

Tratamiento de aguas residuales municipales

División de Agua y
Saneamiento

NOTA TÉCNICA N°
IDB-TN-2601

Autores:

Carlos Augusto de Lemos
Chernicharo

Thiago Bressani Ribeiro

Febrero 2023

Tratamiento de aguas residuales municipales

Autores:

Carlos Augusto de Lemos

Chernicharo

Thiago Bressani Ribeiro

Catalogación en la fuente proporcionada por la Biblioteca Felipe Herrera del Banco Interamericano de Desarrollo

Chernicharo, Carlos Augusto de Lemos.

Tratamiento de aguas residuales municipales / Carlos Augusto de Lemos Chernicharo, Thiago Bressani Ribeiro. p. cm. — (Nota técnica del BID ; 2601)

Incluye referencias bibliográficas.

1. Refuse and refuse disposal-Latin America. 2. Refuse and refuse disposal-Caribbean Area. 3. Sewage disposal-Latin America. 4. Sewage disposal-Caribbean Area. 5. Sanitary engineering-Latin America. 6. Sanitary engineering-Caribbean Area. I. Bressani, Thiago. II. Banco Interamericano de Desarrollo. División de Agua y Saneamiento. III. Título. IV. Serie. IDB-TN-2601

Palabras clave: tratamiento aguas residuales, tratamiento, plantas de tratamiento municipales, lodos activados

JEL code: Y9, Y90.

<http://www.iadb.org>

Copyright © 2023 Banco Interamericano de Desarrollo. Esta obra se encuentra sujeta a una licencia Creative Commons IGO 3.0 Reconocimiento-NoComercial-SinObrasDerivadas (CC-IGO 3.0 BY-NC-ND) (<http://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/3.0/igo/legalcode>) y puede ser reproducida para cualquier uso no-comercial otorgando el reconocimiento respectivo al BID. No se permiten obras derivadas.

Cualquier disputa relacionada con el uso de las obras del BID que no pueda resolverse amistosamente se someterá a arbitraje de conformidad con las reglas de la CNUDMI (UNCITRAL). El uso del nombre del BID para cualquier fin distinto al reconocimiento respectivo y el uso del logotipo del BID, no están autorizados por esta licencia CC-IGO y requieren de un acuerdo de licencia adicional.

Note que el enlace URL incluye términos y condiciones adicionales de esta licencia.

Las opiniones expresadas en esta publicación son de los autores y no necesariamente reflejan el punto de vista del Banco Interamericano de Desarrollo, de su Directorio Ejecutivo ni de los países que representa.



■ NOTAS TÉCNICAS

TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES



AUTORES

- Carlos Augusto de Lemos Chernicharo
- Thiago Bressani Ribeiro

COLABORADORES

- Ayana Lemos Emrich
- Erick Javier Centeno Mora
- Lucas de Almeida Chamhum Silva
- Lucas Vassalle de Castro
- Tiago Borges Ferreira
- Vera Tainá Mota
- Viviana Solano Ramírez

ÍNDICE

NOTAS TÉCNICAS

NOTA TÉCNICA 1

PLANIFICACIÓN DE PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES	5
---	---

NOTA TÉCNICA 2

ELEMENTOS DE DISEÑO, CONSTRUCCIÓN Y OPERACIÓN DEL TRATAMIENTO PRELIMINAR.....	23
---	----

NOTA TÉCNICA 3

ELEMENTOS DE DISEÑO, CONSTRUCCIÓN Y OPERACIÓN DE REACTORES UASB	46
---	----

NOTA TÉCNICA 4

POSTRATAMIENTO DE EFLUENTES DE REACTORES ANAERÓBICOS	78
--	----

NOTA TÉCNICA 5

ELEMENTOS DE DISEÑO, CONSTRUCCIÓN Y OPERACIÓN DE LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN	104
--	-----

NOTA TÉCNICA 6

ELEMENTOS DE DISEÑO, CONSTRUCCIÓN Y OPERACIÓN DE FILTROS PERCOLADORES.....	142
--	-----

NOTA TÉCNICA 7

ELEMENTOS DE DISEÑO, CONSTRUCCIÓN Y OPERACIÓN DE SISTEMAS DE LODOS ACTIVADOS	164
--	-----

NOTA TÉCNICA 8

ELEMENTOS PARA LA GESTIÓN INTEGRADA DEL LODO DE PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES	195
--	-----

NOTA TÉCNICA 9

ECONOMÍA CIRCULAR EN PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES.....	222
--	-----

LISTA DE ABREVIATURAS Y SÍMBOLOS	239
--	-----

PREFACIO

La presente serie de notas técnicas fue desarrollada como parte de los Talleres de Conocimiento en Tratamiento de Aguas Residuales en Ecuador, llevado a cabo entre el 23 de septiembre del 2021 y el 21 de octubre del 2021. El taller de 32 horas tuvo como objetivo fortalecer las capacidades técnicas de las instituciones nacionales involucradas en el sector, la academia y los gobiernos municipales, en temas de planificación, diseño, construcción y operación optimizada de los sistemas de tratamiento de aguas residuales.

Los recursos para elaborar estos trabajos proceden de la Facilidad de Inversiones para América Latina (LAIF) de la Unión Europea. En el marco de este instrumento de financiamiento, la Unión Europea firmó con la Agencia Española de Cooperación Internacional para el Desarrollo (AECID) un Acuerdo de Delegación para la ejecución del proyecto regional “Promover la adaptación al cambio climático y la gestión integral de los recursos hídricos en el sector de agua y saneamiento en América Latina en el marco del Fondo de Cooperación para Agua y Saneamiento (FCAS)”, el cual establece que las actividades relacionadas con asistencias técnicas serán ejecutadas a través del BID. El presente documento hace parte de la Cooperación Técnica RG-T2955 “Apoyo al desarrollo de estrategias para incentivar un tratamiento óptimo de las aguas residuales”.

■ NOTA TÉCNICA 1

PLANIFICACIÓN DE PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES



AUTORES:

- Carlos Augusto de Lemos Chernicharo
- Thiago Bressani Ribeiro

NOTA TÉCNICA 1

PLANIFICACIÓN DE PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES

INTRODUCCIÓN.....	6
PARÁMETROS PRINCIPALES PARA LA CARACTERIZACIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES.....	7
Sólidos.....	7
Indicadores de materia orgánica	8
Nitrógeno.....	9
Fósforo.....	10
Indicadores de contaminación fecal.....	10
NIVELES, PROCESOS Y OPERACIONES DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES	11
Tratamiento preliminar.....	11
Tratamiento primario.....	11
Tratamiento secundario.....	12
Tratamiento terciario	12
CRITERIOS TRADICIONALES PARA LA SELECCIÓN DE LA TECNOLOGÍA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES.....	14
CRITERIOS COMPLEMENTARIOS PARA LA SELECCIÓN DE LA TECNOLOGÍA DE TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES.....	18
CONSIDERACIONES FINALES.....	19
REFERENCIAS.....	20
ANEXO I.....	21

1. INTRODUCCIÓN

En líneas generales, una planta de tratamiento de aguas residuales (PTAR) municipales puede ser considerada eficiente en tanto que garantice un efluente tratado que cumpla con los requerimientos normativos para su disposición en el ambiente receptor (usualmente un cuerpo hídrico o, eventualmente, el suelo), al menor costo posible. No obstante, los avances tecnológicos a lo largo de las últimas décadas y, sobre todo, la incorporación de principios de economía circular asociados a la minimización del consumo de insumos y a la recuperación de subproductos (ver [Nota Técnica 9](#) de esta colección), aconsejan un abordaje más amplio para la selección de tecnologías de tratamiento de aguas residuales. A lo anterior se suma la nueva dimensión atribuida al sector de saneamiento en el marco de los Objetivos del Desarrollo Sostenible (ODS), considerando, por ejemplo, las metas de gestión integrada de recursos hídricos y la restauración de ecosistemas acuáticos.

En este contexto, el conjunto de factores a tomar en cuenta durante la definición de una tecnología de tratamiento de aguas residuales debe contemplar la integración de la PTAR a un contexto socioeconómico local, minimizando la demanda energética o insumos externos, reduciendo o eliminando la producción de residuos y recuperando los subproductos generados (por ejemplo, agua de reúso, lodo y biogás) para su posterior aprovechamiento, teniendo en cuenta aspectos de percepción y aceptación social. Por lo tanto, los criterios globales para la selección de una alternativa tecnológica sostenible de tratamiento de aguas residuales municipales deben considerar los aspectos tradicionales de carácter técnico, así como aspectos complementarios cuya relevancia puede variar según el contexto local.

La selección del proceso de tratamiento de aguas residuales municipales a ser implantado en una localidad es típicamente una tarea compleja, involucrando diversas variables que determinan sus costos de implantación y operación, así como en los requisitos para el tratamiento. No existe una solución ideal aplicable a todos los casos ni fórmulas generalizadas para definir la mejor solución, por lo cual, toda decisión debe respaldarse por medio de un balance de criterios técnico-económicos, considerando también la dimensión de sostenibilidad de la propuesta; tales criterios, a su vez, pueden ser intangibles. Por este motivo, la decisión final será de carácter subjetivo y de sentido común a la hora de atribuir la importancia relativa a cada aspecto es esencial.

En contrapartida, la selección de tecnologías inapropiadas resulta en instalaciones con bajo desempeño y eventual abandono, debido a dificultades operacionales y de mantenimiento. La implantación de sistemas centralizados altamente tecnológicos, que terminan siendo operacionalmente en desuso debido a restricciones financieras, es recurrente en los países en desarrollo (van Lier y Lettinga, 1999). En el caso particular de América Latina, es usual que los límites de vertido establecidos en la reglamentación ambiental sean cumplidos en pocas PTARs centralizadas en extensas áreas urbanas, mientras que la mayoría de los municipios si acaso tratan sus aguas residuales en un nivel primario (Chernicharo, van Lier, Noyola y Bressani Ribeiro, 2015).

La presente Nota Técnica tiene por objetivo presentar, de forma sintética, los principales aspectos asociados a la caracterización de las aguas residuales municipales y a los objetivos asociados a cada nivel de tratamiento. Adicionalmente, se resumen los criterios tradicionales y complementarios para la selección de tecnologías de tratamiento de aguas. Una perspectiva más amplia del proceso de planificación (p.ej.: integración con otros servicios, crecimiento de las ciudades, recursos limitados y prioridades, entre otros) está más allá del alcance de esta nota. Una perspectiva más amplia del proceso de planificación (p.ej.: integración con otros servicios, crecimiento de las ciudades, recursos limitados y prioridades, entre otros) está más allá del alcance de esta nota. Además, esta nota técnica se enfoca en las tecnologías asociadas con el tratamiento de la fase líquida, y los aspectos asociados con la integración con la fase sólida se discuten más detalladamente en la [Nota Técnica 8](#) de esta serie.

2. PARÁMETROS PRINCIPALES PARA LA CARACTERIZACIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES

Las aguas residuales de origen doméstico o municipales están constituidas de aproximadamente 99,9% agua, y un 0,1% (o 1000 mg·L⁻¹) asociado a sólidos en suspensión y sólidos disueltos. Estos sólidos pueden ser de naturaleza orgánica e inorgánica, incluyendo también microorganismos (von Sperling y Chernicharo, 2005). Esta fracción aparentemente pequeña es la que produce los problemas de contaminación ambiental y que demanda un tratamiento de las aguas residuales. La composición de las aguas residuales varía en función de los usos que se le dan al agua, lo que depende de las condiciones climáticas, sociales y económicas. Con relación a las aguas residuales municipales con origen predominantemente doméstico (provenientes de residencias, instituciones y comercio), los principales parámetros de caracterización son detallados a continuación.

2.1 Sólidos

A excepción de gases típicamente disueltos en las aguas residuales (por ejemplo, sulfuro de hidrógeno - H₂S), todos los demás contaminantes contribuyen para la carga de sólidos. La clasificación usual de los sólidos presentes en el agua residual considera tres categorías: *i*) tamaño; *ii*) características químicas; y *iii*) sedimentabilidad. Estas categorías, a su vez, contemplan las agrupaciones de sólidos presentes en el **Cuadro 1**.

Cuadro 1 – Clasificación de los sólidos presentes en las aguas residuales

Tamaño y estado	Características químicas	Sedimentabilidad
Sólidos en suspensión (no filtrados)	Sólidos volátiles (orgánicos)	Sólidos en suspensión sedimentables
Sólidos disueltos (filtrados)	Sólidos fijos (inorgánicos)	Sólidos en suspensión no sedimentables

La clasificación por tamaño es muy importante a nivel práctico. Por convención, los sólidos en suspensión serán aquellas partículas retenidas en un filtro con abertura de poros equivalente a 1 Qm. Desde esta perspectiva, el término “particulado” usualmente se refiere a los sólidos en suspensión. La clasificación por medio de las características químicas permite estimar la fracción de materia orgánica e inorgánica considerando que, a elevadas temperaturas (550 °C), los sólidos de naturaleza orgánica se volatizarán (oxidados térmicamente), al tiempo que el contenido inerte (fracción inorgánica) permanecerá en una muestra expuesta a esa temperatura (material no oxidado). La clasificación por sedimentabilidad consiste en determinar los sólidos que se acumulan en el fondo de un recipiente denominado Cono Imhoff, por un período de una hora (sólidos sedimentables).

