partículas con un diámetro de 0.14mm a 0.83mm como semillas y cáscaras para evitar desgaste en las bombas que ocasionan las arenas arrastradas, generando así un menor mantenimiento y mayor eficiencia en la maquinaria.

Son canales en donde la velocidad del agua se disminuye lo suficiente para que las partículas se sedimenten, pero no se debe tener una velocidad entre 0.15m/s a 0.25m/s para evitar que se asente la materia orgánica.



Figura 28. Canales Desarenadores. (Lozano, 2012)

Se debe tomar en cuenta en el diseño la velocidad de sedimentación de las partículas para conocer la longitud que tendrá el desarenador.

Tamaño Partícula (mm)	Velocidad se sedimentación cm/s
0.83	7.47
0.60	5.34
0.42	3.76
0.30	2.64
0.15	1.32

Existen distintos tipos de desarenadores que son:

❖ **Tipo Detritus.**

Son los que se usan generalmente en las plantas de tratamiento.

➤ *Convencional o de flujo horizontal.*

Siendo generalmente de forma rectangular y alargada, se utilizan generalmente cuando el terreno y las dimensiones del terreno lo permiten al requerirse una longitud extensa.

➤ *De flujo vertical.*

Las partículas se sedimentan mientras el agua sube. Pueden tener formas muy diferentes, ya sean circulares, cuadrados o rectangulares, se utilizan principalmente cuando el terreno presenta alguna complicación, sea de extensión o igualdad. A diferencia de los de flujo horizontal su costo es elevado.

➤ *Alta tasa.*

Consisten básicamente en un conjunto de tubos de diferentes formas o láminas que están paralelas, que tienen un ángulo de inclinación que hace que el agua ascienda con flujo laminar. Permite cargas superficiales mayores que las que se usan regularmente.

❖ **Tipo Vórtice.**

Se basan en producir mecánicamente un remolino, que captura los sólidos en la tolva central de un tanque circular. A medida que el vórtice dirige los sólidos hacia el centro, unas paletas rotativas aumentan la velocidad del agua que levanta la materia orgánica y de ese modo evitando que se retiren del agua residual.

❖ **De lavado continuo.**

Estos se caracterizan por que la sedimentación del material y su extracción se realiza al mismo tiempo.

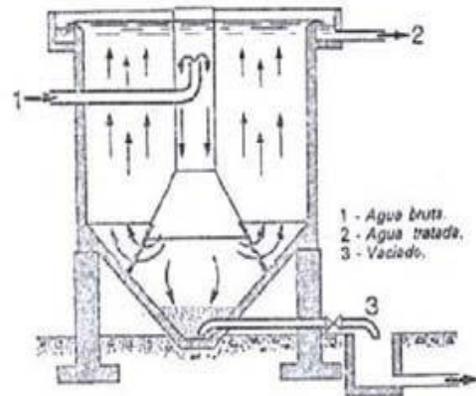


Figura 29. Desarenador de flujo vertical. (Martínez, 2009)

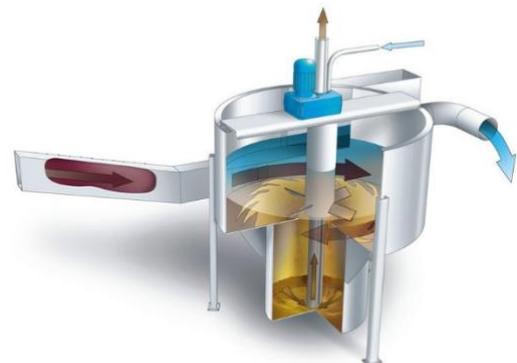


Figura 30. Desarenador de Vórtice/Tubulares. (HUBER TECHNOLOGY"

❖ **De lavado intermitente**

Se caracteriza por almacenar los materiales sedimentados para después retirarlos.

❖ **En serie**

Es cuando se encuentran dos o más depósitos construidos en fila, haciendo un canal más largo.

❖ **Paralelo**

Se utiliza para repartir el caudal en dos o mas canales que funcionan al mismo tiempo y se encuentran paralelamente unos con otros.

Vertederos

Sirven para medir la cantidad de agua que está ingresando a la planta de tratamiento. Pueden ser diferentes materiales (principalmente acrílico o PVC) y diferentes figuras que tiene ciertas fórmulas para calcular el gasto o caudal.

- ❖ Rectangular
- ❖ Triangular
- ❖ Trapezoidal
- ❖ Sutro

También conocido como vertedor proporcional. Esta compuesto por una sección rectangular al fondo que se une a una circular que va teniendo proporcionalidad.

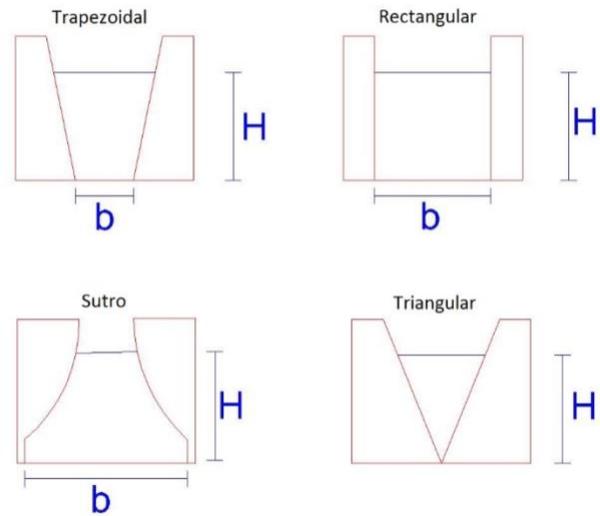


Figura 31. Tipos de Vertedores

Forma	Formula
Rectangular	$Q = 1.838 b H^{3/2}$
Triangular	$Q = 1.4 H^{5/2}$
Trapezoidal	$Q = 1.86 b H^{3/2}$
Sutro	$Q = b(2ag)^{1/2} \frac{H + 2a}{3}$

Canal Parshall

También conocido como Aforador Parshall que permite conocer, al igual que un vertedor, el caudal de agua residual que está ingresando a la planta de tratamiento. Esta estructura consta de 4 partes:

❖ **Transición de entrada**

El piso se eleva del fondo original que tiene el canal tomando en cuenta que esta elevación tiene una pendiente suave, las paredes del canal de van cerrando (en línea recta o circular).

❖ **Sección convergente**

El ancho se va disminuyendo y su fondo es completamente horizontal.

❖ **Garganta**

En esta sección el piso vuelve a bajar.

❖ **Sección Divergente**

Aquí se termina el canal con el piso teniendo una pendiente ascendente.

Junto al canal se cuenta con dos pozos que tiene la misma profundidad que la parte mas baja del canal Parshall.



Figura 31. Canal Parshall. (Menéndez, C. 2013)

Tratamiento primario

Sedimentación

Su objetivo es remover sólidos fácilmente sedimentables y materia flotante, reduciendo el contenido de sólidos suspendidos. La sedimentación primaria se usa como un paso preliminar para tratamientos posteriores del agua residual. Los tanques de sedimentación primaria eficientemente diseñados y operados deben remover entre el 50% – 70% de los sólidos suspendidos y de entre un 25% – 40% de la demanda bioquímica de oxígeno (DBO).

Los tanques de sedimentación también han sido usados como tanques de retención para agua pluvial, los cuales están diseñados para proveer un período moderado de retención de (10 a 30 min.) para avenidas extraordinarias tanto de drenajes pluviales como drenajes combinados. El propósito de la sedimentación es remover una porción sustancial de sólidos orgánicos, que de otra manera serían descargados directamente a los cuerpos receptores. Los tanques de sedimentación, también han sido usados para proporcionar períodos de retención suficientes para una desinfección efectiva en el caso de flujos extraordinarios.

Descripción.

La mayoría de las plantas de tratamiento utilizan tanques de sedimentación limpiados mecánicamente, de tamaños estándar, ya sean circulares o rectangulares. La selección del tipo de unidad de sedimentación está gobernada por el tamaño de la instalación, y los límites permisibles establecidos por la autoridad, las condiciones del sitio y la experiencia y juicio del ingeniero. Deben colocarse dos o más tanques para facilitar las labores de mantenimiento y limpieza de uno de los ellos mientras el resto opera. En grandes plantas, el número de tanques es determinado grandemente por las limitaciones de espacio. La información típica para el diseño y dimensiones de tanques de sedimentación primara rectangulares y circulares está presentada en las tablas 12 y 13.

Tabla 12. Información típica para el diseño de tanques de sedimentación primaria

Parámetro	Unidades del SI		
	Unidad	Rango	Típico
Tanques de sedimentación primaria seguidos de un tratamiento secundario			
Tiempo de retención	h	1.5 – 2.5	2.0
Tasa de flujo extraordinario			
Gasto promedio	m ³ /m ² *d	30 – 50	40
Gasto en un horario pico	m ³ /m ² *d	80 – 120	100
Carga de la presa	m ³ /m*d	125 – 500	250
Sedimentación primaria con retorno de lodos de desecho de un proceso de lodos activados			
Tiempo de retención	h	1.5 – 2.5	2.0
Tasa de flujo extraordinario			
Gasto promedio	m ³ /m ² *d	24 – 32	28
Gasto en horario pico	m ³ /m ² *d	48 – 70	60
Carga del vertedero	m ³ /m*d	125 – 500	250

Fuente: Metcalf & Eddy. Fourth Edition, 2003.

Tabla 13. Datos dimensionales típicos para tanques de sedimentación rectangulares o circulares usados para tratamiento primario del agua residual.

Parámetro	Unidades del SI		
	Unidad	Rango	Típico
Rectangular			
Profundidad	m	3 – 4.9	4.3
Longitud	m	15 – 90	24 – 40
Ancho ^a	m	3 – 24	4.9 – 9.8
Velocidad del barredor	m/min	0.6 – 1.2	0.9
Circular			
Profundidad	m	3 – 4.9	4.3
Diámetro	m	3 – 60	12 – 45
Pendiente del fondo	mm/mm	1/16 – 1/6	1/12
Velocidad del barredor	rpm	0.02 – 0.05	0.03

a) Si el ancho de un tanque rectangular limpiado mecánicamente es mayor que 6 m, podrán usarse espacios múltiples con quipo de limpieza individual, para permitir anchos de 24 m o más. Fuente: Metcalf & Eddy. Fourth Edition, 2003.

Tanques rectangulares.

Los tanques de sedimentación rectangulares cuentan con sistemas de recolección de lodo sedimentado, los cuales pueden ser de barredores con cadenas o de puente móvil.

En los sistemas de barredores, los lodos de sedimentación se arrastran hasta los pozos para lodos, mientras que en las plantas grandes se arrastran a unos canales de fondo transversales, los cuales cuentan con sistemas de recolección (colectores transversales), de barredores con cadena o con tornillo hacia uno o más pozos dispuestos para la recepción del material sedimentado.

En los sistemas de puente móvil el mecanismo de recolección, en lugar de barredores, se instala una o más cuchillas que cuelgan del puente. Es conveniente contar también con instalaciones de bombeo cerca de los pozos de recogida de lodos ubicados en los extremos del tanque. Una estación de bombeo puede fácilmente servir para uno o más tanques.

Dado que en los sedimentadores rectangulares la distribución del caudal es crítica, la entrada de agua al sedimentador se realiza empleando uno de los siguientes diseños:

- 1) Canales que ocupan la totalidad del ancho del sedimentador, con vertederos de entrada.
- 2) Canales de entrada con orificios sumergidos.
- 3) Canales de entrada con compuertas grandes y deflectores.

Los deflectores ubicados en la entrada son efectivos para reducir las altas velocidades de ingreso además distribuyen el flujo a lo largo de la mayor sección transversal posible. Donde se utilicen deflectores cuyas dimensiones ocupen todo el ancho del canal, deberán extenderse desde 150 mm por debajo de la superficie hasta 300 mm por debajo de la apertura de entrada. Los canales de entrada pueden proveer una buena distribución a través de la sección transversal del tanque si se mantiene una velocidad de 3 a 9 m/min.

Para la instalación de tanques rectangulares múltiples, un grado menor de tubería y galerías de equipo pueden ser construidas integralmente con la estructura del tanque y a lo largo, hasta el fin del afluente. Las galerías son usadas para resguardar las bombas de lodos y las tuberías de salida de éstos. Las galerías también proporcionan acceso al equipo de operación y mantenimiento, y pueden ser conectadas por túneles de servicio para tener acceso a otras unidades de la planta.

La espuma se recolecta en el extremo de la salida de los sedimentadores rectangulares, con ayuda de barredores que se mueven sobre la superficie del líquido. Existen varios métodos usados para la recolección de espuma tales como:

- 1) Arrastre manual hacia una rampa inclinada.
- 2) Evacuación en tubería horizontal dotada de ranuras que pueden rotar mediante una manivela o un tornillo.
- 3) Por medio de un barredor helicoidal transversal acoplado a un eje.
- 4) Por colectores de barredores superficiales con cadena.
- 5) Colectores de puente móvil con barredores superficiales.

En instalaciones donde la cantidad de espuma es considerable, los pozos para espuma están equipados con agitadores que proveen una mezcla homogénea antes del bombeo. La espuma se conduce a digestores y se dispone junto con los lodos generales en la planta; no obstante, en muchas plantas las espumas se disponen en formas separadas.

Tanques Circulares.

En los tanques circulares el tipo de flujo es radial (a diferencia de los tanques rectangulares cuyo flujo es horizontal). Para obtener un flujo radial, el agua residual que va a ser sedimentada puede introducirse por el centro o bien en la periferia del tanque como se muestra en la figura 32(a), ambas configuraciones han probado ser satisfactorias generalmente, aunque el tipo que es alimentado por el centro es el más usado, especialmente para tratamiento primario. En este tipo, el agua residual es transportada del centro del tanque en una tubería suspendida desde el puente, o embebida en concreto en el piso del tanque.

En un diseño de alimentación perimetral (Ver Figura 32(b)), un deflector circular suspendido forma un espacio anular en el cual el agua residual entrante es descargada en una dirección tangencial. El agua residual fluye espiralmente alrededor del tanque y por debajo del deflector, y el líquido clarificado pasa sobre los canales a ambos lados a través de un canal central. La grasa y la espuma son confinadas en la superficie en el espacio anular. Los tanques de alimentación periférica son usados comúnmente para sedimentaciones secundarias.

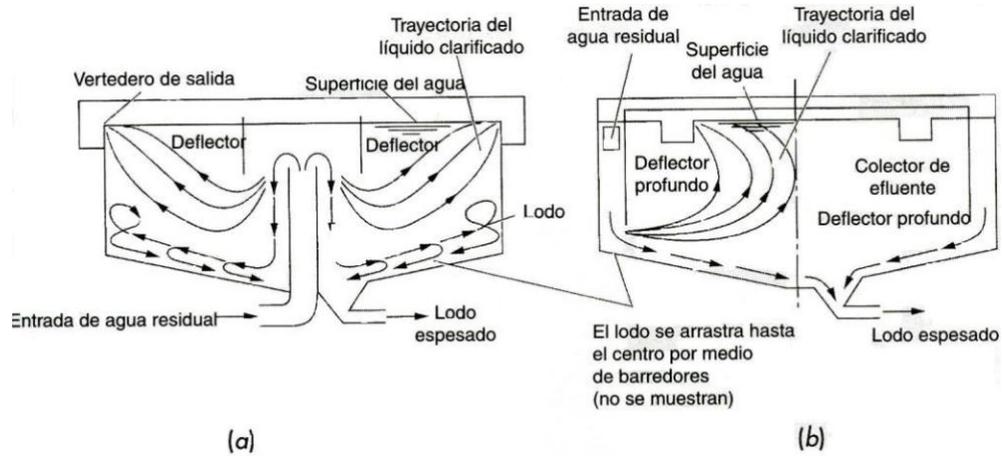


Figura 32. Sedimentadores primarios típicos: (a) alimentación central y (b) alimentación periférica.

Para el tanque con un diseño de flujo radial, el agua residual entra en un vertedero diseñado para distribuir el flujo igualmente en todas direcciones, tal como se muestra en la figura 33. El centro del vertedero típicamente tiene un diámetro entre el 15% y el 20% del diámetro total del tanque en un rango de 1 a 25 m en profundidad y debe tener un dissipador de energía tangencial en la entrada dentro de la alimentación del vertedero.

El mecanismo de disipación de energía funciona para coleccionar el afluente desde el centro de la columna y descargarlo tangencialmente a más de 0.5 – 0.7 m de la alimentación del vertedero. La descarga del vertedero es de un tamaño tal, que produce una velocidad ≤ 0.75 m/s de gasto máximo y 0.3 a 0.45 m/s de gasto medio. La alimentación del vertedero debe ser dimensionada para que la velocidad con gasto mínimo no exceda 0.75 m/s. La profundidad de la alimentación del vertedero debe extenderse 1 m por debajo del pozo de entrada del dissipador de energía.

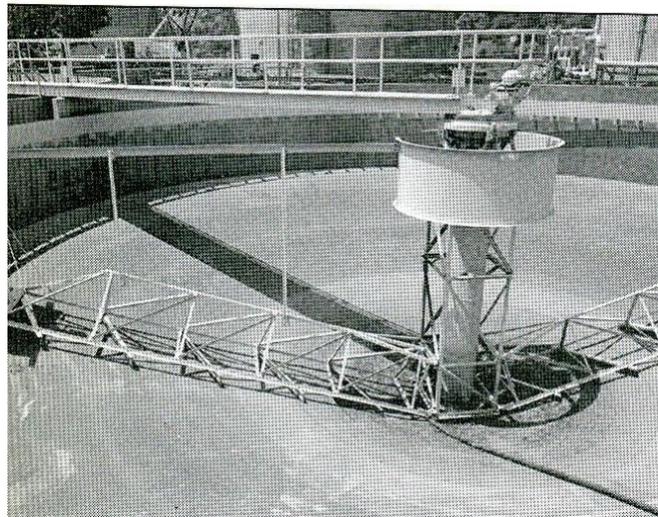


Figura 33. Tanque circular típico de sedimentación primaria

Los tanques circulares de entre 3.6 m y 9.0 m de diámetro tienen equipo de remoción de sólidos soportado por medio de vigas apoyadas en las paredes laterales del tanque. Los tanques de 10.5 m de diámetro o mayores, tienen un pilar central que soporta el mecanismo de remoción y además cuentan con una pasarela al puente móvil. El fondo del tanque se diseña con pendientes de 1:12 (vertical: horizontal) para formar un cono invertido, los sólidos se arrastran hasta un pozo relativamente pequeño ubicado cerca del centro del tanque.

Los tanques múltiples son arreglados en grupos de 2 ó 4, el flujo es dividido entre los tanques, por una estructura comúnmente localizada entre ellos.

Los sólidos son retirados por bombeo para ser enviados a un proceso de disposición final.

Combinación Floculador – Sedimentador.

Las combinaciones de floculadores – sedimentadores a menudo son usadas en el tratamiento de agua y algunas veces para el tratamiento de aguas residuales, especialmente en casos donde se desea aumentar la sedimentación, por ejemplo, en el tratamiento de las aguas residuales industriales.

Compuestos químicos inorgánicos o polímeros pueden ser agregados para mejorar la floculación. Los sedimentadores secundarios son idealmente apropiados para la incorporación interior de un compartimiento de floculación cilíndrico. El agua residual entra a través de la flecha central o el canal y fluye hacia el compartimiento de floculación, el cual está muy bien equipado con una serie de paletas o un mezclador de velocidad baja. La generosa agitación causa la formación de partículas floculadas. Desde el compartimiento de floculación, el flujo entra después a la zona de sedimentación para pasar hacia abajo y salir radialmente. Los sólidos sedimentados y espumas son colectados de la misma manera como en un sedimentador convencional.

Sedimentadores en paquete (Multinivel)

Se originaron en Japón en 1960, donde se tenía disponible un área limitada para la construcción y arreglo de los sistemas de tratamiento. En el diseño de este tipo de sedimentadores se reconoce la importancia del área de sedimentación para obtener una eficiencia óptima. La operación de este tipo de sedimentadores es similar a la de un tanque de sedimentación rectangular en términos de los parámetros del afluente y el efluente, así como de la captación y remoción de sólidos.

En este tipo de sedimentador se tienen en realidad dos (o más) tanques, uno localizado arriba del otro, operando sobre una superficie de agua común, (Ver Figura 34). Cada sedimentador es alimentado independientemente, resultando un flujo paralelo a través de los tanques inferior y superior. Los sólidos sedimentados son recolectados de cada tanque con cadenas con barreadores, descargando en un pozo común. Además de ahorrar espacio, se requiere menos equipo de bombeo e instalaciones.

Dado que su acomodo es más compacto y la superficie de exposición es menor, se tiene un mejor control de olores y emisiones de compuestos orgánicos volátiles. Entre sus desventajas se encuentra que tiene costos de construcción más altos que los sedimentadores convencionales y con un diseño estructural más complejo.

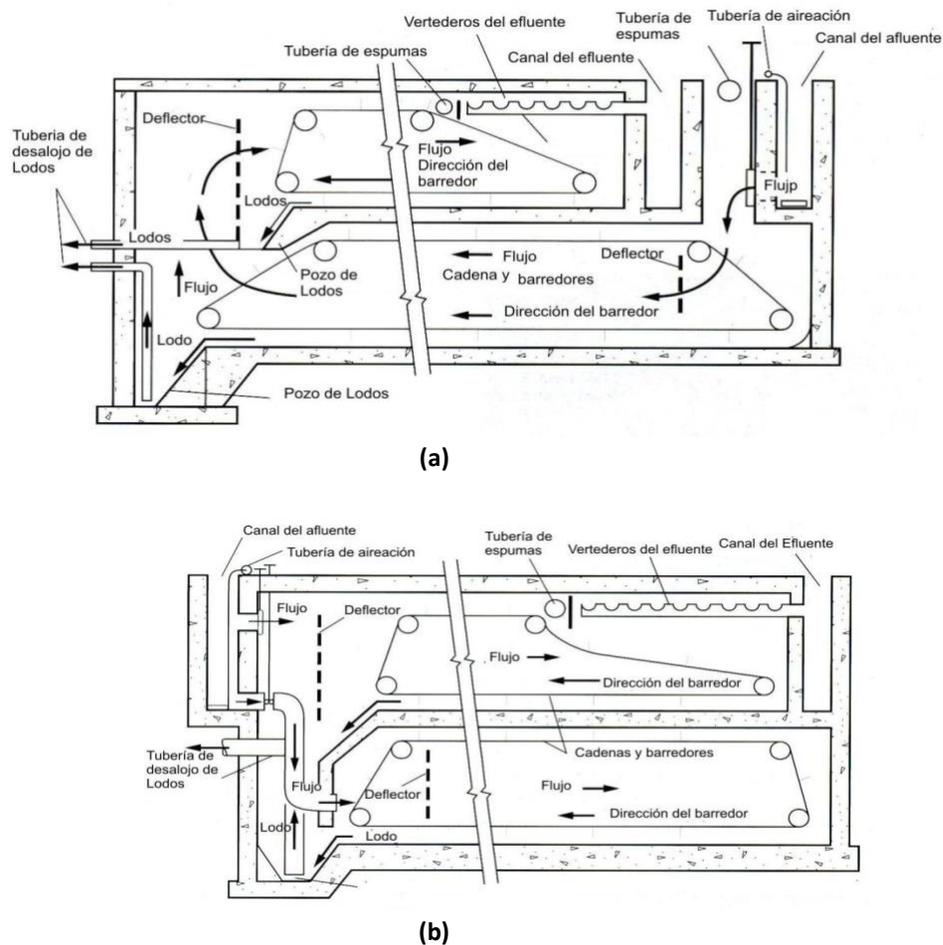


Figura 34. Sección típica de un sedimentador multinivel: (a) flujo en serie y (b) flujo paralelo.

Nota: en el tipo de flujo paralelo, los vertedores superiores del efluente sirven a ambos sedimentadores, el superior y el inferior. Los canales para la descarga del efluente del sedimentador inferior hacia el superior están localizados a un lado del mecanismo de recolección de lodos en el sedimentador superior.

Funcionamiento de un tanque sedimentador.

La eficiencia de los tanques sedimentadores con respecto a la remoción de DBO y SST es reducida por:

- 1) Los remolinos que se forman con la inercia del agua entrante.
- 2) Corrientes inducidas por el viento en tanques sin cubierta.
- 3) Corrientes de convección térmica.
- 4) Corrientes de densidad originadas por el ascenso de agua caliente o fría que promueve el movimiento de las capas de agua caliente desde el fondo hacia la superficie del tanque.
- 5) Estratificación térmica propia de climas áridos.

Los factores que afectan el proceso son los que se explican a continuación.

Remoción de DBO y SST.

Los datos típicos de remoción de DBO y SST en los tanques de sedimentación primaria, en función del tiempo de retención y la concentración del constituyente, se presentan en la Figura 35. Las curvas que se muestran en la figura se derivan de la observación de cómo operan los sedimentadores actuales. Las relaciones curvilíneas en la figura pueden ser modeladas como hipérbolas rectangulares usando la siguiente relación (Crites y Tchobanoglous, 1998):

$$R = \frac{t}{a + bt}$$

Donde:

R = eficiencia de remoción esperada t =

tiempo de detención nominal

a,b = constantes empíricas

Los valores típicos de las constantes empíricas para la ecuación anterior a 210°C son los siguientes:

Parámetro	A	b
DBO	0.018	0.020
SST	0.0075	0.014

Un hecho que a menudo es visto superficialmente, es el cambio en las características del agua que ocurre a lo largo del proceso de sedimentación. Los sólidos suspendidos más grandes y menos biodegradables se sedimentan primero, dejando una fracción volátil mayor en suspensión que permanece en el efluente del tanque primario, el estricto uso de las curvas de remoción, como las mostradas en la Figura 35, no toman en cuenta la transformación de las características del agua que, en realidad ocurren. Donde sea posible, en el tratamiento del agua residual, deben tomarse muestras tanto del afluente como del efluente del sedimentador, para ser caracterizadas y con ello, conocer la concentración y composición de los constituyentes. Esta caracterización es de gran importancia cuando se requiere determinar la carga orgánica que ingresará a un proceso de tratamiento subsiguiente como un tratamiento biológico.