Según lo expuesto, el contenido de sólidos en las aguas residuales (0,1% o 1000 mg·L⁻¹) se distribuye típicamente como se muestra en la [Figura 1](#).

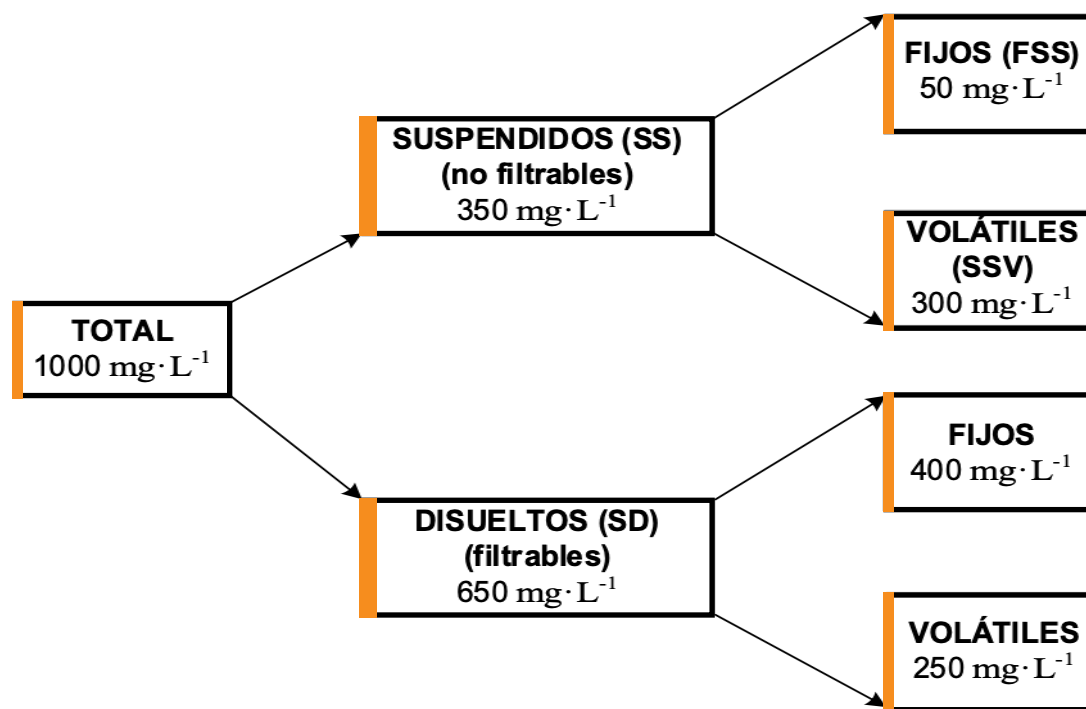


Figura 1 – Distribución típica de los sólidos en las aguas residuales de origen doméstico
Adaptado de von Sperling y Chernicharo (2005)

2.2 Indicadores de materia orgánica

El contenido de materia orgánica presente en las aguas residuales es el principal causante de uno de los problemas más importantes de contaminación hídrica, asociado al consumo de oxígeno disuelto por microorganismos en sus procesos metabólicos de estabilización de esa materia orgánica. Los principales compuestos orgánicos presentes en las aguas residuales municipales son de naturaleza heterogénea y congregan una amplia variedad de proteínas, carbohidratos, grasas y aceites, urea y surfactantes. En términos prácticos, la caracterización en laboratorios analíticos de todos estos compuestos es compleja y poco viable para todas las muestras. Por este motivo, el conjunto de estos compuestos de origen orgánico se suele estimar por medio parámetros indirectos de materia orgánica: demanda bioquímica de oxígeno (DBO) y demanda química de oxígeno (DQO).

2.2.1 Demanda bioquímica de oxígeno (DBO)

Ante el impacto ecológico asociado a la reducción de los niveles de oxígeno disuelto en los cuerpos de agua cuando se descarga materia orgánica, el concepto de demanda bioquímica de oxígeno tiene por objetivo cuantificar la extensión del impacto potencial que la materia orgánica puede tener en un cuerpo de agua más que ofrecer una determinación directa de este impacto. Para ello, por convención se utiliza un ensayo de laboratorio para medir el consumo de oxígeno ejercido por un volumen estándar de muestra, en un periodo predeterminado de tiempo (5 días) y a una temperatura constante (20°C). A partir de este ensayo, la DBO puede ser interpretada como la cantidad de oxígeno requerido para estabilizar, a partir de procesos bioquímicos, la materia orgánica carbonácea. Constituye por lo tanto una medida indirecta de la presencia de carbono orgánico biodegradable en una muestra.

Este ensayo tiene como ventajas la indicación aproximada de la fracción biodegradable en la muestra de aguas residuales junto con su tasa de degradación biológica, además de ofrecer una indicación aproximada de la cantidad de oxígeno requerido para la estabilización de la materia orgánica y su respectiva tasa de utilización. Sin embargo, el parámetro de DBO tiene también algunas desventajas importantes, entre las cuales destacan: *i)* valores falsos de baja DBO pueden estar relacionados a la no adaptación de los microorganismos al sustrato o a la inhibición de estos a causa de la presencia de sustancias tóxicas; *ii)* la inhibición de los microorganismos responsables de la oxidación de nitrógeno amoniacal es necesaria para evitar su interferencia en el consumo de oxígeno asociado a la nitrificación (ver [Sección 2.3](#)); *iii)* el ensayo demora 5 días, lo que es poco práctico para tomar decisiones operacionales en PTARs.

Más allá de estas limitaciones, el ensayo de DBO es extensamente utilizado, sobre todo debido a que muchos criterios de dimensionamiento de los procesos de tratamiento biológico de las aguas residuales han sido históricamente expresados en función de la DBO, además de que la legislación ambiental en diversos países hace referencia a límites máximos de concentración y/o mínimos de remoción de la DBO del agua residual antes de su descarga en el ambiente.

2.2.2 Demanda química de oxígeno (DQO)

El ensayo de DQO mide el consumo de oxígeno como resultado de una oxidación química de la materia orgánica presente en la muestra de aguas residuales. La principal diferencia entre la DQO y la DBO es el hecho de que la primera es determinada a partir de la utilización de un fuerte agente químico oxidante en medio ácido, mientras que el procedimiento para la determinación de la DBO contempla exclusivamente la actividad de los microorganismos para oxidar la materia orgánica biodegradable en la muestra. Entre las principales ventajas asociadas al ensayo de DQO puede destacarse: *i)* rapidez del ensayo (se obtiene el resultado en 2 a 3 horas), lo que permite su uso para el control operacional de la PTAR; *ii)* indica la cantidad de oxígeno requerida para la estabilización de la materia orgánica, sin interferencia de la nitrificación; y *iii)* la posibilidad de establecer relaciones estequiométricas con el oxígeno. No obstante, debido a la naturaleza de la degradación química, el contenido inorgánico presente en las aguas residuales también es oxidado, además de que con este parámetro no es posible inferir la velocidad de la reacción biológica, lo que sí es posible con el ensayo de DBO.

Para el caso del agua residual municipal o doméstica, la relación DQO/DBO varía típicamente entre 1,7 y 2,4 (von Sperling y Chernicharo, 2005). En síntesis, cuanto menor sea esta relación, mayor es el contenido biodegradable de la muestra y, por lo tanto, más aplicable es el proceso de tratamiento biológico. Por el contrario, valores elevados indican una mayor fracción de compuestos inertes o recalcitrantes que no serán degradados por vía biológica.

2.3 Nitrógeno

En las aguas residuales municipales, el nitrógeno se presenta principalmente en la forma orgánica y de ion amonio (NH_4^+ , considerando que el pH de las aguas residuales municipales está típicamente en torno de la neutralidad). Ambos compuestos pueden ser determinados conjuntamente en un laboratorio por medio del método de *Kjeldahl*, resultando en el denominado nitrógeno total de *Kjeldahl* (NTK). La mayor parte del NTK de las aguas residuales municipales tiene un origen fisiológico. Las otras formas de nitrógeno (nitrito - NO_2^- y nitrato - NO_3^-) se presentan generalmente en concentraciones muy bajas en el agua residual cruda que llega a una PTAR. Sin embargo, es posible encontrar estos parámetros en cursos de agua o en PTARs que contemplen procesos de nitrificación y desnitrificación (ver [Notas Técnicas 4 a 7](#) de esta colección).

En síntesis, se tiene:

• NTK = amonio (NH_4^+) + nitrógeno orgánico	(predominantes en el agua residual cruda)
• NT = NTK + NO_2^- + NO_3^-	(nitrógeno total)

2.4 Fósforo

El fósforo total presente en las aguas residuales municipales se encuentra en forma de fosfatos, principalmente de naturaleza inorgánica (polifosfatos y ortofosfatos), los cuales provienen de detergentes y otros productos de limpieza utilizados en las residencias. Los ortofosfatos se originan a partir de la hidrólisis de polifosfatos y en esa forma se encuentran disponibles para el metabolismo microbiano. El fósforo vinculado al contenido orgánico de las aguas residuales municipales representa típicamente menos de 50% de la cantidad total encontrada. Este elemento es relevante para el control de la contaminación de los recursos hídricos, pues es esencial para el crecimiento de los microorganismos responsables por la eutrofización en ambientes acuáticos lénticos (por ejemplo, lagos, embalses artificiales de agua), en los cuales la velocidad y movimiento del flujo de agua es bajo.

2.5 Indicadores de contaminación fecal

La detección de organismos patógenos (principalmente bacterias, virus, protozoarios y huevos de helmintos) en el agua residual es compleja, debido a la relativa baja concentración en la que se encuentran. Esta concentración a la entrada de la PTAR dependerá de factores como el decaimiento en la red de alcantarillado, dilución en la red, patrón de excreción y condición socioeconómica de la población servida. Si se deseara medir la concentración de cada microorganismo patógeno en una muestra sería necesario analizar grandes volúmenes de muestra para garantizar la confiabilidad de su detección, lo que se vuelve inviable si además se considera la enorme cantidad de posibles patógenos presentes en las aguas residuales municipales que habría que investigar. Por este motivo, se utilizan indicadores de contaminación fecal, los cuales son predominantemente no patógenos, pero suministran una indicación satisfactoria de la contaminación del agua por heces humanas o de otros animales y, en consecuencia, el potencial de transmisión de enfermedades.

Los principales indicadores de contaminación fecal son el grupo de bacterias denominado coliformes termotolerantes y la especie *Escherichia coli*. Si bien que los coliformes termotolerantes pueden ser de origen no fecal, *E. Coli* se encuentra exclusivamente en heces de animales. Aunque se trata de un indicador de contaminación exclusivamente fecal, no es posible afirmar que la contaminación sea de origen humano.

Por otro lado, es importante mencionar que los quistes de protozoarios y huevos de helmintos, los cuales son removidos principalmente por mecanismos físicos como sedimentación y filtración, no son adecuadamente representados por el indicador de contaminación fecal. En este caso, análisis de laboratorio de huevos de nemátodos (por ejemplo, *Ascaris*, *Trichuris*, *Necator americanus* e *Ancilostoma duodenale*) pueden actuar como indicadores de otros helmintos (cestodos, trematodos y otros nemátodos), los cuales son removidos por medio de los mismos mecanismos (sedimentación y filtración).

3. NIVELES, PROCESOS Y OPERACIONES DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

Para la planeación de la implantación de una PTAR, dos aspectos principales deben necesariamente ser considerados: *i)* estudios de impacto ambiental asociados al cuerpo receptor del efluente tratado, de modo que, una vez implantada la PTAR, no se incumpla con la calidad del cuerpo de agua establecido en la reglamentación vigente; *ii)* el nivel de tratamiento y eficiencias de remoción. Estos conceptos están directamente relacionados con los objetivos del tratamiento del agua residual (por ejemplo, remoción de únicamente la materia orgánica) y la calidad requerida para la descarga del efluente tratado en un determinado cuerpo hídrico receptor. Además, se puede considerar el concepto de mejoramiento gradual de la calidad del efluente tratado y de la calidad del agua del cuerpo receptor, de modo que en una primera etapa se implementen procesos menos eficientes o que remuevan menos contaminantes, trasladando la implementación a una segunda etapa de un sistema más eficiente o de espectro más amplio en términos de remoción de ciertos contaminantes. Usualmente los siguientes niveles de tratamiento son adoptados: preliminar, primario, secundario y terciario, según se detalla en las siguientes secciones.

Los métodos de tratamiento contemplan operaciones y procesos unitarios. Las operaciones unitarias se asocian a principios físicos (por ejemplo, desbaste, cribado, sedimentación, flotación y filtración), mientras que los procesos unitarios involucran reacciones químicas (por ejemplo, precipitación y desinfección) o biológicas, en las cuales participan mayoritariamente bacterias (por ejemplo, remoción de materia orgánica).