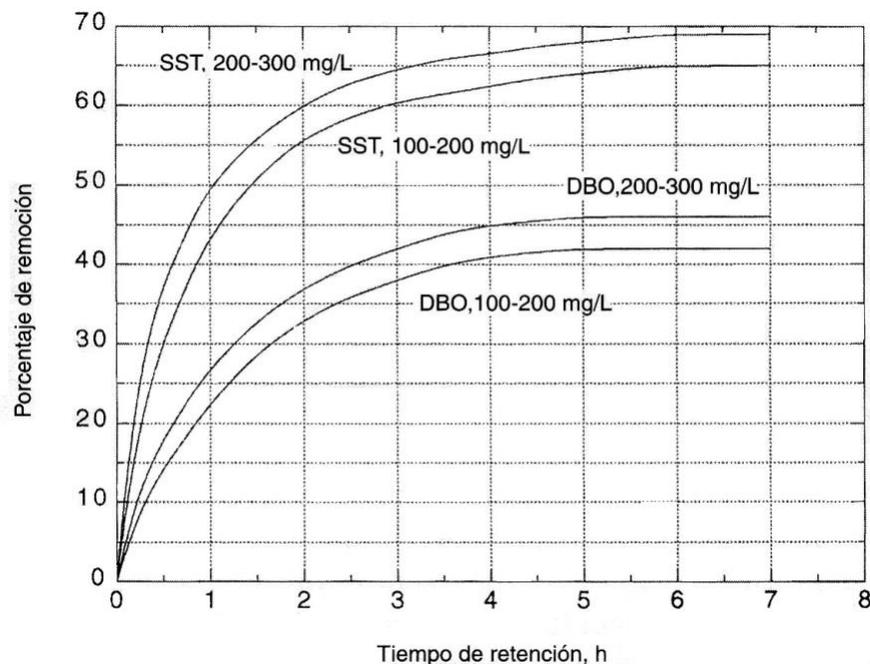


Figura 35. Valores usuales para la remoción de DBO y SST en tanques de sedimentación primaria (Greeley, 1938)

Estabilidad hidráulica y cortocircuitos.

En un sedimentador ideal, un volumen dado de agua permanecerá en el tanque por un período igual al tiempo de retención teórico. Desgraciadamente, en la práctica los sedimentadores rara vez se comportan en forma ideal, y por el contrario, se observan cortocircuitos por causa de una o varias de las razones ya expuestas. En la Figura 36, se aprecia una curva habitual de concentración de un trazador contra el tiempo para un tanque de sedimentación.

La estabilidad de un tanque se puede estimar mediante ensayos replicados con trazadores; si la curva de concentración contra tiempo obtenida para cada réplica es similar, entonces el tanque presenta estabilidad hidráulica. Si por el contrario, las curvas de concentración contra tiempo [también conocidas como curvas de distribución del tiempo de retención (DTR)] no son similares para varias réplicas, el tanque será inestable y su desempeño deficiente (Fair y Geyer, 1954). Los parámetros característicos de una curva de concentración de trazador contra tiempo se representan en la Figura 36 y se definen en la Tabla 14.

Tabla 14. Términos usados para describir el desempeño de sedimentadores yoros reactores de flujo pistón.*

Término		Definición
T		Tiempo teórico de retención media (V/Q)
t_i		Tiempo al cual aparece trazador en el efluente
t_p		Tiempo correspondiente a la concentración pico de trazador observada en el efluente (moda)
t_g		Tiempo correspondiente al centroide de la curva DTR
t_{10}, t_{50}, t_{90}		Tiempo al cual el 10%, 50% y 90% de trazador ha atravesado el reactor
t_{90}/t_{10}		Índice de dispersión de Morrill
1/IDM		Eficiencia volumétrica definida por Morrill
t_i/T		Índice de cortocircuitos. En un reactor ideal de flujo pistón, la relación es 1, y aproximadamente 0 al aumentar la mezcla
t_p/T		Índice de tiempo de retención modal, la relación tiende a 1 en reactores de flujo pistón, y a 0 en reactores de mezcla completa. Para valores mayores o menores que 1, la distribución en el tanque no es uniforme.
t_g/T		Índice de tiempo de retención promedio. Un valor igual a 1 indica que la totalidad del volumen se está aprovechando. . Para valores mayores o menores que 1, la distribución en el tanque no es uniforme.

Tabla 14. Términos usados para describir el desempeño de sedimentadores y otros reactores de flujo pistón. (Cont.).

Término	Definición
t_{50}/T	<p>Índice del tiempo de retención media. La relación de t_{50}/T indica la simetría de la curva DTR. En un reactor ideal de flujo pistón, la curva DTR se asemeja a una distribución normal o gaussiana.</p> <p>Para valores de t_{50}/T menores que 1 la curva DTR se desplaza hacia la izquierda, mientras que si el valor de t_{50}/T es mayor que 1, la curva se desplaza hacia la derecha.</p>

- Adaptado de Morrill (1932), Fair y Greyer (1954) y U. S. EPA (1987)

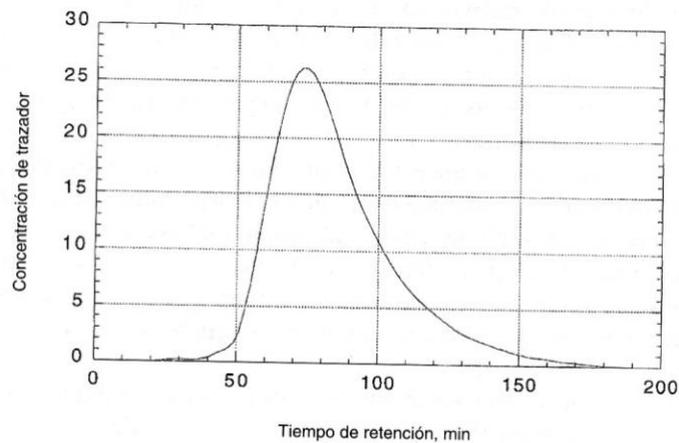


Figura 36. Curva habitual de concentración de trazador contra tiempo en tanques de sedimentación.

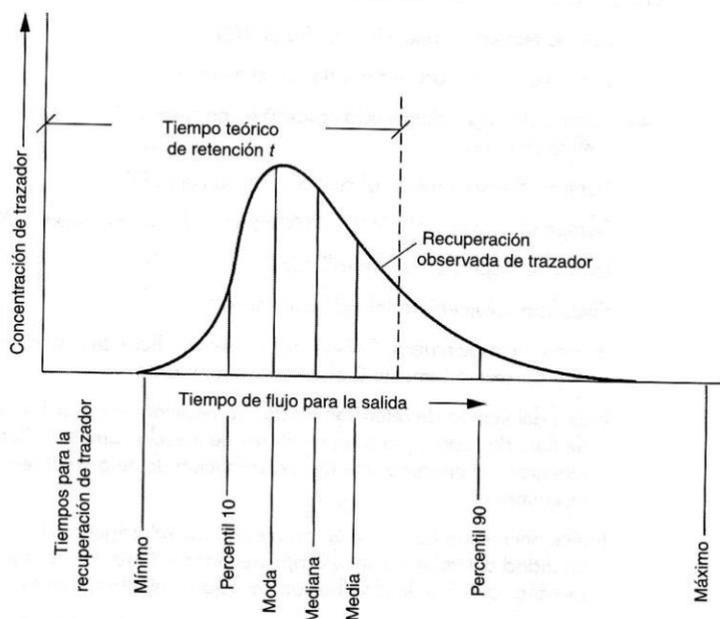


Figura 37. Identificación de parámetros usados en el análisis de curvas de concentración de trazador contra tiempos de respuesta (Fair y Geyer, 1954)

En 1932, Morrill sugirió, con base en sus estudios realizados sobre tanques de sedimentación, que el valor de la razón del percentil 90 al percentil 10 de la curva de concentración acumulada de un trazador contra tiempo puede usarse como una medida del índice de dispersión, y que el inverso multiplicativo de este valor, es una medida de eficiencia volumétrica. El índice de dispersión que Morrill (IDM) propuso está dado por:

$$IDM = \frac{P_{90}}{P_{10}}$$

Donde P_{90} = valor percentil de 90 a partir de una gráfica logarítmica de probabilidad y P_{10} = valor percentil de 10 a partir de una gráfica logarítmica de probabilidad. Los valores del percentil se obtienen a partir de una gráfica realizada con los valores de concentración acumulada de trazador, en papel de probabilidad logarítmica.

La eficiencia volumétrica está dada por la siguiente expresión:

$$\text{Eficiencia volumétrica} = \% = \frac{1}{IDM}(100)$$

Efectos de la temperatura.

Los efectos ocasionados por la acción de la temperatura pueden tener consecuencias importantes en tanques de sedimentación. Se ha demostrado que 1º C de diferencia entre la temperatura del agua residual del afluente y la temperatura del agua contenida en el tanque, provocan la formación de corrientes de densidad. (Ver Figura 38b). Los impactos por efecto de la temperatura dependerán del material que se desea remover y de sus características.

Efectos del Viento.

Cuando el viento sopla sobre la superficie de los sedimentadores descubiertos puede formar zonas de circulación (Ver Figura 38d). Al formarse estas zonas de circulación, la capacidad volumétrica efectiva del tanque de sedimentación se ve reducida. Al igual que ocurre con los efectos de la temperatura, el impacto del volumen reducido sobre el desempeño de los sedimentadores dependerá del material que se está removiendo y de sus características.

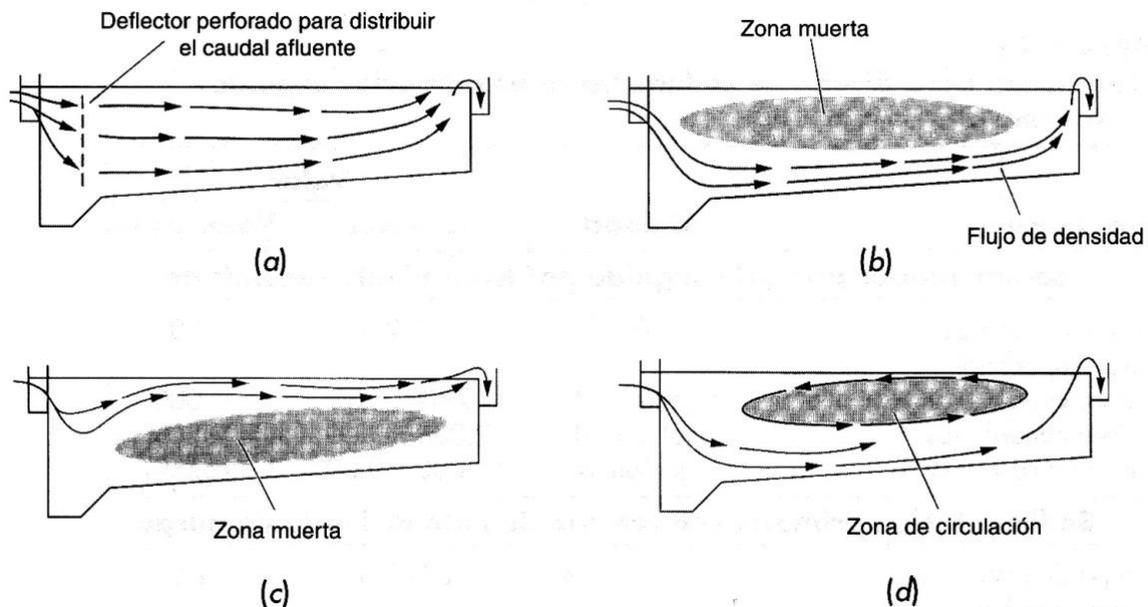


Figura 38. Trayectorias usuales de flujo observado en tanques de sedimentación: (a) flujo ideal; (b) efecto causado por corrientes de velocidad a estratificación térmica (el agua del tanque es más caliente que la del afluente); (c) efecto causado por la estratificación térmica (el agua del tanque es más fría que el afluente); y (d) formación de zonas de circulación por acción del viento.

Consideraciones de diseño.

Si todos los sólidos de un agua residual fueran partículas discretas de tamaño, densidad, gravedad específica y forma uniformes, la eficiencia de remoción de estos sólidos dependería del área del tanque y el tiempo de retención. La profundidad del tanque tendría muy poca influencia, previniendo que las velocidades horizontales se mantuvieran por debajo de la velocidad del afluente. Sin embargo, los sólidos de las aguas residuales son muy heterogéneos, y las condiciones en las que se encuentran presentes van desde la total dispersión, a la completa floculación. Los parámetros de diseño que deben considerarse, se presentan a continuación.

Tiempo de Retención.

La mayoría de los sólidos finos que llegan al tratamiento primario no están totalmente floculados, pero pueden ser susceptibles de flocularse. La floculación es inducida por un movimiento en espiral del fluido dentro de los tanques, con lo que se da la unión de las partículas finas, a esa tasa, que esta en función de su concentración y a la habilidad de las partículas de unirse por colisión.

Como regla general, a mayores lapsos de tiempo, la unión de las partículas será más completa, así, el tiempo de retención es una consideración en el diseño de tanques de sedimentación. La mecánica de la floculación es tal, que a medida que aumenta el tiempo de sedimentación, se dan menos uniones entre las partículas restantes.

En general, los tanques de sedimentación primaria se diseñan con tiempos teóricos de retención que van de 1.5 a 2.5 h, con base en el caudal promedio de agua residual. Los tanques que proveen tiempo de retención más cortos (0.5 a 1.0 h), con menor remoción de sólidos suspendidos, se usan con frecuencia como tratamiento preliminar antes de las unidades de tratamiento biológico. Cabe señalar que la sedimentación primaria se omite en muchos procesos de tratamiento biológico usados en sistemas pequeños.

En climas fríos, el aumento de la viscosidad del agua por causa de las bajas temperaturas retarda la sedimentación de las partículas, reduciendo el desempeño de los sedimentadores a temperaturas del agua residual inferiores a 20° C.

En la Figura 39, se presenta una curva que muestra el aumento en el tiempo de retención correspondiente a 20° C. Por ejemplo, para determinar agua residual a 10° C, el tiempo de retención es 1.38 veces que el requerido para obtener la misma eficiencia a 20° C. En este sentido, en climas fríos se deben considerar factores de seguridad en el diseño de los sedimentadores para asegurar un desempeño adecuado.

Tasas de carga superficial.

Los tanques de sedimentación se diseñan normalmente con base en la tasa de carga superficial expresada en metros cúbicos por metro cuadrado de área superficial por día ($m^3/m^2 \cdot d$). La elección de una tasa adecuada de carga superficial depende del tipo de material en suspensión a sedimentar.

El diseño de plantas municipales de tratamiento debe cumplir con la normativa vigente, o de los organismos de regulación, los cuales han adoptado valores de tasas de carga superficial que deben seguirse.

Cuando el área del tanque ha sido fijada, el tiempo de retención de éste depende de la profundidad del agua. Las tasas de carga superficial recomendadas proporcionan tiempos de retención entre 2.0 y 2.5 h, con base en el caudal medio de diseño.

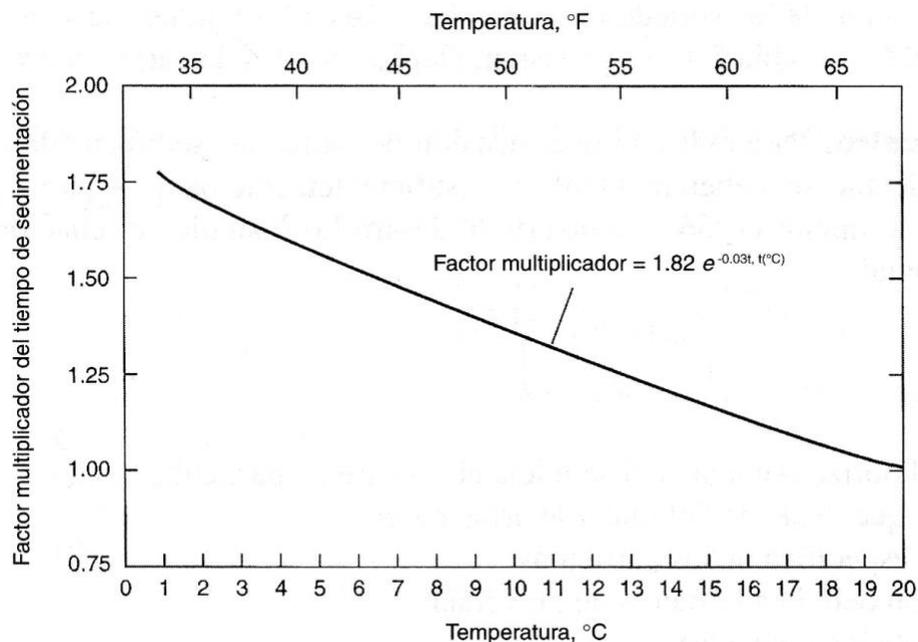


Figura 39. Curva de incremento en el tiempo de retención requerido a temperaturas frías para lograr un mismo desempeño alcanzado a 20° C (ASCE, 1989).

El efecto que la tasa de carga superficial y el tiempo de retención que ejercen sobre la eficiencia de remoción de sólidos suspendidos, varía ampliamente dependiendo de las características del agua residual, fracción de sólidos sedimentables y de otros factores. Es necesario enfatizar que las tasas de carga superficial deben ser lo suficientemente bajas como para asegurar su desempeño satisfactorio bajo condiciones de caudal pico, el cual puede ser hasta tres veces el caudal promedio en pequeñas plantas.

Cargas sobre vertedero.

En términos generales, la carga sobre el vertedero tiene una pequeña influencia sobre la eficiencia de tanques de sedimentación primaria, a menos que se presenten velocidades extremas en la salida del efluente, debido a limitaciones en la salida del vertedero. Los efectos relacionados con la ubicación de los vertederos y con el diseño de los tanques de sedimentación son de mucha mayor importancia.

Velocidad de arrastre.

Para evitar la resuspensión de partícula sedimentadas, las velocidades horizontales a lo largo del tanque deben mantenerse lo suficientemente bajas. A partir de los resultados de estudios realizados por Shields (1936), se desarrolló la siguiente ecuación para calcular la velocidad crítica horizontal:

$$V_H = \left[\frac{8k(s-1)gd}{f} \right]^{1/2}$$

Donde:

V_H = velocidad horizontal que inicia el arrastre de partículas, LT^{-1} (m/s).

K = constante que depende del tipo de material que va a ser arrastrado (adimensional).

s = gravedad específica de las partículas.

g = aceleración de la gravedad, LT^{-2} ($9.81m/s^2$).

d = diámetro de las partículas, L (m)

f = factor de fricción de Darcy - Weisbach (adimensional).

Los valores típicos de k son 0.04 y 0.06 para partículas más aglomeradas. El término f (Factor de fricción de Darcy – Weisbach) depende de las características de la superficie sobre la que tiene lugar el flujo y el número de Reynolds. Los valores típicos de f van de 0.02 hasta 0.03. La ecuación anterior se puede usar tanto en unidades del sistema inglés como en unidades del sistema internacional (SI), siempre y cuando se haga en forma consistente, ya que k y f son adimensionales.

Características y cantidades de los sólidos (lodos) y espumas.

Los valores típicos de la gravedad específica y de concentración de sólidos (lodos) y la espuma removida de tanques de sedimentación primaria se presentan en la Tabla 15. La consistencia de la espuma o suciedad está formada de una gran variedad de materia flotante, y concentraciones de sólidos ampliamente cambiantes.

Para las plantas de tratamiento que regresan el lodo de desecho al tanque de sedimentación primaria. Éste deberá incluir suministros para sólidos ligeros floculantes de 98% a 99.5% de humedad y para concentraciones en un rango de 1,500 a 10,000 mg/L en el afluente de licor mezclado.

El volumen de los sólidos producidos en los tanques debe ser conocido o estimado, para que estos tanques y el subsiguiente bombeo, procesamiento, y arreglos para la disposición de sólidos sean diseñados adecuadamente. El volumen de los sólidos dependerá de:

- 1) Las características del agua residual cruda, incluyendo su carga.
- 2) El período de sedimentación y el grado de purificación que se quiere alcanzar en el tanque.
- 3) La condición de los sólidos depositados, incluyendo su gravedad específica, contenido de humedad y cambios en el volumen bajo la influencia de la profundidad del tanque o las características del mecanismo de remoción de sólidos.
- 4) El período entre las operaciones de remoción de sólidos.

Tabla 15. Valores típicos de gravedad específica y concentración de sólidos y espuma removida de tanques de sedimentación primaria.

Tipo de sólidos (Lodo)	Gravedad específica	Concentración de sólidos % ^a	
		Rango	Típico
Primario únicamente			
Agua residual de fuerza media	1.03	4 – 12	6
Proveniente de un sistema combinado de drenaje	1.05	4 – 12	6.5
Primario con lodos activados de desecho	1.03	2 – 6	3
Primarios y lodos provenientes de un filtro espesador	1.03	4 – 10	5
Espuma o suciedad	1.03	b	-----

a) Porcentaje sólidos secos

b) El rango es altamente variable

Consumo de energía.

El consumo de energía en un proceso de sedimentación puede ser estimado con las siguientes ecuaciones:

- 1) Para una superficie total (S) menor de 155 m²: 7 500 Kw-h.
- 2) Para una S de 155 1,550 m²: Energía = 3 241 (área)^{0.1663}.
- 3) Para una S mayor de 1,550 m²: Energía = 152.9 (área)^{0.5818}.

Algunos de los resultados de la aplicación de estas ecuaciones se presentan a continuación:

Tabla 16. Consumo de energía en función del área del sedimentador

Área total de sedimentadores m ²	Consumo de energía Kw-h
100	7 500
200	7 822
500	9 109
1 000	10 222
1 500	10 935
2 000	12 733
2 500	14 498
3 500	17 634

Ejemplo. Diseño de un sedimentador primario.

El gasto promedio de una planta pequeña de tratamiento de aguas residuales municipales es de 20,000 m³/d. El gasto pico más alto observado diariamente es de 50,000 m³/d.

Diseñe un sedimentador primario rectangular con un canal de 6 m ancho, use como mínimo 2 sedimentadores. Calcule la velocidad de arrastre, para determinar si el material sedimentado se resuspenderá. Estime una remoción de DBO y SST para el gasto medio y el gasto pico. Use una tasa de carga superficial (OR) de 40 m³/m²*d para el gasto promedio. (Vea la Tabla 1), la profundidad del agua es de 4 m.

Solución.

Calcule el área superficial requerida. Para condiciones de gasto medio, el área requerida es:

$$A = \frac{Q}{OR} = \frac{20000 \text{ m}^3 / d}{40 \text{ m}^3 / \text{m}^2 * d} = 500 \text{ m}^2$$

Determine la longitud del tanque.

$$L = \frac{A}{W} = \frac{500m^2}{2(6m)} = 41.7m$$

Sin embargo, se redondeará esta longitud, por lo que las dimensiones serán 6 m por 42 m.

Calcule el tiempo de retención y la tasa de carga superficial para el gasto medio.

Asumiendo que la profundidad de agua es de 4 m,

$$\text{Volumen del tanque} = (4 \text{ m})(2)(42 \text{ m})(6 \text{ m}) = 2016 \text{ m}^3$$

$$\text{Tasa de carga superficial} = \frac{Q}{A} = \frac{20000m^3 / d}{2(6m)(42m)} = 39.7m^3 / m^2 * d$$

$$\text{Tiempo de Retención} = \frac{Vol.}{Q} = \frac{2016m^3 (24h / d)}{20000m^3 / d} = 2.42h .$$

Determine el tiempo de retención y la tasa de carga superficial para el gasto pico.

$$\text{Tasa de carga superficial} = \frac{Q}{A} = \frac{50000m^3 / d}{2(6m)(42m)} = 99.2m^3 / m^2 * d$$

$$\text{Tiempo de Retención} = \frac{Vol.}{Q} = \frac{2016m^3 (24h / d)}{50000m^3 / d} = 0.97h .$$

Calcule la velocidad de arrastre , usando los siguientes valores:

Constante de cohesión	$k = 0.05$
Gravedad específica	$s = 1.25$
Aceleración de la gravedad	$g = 9.81 \text{ m}^2/\text{s}$
Diámetro de las partículas	$d = 100 \mu\text{m} = 100 \times 10^{-6} \text{ m}$
Factor de fricción de Darcy – Weisbach	$f = 0.025$

$$V_H = \left[\frac{8k(s-1)gd}{f} \right]^{1/2} = \left[\frac{8(0.05)(0.25)(9.81)(100 \times 10^{-6})}{0.025} \right]^{1/2} = 0.063 \text{ m/s}$$

Compare la velocidad de arrastre calculada en el paso anterior con la velocidad horizontal cuando se presenta el gasto pico (el gasto pico dividido entre el área de la sección transversal por la que fluye el flujo).

$$V = \frac{Q}{A_x} = \left(\frac{50,000 \text{ m}^3 / \text{d}}{2(6\text{m})(4\text{m})} \right) \left(\frac{1}{(24\text{h} / \text{d})(3600\text{s} / \text{h})} \right) = 0.012 \text{ m/s}$$

El valor de la velocidad horizontal, incluso en el gasto pico, es sustancialmente menor que la velocidad de arrastre. Por lo tanto, la materia sedimentada no deberá resuspenderse.

Utilizando la ecuación de eficiencia de remoción esperada y la tabla de los valores típicos de las constantes para estimar las tasas de remoción de DBO y SST para el gasto medio y el gasto máximo extraordinario.

a) Para el gasto medio.

$$\text{Remoción de DBO} = \frac{t}{a+bt} = \frac{2.42}{0.018 + (0.020)(2.42)} = 36\%$$

$$\text{Remoción de SST} = \frac{t}{a+bt} = \frac{2.42}{0.0075 + (0.014)(2.42)} = 58\%$$

b) Para gasto máximo (pico)

$$\text{Remoción de DBO} = \frac{t}{a+bt} = \frac{0.97}{0.018 + (0.020)(0.97)} = 26\%$$

$$\text{Remoción de SST} = \frac{t}{a+bt} = \frac{0.97}{0.0075 + (0.014)(0.97)} = 46\%$$

Lodos Activados

El reactor completamente mezclado con recirculación es un modelo que representa a los procesos de crecimiento en suspensión, por ejemplo, los lodos activados. Los diagramas que se muestran en la Figura 40 incluyen la nomenclatura usada en la ecuación del balance de masa que se presenta en el siguiente apartado y que es la base para el diseño de los procesos biológicos de tratamiento de aguas residuales.