3.1 Tratamiento preliminar

Este nivel de tratamiento del agua residual tiene por objetivo la remoción de sólidos gruesos y arena, con el fin de proteger las unidades de tratamiento aguas abajo contra daños físicos (por ejemplo, abrasión de bombas, colmatación de tuberías). Los mecanismos básicos involucrados se asocian a procesos físicos (en particular el cribado para la remoción de sólidos gruesos y la sedimentación para remoción de arena). No se espera una remoción importante de sólidos en suspensión o materia orgánica en la etapa del tratamiento preliminar. En esta colección de Notas Técnicas hay un volumen integralmente dedicado a las unidades que componen el tratamiento preliminar ([Nota Técnica 2](#)).

3.2 Tratamiento primario

El tratamiento primario tiene por objetivo principal la remoción de sólidos en suspensión. Una parte significativa de estos sólidos en suspensión es de naturaleza orgánica (también conocida como DBO particulada). Su remoción por medio de la simple operación unitaria de sedimentación implica una reducción de la carga orgánica enviada a la etapa de tratamiento secundario, en la cual se realiza la remoción biológica de la materia orgánica remanente.

Las unidades en donde se lleva a cabo la sedimentación primaria se conocen como decantadores primarios, y pueden ser circulares o rectangulares (vista en planta). La materia o masa de sólidos que se acumulan en el fondo de esta unidad se conoce como lodo primario. El material flotante, típicamente compuesto de aceites y grasas y otros detritos no removidos durante la etapa de tratamiento preliminar (nata), es removido en la superficie de los decantadores primarios. En esta unidad se espera una eficiencia de remoción de sólidos en suspensión entre 60 y 70% y de DBO entre 25 y 40%, asociada a la fracción de DBO particulada removida por sedimentación (von Sperling y Chernicharo, 2005).

El tratamiento primario es especialmente usado en el diagrama de flujo asociado al sistema de lodos activados (ver [Nota Técnica 7](#)). La utilización de reactores anaeróbicos de tipo UASB (ver [Nota Técnica 3](#)) y lagunas de estabilización (ver [Nota Técnica 5](#)) no requiere de tratamiento primario debido a que en esos procesos biológicos no hay necesidad de reducir la carga orgánica afluente.

3.3 Tratamiento secundario

El principal objetivo del tratamiento secundario es la remoción de materia orgánica, sea esta disuelta (que no es removida por sedimentación primaria) o en suspensión (removida en buena parte durante el tratamiento primario, aunque los sólidos de baja sedimentabilidad permanecen en la fase líquida). Los procesos de tratamiento secundario son esencialmente biológicos, concebidos bajo la perspectiva de optimizar (en términos de tiempo y espacio ocupado) los procesos de degradación de materia orgánica que ocurren naturalmente en un ambiente acuático.

Un aspecto fundamental consiste en asegurar el efectivo contacto entre los microorganismos (principalmente bacterias) y la materia orgánica presente en las aguas residuales, de modo que esta sea utilizada como sustrato para el crecimiento y reproducción celular. Existe una amplia variedad de procesos de tratamiento en nivel secundario, y en esta colección de Notas Técnicas se abordan en mayor detalle los siguientes: reactores UASB seguidos de postratamiento ([Notas Técnicas 3 y 4](#)), lagunas de estabilización ([Nota Técnica 5](#)), filtros biológicos percoladores ([Nota Técnica 6](#)) y lodos activados ([Nota Técnica 7](#)).

En el caso del tratamiento secundario, se espera una eficiencia de remoción de sólidos en suspensión entre 65 y 95% y de DBO entre 60 y 99% (von Sperling y Chernicharo, 2005). Tales rangos de valores serán explorados en mayor detalle para cada una de las tecnologías consideradas en el resto de Notas Técnicas de esta colección. Una comparación general entre estos procesos es presentada en el [Anexo I](#) de esta Nota Técnica, considerando datos básicos como eficiencia, requerimiento de área y energía, producción de lodo y costos de implantación y de operación.

3.4 Tratamiento terciario

El objetivo del tratamiento terciario es la remoción de contaminantes específicos, usualmente tóxicos o compuestos difícilmente biodegradables, o la remoción complementaria de algunos contaminantes no suficientemente removidos en el tratamiento secundario (von Sperling, 2014). Usualmente, se considera como tratamiento terciario la remoción de nutrientes (nitrógeno, N y fósforo, P) y de organismos patógenos.

La remoción de nutrientes (N y P) puede ser un objetivo explícito del tratamiento de las aguas residuales, en el caso en el que la descarga del efluente tratado ocurra en cuerpos de agua sensibles al proceso de eutrofización. La remoción de nitrógeno amoniacal y/o total, así como la remoción de fósforo de la fase líquida es todavía poco implementada en las PTARs implantadas en América Latina.

Con relación a la remoción de organismos patógenos, la decisión sobre la implantación de unidades de desinfección de aguas residuales debe considerar, además de los costos involucrados, los siguientes aspectos: *i*) eficacia con relación a la remoción de las cuatro principales categorías de organismos en términos de salud pública (bacterias, virus, protozoarios y helmintos); *ii*) posible generación de compuestos tóxicos (por ejemplo, trihalometanos); *iii*) una visión integral de la cuenca hidrográfica, debido a la influencia del porcentaje de cobertura en alcantarillado sanitario y tratamiento de las aguas residuales en la concentración final de patógenos (por ejemplo, coliformes termotolerantes) en

el cuerpo receptor. Este último aspecto debe ser considerado cuando existan metas progresivas de incremento de la calidad del efluente tratado en PTARs. Inclusive una elevada eficiencia en la remoción de coliformes en una PTAR (por ejemplo, 5 unidades log o 99,999%) pueden ser inútil para mejorar la calidad del cuerpo de agua si este posee una concentración base de coliformes importante, en caso de que la cobertura en la recolección y tratamiento de las aguas residuales (con desinfección del efluente) no sea elevada (superior a 90%). Esto se debe a las concentraciones tan altas de coliformes presentes en las aguas residuales municipales, usualmente del orden $1,0 \cdot 10^8$ NMP/100 mL-1.

En el **Cuadro 2** se presenta una síntesis de las características de los diferentes niveles de tratamiento, contemplando los contaminantes removidos, eficiencias esperadas, mecanismo predominante, posibilidad de cumplimiento de la reglamentación ambiental y contexto de aplicación.

Cuadro 2 - Síntesis de las principales características asociadas al nivel de tratamiento de aguas residuales

Aspecto	Nivel de tratamiento			
	Preliminar	Primario	Secundario	Terciario
Contaminante removido	Sólidos gruesos	Sólidos sedimentables DBO particulada	Sólidos no sedimentables DBO particulado DBO soluble	Nutrientes Patógenos Carga orgánica o sólidos adicionales
Eficiencias de remoción	-	SS: 60-70% DBO: 25-40% Coliformes: 30-40%	SS: 65-95% DBO: 60-99% Coliformes: 60-99%	Variable, depende del proceso y el contaminante
Mecanismo de tratamiento predominante	Físico	Físico	Biológico	Físico, químico o biológico
Cumplimiento con límites de vertido usuales	No	No	Usualmente sí	Usualmente sí
Aplicación	Antes de una estación de bombeo Al inicio de una PTAR	Tratamiento parcial Etapa intermedia de un tratamiento más completo	Tratamiento más completo (para materia orgánica)	Cumplimiento con límites de vertido de microorganismos, N y P. Reuso del agua para actividades que requieran de calidades superiores

Adaptado de von Sperling y Chernicharo (2005)

4. CRITERIOS TRADICIONALES PARA LA SELECCIÓN DE LA TECNOLOGÍA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

Usualmente, el tratamiento de las aguas residuales utiliza una secuencia de operaciones y procesos unitarios, según los niveles de tratamiento preliminar, primario, secundario y terciario. La selección de la alternativa de tratamiento se realiza normalmente considerando las opciones para el tratamiento secundario, principalmente para las fases líquida y sólida.

Los principales criterios para la toma de decisión en la selección de sistemas de tratamiento de aguas residuales municipales son sintetizados en el [Cuadro 3](#).

Se trata de una adaptación de un Cuadro publicado en Oliveira (2004) que presenta los principales criterios para la selección de tecnologías de tratamiento de aguas residuales provenientes de 13 diferentes referencias técnico-científicas.

Cuadro 3 – Síntesis de los principales criterios para la elección de sistemas de tratamiento de aguas residuales municipales

FACTORES	Metcalf y Eddy (1991)	Tang y Ellis (1991; 1994)	Campos (1996)	Oron (1996)	Von Sperling (1996)	Elimam y Kohler (1997)	Tao y Hillis (1999)	Souza, Cordeiro Netto y Lopes Júnior (Chernicharo, 2001)	Wawita y McGahey, (2003)	EPA (2003)	UNEP (2003)	NBR 12209-2 OII	NBR 9648-1986	TOTAL
Restricciones ambientales	X	X	X	X	X	X		X	X	X	X	X	X	12
Requisitos de energía	X	X	X	X	X			X	X	X			X	9
Requisitos de mantenimiento y operación	X	X	X	X	X		X	X	X	X			X	10
Características del afluente	X	X	X	X	X	X			X	X		X	X	10
Requisitos de personal	X	X			X			X	X	X	X		X	8
Costo de construcción			X	X		X	X	X	X	X			X	8
Características del local		X	X					X	X	X	X	X	X	8
Clima	X	X	X		X				X		X		X	7
Caudal aplicable al proceso	X	X	X	X	X							X	X	7
Disponibilidad de terreno	X	X	X	X	X			X					X	7
Población				X	X				X		X	X	X	6
Costo del terreno				X			X	X	X	X	X			5
Eficiencia del sistema	X		X		X		X		X					5
Procesamiento del lodo	X		X		X			X	X			X		5
Aplicabilidad del proceso	X		X		X								X	5
Requisitos químicos	X				X			X	X	X				4
Requisitos de otros recursos	X				X			X	X	X				4
Vecindad rural o urbana				X					X	X			X	4
Variación del caudal aplicable	X				X				X	X				4
Compatibilidad	X		X		X			X						4

Adaptado de Oliveira (2004)

El grado de importancia que se da a cada criterio debe considerar las especificidades de la región a la que se destina el proyecto. Para ilustrar este punto, la **Figura 2** compara de manera general algunos aspectos de importancia en la selección del sistema de tratamiento de aguas residuales marcando una diferencia entre los países desarrollados y los países en desarrollo (von Sperling, 2014).

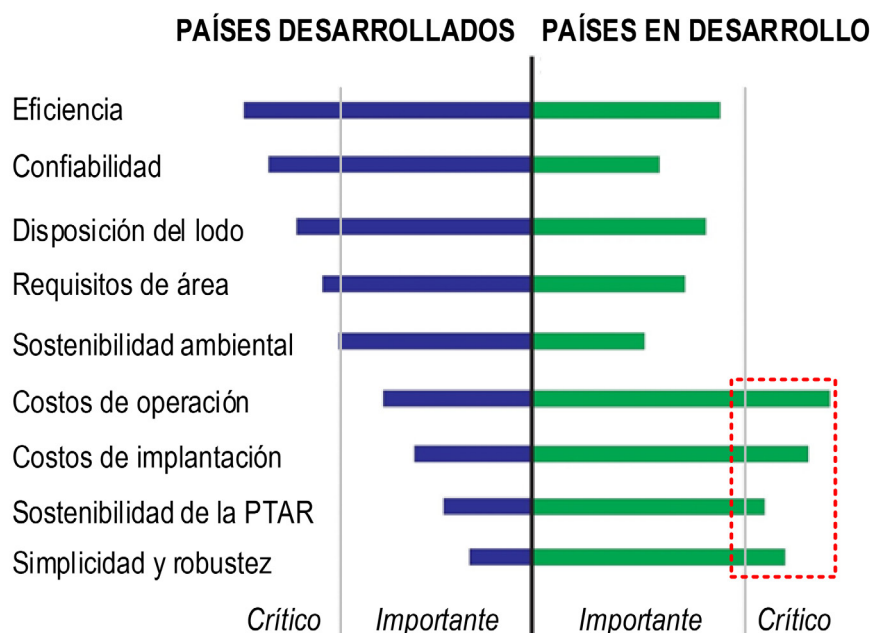


Figura 2 – Aspectos importantes para la selección de sistemas de tratamiento de aguas residuales en países desarrollados y en desarrollo (se destacan los aspectos críticos para el caso de los países en desarrollo) Adaptado de von Sperling (2014)

Todos los factores presentados en la **Figura 2** son importantes en la selección del proceso de tratamiento. La principal diferencia entre países desarrollados y en desarrollo reside en lo que pueden considerarse aspectos críticos para cada caso. Para regiones en desarrollo los costos de implementación y de operación, así como la sostenibilidad de la planta (en términos operacionales) y la simplicidad del proceso son críticos. Por otro lado, para países desarrollados los aspectos críticos están asociados a la eficiencia, confiabilidad, disposición del lodo, requisitos de área y, en una importancia relativamente menor a los cuatro puntos anteriores, el aspecto de sostenibilidad ambiental. Es importante destacar que aspectos reglamentarios, normativos y programas gubernamentales de incentivo influyen directamente en el grado de importancia de los criterios levantados.