Balace de Producción de Biomasa

Un balance de masa para los microorganismos en el reactor de mezcla completa mostrado en la Figura 40a, puede ser escrito como se muestra a continuación, resaltando que el *crecimiento neto siempre es positivo*.

a) Expresión general

$$\begin{array}{ccccccc}
 \text{Rapidez de} & & \text{Rapidez de flujo} & & \text{Rapidez de flujo} & & \text{Crecimiento neto} \\
 \text{Acumulación de} & = & \text{de} & - & \text{de} & + & \text{de} \\
 \text{microorganismos} & & \text{microorganismos} & & \text{microorganismos} & & \text{microorganismos} \\
 \text{sin el límite del} & & \text{dentro del} & & \text{fuera del sistema} & & \text{dentro del} \\
 \text{sistema} & & \text{sistema} & & & & \text{sistema}
 \end{array}$$

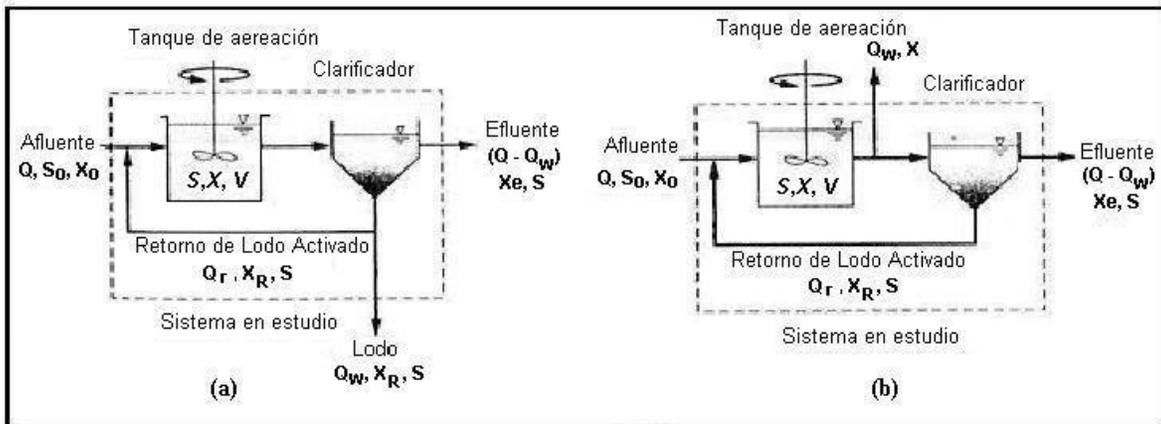


Figura 40. Diagrama esquemático de un proceso de lodos activados: (a) con eliminación de lodos desde la línea de retorno de lodo y, (b) con eliminación de lodos desde el tanque de aireación

Fuente: Metcalf & Eddy, 2004

b) Expresión simplificada

$$\text{Acumulación} = \text{afluente} - \text{efluente} + \text{crecimiento neto}$$

c) Representación simbólica

$$\frac{dX}{dt}V = QX_0 - [(Q - Q_w)X_e - Q_wX_R] - r_gV \quad (1)$$

Donde:

dX/dt = Rapidez de cambio de la concentración de biomasa en el reactor, g VSS/m³·d

V = Volumen del reactor, m³

Q = Gasto del afluente, m³/d

X_0 = Concentración de biomasa en afluente, g VSS/m³

Q_w = Gasto de lodo eliminado, m³/d

X_e = Concentración de biomasa en efluente, g VSS/m³

X_R = Concentración de biomasa en línea de retorno desde el clarificador, g VSS/m³

r_g = Rapidez neta de producción de biomasa, g VSS/m³·d

Si se asume que la concentración de microorganismos en el afluente puede ser despreciable y que la condición del estado estacionario prevalece ($dX/dt = 0$), la ecuación (1) se puede simplificar quedando de la siguiente manera

$$(Q - Q_w)X_e - Q_wX_R = r_gV \quad (2)$$

La expresión anterior puede ser reestructurada si se toma en cuenta la definición de la rapidez de crecimiento de biomasa r_g , la cual se presenta en la ecuación (3)

$$r_g = -Yr_{su} - k_dX \quad (3)$$

O también se puede expresar como,

$$r_g = Y\left(\frac{kXS}{K_S} + S\right) - k_dX \quad (4)$$

Donde:

Y = Coeficiente de síntesis, g VSS/g DQO_{bs}

r_{su} = Tasa de utilización de sustrato, g DQO_{bs}/m³·d

k_d = Coeficiente de decaimiento endógeno, g VSS/g VSS·d

X = Concentración de biomasa (microorganismos), g/m³

k = Rapidez máxima específica de utilización de sustrato, g sustrato/g microorganismo·d

S = Concentración de sustrato de crecimiento limitante en solución, g/m³

K_s = Constante de velocidad media, concentración de sustrato a la mitad de la rapidez máxima específica de utilización de sustrato, g/m³

Se obtiene entonces la siguiente expresión,

$$\frac{(Q - Q_w)X_e - Q_w X_R}{VX} = -Y \frac{r_{su}}{X} - k_d \quad (5)$$

El Tiempo de Retención de Sólidos (TRS ó SRT en ingles) es expresado de la siguiente manera,

$$TRS = \frac{VX}{(Q - Q_w)X_e + Q_w X_R} \quad (6)$$

Note que el numerador en la ecuación (5) representa la masa total de sólidos en el tanque de aireación y el denominador corresponde a la cantidad de sólidos perdidos por día en el efluente. Por definición el TRS son los sólidos en el sistema dividido por la masa de sólidos removidos por día. Usando la definición de arriba de TRS, la ecuación (4) puede ser escrita como:

$$\frac{1}{TRS} = -Y \frac{r_{su}}{X} - k_d \quad (7)$$

Para un proceso de lodos activados completamente mezclado, el TRS es el inverso de la velocidad específica promedio (μ) que se relaciona a los procesos biocinéticos.

En la ecuación 5 el término $(-r_{su}/X)$ es conocido como la tasa específica de utilización de sustrato U y se calcula como sigue:

$$U = \frac{r_{su}}{X} = \frac{Q(S_o - S)}{VX} = \frac{S_o - S}{\tau X} \quad (8)$$

Donde:

U = Tasa específica de utilización de sustrato, g DBO o DQO/g VSS·d

Q = Gasto del agua residual, m³/d

S_o = Concentración de sustrato soluble en el afluente, g DBO o DQObs/m³

S = Concentración de sustrato soluble en el efluente, g DBO o DQObs/m³

V = Volumen del tanque de aireación, m³

X = Concentración de biomasa, g/ m³

τ = Tiempo de retención hidráulica, V/Q, d

Reagrupando los términos, se tiene la siguiente expresión:

$$\frac{1}{TRS} = \frac{YkS}{K_s + X} - k_d \quad (9)$$

El Tiempo de Retención de Sólidos (TRS) es un parámetro importante en el diseño y operación de procesos de lodos activados. El TRS es el tiempo promedio que los sólidos de los lodos activados están en el sistema. Asumiendo que la concentración de sólidos en el clarificador mostrado en la Figura 40a es despreciable comparado al que está en el tanque de aireación, el TRS es determinado mediante el cociente de la masa de sólidos en el tanque de aireación entre los sólidos removidos diariamente vía el efluente y por el proceso de control de desechos. Para muchos procesos de lodos activados, donde ocurre una adecuada floculación y el clarificador está diseñado adecuadamente, los SSV en el efluente son típicamente menores a 15 g/m³. Mientras que si los SSV son bajos, el exceso de sólidos debe ser removido del sistema por el desecho. El control de la concentración de lodos se logra, mediante la remoción de biomasa (lodo) del clarificador a través de la línea de recirculación como se muestra en la Figura 40a. Alternativamente, el control se logra por la eliminación del lodo a partir del tanque de aireación, tal y como se muestra en la Figura 40b.

La expresión que se tiene para obtener la concentración de sustrato disuelto en el efluente S, es la siguiente:

$$S = \frac{K_s[1 + k_d TRS]}{TRS(Yk - k_d) - 1} \quad 10$$

Balance de masa del sustrato

El balance de masa para la utilización del sustrato en el tanque de aireación (Figura 9) es:

Acumulación = afluente – efluente + generación

$$\frac{dS}{dt}V = QS_o - QS + r_{su}V \quad (11)$$

Resolviendo la ecuación 11 y sustituyendo el valor de r_{su} y asumiendo condiciones de estado estacionario ($dS/dt = 0$), se tiene:

$$S_o - S = \left(\frac{V}{Q}\right) \left(\frac{kXS}{K_s + S}\right) \quad (12)$$

De la ecuación 12 se tiene que el cociente del volumen del tanque de aireación y el gasto del afluente, se obtiene el Tiempo de Retención Hidráulico, representado por τ

Por otro lado, la expresión que se emplea para obtener la concentración de biomasa en el tanque de aireación es la siguiente:

$$X = \left(\frac{TRS}{\tau}\right) \left[\frac{Y(S_o - S)}{1 + (k_d)TRS}\right] \quad (13)$$

Concentración de sólidos del licor mezclado y Producción de sólidos

La producción de sólidos de un reactor biológico representa la masa de material que debe ser retirado diariamente para mantener el proceso. Eso es de interés para cuantificar la producción de sólidos en términos de SST, SSV y biomasa. Por definición, el TRS también provee una conveniente expresión para calcular el lodo total producido diariamente por el proceso de lodos activados:

$$P_{X_{TSS}} = \frac{X_T V}{TRS} \quad (14)$$

Donde:

$P_{X_i/VSS}$ = Sólidos totales retirados diariamente, g SSV/d

X_T = Concentración de SSVLM totales en el tanque de aireación, g SSV/m³

V = Volumen del reactor, m³

TRS = Tiempo de retención de sólidos, d

Concentración de sólidos del licor mezclado

El total de SSVLM en el tanque de aireación es equivalente a la concentración de biomasa X más la concentración de SSVnb, representados como X_i :

$$X_T = X + X_i \quad (15)$$

Un balance de masa es necesario para determinar la concentración de SSVnb y la concentración de biomasa activa SSV. Un balance de masa sobre los materiales inertes es el siguiente:

$$\left(\frac{dX_i}{dt} \right) = QX_{o,i} - \frac{X_i V}{TRS} + r_{x,i} V \quad (16)$$

Donde:

$X_{o,i}$ = Concentración de SSVnb en el afluente, g/m³

X_i = Concentración de SSVnb en el tanque de aireación, g/m³

$r_{x,i}$ = Rapidez de producción de SSVnb de los restos celulares, g/m³·d

Considerando un estado estacionario, la Ecuación 16 se puede representar como:

$$X_i = \frac{X_{o,i} TRS}{\tau} + (f_d)(k_d)(X)(TRS) \quad (17)$$

Combinando la ecuación 13 y la 17 se obtiene la siguiente expresión, con la cual se puede determinar la concentración total de SSVLM:

$$X_T = \left(\frac{TRS}{\tau} \right) \left[\frac{Y(S_o - S)}{1 + (k_d)TRS} \right] + (f_d)(k_d)(X)TRS + \frac{(X_{o,i})TRS}{\tau} \quad (19)$$

(A)	(B)	(C)
Biomasa	Residuos	SSVnb
Heterótrofa	celulares	en el afluente

Producción de sólidos

Sustituyendo la ecuación 19 en la ecuación 14 y reemplazando τ con V/Q , el total de SSV producidos y desechados diariamente se determina como sigue:

$$P_{X,SS} = \frac{QY(S_o - S)}{1 + (k_d)SRT} + f_d(k_d)X(V) + QX_{o,i} \quad (20)$$

La ecuación 13 es sustituida en la ecuación 20 para determinar la rapidez de producción de SSV en términos de remoción de sustrato, de los SSVnb en el afluente y del coeficiente cinético como sigue:

$$P_{X,SS} = \frac{QY(S_o - S)}{1 + (k_d)SRT} + \frac{(f_d)(k_d)YQ(S_o - S)SRT}{1 + (k_d)SRT} + QX_{o,i} \quad (21)$$

(A)	(B)	(C)
Biomasa	Residuos	SSVnb
Heterótrofa	celulares	en el afluente

El efecto del TRS en un sistema de lodos activados para remoción de sustrato soluble se ilustra en la Figura 41. Cuando el TRS se incrementa hay un decremento de biomasa, por lo tanto, se incrementa la concentración de residuos celulares propiciado que la diferencia entre SSVLM y la concentración de biomasa de SSV se incremente con el TRS.

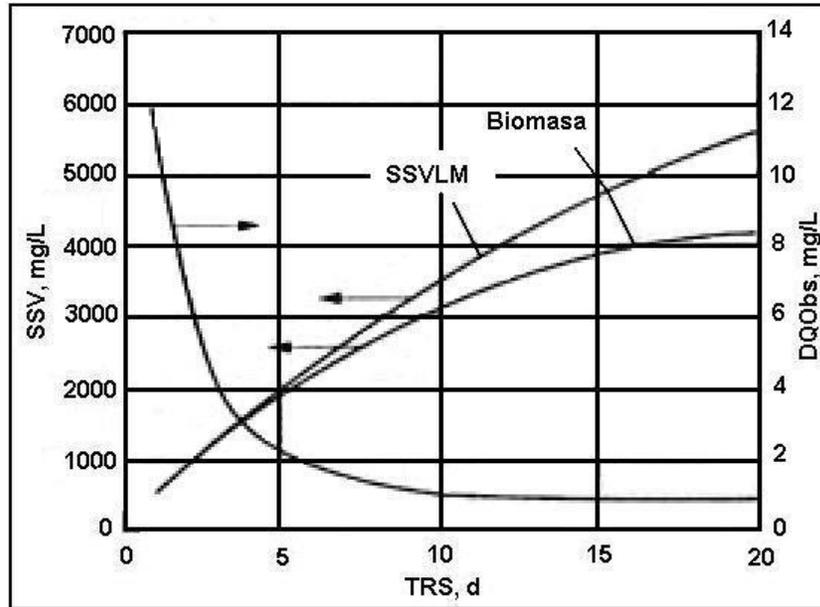


Figura 41. DQO biodegradable soluble y la concentración de SSVLM contra TRS para procesos de lodos activados de mezcla completa. Fuente: Metcalf & Eddy, 2004.

La masa total de desecho sólido seco por día está basado en los SST, el cual incluye los SSV más sólidos inorgánicos, por lo tanto, la ecuación para calcular la producción de sólidos en términos de SST añadiendo los sólidos inorgánicos del afluente y calculando la biomasa de los SST y asumiendo una relación típica de biomasa (SSV/SST) de 0.85 se muestra a continuación. La relación de los SSV/SST puede variar de 0.80 a 0.90.

$$P_{X,TSS} = \frac{A}{0.85} + \frac{B}{0.85} + C + Q(TSS_o - VSS_o) \quad (22)$$

Donde:

$P_{X,TSS}$ = Producción neta diaria de lodos activados, medido en términos de sólidos suspendidos totales, kg/d

TSS_o = Concentración de agua residual en el afluente de SST, g/m³

VSS_o = Concentración de agua residual en el afluente de SSV, g/m³

La masa de SSVLM y SSLM pueden ser calculados mediante las siguientes expresiones:

$$\text{Masa de SSVLM} = (X_{SSV})(V) = (P_{X,SSV})TRS \quad (23)$$

$$\text{Masa de SSLM} = (X_{SST})(V) = (P_{X,SST})TRS \quad (24)$$

Seleccionando una apropiada concentración de SSLM, el volumen de aireación puede ser determinado con la ecuación (24). El intervalo en el que se encuentran las concentraciones de SSLM es de 2000 a 4000 mg/L y debe ser compatible con las características de sedimentación de lodos y el diseño del clarificador.

SÍNTESIS OBSERVADA

La síntesis observada Y_{obs} está basada en la medida total de producción de sólidos relativa a la remoción de sustrato y puede ser calculada en términos de g SST/g DQObs o g DBO, o relativo a SSV como g SSV/g DQObs o g DBO.

La medida de producción de sólidos es la suma de los presentes en el afluente del sistema y sólidos desechados intencionalmente. La síntesis observada para SSV puede ser calculada dividiendo la ecuación 22 entre la rapidez de remoción de sustrato, la cual es $Q(S_o - S)$:

$$Y_{obs} = \frac{Y}{1 + (k_d)SRT} + \frac{(f_d)(k_d)(Y)SRT}{1 + (k_d)SRT} + \frac{X_{o,i}}{S_o - S} \quad (25)$$

(A)	(B)	(C)
Biomasa	Residuos	SSVnb
Heterótrofa	celulares	en el afluente

Donde Y_{obs} = g SSV/g sustrato removido.

Para aguas residuales sin SSVnb en el afluente la producción de sólidos consiste de sólo biomasa activa y residuos celulares, por lo que la síntesis observada para SSV es como sigue:

$$Y_{obs} = \frac{Y}{1 + (k_d)TRS} + \frac{(f_d)(k_d)(Y)TRS}{1 + (k_d)TRS} \quad (26)$$

El impacto de un afluente sin SSVnb en la ecuación 25 sobre la síntesis observada depende de las características del agua residual y el tipo de pretratamiento. Los valores de $X_{o,i}/S_o$ se encuentran en el intervalo de 0.10 a 0.30 g/g para un agua residual con tratamiento primario y de 0.30 a 0.50 para agua residual sin tratamiento primario.

Requerimiento de oxígeno

El oxígeno requerido para la degradación biológica de material carbonáceo se determina a partir de un balance de masa usando la concentración de la Demanda Química de Oxígeno biodegradable (DQOb) del agua residual tratada y la cantidad de biomasa desechada del sistema por día. Si toda la DQOb fuera oxidada a CO₂ y H₂O la demanda de oxígeno debería ser igual a la concentración de DQOb, pero las bacterias oxidan una porción de la DQOb para proveer energía y otra la usan para crecimiento celular. El oxígeno también es consumido por respiración endógena y la cantidad dependerá del TRS. Para un TRS dado, un balance de masa en el sistema se expresa como sigue:

$$\text{Oxígeno usado} = \text{DQOb removida} - \text{DQO del lodo de desecho} \quad (27)$$

Es decir,

$$R_o = Q (S_o - S) - 1.42 P_{X,bio} \quad (28)$$

Donde:

R_o = Oxígeno requerido, kg/d

P_{X,bio} = Biomasa como SSV desechados por día, kg/d

Relación Alimento – Microorganismos (A/M)

La relación Alimento – Microorganismo (A/M) se define como la tasa de DBO o DQO aplicada por unidad de volumen de licor mezclado y se puede expresar como sigue:

$$A/M = \frac{\text{Tasa total de substrato aplicado}}{\text{Biomasa microbiana total}} = \frac{QS_o}{VX} \quad (29)$$

y

$$A/M = \frac{S_o}{\tau X} \quad (30)$$

Donde:

A/M = Relación alimento – biomasa, g DBO o DQObs/g SSV.d

Q = Gasto de alimentación de agua residual, m³/d

S_o = Concentración de DBO o DQO biodegradable soluble (DQObs) en el afluente, g/m³

V = Volumen del tanque de aireación, m³

X = Concentración de biomasa en el licor mezclado en el tanque de aireación, g/m³

τ = Tiempo de retención hidráulico del tanque de aireación, V/Q.d

Tasa específica de utilización de sustrato

La relación A/M puede relacionarse con la tasa específica de utilización de sustrato, U, definida anteriormente (ver Ecuación 8), por el proceso de eficiencia:

$$U = \frac{(A/M)E}{100} \quad (31)$$

Donde E es la eficiencia de remoción medida como DBO o DQObs y se define por la siguiente expresión:

$$E, \% = \frac{S_o - S}{S_o}(100) \quad (32)$$

Sustituyendo la ecuación 30 y la ecuación 32 en la ecuación 31, se tiene:

$$U = \frac{S_o - S}{\tau X} \quad (33)$$

El valor de U puede también ser calculado de la siguiente manera:

$$U = \frac{kS}{K_s + S} \quad (34)$$

Combinando Ecuaciones 34 y 9, se obtiene la siguiente expresión:

$$\frac{1}{TRS} = YU - k_a \quad (35)$$

Sustituyendo la ecuación 31 en la ecuación 35, se tiene una expresión en donde se involucra el TRS y la relación A/M, conociéndose esta expresión como "Ecuación de operación de la planta":

$$\frac{1}{TRS} = Y(F/M) \frac{E}{100} - k_a \quad (36)$$

Para el diseño de un sistema de tratamiento de agua residual municipal con lodos activados, los valores del TRS se encuentran en el intervalo de 20 a 30 días, el valor A/M se encuentra entre los valores de 0.10 a 0.05 g DBO/g SSV.d.

Parámetros de diseño de un proceso de Lodos Activados

Los parámetros típicos usados para el diseño y operación de un proceso de lodos activados de mezcla completa se presentan en la Tabla 17.

Tabla 17. Valores típicos de parámetros de diseño usados comúnmente en procesos de lodos activados

Proceso	Tipo de reactor	TRS (d)	A/M (kg DBO/kg SSVLM.d)	Carga volumétrica (kg DBO/m ³ .d)	SSVLM (mg/L)	Tiempo de retención Hidráulico τ (h)
Mezcla completa	CMAS	3 - 15	0.2 – 0.6	20 - 100	1500 - 4000	3 - 5

Fuente: Metcalf & Eddy, 2004.

Tabla 18. Valores de coeficientes cinéticos típicos utilizados en los procesos de lodos activados para el tratamiento de aguas residuales domésticas.

Coeficiente.	Unidad.	Valor a 20°C	
		Intervalo.	Típico.
k	g DQObs/g SSVd	2 – 10	5
K _s	mg/L DBO	25 – 100	60
Y	mgSSV/mg DBO	0.4 – 0.8	0.6
	mgSSV/mg DQObs	0.3 – 0.6	0.4
K _d	g SSV/g SSV d	0.06 – 0.15	0.1
f _d	g SSV/g SSV	0.10 – 0.15	0.13

Fuente: Metcalf & Eddy, 2004.

Secuencia de cálculo de un proceso de crecimiento suspendido completamente mezclado sin considerar la nitrificación.

- a) Determinación de la concentración de la DQObs en el efluente.

Con la siguiente expresión se pretende determinar la calidad del efluente que en este caso se medirá como DQObs.

$$S = \frac{K_s[1 + k_d TRS]}{TRS(Yk - k_d) - 1}$$

- b) Se determina el Tiempo de Retención Hidráulico, τ .

Para determinar τ se debe conocer la concentración de SSVLM (X_T) y resolver la siguiente expresión:

$$X_T = \left(\frac{TRS}{\tau} \right) \left[\frac{Y(S_o - S)}{1 + (k_d)TRS} \right] + (f_d)(k_d)(X)TRS + \frac{(X_{o,i})TRS}{\tau}$$

La concentración de la biomasa X se determina usando la siguiente expresión:

$$X = \left(\frac{TRS}{\tau} \right) \left[\frac{Y(S_o - S)}{1 + (k_d)TRS} \right]$$

Una vez calculado se determina el volumen del tanque de aireación, ya que

$$(\tau)(Q) = V$$

- c) Determinación de la Producción Total de Lodos como kg SSV/d.

$$P_{X_{TSS}} = \frac{X_T V}{TRS}$$

d) Determinación de la Producción Total de Lodos como kg SST/d.

$$P_{X,TSS} = \frac{A}{0.85} + \frac{B}{0.85} + C + Q(TSS_o - VSS_o)$$

e) Determinación de la fracción de biomasa a partir de los valores de X y X_T.

$$\text{Fracción de biomasa} = X / X_T$$

f) Cálculo de la síntesis de sólidos observada, medida como g SSV/g DQObs removida y como g SST/g DQObs removida.

$$\text{DQObs removida} = Q(S_o - S)$$

$$\text{Como SSV, } Y_{obs} = \frac{P_{X:SSV}}{DQO_{bs} \text{ removida}}$$

$$\text{Como SST, } Y_{obs} = \frac{P_{X:SST}}{DQO_{bs} \text{ removida}}$$

g) Determinación del requerimiento de oxígeno

$$R_o = Q (S_o - S) - 1.42 P_{X,bio}$$

$$P_{X,bio} = P_{X,T,SSV} - P_{SSVnb}$$

Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente, UASB.

Los reactores anaerobios se pueden diseñar con forma rectangular o cilíndrica, la siguiente secuencia de cálculo se hará con la forma cilíndrica ya que se tienen algunas ventajas hidráulicas en comparación con la forma rectangular, por ejemplo, siendo la principal y más importante, que se evita la formación de zonas muertas.

La determinación de la velocidad de flujo ascendente como uno de los parámetros de diseño, se partió de variables conocidas como el área y volumen del reactor a partir del diámetro y la altura efectiva, carga típica máxima de diseño y concentración promedio de materia orgánica en el agua de alimentación. El agua puede ser residual con una alta carga orgánica o puede ser sintética y preparada para ser alimentada inmediatamente al reactor.

La secuencia de cálculo que se propone es la siguiente:

Definición de variables de diseño

El cálculo se inicia con cuatro variables que se describen a continuación y que se obtienen de manera experimental o por medición directa:

- ✓ Diámetro del tubo que servirá como cuerpo del reactor UASB, se representa como d y su unidad es el cm .
- ✓ El caudal mínimo, el cual se determina a partir del tipo de bomba peristáltica y manguera a usar, se representa como Q y sus unidades son mL/min .
- ✓ La carga orgánica por día que se estará alimentando en el reactor, representado como carga y sus unidades son $kgDQO/m^3 \cdot d$.
- ✓ El tiempo de residencia hidráulica, identificado como TRH , la unidad es el día.

Cálculo del volumen del reactor.

Se emplea la siguiente expresión:

$$V_R = TRH \cdot Q \cdot 1440$$

Donde 1440 es un factor de conversión de minutos a días para que el volumen se pueda expresar en mililitros.

Área del reactor.

$$A_R = \frac{\pi D^2}{4}$$

Las unidades del área tienen que ser centímetros cuadrados.

Altura efectiva del reactor.

Para un adecuado funcionamiento del reactor, la altura efectiva tiene que ser mayor a un metro. Se tiene que introducir el volumen del reactor en centímetros cúbicos.

$$L = \frac{4 V_R}{\pi D^2}$$

La longitud se tiene que expresar en centímetros.

Flujo másico.

La expresión utilizada es la que se muestra a continuación, destacando que el volumen del reactor se debe introducir en metros cúbicos.

$$F = V_R \cdot Carga$$

El flujo másico se tiene que expresar en kg DQO/d.

Carga hidráulica.

Se calcula mediante la siguiente expresión:

$$C_H = \frac{Q}{A_R}$$

Las unidades que se obtienen son cm/min, por lo que se deben convertir a m/h. El valor numérico obtenido no debe exceder de 1 m/h, pues este es el valor típico recomendado para un correcto funcionamiento.

Velocidad de flujo en la campana.

La expresión utilizada es la siguiente:

$$V_C = 4 C_H$$

y las unidades que se obtienen, también son m/h.

Separador de gas del líquido.

Los objetivos a lograr con la implementación de las campanas para cada reactor son:

- ✓ Separación y descarga adecuadas del biogás en cada reactor.
- ✓ Permitir el deslizamiento del lodo dentro del compartimento de digestión.
- ✓ Servir como una clase de barrera (stopper) para expansiones excesivamente rápidas del manto de lodos dentro del sedimentador.
- ✓ Prevenir el lavado (salida) de lodo granular flotante y floculento.

Para la construcción de esta campana se tienen en cuenta los parámetros recomendados por la literatura, los cuales indican que la estructura convencional es la más adecuada, gracias a su fácil construcción, simplicidad de instalación, funcionamiento y eficiencia.

Los aspectos a considerar en el diseño son los siguientes:

- ✓ La velocidad de flujo ascendente en la abertura.
- ✓ El ángulo de los lados de la campana.
- ✓ El traslapo vertical.

Todos estos criterios son flexibles, ya que pueden ajustarse entre sí de acuerdo a las proporciones del reactor y a continuación se muestran los parámetros de diseño básicos:

1) Área de abertura.