El análisis y selección del proceso de tratamiento de aguas residuales es un tema extensamente abordado en la literatura técnico-científica. Específicamente en lo que se refiere a esfuerzos de países de América Latina en este tema, cabe citar el trabajo brasileño desarrollado en el ámbito de PROSAB – *Programa de Pesquisas em Saneamento Básico*, denominado *Sistema de Apoio a la Decisión – SAD*, con foco en la evaluación tecnológica de alternativas de post-tratamiento de efluentes de reactores anaerobios (Souza et al., 2001). También destaca el importante documento para apoyo a la toma de decisiones de iniciativa mexicana, con el título *Selección de tecnologías para el tratamiento de aguas residuales municipales: guía de apoyo para ciudades pequeñas y medianas* (Noyola et al., 2013). Sin embargo, como se mencionó anteriormente, es importante tomar en consideración que no existen fórmulas generalizadas para la elección del proceso de tratamiento más adecuado, siendo esencial el sentido común a la hora de atribuir la importancia relativa a cada aspecto técnico presentado en el [Cuadro 3](#)

Algunas importantes herramientas de soporte para la toma de decisiones están disponibles en la actualidad y pueden ser bastante apropiadas para la selección de tecnologías, considerando herramientas de análisis multicriterio como árboles de decisión, análisis de sensibilidad, diagramas de tornado y simulaciones. Aun cuando parecen ser

herramientas de análisis sofisticadas, han sido descritas en la literatura como alternativas viables y que garantizan celeridad y credibilidad en las selecciones (Leoneti et al., 2010). Entre otras posibilidades más recientemente utilizadas figuran el uso de análisis de decisión bayesiana, programación genética, función de costo por medio de regresión *fuzzy* y recursos de programación no lineal (Oliveira, 2004). Estudios de validación de la aplicación de herramientas multicriterio para la selección de alternativas de tratamiento de aguas residuales también están disponibles en la literatura (Castillo et al., 2016).

Específicamente con relación a las restricciones ambientales, éstas figuran como el factor más citado por diversos autores en la selección de sistemas de tratamiento de aguas residuales, seguido por requisitos de operación y mantenimiento, energía y características del afluente, considerando la caracterización presentada en el [Cuadro 3](#). Es importante destacar la naturaleza diversa de las legislaciones ambientales de los países de América Latina con relación a los límites de vertido y de calidad de agua en los cuerpos hídricos (Noyola et al., 2013). Existe una amplia variación de criterios que se ajustan en función de las condiciones económicas, políticas y sociales de cada país, y también dependen de las capacidades locales para controlar y vigilar la calidad de los efluentes tratados y de los cuerpos hídricos. En síntesis, la estructura legal vinculada al vertido de aguas residuales en cuerpos hídricos se fundamenta en tres aspectos principales: *i*) el establecimiento de límites máximos admisibles para determinados parámetros; *ii*) el establecimiento de un porcentaje mínimo de remoción de algunos contaminantes; y *iii*) la definición de criterios direccionados a la preservación de la calidad del cuerpo receptor, independientemente de las descargas existentes en el cauce.

A modo de ilustración de la diversidad de criterios descrita en esta sección, el [Cuadro 4](#) presenta una síntesis de los principales criterios de vertido de aguas residuales municipales tratadas en tres localidades: *i*) Brasil, nivel federal; *ii*) en el estado brasileño de Minas Gerais (MG), situado en la región sudeste de este país; y *iii*) en Ecuador. Puede observarse la convergencia de algunos límites más restrictivos, al considerar lo establecido en Minas Gerais y en Ecuador, así como límites menos estrictos, al considerar la reglamentación federal brasileña. Adicionalmente, la reglamentación ecuatoriana contempla límites de vertido, asociados a parámetros como coliformes termotolerantes, nitrógeno y fósforo (no presentados en el [Cuadro 4](#)). La reglamentación brasileña, aunque no contempla límites máximos para estos tres parámetros, sí especifica que la calidad del cuerpo hídrico receptor no debe ser transgredida. La calidad de referencia del cuerpo hídrico receptor varía en función de los usos múltiples del agua pretendidos para cada cuenca hidrográfica.

Cuadro 4 - Síntesis de algunos de los principales estándares para el vertido de efluentes de PTARs en cuerpos hídricos en Brasil y Ecuador

Parámetro	Unidad	Límites de vertido		
		Brasil ^a	MG ^b	Ecuador ^c
pH	-	5 – 9	6 – 9	6 - 9
Temperatura	°C	< 40, Condición natural ± 3	< 40, Condición natural ± 3	Condición natural ± 3
Sólidos Sedimentables	mL·L ⁻¹	1	1	-
DBO	mg·L ⁻¹	60% de remoción	60	100
DQO	mg·L ⁻¹	-	180	200
Sólidos en suspensión totales	mg·L ⁻¹	-	100	130
Aceites y grasas	mg·L ⁻¹	20 – 50*	20 – 50*	30
Sustancias tensoactivas	mg LAS·L ⁻¹	-	2	0,5

Fuente a) Resolución CONAMA n° 430/2011; b) DN Conjunta COPAM/CERH n° 01/2008; c) Norma de Calidad Ambiental y de descarga de Efluentes del Recurso Agua de Ecuador (AM 097). *límite inferior referente a aceites de origen animal y el superior a aceites de origen vegetal y/o animal.

Con relación a la estructura legal asociada al aprovechamiento de subproductos del tratamiento de las aguas residuales (por ejemplo, efluente tratado, lodo y biogás), esta todavía es incipiente en América Latina, o demasiado restrictiva en caso de existir. Como ejemplo de la primera afirmación, con relación a las experiencias brasileñas para el reuso de las aguas residuales (Resolución CNRH n° 54/2005), todavía no existe un reglamento aprobado. Con respecto a restricciones aparentemente excesivas, puede citarse la legislación brasileña asociada al aprovechamiento agrícola de lodo proveniente de PTARs (Resolución CONAMA n° 375/2006), recientemente revocada por la Resolución CONAMA n° 498/2020, que posibilita un uso del lodo de PTARs en suelos de manera más efectiva y con seguridad técnica y jurídica.

5. CRITERIOS COMPLEMENTARIOS PARA LA SELECCIÓN DE LA TECNOLOGÍA DE TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES

Entre los ejemplos de prácticas típicamente adoptadas en sistemas de tratamiento de aguas residuales que reflejan los problemas actuales en el contexto de América Latina, pueden ser mencionados: la descarga de nutrientes en cuerpos de agua sensibles, el desbalance entre la adopción de alternativas centralizadas y descentralizadas, la subestimación de la importancia del tratamiento preliminar, el uso limitado de procesos anaeróbicos para la remoción de carga orgánica y recuperación de energía, la restricción del uso agrícola del lodo y el vertido del efluente líquido en cuerpos hídricos sin considerar el potencial de reuso del agua.

La importancia de los sistemas de tratamiento de aguas residuales en términos de protección ambiental y de salud pública es de consenso en el medio técnico y académico. No obstante, aspectos asociados al consumo de energía eléctrica, uso de productos químicos, emisión de gases de efecto invernadero y la producción de subproductos sólidos (por ejemplo, lodo y nata) pueden generar impactos ambientales negativos. En este contexto, la utilización de herramientas como el Análisis de Flujo de Materiales y Energía (AFME), y el Análisis de Ciclo de Vida (ACV) (Gutiérrez, 2014), al propiciar una evaluación sistémica de entradas y salidas del sistema, permitiría una

caracterización más integral de los posibles impactos socioambientales positivos y negativos de los sistemas de tratamiento de agua residual.

6. CONSIDERACIONES FINALES

La fase de planificación es una etapa fundamental para cualquier proyecto de planta de tratamiento de aguas residuales. En ella se definen aspectos tan importantes como el diagrama de flujo del sistema de tratamiento y el tipo de disposición del agua tratada y los subproductos generados en la PTAR, tomando en cuenta consideraciones reglamentarias, ambientales, económicas y socioculturales. A estos criterios tradicionales, deben sumarse criterios relacionados con principios de economía circular y sostenibilidad ambiental.

Una mala planificación del proyecto de PTAR resultará en un sistema inadecuado al contexto del proyecto, con altas probabilidades de fracasar en el objetivo de mejorar el saneamiento de una región, y puede terminar siendo abandonado, como ha ocurrido reiteradamente en América Latina. Este documento pretende ser una guía inicial para que los planificadores, ingenieros y tomadores de decisión tengan claro que planificar los proyectos de PTARs es una tarea compleja que requiere de varias áreas del conocimiento, y que la decisión final debe ser el resultado de un balance de criterios (técnicos y no técnicos) ajustados a un contexto socioeconómico y ambiental específicos.

Finalmente, en ese sentido, cabe resaltar que soluciones tecnológicas de países en desarrollo no siempre son fácilmente adaptables a la realidad de la región de América Latina. La adopción ciega de procesos altamente tecnificados importados de los países en desarrollo debe ser revisada en detalle, siempre comparándola con otras opciones más simples que ya hayan demostrado su eficacia para cumplir con los diversos objetivos de saneamiento en la región.

7. REFERENCIAS

Castillo, A., Porro, J., Garrido-Baserba, M., Rosso, D., Renzi, D., Fatone, F., Gómez, V., Comas, J., and Poch, M. (2016) Validation of a decision support tool for wastewater treatment selection. *Journal of Environmental Management*, 184, 409–418.

Chernicharo, C. A. L., van Lier, J. B., Noyola, A., and Bressani Ribeiro, T. (2015) Anaerobic sewage treatment: state of the art, constraints and challenges. *Reviews in Environmental Science and Biotechnology*, 14, 649–679.

Gutierrez, K. G. (2014) *Análise e Gerenciamento de Impactos Ambientais no Tratamento de Esgoto Doméstico Mediante Avaliação de Ciclo de Vida* [Tesis de doctorado, Universidad Federal de Minas Gerais]. Repositorio Institucional – Universidade Federal de Minas Gerais.

Leoneti, A.B., Oliveira, S.V.W.B., Oliveira, M.M.B. (2010) O equilíbrio de Nash como uma solução para o conflito entre eficiência e custo na escolha de sistemas de tratamento de esgoto sanitário com o auxílio de um modelo de tomada de decisão. *Eng. Sanit. Ambient.*, v. 15, n.1, p. 53-64.

Noyola, A., Morgan, J., and Guereca, L. (2013) Selección de tecnologías para el tratamiento de aguas residuales municipales, México DF, UNAM.

Oliveira, S. V. W. (2004). Modelo para tomada de decisão na escolha de Sistema de Tratamento de Esgoto [Tesis de Doctorado, Universidade de São Paulo]. Repositorio Institucional – Universidade de São Paulo.

Souza, M.A.A., Netto, O.M.C., Lopes, R.P.Jr. Capítulo 10: Sistema de apoio à decisão (SAD) para seleção de alternativas de pós-tratamento de efluentes de reatores anaeróbios. In Chernicharo, C. A. L (coord.). Pós-tratamento de efluentes de reatores anaeróbios.

Rio de Janeiro:PROSAB/ABES, 2001. Disponible en: <http://www.finep.gov.br/apoio-e-financiamento-externa/historico-de-programa/prosab/produtos>.

van Lier, J. B. and Lettinga, G. (1999) Appropriate technologies for effective management of industrial and domestic waste waters: The decentralised approach. *Water Science and Technology*, 40, 171–183

von Sperling, M. (2014). Introdução à qualidade das águas e ao tratamento de esgotos (4ta edición). Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental, UFMG.

von Sperling, M. and Chernicharo, C. A. L. (2005) *Biological Wastewater Treatment in Warm Climate Regions*, Londres, International Water Association.