Está relacionado con el gasto y la velocidad de flujo en la campana. El valor del gasto tiene que estar en m³/h.

$$A_{abertura} = \frac{Q}{V_C}$$

2) Área de la sección transversal de la campana.

Para calcular esta área se requiere el valor del área del reactor y el área de la abertura y la expresión matemática es la siguiente:

$$A_{campana} = A_R - A_{abertura}$$

a

A partir de este valor se puede calcular el radio mayor de la campana, mediante la siguiente ecuación:

$$A_{campana} = \pi R_{campana}^2$$

Se puede entonces calcular el radio de la campana como se indica a continuación:

$$R_{campana} = \sqrt{\frac{A_{campana}}{\pi}}$$

3) Ancho de la abertura

El ancho de la abertura está relacionado con los radios del reactor y los de la campana, por lo que se tiene la siguiente expresión:

$$W_{abertura} = R_{reactor} - R_{campana}$$

Se puede asumir para el diseño de la campana, que tanto el ancho mínimo interno de la campana (H_T) y la altura tope sobre la superficie del líquido son iguales a 2 cm.

4) Ángulo de inclinación de la campana.

El ángulo que se recomienda es de 60° debido a que ajusta de forma más adecuada a las condiciones de diseño, tanto de la campana como del tubo del reactor.

5) Altura de la campana.

Para calcular la altura de la campana se requiere conocer previamente la longitud que existe entre el extremo del radio mayor de la campana y el extremo de la abertura de la campana, para lo cual se presentan las siguientes expresiones:

$$W_G = R_{campana} - \frac{1}{2}(W_{abertura})$$

$$H_G = W_G \tan \alpha$$

Donde α es el ángulo de inclinación de la campana.

6) Traslapo

Se refiere a los deflectores que se colocan para dirigir los gases producidos hacia la campana y se pueda hacer la separación de los gases del líquido.

$$T_V = 1.5 (W_{abertura})$$

7) Ancho de los deflectores

Se calcula de la siguiente manera:

$$W_D = T_V + W_{abertura}$$

8) Longitud de los deflectores

Esta longitud está en función de un ángulo, el cual, para facilitar la construcción se considera de 45 grados, por lo tanto, la expresión para su cálculo es la siguiente:

$$L_D = 2W_D \tan 45^\circ$$

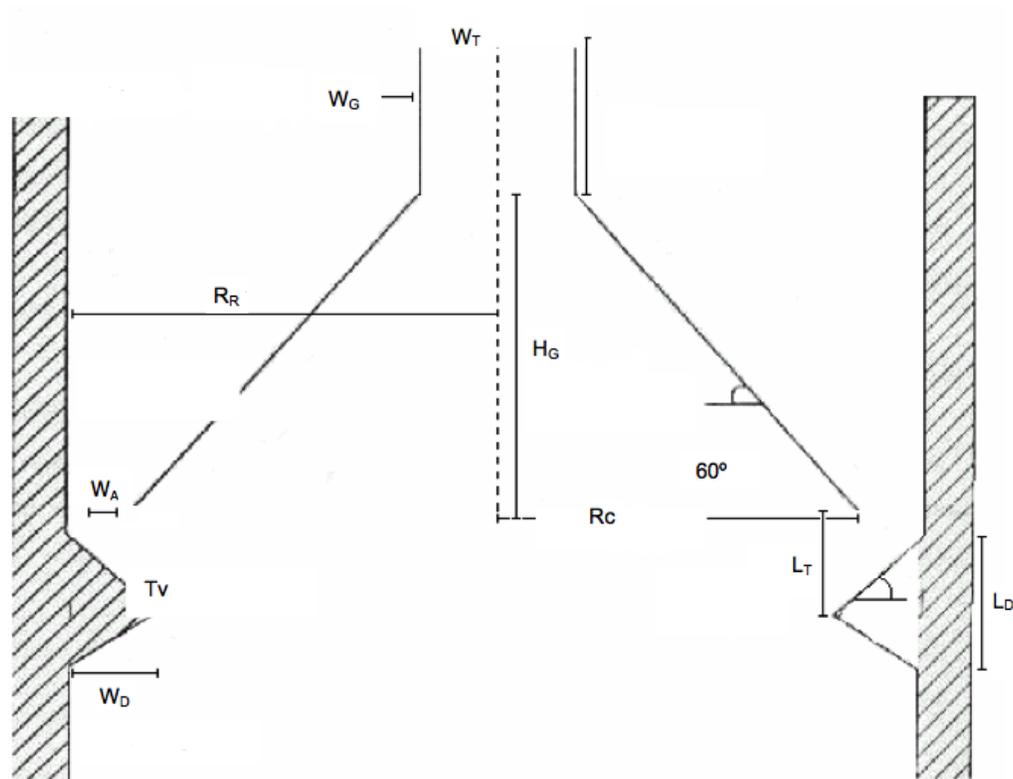


Figura 42. Esquema de la campana de separación gas - líquido

Humedal Artificial

El diseño de un humedal de flujo subsuperficial se basa en el tiempo de retención hidráulico y en el gasto medio del agua residual a tratar. Tiempos de retención hidráulicos pequeños son necesarios para remover DBO, nitratos y SST del agua residual municipal, mientras que para remover amoníaco y metales pesados, usualmente requiere tiempos de retención más grandes.

Remoción de DBO

El enfoque recomendado para diseñar un humedal para la eliminación de DBO es el volumen, por lo que se ocupa el modelo basado en el tiempo de retención, tal como se expresa en la siguiente ecuación:

$$A_s = \frac{Q(\ln C_0 - \ln C_e)}{K_T(y)(n)}$$

Donde:

A_s = Área superficial del humedal (ac; m²).

Q = Gasto medio promedio (ac-ft/d; m³/d).

C_0 = Concentración de DBO en el afluente (mg/L).

C_e = Concentración de DBO en el efluente (mg/L).

K_T = Constante cinética = 1.1 d⁻¹ a 20 °C.

y = Profundidad de diseño (ft; m).

n = Porosidad del medio de relleno.

La temperatura del agua residual afecta la constante cinética de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$K_T = K_{20}(1.06)^{(T-20)}$$

donde:

K_T = Constante cinética a la temperatura T.

K_{20} = 1.1 d⁻¹.

T = Temperatura del agua residual (°C).

La mayoría de los humedales tienen una zona de tratamiento y de operación de agua con una profundidad de 2 pies (0.6 m). Unos pocos, ubicados en los climas cálidos, donde la congelación no es un riesgo importante, funcionan con una profundidad de lecho de 1 pie (0.3 m). La profundidad aumenta el potencial de transferencia de oxígeno, por lo que requieren una superficie mayor y el sistema está en mayor riesgo de heladas en climas fríos. Una cama de 2 pies (0.6 m) de profundidad también requiere una operación especial, para inducir la penetración de las raíces conveniente a la parte inferior de la cama.

Los humedales requieren de un pretratamiento para hacer más eficiente su operación. Los procesos utilizados pueden ser: una fosa séptica, tanques Imhoff, lagunas, procesos convencionales de tratamiento primario o algún otro proceso similar. El objetivo de estos procesos es reducir la concentración de materia orgánica (sólidos) fácilmente degradable, pero que podrían obstaculizar las tuberías de alimentación del humedal, ocasionando olores, taponamientos y efectos sobre la vegetación del mismo humedal.

Remoción de SST

La remoción de los sólidos suspendidos totales en un humedal de flujo subsuperficial se debe a los procesos físicos y tienen una influencia de la temperatura al afectar la viscosidad del agua que fluye en el humedal. Debido a que la distancia de sedimentación para material particulado es relativamente pequeña y el tiempo de residencia en el humedal es muy grande, los efectos de la viscosidad se pueden despreciar. La remoción de SST no es probable que sea el que delimite el tamaño del humedal, ya que su remoción es muy rápida en comparación con la DBO o el Nitrógeno.

La remoción de SST en un humedal ha sido correlacionada a partir de la tasa de carga hidráulica (TCH) y se muestra en la ecuación:

$$C_e = C_0[0.1058 + 0.0011(TCH)]$$

donde:

C_e = SST en el efluente (mg/L).

C_0 = SST en el afluente (mg/L).

TCH = Tasa de Carga Hidráulica (cm/d).

La TCH es el flujo dividido por el área superficial. La ecuación es válida para valores de TCH entre 0.4 y 75 cm/d.

Diseño de los Elementos de un Humedal de Flujo Subsuperficial

Los elementos que se deben considerar en el diseño de un humedal son: el pretratamiento, el medio de relleno, la vegetación y las estructuras de alimentación y descarga de agua.

Pretratamiento

Todos los humedales artificiales, sean de flujo libre o de flujo subsuperficial, requieren de procesos u operaciones previas, como las fosas sépticas, tanques Imhoff, lagunas o cualquier otro proceso. El objetivo principal es la remoción de materiales que pueden causar obstrucciones en la tubería de alimentación de agua al humedal, malos olores o daños en la vegetación.

Un proceso adecuado y que puede ser muy útil para disminuir el contenido de materia orgánica y sólidos contenidos en el agua residual es un reactor anaerobio. En otros casos, se utiliza una zanja para la deposición de sólidos, la cual es limpiada periódicamente.

Medio de Relleno

El relleno de los humedales (también denominado cama) normalmente contiene hasta 2 ft (0.6 m) del medio seleccionado. Posteriormente, se agrega una capa de grava fina de 3 a 6 in (76 a 150 mm) de profundidad, la cual sirve como un medio para que se desarrollen las raíces de la vegetación y se mantenga siempre seca cuando se opere normalmente. Si la grava, relativamente pequeña (<20 mm) es seleccionada para la capa de tratamiento principal, no es necesaria una capa más fina arriba, pero la profundidad total debe ser ligeramente mayor para garantizar una zona seca en la parte superior de la cama.

Los humedales, generalmente, operan con una profundidad de 0.6 m, pero en climas cálidos la profundidad se puede disminuir a 0.3 m. Aumentar la profundidad implica que se requiere una mayor transferencia de oxígeno, y estos sólo se logra incrementando la superficie, por lo que el sistema está en mayor riesgo de heladas en climas fríos.

Vegetación

La vegetación a implantar en los humedales artificiales es un factor fundamental para obtener rendimientos óptimos en la depuración de aguas residuales.

El tratamiento se basa en gran parte en las funciones de la vegetación, y es por ello, que la selección de las especies vegetales más apropiadas a cada caso cobra la mayor importancia, las más utilizadas son los carrizos, el bambú y las espadañas.

Existe actualmente una gran discusión sobre el papel real de la vegetación en los sistemas de humedales artificiales, especialmente en los de flujo subsuperficial.

No obstante, todos coinciden en su importancia en el mantenimiento de la biodiversidad y en su alto valor paisajístico.

Adicionalmente las plantas desempeñan diversas funciones que ayudan a la depuración de las aguas, como son:

- ✓ Ejercer de medio de soporte de la biopelícula.
- ✓ Reducir la velocidad del agua aumentando el tiempo de retención hidráulico.
- ✓ Actuar como aislante térmico.
- ✓ Airear la rizosfera.

Existen diversas especies vegetales que son susceptibles de ser utilizadas en humedales artificiales para la depuración de las aguas, de las cuales habrá que elegir las más útiles en función de diversos factores.

Tabla 19. Especies de uso posible, pero con precauciones por peligro de invasión

Plantas Emergentes	Plantas Sumergidas	Plantas Flotantes
Scirpus sp.	Posibles pero con peligro de invasión	Posibles pero con peligro de invasión
Eleocharis palustris Roem et Schul	Myriophyllum sp.	Eichhornia crassipes
Glyceria declinata Breb.	Elodeo sp.	Salvinia sp.
Eleocharis parvula Link	Egeria sp.	Spirodela polyrhiza Schleiden
Eleocharis uniglumis		Lagorosiphon sp.
Glyceria fluitans R. Br.		Pistia sp.
Glyceria plicata Fries		Azolla filiculoides Lam.
Posibles pero con peligro de invasión		Azolla caroliniana Willd
Glyceria sp.		Wolffia arrhiza Horkel
Scirpus sp.		Hydrocotyle vulgaris L.
Eleocharis sp.		Hydrocotyle natans Cyr.
Typha sp.		
Canna flacida		
Colocasia esculenta Schott		
Colocasia antiquorum Schott		

Es importante mencionar que las plantas acuáticas acumulan gran cantidad de metales pesados en sus tejidos como mercurio (Hg), cadmio (Cd), plomo (Pb), arsénico (As), cromo (Cr), los cuales son liberados posteriormente al medio pudiendo causar problemas en el suelo y en la cadena alimentaria de los humedales. Esto implica la remoción de estas plantas después de un cierto tiempo a fin de no provocar problemas de contaminación en estos ecosistemas, no afectando de este modo la recuperación del humedal.

También se ha reportado que la vegetación tiene una fuerte influencia en la retención de N en humedales, ya sea por absorción directa en los tejidos de las plantas o por desnitrificación provocada por microorganismos. Las especies reportadas que para esta remoción son *Lythrum salicaria L.*, *Phragmites australis* y *Typha angustifolia L.*

Las macrófitas *Typha sp* y *Eleocharis sp* en un sistema de depuración de aguas residuales asociado con un reactor anaerobio han reportado que durante los dos primeros años de funcionamiento hubo una reducción entre el 90 a 97% de SS y entre 60 a 85% de la DQO, para un caudal de 200 L/d. Se observaron algunos problemas en el crecimiento de *Eleocharis sp.* cuando el caudal fue aumentado a 400 L/d, hubo un reducción entre 73 a 97% de SS y entre 67 a 97% de DQO. En las pruebas con 600 L/d, los SS se redujeron entre 60 a 80%, mientras que la DQO entre 55 a 60%.