8. ANEXO I

Tecnología	Requisitos de área (m ² /hab.)	Energía para aireación		Volumen de lodo		Costos	
		Potencia instalada (W/hab.)	Energía consumida (kWh/hab.año)	Lodo líquido (l/hab.año)	Lodo deshidratado (l/hab.año)	Construcción (US\$/hab)	Operación y mantenimiento (US\$/hab.año)
Laguna facultativa	2.0 - 4.0	0	0	35 - 90	15 - 30	15 - 30	0.8 - 1.5
Laguna anaeróbica + laguna facultativa	1.2 - 3.0	0	0	55 - 160	20 - 60	12 - 30	0.8 - 1.5
Laguna aireada facultativa	0.25 - 0.5	1.2 - 2.0	11 - 18	30 - 220	7 - 30	20 - 35	2.0 - 3.5
Laguna de mezcla completa + laguna de sedimentación	0.2 - 0.4	1.8 - 2.5	16 - 22	55 - 360	10 - 35	20 - 35	2.0 - 3.5
Laguna anaeróbica + laguna facultativa + laguna de maduración	3.0 - 5.0	0	0	55 - 160	20 - 60	20 - 40	1.0 - 2.0
Reactor UASB	0.03 - 0.10	0	0	70 - 220	10 - 35	12 - 20	1.0 - 1.5
Reactor UASB + lodos activados	0.08 - 0.2	1.8 - 3.5	14 - 20	180 - 400	15 - 60	30 - 45	2.5 - 5.0
Reactor UASB + biofiltro aireado sumergido	0.05 - 0.15	1.8 - 3.5	14 - 20	180 - 400	15 - 55	25 - 40	2.5 - 5.0
Reactor UASB + filtro percolador	0.1 - 0.2	0	0	180 - 400	15 - 55	25 - 35	2.0 - 3.0
Reactor UASB + flotación por aire disuelto	0.05 - 0.15	1.0 - 1.5	8 - 12	300 - 470	25 - 75	25 - 35	2.5 - 3.5
Reactor UASB + laguna de maduración	1.5 - 2.5	0	0	150 - 250	10 - 35	15 - 30	1.8 - 3.0
Reactor UASB + escorrentía superficial	1.5 - 3.0	0	0	70 - 220	10 - 35	20 - 35	2.0 - 3.0
Lodos activados convencional	0.12 - 0.25	2.5 - 4.5	18 - 26	1100 - 3000	35 - 90	40 - 65	4.0 - 8.0
Lodos activados - aireación extendida	0.12 - 0.25	3.5 - 5.5	20 - 35	1200 - 2000	40 - 105	35 - 50	4.0 - 8.0
Lodos activados convencional con remoción biológica de N	0.12 - 0.25	2.2 - 4.2	15 - 22	1100 - 3000	35 - 90	45 - 70	4.0 - 9.0
Lodos activados convencional con remoción biológica de N y P	0.12 - 0.25	2.2 - 4.2	15 - 22	1100 - 3000	35 - 90	50 - 75	6.0 - 10.0

Fuente: adaptado de von Sperling y Chernicharo (2005)

■ NOTA TÉCNICA 2

ELEMENTOS DE DISEÑO, CONSTRUCCIÓN Y OPERACIÓN DEL TRATAMIENTO PRELIMINAR



AUTORES:

- Thiago Bressani Ribeiro
- Carlos Augusto de Lemos Chernicharo

COLABORADOR:

- Viviana Solano Ramírez

NOTA TÉCNICA 2

ELEMENTOS DE DISEÑO, CONSTRUCCIÓN Y OPERACIÓN DEL TRATAMIENTO PRELIMINAR

INTRODUCCIÓN	24
DESCRIPCIÓN DE LAS UNIDADES COMPONENTES DEL TRATAMIENTO PRELIMINAR	24
Preliminares	24
Configuraciones típicas	25
FUNDAMENTOS DEL PROCESO	27
Separación de barras y velocidad de flujo en rejillas de desbaste	28
Sedimentación de partículas y velocidad de flujo en desarenador	28
DIRECTRICES PARA EL DISEÑO DEL TRATAMIENTO PRELIMINAR	31
Criterios y parámetros de diseño	31
Ejemplo de dimensionamiento preliminar	34
ASPECTOS DE CONSTRUCCIÓN Y OPERACIÓN	40
AVANCES RECIENTES	42
CONSIDERACIONES FINALES	43
REFERENCIAS	44

1. INTRODUCCIÓN

El papel principal del tratamiento preliminar (TP) en una planta de tratamiento de aguas residuales (PTAR) es el acondicionamiento del agua residual antes de su ingreso en las siguientes unidades de tratamiento. En el tratamiento preliminar se realiza la remoción de sólidos gruesos, evitando que se comprometa el adecuado funcionamiento de la PTAR, principalmente debido a obstrucciones de tuberías, acumulación de arena y averías de equipos electromecánicos. Además, esos problemas usualmente se extienden a equipos y unidades de procesamiento de subproductos del tratamiento, como el lodo y la nata (en el caso de los reactores UASB), generando desde paralizaciones frecuentes, (las cuales pueden corregirse realizando una simple limpieza y desobstrucción), hasta la falla y daño de equipos de mantenimiento complejo y lento (por ejemplo: centrífugas).

Es decir, un adecuado tratamiento preliminar influenciará positivamente en: *i)* el mantenimiento de las estructuras de distribución de caudal y canales colectores de efluente, evitando obstrucciones; *ii)* la reducción de sedimentación y acumulación de arena en el fondo de las unidades de tratamiento aguas abajo; *iii)* el manejo del lodo, de modo que se obtenga un material sólido con menor contenido de residuos y arena, y de mejor calidad estética; *iv)* el manejo de la nata, sobre todo debido a que, cuando no son removidos adecuadamente en el tratamiento preliminar, algunos materiales tienden a flotar en el interior de los reactores UASB; y *v)* la reducción significativa de problemas comunes asociados a la operación de unidades de procesamiento mecanizado, tal como la paralización por obstrucciones de tuberías o la falla y pérdida de rendimiento de equipos debido al desgaste.

El objetivo de esta nota técnica es presentar los principales aspectos relacionados con el tratamiento preliminar en una PTAR, considerando una visión general del tema. En la [Sección 2](#) se presenta la descripción de las unidades componentes del tratamiento preliminar, incluyendo las configuraciones típicas; los fundamentos de los procesos involucrados en el tratamiento preliminar se encuentran en la [Sección 3](#). Después, en la [Sección 4](#), se establecen las directrices de diseño, resumiendo los criterios y parámetros de diseño, seguido de un ejemplo de aplicación, en el cual se realiza el dimensionamiento de un tratamiento preliminar para una PTAR de pequeña escala. Seguido de esto, en la [Sección 5](#), se presentan los principales aspectos relacionados con la construcción y operación de las unidades de tratamiento preliminar. Finalmente, se describen los avances recientes respecto al tema en la [Sección 6](#).

2. DESCRIPCIÓN DE LAS UNIDADES COMPONENTES DEL TRATAMIENTO PRELIMINAR

2.1 Preliminares

Como se define en la [Nota Técnica 1](#), el tratamiento de aguas residuales en una PTAR se puede agrupar por niveles de tratamiento: preliminar, primario, secundario (o biológico) y terciario, según el contaminante a eliminar y la eficiencia prevista o requerida. Para garantizar el adecuado funcionamiento de la PTAR, es necesario que cada nivel de tratamiento cumpla con su objetivo de remoción de contaminantes. El tratamiento preliminar conforma el primer nivel del tratamiento de aguas residuales, y su papel es fundamental porque influenciará en el resto del tren de tratamiento de la PTAR.

El tratamiento preliminar típicamente está compuesto por una fase de cribado y una fase de remoción de arena (eventualmente integrada con la remoción de grasas y aceites).

El cribado normalmente está compuesto por rejillas de desbaste (fina, media o gruesa), de limpieza manual o automática. Respecto a la remoción de arena, es realizada por medio de desarenadores, los cuales pueden ser de flujo horizontal y sección rectangular o cuadrada, flujo en espiral (aireado), o flujo en vórtice.

Para propósitos de estandarización, las referencias a escalas de PTARs hechas en la presente nota técnica se refieren a tres categorías principales de plantas, en función del caudal y la población equivalente, a saber: *i*) pequeña escala ($Q < 20 \text{ L}\cdot\text{s}^{-1}$, o $PE < 10.000 \text{ hab.}$); *ii*) escala mediana ($20 \leq Q < 100 \text{ L}\cdot\text{s}^{-1}$, o $10.000 \leq PE < 50.000 \text{ hab.}$); y *iii*) gran escala ($Q \geq 100 \text{ L}\cdot\text{s}^{-1}$, o $PE \geq 50.000 \text{ hab.}$).

2.2 Configuraciones típicas

Las unidades que componen el tratamiento preliminar pueden ser implantadas de forma enterrada ([Figura 3a](#)), apoyada o elevada ([Figura 3b](#)) con relación al nivel del terreno. Las soluciones enterradas pueden facilitar el confinamiento del tratamiento preliminar, tal como se muestra en la [Figura 3](#) para el desarenador y la canaleta Parshall. Sin embargo, esta opción puede implicar una mayor dificultad operacional asociada a la rutina de limpieza de las unidades, además de que en la mayoría de las ocasiones demandan una estación de bombeo dentro de la PTAR. En esta configuración, el tratamiento preliminar aguas arriba de la estación de bombeo puede tener un importante papel en la protección del conjunto motor-bomba, pero no hay cómo garantizar que este aspecto compense la mayor dificultad debido a la operación de las unidades enterradas (Bressani-Ribeiro *et al.*, 2018).

Por otro lado, la solución apoyada o elevada puede demandar mayor costo de implantación en comparación con la solución enterrada, pero tiene la ventaja de permitir la descarga del fondo de los desarenadores por gravedad, lo que puede implicar la simplificación o eliminación de equipos electromecánicos (por ejemplo: clasificador de tornillo). Adicionalmente, el contenedor para la recolección del material retenido en el cribado puede ser colocado estratégicamente cerca del cribado, en un nivel inferior al tratamiento preliminar; esto contribuye para la mejora de las condiciones ergonómicas asociadas a la limpieza manual de las rejillas. Eventualmente, las unidades de cribado pueden estar conectadas (aguas arriba) a la estación de bombeo de agua residual cruda, satisfaciendo la necesidad de adoptar una estructura de control de caudales afluentes (rebalse o vertedero de excedencias) para prevenir la inundación de las rejillas. En este caso, se entiende que las rejillas son componentes de la estación de bombeo, de forma que las unidades del tratamiento preliminar se reducirían al desarenador y, eventualmente, a un cribado fino y tamiz. En muchas situaciones, la elevación del tratamiento preliminar elimina una estación de bombeo dentro de la PTAR, debido a que la ganancia en el nivel puede provenir de subir el propio nivel de la tubería de entrada, contribuyendo para que el perfil hidráulico esté a favor de la gravedad.



Figura 3– Unidades del tratamiento preliminar. Adaptado de Bressani-Ribeiro *et al.*, (2018)

Las tuberías (o canales) que conducen el agua residual de las rejillas al desarenador normalmente son confeccionadas en hormigón armado. Para PTARs de escala pequeña ($Q < 20 \text{ L}\cdot\text{s}^{-1}$ o $PE < 10.000 \text{ hab.}$), las dimensiones de los desarenadores pueden ser muy pequeñas, al punto de dificultar la ejecución de obra en concreto (problemas asociados al retiro de formaleta, o al cumplimiento de recubrimiento mínimo del acero, y a la limpieza de canales, por ejemplo). En estos casos, soluciones prefabricadas en materiales alternativos pueden ser utilizadas, por ejemplo: fibra de vidrio o polipropileno.

Para estos sistemas de pequeña escala, la experiencia operacional ha sido positiva al utilizar dos rejillas consecutivas de limpieza manual, con un espaciamiento libre entre las barras de 20 y 10 mm, respectivamente (**Figura 4a**). Es importante resaltar que la posibilidad de utilizar rejillas de limpieza manual o mecanizada para esta escala de PTAR depende del prestador de servicios, en vista del volumen de material a ser retenido o de las dificultades operacionales (ABNT, 2011). En el caso de PTARs cuyo caudal afluente máximo sea igual o superior a $100 \text{ L}\cdot\text{s}^{-1}$, es recomendable que las rejillas sean de limpieza mecanizada.

En el caso de PTARs que utilizan reactores UASB, es imprescindible la utilización de dispositivos de remoción de sólidos gruesos con aberturas iguales o inferiores a 12 mm para PTARs con caudal máximo hasta de $100 \text{ L}\cdot\text{s}^{-1}$ (**Figura 4b**) (ABNT, 2011). Las experiencias operacionales con el uso de unidades de tamizaje estático (3 a 5 mm de abertura de malla) luego del cribado con rejillas, han mostrado ser importantes para evitar obstrucciones en las líneas de alimentación de reactores UASB (en vertedores y tuberías), así como en canales colectores efluente tratado. Para estaciones cuyo caudal máximo es superior a $100 \text{ L}\cdot\text{s}^{-1}$. (**Figura 4b,c**), es imprescindible el uso de tamices con aberturas iguales o inferiores a 6 mm, según la indicación de la norma brasileña NBR 12.209 (ABNT, 2011). En este caso, las experiencias operacionales han indicado el uso preferencial de tamices con aberturas de malla de 3 o 4 mm.

Con relación a los desarenadores para sistemas de pequeña escala ($Q < 20 \text{ L}\cdot\text{s}^{-1}$ o $PE < 10.000 \text{ hab.}$) (**Figura 4a**), usualmente son adoptadas unidades de flujo horizontal y sección rectangular (tipo canal, **Figura 3b**), con velocidad constante proporcionada por medio de una sección de control colocada aguas abajo del desarenador (normalmente una canaleta Parshall) y remoción no mecanizada de arena. Una opción bastante utilizada para los sistemas de pequeña y media escala ($Q < 200 \text{ L}\cdot\text{s}^{-1}$ o $PE < 100.000 \text{ hab.}$) (**Figura 4b**), principalmente en la región sur de Brasil, es el desarenador de flujo de vórtice (tipo ciclón), con remoción de arena por medio de air lift. Para sistemas de escala mayor ($Q > 200 \text{ L}\cdot\text{s}^{-1}$ o $PE > 100.000 \text{ hab.}$) comúnmente son adoptadas las unidades de flujo horizontal y sección cuadrada en planta. (**Figura 4 b,c**). En este caso la remoción de arena retenida es efectuada por medio de brazos raspadores y lavador de arena. Unidades de escala mayor requieren atención especial para asegurar una distribución uniforme de caudal afluente en toda la sección de flujo del canal, además de una cuidadosa operación para identificar la ocurrencia de flujos preferenciales y/o colmatación en puntos específicos del canal, principalmente aguas arriba de las rejillas y en el inicio de operación de las PTARs.

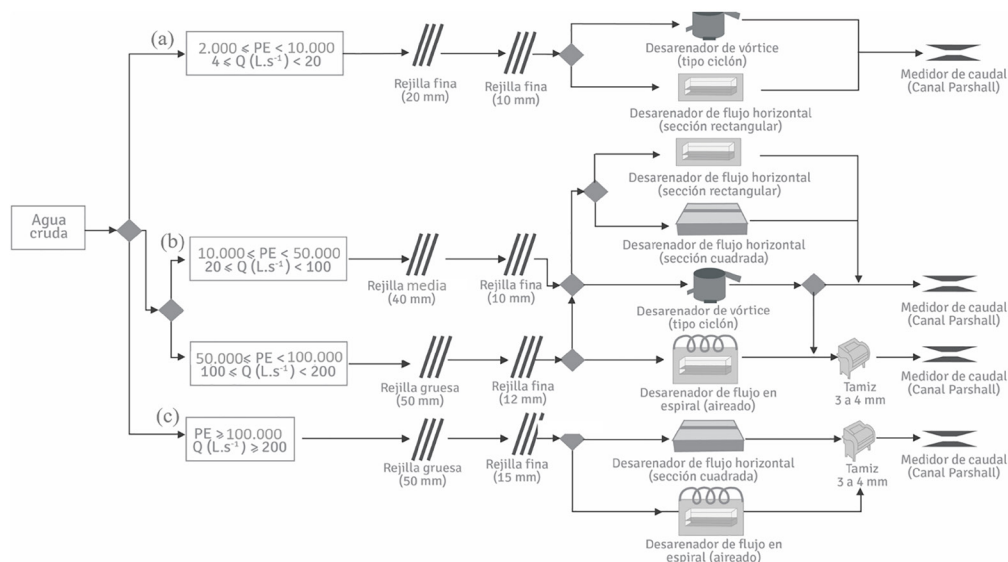


Figura 4 - Alternativas recomendadas para las unidades de tratamiento preliminar de PTARs de diferentes escalas. Nota: las equivalencias entre Q y PE fueron determinadas a partir de Q_{med}; el dimensionamiento de las unidades del TP debe ser realizado utilizando Q_{máx}. Adaptado de Ribeiro et al., (2018)

Adicionalmente a las alternativas recomendadas en la [Figura 4](#), las posibilidades de modulación y de redundancia de las unidades del tratamiento preliminar deben ser verificadas, especialmente para PTARs de mediana y gran escala ($Q > 20 L.s^{-1}$, o $PE > 10.000$ hab.). Para PTARs de pequeña escala ($Q < 20 L.s^{-1}$, o $PE < 10.000$ hab.), se recomienda la colocación de un canal o tubería de desvío (by-pass) que cuente con un cribado fino (rejillas con espaciamiento entre barras igual a 20 mm). Estas recomendaciones también se enfatizan en el Cuadro 6, [Sección 4.1](#) a continuación, consideradas de alto grado de importancia durante la etapa de diseño.

3. FUNDAMENTOS DEL PROCESO

En esta sección se presentan los fundamentos de los procesos que intervienen en el tratamiento preliminar de aguas residuales; específicamente para rejillas de desbaste y desarenador. El tratamiento preliminar normalmente está compuesto por rejillas de barras (cribado) y desarenadores, los cuales permiten la remoción de sólidos por medio de procesos físicos ([Figura 5](#)). Además, es común que en el tratamiento preliminar se realice la medición del caudal afluente, por ser la unidad de ingreso del agua residual a la PTAR. En la [Figura 5](#), se presenta un diagrama de flujo típico del tratamiento preliminar, y en la [sección 2.2 Configuraciones típicas](#), se presentan varios diagramas de flujo con mayor detalle, los cuales son alternativas de tratamiento preliminar, según la escala de la PTAR.

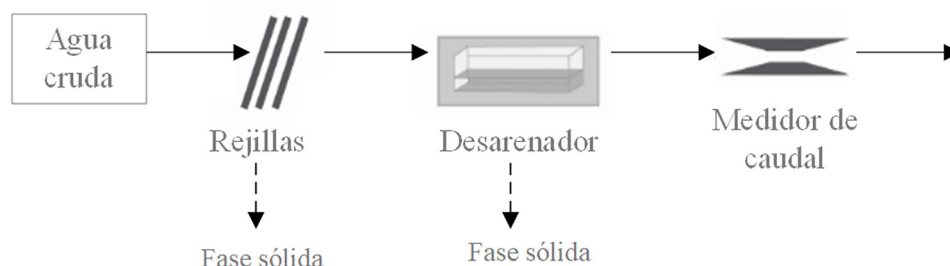


Figura 5 - Diagrama de flujo del tratamiento preliminar típico de una PTAR
Adaptado de von Sperling, (2007)

Respecto al cribado (separación con rejillas de barras), se busca adoptar un espaciamiento entre barras que permita una eficiente remoción de sólidos gruesos (por ejemplo: cabello, hisopos, toallas sanitarias, hilo dental, algodón, toallas húmedas, colillas de cigarro, materiales plásticos, botellas, telas); se debe señalar que estos sólidos no deberían ser descartados por las personas en las instalaciones sanitarias domiciliarias y en sistemas de alcantarillados. Cuando se utiliza una secuencia de rejillas (generalmente dos), se adopta un espaciamiento entre barras gradualmente decreciente (rejillas gruesas-espaciado entre barras de 40 a 100 mm; medias – espaciado entre barras de 20 a 40 mm; y finas – espaciado entre barras de 10 a 20 mm). Por lo general, se recomienda el uso de tamices (aberturas de 0,25 a 10 mm) después de las rejillas finas. Con relación a los desarenadores, dependiendo de la escala de la PTAR, se puede considerar la utilización de unidades de: i) flujo horizontal y sección rectangular o cuadrada; ii) flujo en espiral (aireado); iii) flujo en vórtice.

3.1 Separación de barras y velocidad de flujo en rejillas de desbaste

La separación entre barras de las rejillas es variable, esta separación puede ser fina, media o gruesa, pero en todos los casos su funcionamiento consiste en retener sólidos con tamaño mayor al de separación entre barras. Además de la separación entre barras, es importante que las barras sean instaladas con determinada inclinación. En la [Sección 4.1 Criterios y parámetros de diseño](#), se especifican estos parámetros.

La lógica principal para el dimensionamiento de las unidades de tratamiento preliminar incluye asegurar velocidades de flujo adecuadas para la remoción de sólidos gruesos, evitando problemas de obstrucción, desgaste y trabamiento en equipos electromecánicos, sensores y medidores de velocidad sumergidos. Sin embargo, se debe asegurar que tales velocidades no impliquen la sedimentación de materia orgánica particulada, pues esto puede propiciar la generación de malos olores en el tratamiento preliminar. Además, el objetivo de remoción del tratamiento preliminar son sólidos gruesos y arena, no la materia orgánica que será tratada en unidades posteriores.

Es importante diferenciar entre la velocidad de aproximación o velocidad en el canal, de la velocidad de paso entre barras. La velocidad de aproximación corresponde a la velocidad del flujo dentro del canal en el cual se encuentra la rejilla, y está condicionada a una velocidad mínima por la posible sedimentación de arenas y cuerpos densos, y a una velocidad máxima, para evitar el paso de sólidos al ser forzados por una velocidad excesiva (Hernández, 1996). Por su parte, la velocidad entre barras se refiere a la velocidad que toma el flujo cuando se encuentra pasando por entre las barras, y depende del área neta disponible en la sección, así como de la inclinación de las barras. En la [Sección 4.1 Criterios y parámetros de diseño](#), también se especifican estos parámetros.

3.2 Sedimentación de partículas y velocidad de flujo en desarenador

La sedimentación es una operación física que permite la separación de partículas sólidas con una densidad mayor que la del líquido en el cual se encuentra inmersa. De modo que, en un tanque con determinada velocidad de flujo, las partículas con menor velocidad tienden a asentarse en el fondo por la influencia de la gravedad. Como resultado, se obtiene un líquido sobrenadante más clarificado y un asentamiento de partículas (arena) en el fondo del tanque (von Sperling, 2007).

Existen varios mecanismos de sedimentación: discreto, floculación, zonal y compresión; en este caso el tipo de sedimentación de interés es discreta, pues es la que rige el funcionamiento de los desarenadores. En este tipo de sedimentación, la partícula se

sedimenta debido a sus características, principalmente por su forma, tamaño y densidad; las cuales se mantienen constantes durante el proceso de sedimentación. La velocidad de sedimentación (V_s) puede analizarse mediante las leyes clásicas de Newton y Stokes, suponiendo una partícula esférica de un diámetro definido. De acuerdo a estas leyes, la velocidad de la partícula es constante y está regida por i) fuerzas de fricción entre la partícula y el medio en el que se encuentra, y ii) la fuerza gravitacional (Figura 6a). Es importante destacar que la velocidad de sedimentación (V_s) se puede obtener mediante experimentos con el líquido a tratar o a partir de valores reportados en la literatura.

La sedimentación discreta de una partícula se puede analizar experimentalmente, por medio de una columna de sedimentación sin flujo (Figura 6b) y de un tanque de flujo horizontal rectangular con velocidad horizontal constante (V_h) (Figura 6c). Además, para el análisis de sedimentación, se suele asumir que: i) las partículas son uniformemente distribuidas en la zona de entrada, ii) las partículas que tocan la zona de acumulación se consideran eliminadas, y que iii) las partículas que llegan a la zona de salida no se eliminan por sedimentación, sino que continúan el flujo hacia la siguiente unidad.

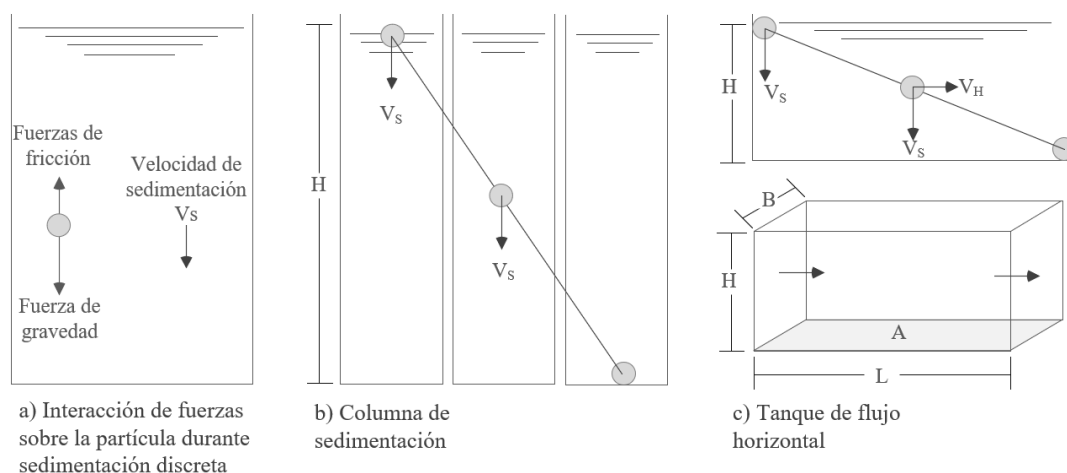


Figura 6- Sedimentación discreta de partículas - Adaptado de von Sperling (2007)

En una columna ideal de sedimentación (Figura 6b), el tiempo de sedimentación está dado por la profundidad del tanque (H) y la velocidad de sedimentación (V_s), como se muestra en la Ecuación 1; mientras que, en un tanque de flujo horizontal, el tiempo de retención hidráulico (TRH) (entendiendo TRH como el tiempo de permanencia de una partícula en el tanque) se puede calcular a partir del volumen del tanque (V) y el caudal constante (Q), como se indica en la Ecuación 2. Para que las partículas de arena se sedimenten, es necesario que el tiempo de sedimentación de la partícula sea lo más cercano posible al tiempo de retención hidráulico, de modo que la partícula en cuestión tenga tiempo suficiente para llegar al fondo de la unidad, pero sin permitir la sedimentación de partículas de tamaño menor (materia orgánica putrescible, por ejemplo). Al combinar las Ecuaciones 1 y 2, se obtiene la velocidad de sedimentación (V_s) (Ecuación 3), dada en términos del caudal (Q) y el área superficial (A) del tanque, siendo el área superficial un parámetro fundamental en el diseño de los desarenadores.

$$\text{Tiempo de sedimentación de partícula en columna: } t = \frac{H}{V_s} \quad [1]$$

$$\text{Tiempo de retención hidráulico en tanque de flujo horizontal: } t = \frac{V}{Q} = \frac{H \cdot A}{Q} \quad [2]$$

$$\text{Combinando Ecuación 1 y 2: } V_s = \frac{Q}{A} \quad [3]$$

Para comprender la importancia del valor del área superficial del desarenador, es necesario entender cómo interfieren los parámetros de las ecuaciones anteriormente presentadas. Por ejemplo, si la profundidad del tanque es duplicada ($2H$) pero se mantienen constantes

los valores de área superficial (A) y caudal (Q), entonces el volumen del tanque será el doble (2V), también se multiplicará el tiempo (2t), mientras que la velocidad (V_H) se divide a la mitad y la velocidad de sedimentación (V_S) se mantiene constante (siendo V_S una función únicamente de las características de la partícula), entonces la nueva trayectoria de la partícula será idéntica a la trayectoria del primer caso pero realizada en el doble del tiempo (2t) (Figura 7a). Es decir, la profundidad del tanque no influye en la sedimentación de la partícula; sin embargo, un aumento innecesario de la profundidad del tanque puede requerir costos innecesarios para la PTAR.