También se ha demostrado que *Phragmites australis* es capaz de tolerar soluciones de hasta 1 mg/mL de Zn y 10 mg/mL de Pb en aguas residuales contaminadas con metales pesados.

Se encontró que las especies *Spartina alterniflora* y *Phragmites australis* pueden atrapar en sus tejidos una buena parte del metal plomo. Se señala que la mayor concentración de metal se encontró en las hojas de *S. alterniflora*, en cambio la especie *P. australis* concentra el plomo en sus tallos. Ellos establecen que por este hecho *P. australis* resulta mejor que *S. alterniflora* para su posterior manejo y disposición, pues el tallo soporta mejor la descomposición que los tejidos de las hojas y demora más en liberar el metal antes de ser enterrado o quemado, siendo más seguro para el medio ambiente.

La fitofiltración con helechos puede purificar el agua que ha sido contaminada con arsénico. Un equipo de científicos de los Estados Unidos ha encontrado que las especies de helechos llamadas *Pteris vittata* pueden aspirar el arsénico fuera del agua contaminada, reduciendo los niveles de arsénico de 200 mg/L cerca de 100 veces en un lapso de 24 horas. A diferencia de otras estrategias para la remoción de arsénico, la fitofiltración no produce un lodo químico rico en arsénico, el cual es difícil de disponer. En su lugar, exprimiendo en prensas la savia de las plantas, se remueven tres cuartos de arsénico, que pueden ser extraídos para aplicaciones industriales.

Finalmente, se debe dar mantenimiento a las plantas escogidas para el humedal de flujo subsuperficial, el cual consiste en hacer una poda periódica y en algún momento, esto dependiendo de la especie, hay que hacer una cosecha y así mantener en óptimas condiciones el funcionamiento del humedal artificial.

Estructura de distribución en la alimentación de agua

Los dispositivos de entrada han variado entre zanjas abiertas a las cajas de alimentación de un solo punto a tubos con múltiples perforaciones. Tener un tubo en la superficie permite realizar ajustes operativos si se produce algún asentamiento diferencial. Los tubos de alimentación subsuperficiales encerrados en grava gruesa también se han utilizado con éxito. La desventaja de este tipo de tubo distribuidor es el potencial de los asentamientos diferenciales y la obstrucción por animales o sólidos. La ventaja de este sistema es que se evita el crecimiento de algas en las salidas, además de proporcionar una protección térmica a todo el humedal.

Sistema de salida

La recolección de agua a la salida del humedal debe incorporar un tubo colector para evitar un cortocircuito con un único punto de salida. Un colector subterráneo se recomienda para asegurar la trayectoria del flujo a través del medio de soporte. Un vertedero de salida ajustable o un codo giratorio permite el control del gradiente hidráulico.

Consideraciones de construcción

La construcción de los humedales requiere una capa impermeable para evitar que el agua residual se infiltre en el subsuelo y contamine los acuíferos. En algunos casos se utiliza arcilla natural del sitio o también se utilizan sólidos que se pueden compactar y formar un estado impermeable. Otras opciones para obtener esta barrera de aislamiento son los tratamientos químicos al suelo, una capa de bentonita, asfalto o una membrana de polietileno.

Hay que verificar que se cuente con una clara pendiente para que exista un flujo de agua, ya que esta puede ser una situación para generar cortos circuitos y hacer ineficiente al humedal en cuanto al proceso de remoción de contaminantes.

En lo referente al material de soporte, hay que cuidar el transporte por camión de materiales durante la construcción ya que se pueden generar problemas de material fino en un solo lugar debido a que la carga estuvo friccionándose. Esta situación puede resultar en que se generen pequeños montículos que a su vez afecte el flujo de agua produciendo cortos circuitos en el sistema. Es conveniente lavar la grava o las rocas antes de que se empleen.

El uso de la vegetación nativa de la zona es conveniente para su uso en los humedales, ya que no se requiere un tiempo de adaptación. Se recomienda sembrar semillas o rizomas, cada rizoma debe tener por lo menos un brote o, preferiblemente, con un brote y se planta a unos 5 cm por debajo de la superficie del medio con la yema de los dedos, el brote debe quedar expuesto a la atmósfera y por encima del medio de soporte saturado. La cama se inunda y se mantiene el nivel del agua en lo que corresponde a la superficie del medio por lo menos 6 semanas o hasta que el nuevo crecimiento se ha desarrollado significativamente y ha surgido. En esta etapa, el humedal puede entrar en pleno funcionamiento, siempre y cuando el nivel del agua no está por encima de las copas de crecimiento de las plantas nuevas. Si se utiliza agua dulce durante el período de incubación, el uso de algunos fertilizantes es conveniente para acelerar el crecimiento de las plantas.

Referencias

Bhatnagar, A., Sillanpää, M. (2009). Applications of chitin- and chitosan-derivatives for the detoxification of water and wastewater – A short review. *Advances in Colloid and Interface Science*. 152. 26-38.

Bermúdez, R. C., Rodríguez, S., Martínez, M. de la C., Terry A. I. 2011. Ventajas del empleo de reactores UASB en el tratamiento de residuales líquidos para la obtención de biogás. *Aqualimpia.com*, Recuperado el 22 de febrero de 2011, de <http://www.aqualimpia.com/PDF/UASB%20Ventajas.pdf>

Cakir, F.Y. y Stenstrom, M.K. (2005). Greenhouse gas production: a comparison between aerobic and anaerobic wastewater treatment technology. *Water Research*. 39, 4197–4203.

Cadena, R. A. (2008). *Selección de un filtro para clarificar y abrillantar cerveza, a partir del comparativo entre un filtro de placas verticales y un filtro de candelas*. Tesis de Licenciatura. Instituto Politécnico Nacional.

Caicedo, F. J. (2006). *Diseño, construcción y arranque de un reactor U.A.S.B. piloto para el tratamiento de lixiviados*. Tesis de Especialidad en Ingeniería Ambiental-Área Sanitaria. Universidad Nacional de Colombia.

Castelless, O. A.; Puigagut, J.; Segú, E.; Vaello, N.; Grané, F.; García, D.; García J. (2007). Solids accumulation in six full-scale subsurface flow constructed wetlands. *Water Research*. 41. 1388 – 1398.

Castillo, E. F., Solano, J. K., y Rangel, M. P. (2006). Evaluación operacional de un sistema a escala laboratorio de biopelícula anaerobia soportada para el tratamiento de aguas residuales domésticas. *Revista ION*. Vol. 19. No. 1. 18-22.

CONAGUA. Comisión Nacional del Agua. 2008. Documentos relacionados con infraestructura Hidráulica. Plantas de tratamiento de aguas residuales municipales, estadística por año 2004-2008. Recuperado el 25 de Octubre de 2011 de: <http://www.conagua.gob.mx/Contenido.aspx?id=5cce0976-bfaa-45ac-9974-9915f6ee992f>

Crini, G. (2005). Recent developments in polysaccharide-based materials used as adsorbents in wastewater treatment. *Progress in Polymer Science*. 30. 38-70.

Crites, R. W.; Middlebrooks, E. J.; Reed, S. C. (2006). Natural Wastewater Treatment Systems. Taylor and Francis Group. Estados Unidos de América.

Chan, Y. J., Chong M. F., Law, Ch. L., y Hassell, D.G. (2009). A review on anaerobic-aerobic treatment of industrial and municipal wastewater. *Chemical Engineering Journal*. 155, 1-18.

Chazarenc, F.; Merlin, G.; Gonthier, Y. (2003). Hydrodynamics of horizontal subsurface flow constructed wetlands. *Ecological Engineering*. 21. 165 – 173.

Escalante, V. E., Sánchez M., Pozo, F. y Rivas, A. (2000) *Identificación y evaluación de procesos biológicos de tratamiento*. México: Comisión Nacional del Agua e Instituto Mexicano de Tecnología del agua.

García, J.; Aguirre, P.; Barragán, J.; Mujeriego, R.; Matamoros, V.; Bayona, J. (2005). Effect of key design parameters on the efficiency of horizontal subsurface flow constructed wetlands. *Ecological Engineering*. 25. 405 – 418.

Guibal, E. (2004). Interactions of metal ions with chitosan-based sorbents: a review. *Separation and Purification Technology*. 38. 43-74.

Groppelli, E., Giampaoli, O. (2001). El Camino de la Biodigestión. Ambiente y Tecnología Socialmente Apropriada. *Centro de Publicaciones, Secretaría de Extensión, UNL*.

Hammer, D. A. (1989). Constructed Wetlands for Wastewater Treatment, Municipal, Industrial, and Agricultural. Lewis Publishers. Estados Unidos de América.

Hench, K. R.; Bissonnette, G. K.; Sexstone, A. J.; Coleman, J. G.; Garbutt, K.; Skousen, J. G. (2003). Fate of physical, chemical, and microbial contaminants in domestic wastewater following treatment by small constructed wetlands. *Water Research*. 37. 921 – 927.

Jha, I. N., Iyengar, L., Prabhakara Rao, A. V. S. (1988). Removal of Cadmium using Chitosan. *Journal of Environmental Engineering*. 114-4. 962-974.

Khan, A.A., Gaur, R. Z. V., Tyagi, K., Khursheed A., Lewb,B, Mehrotraa I. y Kazmia, A.A. (2011) Sustainable options of post treatment of UASB effluent treating sewage: A review. *Resources, Conservation and Recycling*. 55 , 1232– 1251.

Kivaisi, A. K. (2001). The potential for constructed wetlands for wastewater treatment and reuse in developing countries: A review. *Ecological Engineering*. 16. 545 – 560.

López, M.E. (1998). El reactor anaeróbico tipo EASA: nuevo reactor hibrido de flujo ascendente, Asociación Interamericana de Ingeniería Sanitaria y Ambiental.

López, J.; Morgan, J.; y A. Noyola. (2000) Arranque de reactores anaerobios industriales dos casos de estudio. En: "Memorias de XII Congreso de la Federación Mexicana de Ingeniería Sanitaria y Ciencias Ambientales" (FEMISCA).

Markey, M. L., Bowman, M. L., Bergamini, M. V. W. (Eds.). (1985). *Chitin and Chitosan, Elsevier Applied Science*. Londres. p. 713.

Metcalf & Eddy, Inc.(2003) *Wastewater Engineering. Treatment and reuse*. (4ta edition). Ed. Mc Graw Hill.

Monroy. O., Famá, G., Meraz, M., Montoya, L. y Macarie, H. 2000. Anaerobic Digestion for wastewater treatment in Mexico: state of the technology. *Water Research*. Vol. 34. No. 6. 1803 -1816.

Montes, V., Pagano A. M., Crozza D.(2009). Gestión Sustentable de los residuos sólidos orgánicos valorizándolos energéticamente. *Departamento de Ingeniería Química*.

Nair, K. G. R., Madhavan, P. (1984). Chitosan for Removal of Mercury from Water. *Central Institute of Fisheries Technology*. 21. 109-112.

Noyola, A. (1999) Desarrollo de tecnologías mexicanas en tratamiento de aguas residuales: una experiencia. *Interciencia*. Vol. 24. No. 3, 169 - 172.

Pacheco J. Y Magaña A. (2003). Arranque de un reactor anaerobio. *Ingeniería* . Vol.7 No.1 21-25.

Peniche-Covas, C., Alvarez, L. W., Arguelles-Monal, W. (1987). The adsorption of mercury ions by chitosan. *Journal of Applied Polymer Science*. 46. 1147.

Ramírez, O., Koetz, P. (1998). Evaluación de un reactor UASB para el tratamiento de efluentes de la industria de aceite de arroz. *V taller y Seminario Latinoamericano de Tratamiento Anaerobio de Aguas Residuales*. Viña del Mar, Chile.

Ratnayaka, D. D., Brandt, M. J., & Johnson, K. M. (2009). *Twort’s Water Supply*. Oxford, USA. Elsevier Ltd. 6th Edition. 315-350.

Reinoso, R.; Torresa, L. A.; Bécares, E. (2008). Efficiency of natural systems for removal of bacteria and pathogenic parasites from wastewater. *Science of the Total Environment*. 395. 80 – 86.

Rousseau, D. P.; Vanrolleghem, P. A.; De Pauwa, N. (2004). Model-based design of horizontal subsurface flow constructed treatment wetlands: A review. *Water Research*. 38. 1484 – 1493.

Shuter, R. B. E. (2001). Artificial wetlands and water quality improvement. *Environment International*. 26. 441 – 447.

Sutherland, K. (2012). Filtration improvements progress global clean water provision. *Filtration+Separation*. 12-16.

Sutherland, K. (2014). Filtration and sedimentation in clean water production. *Drinking & other pure water production*.

Van Der Berg, L. (1986). Anaerobic Digestion of Wastes, Division of Biological Sciences, *National Research Council of Canada*, Ottawa, Ontario, Canada.

Vymazal, J. (2007). Removal of nutrients in various types of constructed wetlands. *Science of the Total Environment*. 380. 48 – 65.

Vymazal, J. (2009). The use constructed wetlands with horizontal sub-surface flow for various types of wastewater. *Ecological Engineering*. 35. 1–17.

Zapata, C. P. F. (2015). *Análisis de la operación y mantenimiento de un filtro grueso dinámico a escala real en el sistema de agua potable de limón playa, canton Santa Rosa, provincia del oro*. Tesis de Licenciatura. Universidad Técnica de Machala.