Por otro lado, si se aumenta la longitud del tanque (2L), y se mantienen constantes la velocidad (V_H) y la velocidad de sedimentación (V_S), entonces la trayectoria de la partícula no será alterada, pero llegará al fondo del tanque en la mitad de su longitud total (L), permitiendo que una parte del volumen del tanque no sea utilizada eficientemente. Además, partículas con velocidades menores que V_S (para la cual fue realizado el dimensionamiento de tanque) podrían sedimentarse en el fondo del tanque; por ejemplo, materia orgánica, la cual no es deseable que se sedimente en el desarenador (Figura 7b). En resumen, para la sedimentación discreta, el cumplimiento del área superficial (A) es fundamental.

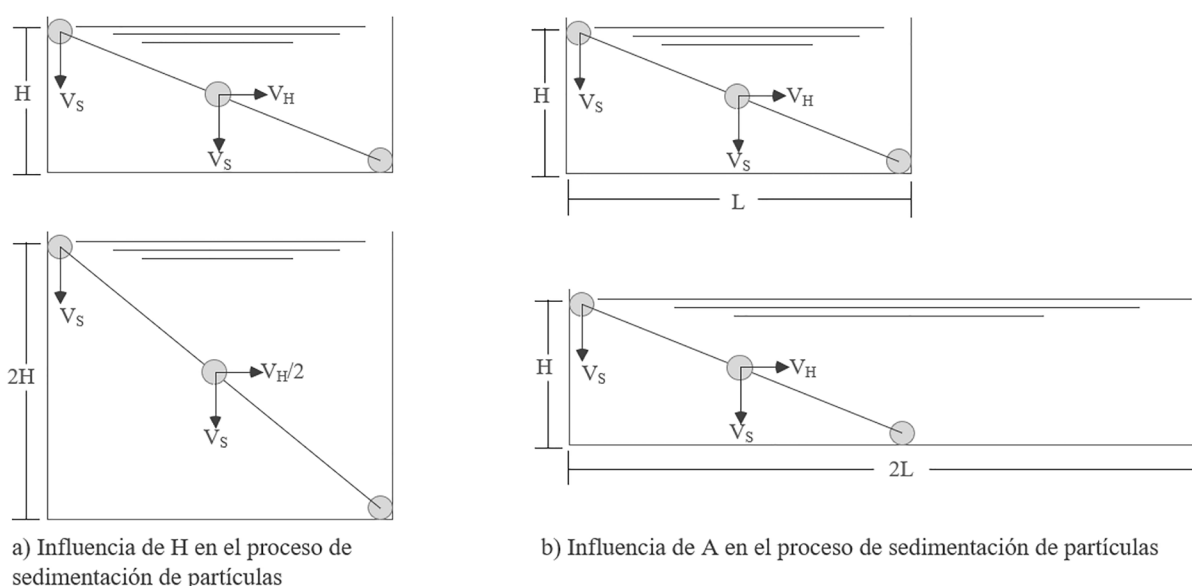


Figura 7– Influencia de H y A en la sedimentación discreta de partículas -Adaptado de von Sperling (2007)

A partir del área superficial, se define uno de los parámetros de diseño fundamentales del desarenador, denominada la carga hidráulica superficial o tasa de aplicación superficial. La cual establece una relación entre el caudal (Q) y el área superficial del tanque (A), y se expresa en términos de $\text{m}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$, como se presenta en la Ecuación 4. En la [Sección 4.1 Criterios y parámetros de diseño](#), se indican los valores recomendados para este parámetro.

$$\text{TAS} = \frac{Q}{A}$$

[4]

4. DIRECTRICES PARA EL DISEÑO DEL TRATAMIENTO PRELIMINAR

4.1. Criterios y parámetros de diseño

Los principales parámetros y criterios de dimensionamiento de las unidades que componen el tratamiento preliminar se muestran en el [Cuadro 5](#). Las diferentes configuraciones recomendadas para el tratamiento preliminar relacionadas a la selección de rejillas y desarenadores se presentan en la [Figura 4](#) (en función de la población equivalente o caudal afluente a la PTAR). Se debe resaltar que estas configuraciones son originadas a partir de la experiencia operacional de PTARs en diversos estados brasileños, principalmente en las regiones sur y sureste. Estas configuraciones han sido extensamente discutidas junto a especialistas del sector de saneamiento de Brasil, las directrices de diseño para la etapa de tratamiento preliminar se encuentran detalladas en la norma brasileña NBR 12.209 (ABNT, 2011).

Cuadro 5 - Principales parámetros y criterios de dimensionamiento para las unidades de tratamiento preliminar

Cribado (Rejillas)	
Parámetro	Valor
Velocidad máxima a través de las barras de rejillas para el caudal de diseño ^a	1,20 m.s ⁻¹
Inclinación de las barras con relación al plano horizontal	45 a 60° - limpieza manual 60 a 90° - limpieza mecanizada
Pérdida de carga mínima a ser considerada (flujo aguas arriba)	0,15 m - limpieza manual 0,10 m - limpieza mecanizada
Desarenador ^b	
Parámetro	Valor
Velocidad de flujo	0,25 a 0,40 m.s ⁻¹
Profundidad mínima para acumulación de material sedimentado	0,20 m
Carga hidráulica superficial	600 a 1000 m ³ .m ⁻² .d ⁻¹

Nota: el caudal de dimensionamiento de las unidades del TP debe ser el caudal máximo afluente. ^aLos canales o tuberías aguas arriba y aguas abajo de los dispositivos de remoción de sólidos gruesos deben garantizar (por lo menos una vez al día y desde el inicio de la operación) una velocidad igual o superior a 0,40 m.s⁻¹. La velocidad mínima de flujo en estos canales debe ser idealmente superior a 0,3 m.s⁻¹, con el fin de evitar la disposición de arena en los canales o tuberías; ^bCriterios válidos para desarenadores de flujo horizontal y sección rectangular (tipo canal).

Adaptado de la norma brasileña NBR 12.209 (ABNT, 2011)

Los principales aspectos para evaluar el diseño de las unidades que componen el tratamiento preliminar están sintetizados en el [Cuadro 6](#). Al enumerarlos, se buscó definir el grado de importancia asociado al cumplimiento de cada aspecto, de acuerdo con los siguientes criterios:

- Grado de importancia media: aspectos que si no son cumplidos pueden comprometer la operación y mantenimiento adecuado del sistema.

- Grado de importancia alta: aspectos cuyo cumplimiento es imprescindible para la buena operación y mantenimiento del sistema.

Cuadro 6 - Principales aspectos a evaluar en el diseño de las unidades que componen el tratamiento preliminar.

Aspecto	Grado de importancia	
	Alto	Medio
Aspectos generales		
Consultar previamente a la unidad operacional y de mantenimiento electromecánico si la definición de la conceptualización del TP es adecuada (enterrado, elevado, aguas arriba de la estación de bombeo, equipos, posibilidad de recibir el lodo de camiones transportadores de lodo y efluentes no domésticos, forma de limpieza y vaciado de las unidades, necesidad de control de olores, entre otros).	X	
Dimensionar las unidades utilizando el caudal máximo afluente y asegurar las velocidades mínimas de flujo, de forma que se impida la sedimentación indeseada de sólidos orgánicos (SSV).	X	
Justificar la elección de tratamiento preliminar manual o mecanizado.	X	
Verificar el perfil hidráulico de las unidades del TP. Deben ser consideradas las pérdidas de carga (tuberías, canales, compuertas y equipos) desde el punto de control de flujo (por ejemplo: canaleta Parshall) hasta la unidad de cribado, para la definición de la lámina de agua (aguas arriba y aguas abajo de cada unidad).	X	
Prever el dispositivo de rebalse (o vertedero de excedencias) cuando el caudal afluente es superior a la capacidad de diseño de la PTAR. Nótese que en PTARs en las cuales la estación de bombeo de entrada está localizada aguas abajo del TP y en PTARs donde hay riesgo de interrupción del abastecimiento de energía eléctrica, deben ser colocados dos rebalses: uno antes del TP y otro conectado a un pozo de succión en la estación de bombeo de entrada de la PTAR. Esta medida permite evitar la inundación de unidades colocadas aguas arriba de las estaciones de bombeo.	X	
En la tubería de rebalse de la PTAR se deben colocar medidores de caudal que aseguren el registro de la frecuencia y la magnitud de los caudales rebalsados y enviados al cuerpo receptor de agua.		X
Prever una válvula antirretorno (válvula <i>check</i>) si el rebalse es inundado, la válvula debe ser instalada cerca del tratamiento preliminar y se debe proveer un acceso para el mantenimiento de la válvula.	X	
El rebalse localizado aguas arriba del tratamiento preliminar deberá contar con un dispositivo para vaciar la arena depositada en la red de alcantarillado sanitario.	X	
Para PTARs de media y gran escala ($Q > 20 \text{ L}\cdot\text{s}^{-1}$ o $\text{PE} > 10.000 \text{ hab.}$) se debe colocar redundancia (duplicación) de las unidades del TP (cribado, desarenador y tamiz). Evaluar alternativas de modulación para la reducción de la inversión inicial. Sin embargo, se debe asegurar el mantenimiento de velocidades mínimas a fin de evitar el depósito o sedimentación indeseada de sólidos.	X	
Para PTARs de pequeña escala ($Q < 20 \text{ L}\cdot\text{s}^{-1}$ o $\text{PE} < 10.000 \text{ hab.}$) se debe instalar un canal paralelo (<i>by-pass</i>) con una rejilla de separación 20 mm.	X	
Verificar la posibilidad o viabilidad técnica y económica de utilizar cribado mecanizado y/o tamiz estático para PTARs de pequeña a media escala ($Q \leq 50 \text{ L}\cdot\text{s}^{-1}$ o $\text{PE} \leq 100.000 \text{ hab.}$).		X
En caso de que no sea adecuado utilizar un cribado mecanizado, se debe evaluar la posibilidad de instalar rejillas manuales y secuenciales, compuestas por una rejilla gruesa, media y fina.		X
Prever el sistema de recolección, almacenamiento, transporte y disposición final de los residuos sólidos retenidos en el TP, considerando la rutina operacional (frecuencia de remoción y destino final) e incomodidad de la población cercana a la PTAR debido a la generación de olores.	X	
Prever compuertas aguas arriba y aguas abajo de las unidades, de forma que permitan la entrada, aislamiento, limpieza y desvío (<i>by-pass</i>) de las aguas residuales.	X	
En la especificación de compuertas y equipos, se debe considerar el uso de materiales resistentes a la corrosión.	X	

Aspecto	Grado de importancia	
Para las estaciones de bombeo, se debe revisar la profundidad de pozo de succión, siendo preferiblemente menor a 8,0 m. En caso de pozos superiores a 8,0 m deberán ser previstas condiciones de acceso para el mantenimiento y limpieza (plataformas intermedias, rampa, escalera, barandas perimetrales, entre otros). Tanto para profundidades inferiores a 8,0 m como para superiores a 8,0 m se deben asegurar condiciones adecuadas para el acceso y limpieza.	X	
Prever contenedores menores en PTARs de pequeña escala, con el fin de no acumular residuos por largos períodos de tiempo con la consecuente generación de olores.		X
Evaluar la necesidad de prever dispositivos para cubrir los contenedores de residuos en función de las condiciones pluviométricas locales y de la necesidad de control de olores.	X	
Considerar la colocación de asfalto o aceras en el perímetro de las unidades durante el diseño paisajístico y urbanístico del tratamiento preliminar.		
Garantizar el acceso adecuado para vehículos utilizados durante la operación y retiro de contenedores, incluyendo los siguientes aspectos: inclinación adecuada de las rampas de acceso; área de maniobra suficiente y radios de curvas adecuados para el tránsito de camiones; base y pavimento adecuado para el tráfico de vehículos previsto.	X	
Prever el acceso adecuado de los operadores para que realicen las actividades de rutina y también de mantenimiento electromecánico de las unidades (labores tales como lubricación, retiro de motores, tornillos, entre otros).	X	
Considerar la recolección y el envío de los lixiviados de los contenedores hacia el afluente de la PTAR.	X	
En PTARs que reciban efluentes de camiones transportadores de lodo, nata, lodo de otras PTARs y de estaciones de bombeo, se debe considerar la instalación de una unidad específica para su recepción y control (por ejemplo: tanque de homogenización), considerando el impacto en la producción de lodo en el reactor UASB (ver Nota Técnica 3 – Lobato <i>et al.</i> , 2018).	X	
Garantizar la compatibilidad entre los equipos previstos en el diseño y aquellos que efectivamente son adquiridos, con el fin de evitar adecuaciones en la estructura civil y electromecánica de las unidades del tratamiento preliminar durante las fases de construcción y operación.	X	
Cribado	Alto	Medio
Para la estimación de sólidos gruesos y arena retenida se deben utilizar datos operacionales representativos de la realidad local (verificar las características de la cuenca de contribución, como la ocupación y la actividad económica).	X	
En el caso de las unidades mecanizadas, se debe prever un canal paralelo con una rejilla de limpieza manual con el mismo espaciamiento entre barras que la unidad mecanizada, de forma a contar con un respaldo de la unidad mecanizada.	X	
El cribado deberá ser realizado con barras de sección rectangular. No se deben utilizar barras de sección circular o barras horizontales (para el soporte de las barras principales), pues dificultan el libre paso del rastrillo utilizado para la limpieza.	X	
Para el tratamiento preliminar instalado aguas abajo de una estación de bombeo, se deberá prever cribado grueso aguas arriba de la estación de bombeo (notar que el espaciamiento entre barras debe ser inferior al diámetro del rotor de la bomba, evitando el paso de sólidos gruesos de dimensiones mayores). Adicionalmente, se deberá evaluar la posibilidad de implantar cribado medio y fino aguas arriba de la estación de bombeo.	X	
Para PTARs con deshidratación mecanizada de lodo y/o de nata, se debe prever una etapa de tamizaje con malla de hasta 6 mm (preferiblemente 3 o 4 mm) en el tratamiento preliminar, asegurando una adecuada operación y minimización de paros de esas unidades (por ejemplo: agitador de ecualización, bombas de alimentación de equipos de deshidratación).	X	
En PTARs de mayor escala que posean cribado mecanizado, se debe evaluar la posibilidad de utilizar dispositivos de compactación para los residuos removidos, con el objetivo de reducir el volumen y la liberación de lixiviados en los contenedores, reducir olores y mejorar las características del material para su disposición final.		X

Aspecto	Grado de importancia	
	Alto	Medio
Desarenador		
Cuando el ancho del desarenador sea inferior a 30 cm, se debe evaluar y proponer alternativas para su construcción, por ejemplo: un desarenador del tipo flujo en vórtice o confección de equipos de limpieza a la medida, compatibles con las dimensiones del canal. También se recomienda adoptar soluciones prefabricadas en materiales alternativos (por ejemplo: fibra de vidrio y polipropileno - PP)		X
Para desarenadores de limpieza manual, se debe verificar la existencia de un desnivel adecuado para la acumulación de arena en función de la frecuencia de limpieza adoptada por la operación.	X	
Donde la topografía lo permita, se debe utilizar el descarte de arena en el fondo, de manera que se reduzca el gasto en camiones cisterna.		X
Para los desarenadores mecanizados de sección cuadrada, el moldeo de la forma externa del raspador debe ser realizado dentro del propio desarenador en el que estará inscrito (contemplando redondeos o chaflanes en los vértices), utilizando el propio brazo del raspador.	X	
Para los desarenadores de sección cuadrada, se debe garantizar una distribución uniforme de caudal en el ancho de la unidad. Además de tener un dimensionamiento hidráulico adecuado en el canal de acceso, deberá existir la posibilidad de regular el caudal en cada punto de entrada.	X	
Para los desarenadores de sección cuadrada, se debe garantizar la posibilidad de acceso para la limpieza del canal afluente, considerando que en algunas situaciones puede haber sedimentación de arena en los extremos de ese canal debido a velocidades inferiores a las mínimas previstas en el diseño.	X	
Para los desarenadores de sección cuadrada, evaluar la posibilidad de prever descarga de fondo para el vaciado de las unidades, con el fin de permitir la limpieza y el mantenimiento del brazo raspador y del dispositivo clasificador.	X	

Adaptado de Ribeiro et al., (2018)

Nótese que la mayoría de los aspectos anteriormente listados fueron categorizados como de importancia alta. Este hecho refleja la importancia del tratamiento preliminar para el adecuado acondicionamiento del agua residual antes de su ingreso a los reactores UASB.

Es de fundamental importancia que el diseño considere las especificaciones de los equipos que serán efectivamente adquiridos e implantados, tales como: pérdida de carga efectiva, necesidad de disminución del nivel de agua, demanda de agua para limpieza, descarga de drenajes, apoyos para tornillos clasificadores y rejillas, accesos para mantenimiento electromecánico y limpiezas, entre otros. La compatibilidad entre los equipos previstos en el diseño y aquellos que efectivamente serán adquiridos es crucial para evitar cambios en la estructura civil y electromecánica de las unidades del tratamiento preliminar durante las fases de construcción y operación.

4.2. Ejemplo de dimensionamiento preliminar

En esta sección se presenta un ejemplo de dimensionamiento de un tratamiento preliminar (cribado, desarenador y canaleta Parshall), para una PTAR de pequeña escala. Este ejemplo fue adaptado a partir de Bezerra *et al.*, (2019).

Ejemplo 1: Dimensionar las unidades de cribado fino y desarenador de flujo horizontal y sección rectangular (tipo canal), con los siguientes datos de entrada:

- Población contribuyente (P) = 1.000 habitantes
- Consumo per cápita de agua (QPC) = 150 L·hab⁻¹·día⁻¹
- Coeficiente de retorno (CR) = 0,8

- Coeficiente de mayor consumo diario (K_1), de la hora de mayor consumo (K_2) y de la hora de menor consumo (K_3): 1,2; 1,5 y 0,5 respectivamente.
- Caudal de infiltración (Q_{inf}): 1% del caudal doméstico promedio (Q_{dom})
- Velocidad horizontal de flujo deseada en el canal del desarenador: $0,3 \text{ m.s}^{-1}$
- Volumen del material retenido en el desarenador: 40 L por cada 1.000 m^3 de agua residual tratada
- Intervalo de remoción de arena del desarenador: 7 días
- Cribado adoptado (perfil de barra adoptado): rejilla fina de limpieza manual = 20 mm, ancho frontal (T) = $3/8''$ o 9,5 mm; profundidad = $1\frac{1}{2}$ o 38,1 mm
- Velocidad máxima entre barras (V_{barras}) adoptada = $0,55 \text{ m.s}^{-1}$

Observación 1: Durante investigaciones realizadas en un desarrollo habitacional localizado en la ciudad de Belém (Brasil), denominado Condominio *Vila da Barca*, el personal de investigación de la Universidad Federal de Pará encontró resultados para los coeficientes de máximo caudal diario (k_1) entre 1,64 y 2,00, mientras que en el Condominio Rio das Pedras, localizado en la misma ciudad, se registraron valores entre 2,33 y 2,64. Los valores de k_1 , revelan la gran variación de carga hidráulica afluente, ocasionada por la extensión de la red, y también por la población relativamente pequeña. Los valores son significativamente diferentes de aquellos considerados en los diseños de redes de abastecimiento de agua potable y de alcantarillado sanitario cuando no se tienen datos locales, siendo esos valores considerados en el presente ejemplo.

Observación 2: Se adoptó como valor de $Q_{inf} = 1\%$ del Q_{dom} por tratarse de desarrollos habitaciones con una red de alcantarillado de pequeña extensión. En ciudades, este valor se aproxima a más de la mitad del caudal doméstico, o sea, que puede llegar a ser $1/3$ del caudal total afluente. La forma correcta de estimación es a partir del producto de la extensión total del alcantarillado por la contribución de infiltración (asumiéndose, para un nivel freático bajo y alto, valores de $0,05$ y $0,5 \text{ L.s}^{-1}.\text{km}^{-1}$, respectivamente).

A continuación, se presenta la solución:

Cálculo de caudal promedio, máximo horario y mínimo horario

- 1) Caudal doméstico promedio (Q_{dom})
 $Q_{dom} = P \cdot QPC \cdot CR \quad Q_{dom} = (1.000 \cdot 150 \cdot 0,8) \cdot 10^{-3} = 120 \text{ m}^3 \cdot \text{d}^{-1}$
- 2) Caudal de infiltración (Q_{inf})
 $Q_{inf} = 1\% \cdot Q_{dom} \quad Q_{inf} = 0,01 \cdot 120 = 1,2 \text{ m}^3 \cdot \text{d}^{-1}$
- 3) Caudal promedio de agua residual (Q_{prom})
 $Q_{prom} = Q_{dom} + Q_{inf} \quad Q_{prom} = 120 + 1,2 = 121,2 \text{ m}^3.\text{d}^{-1} = 1,4 \text{ L.s}^{-1}$
- 4) Caudal máximo horario de agua residual ($Q_{m\acute{a}x.horario}$)
 $Q_{m\acute{a}x.horario} = Q_{dom} \cdot K_1 \cdot K_2 + Q_{inf} \quad Q_{m\acute{a}x.horario} = 120 \cdot 1,2 \cdot 1,5 + 1,2 = 217,2 \text{ m}^3.\text{d}^{-1}$
- 5) Caudal mínimo horario de agua residual ($Q_{m\acute{i}n.horario}$)
 $Q_{m\acute{i}n.horario} = Q_{dom} \cdot K_3 + Q_{inf} \quad Q_{m\acute{i}n.horario} = 120 \cdot 0,5 + 1,2 = 61,2 \text{ m}^3.\text{d}^{-1}$

Dimensionamiento de la canaleta Parshall

- 6) Selección de la canaleta Parshall:

La selección de la canaleta Parshall es realizada a partir del ancho de su garganta (según el [Cuadro 7](#)), la cual se relaciona con el caudal afluente máximo horario y el caudal afluente mínimo horario estimado para la PTAR.

Cuadro 7 – Ancho de garganta de canaleta Parshall según caudales máximo horario y mínimo horario

Ancho de garganta		Caudal mínimo horario (L.s ⁻¹)	Caudal máximo horario (L.s ⁻¹)
(cm)	(pulg o pies)		
7,6	3 pulg	1	54
15,2	6 pulg	2	110
22,9	9 pulg	3	252
30,5	1 pie	3	456

Ancho de garganta adoptado: 7,6 cm

- 7) Altura de las láminas de agua en la canaleta Parshall (H) en función de los caudales Aafluentes:

$$H = \left[\frac{Q}{2,2 \cdot W} \right]^{0,667}$$

Aplicando la ecuación anterior, se tienen las siguientes alturas de lámina de agua (**Cuadro 8**):

Cuadro 8 – Alturas de lámina de agua en la canaleta Parshall

Caudal (m ³ .s ⁻¹)		Altura (m)	
Máximo horario	0,0025	H _{máx}	0,06
Promedio	0,0014	H _{prom}	0,04
Mínimo horario	0,0007	3H _{mín}	0,03

Dimensionamiento del desarenador

- 8) Sección de control (diferencia de nivel entre el desarenador y la canaleta Parshall) (Z):

$$\frac{Q_{\text{mín,horario}}}{Q_{\text{máx,horario}}} = \frac{H_{\text{mín}} - Z}{H_{\text{máx}} - Z}$$

$$Z = \frac{Q_{\text{mín,horario}} \cdot H_{\text{Máx}} - Q_{\text{máx,horario}} \cdot H_{\text{Min}}}{Q_{\text{mín,horario}} - Q_{\text{máx,horario}}}$$

$$Z = \frac{0,0007 \cdot 0,06 - 0,003 \cdot 0,03}{0,0007 - 0,003} = 0,01 \text{ m}$$

Observación: El valor de diferencia de nivel es pequeño y de difícil implementación en obra. Así, puede ser despreciado mediante la verificación de que las velocidades resultantes para el Q_{min,horario} y para Q_{máx,horario} están dentro del rango aceptable (0,25 a 0,40 m.s⁻¹)

- 9) Altura máxima de lámina de agua en el desarenador (H):

$$H = H_{\text{Máx}} - Z \quad H = 0,06 - 0,01 = 0,05 \text{ m}$$

10) Ancho de desarenador (B):

$$B = \frac{Q_{\text{máx,horário}}}{H \cdot v} \quad B = \frac{0,0025}{0,05 \cdot 0,3} = 0,17 \text{ m}$$

Ancho de desarenador (B) adoptado: 20 cm. Prestar atención a la posibilidad de ejecución considerando soluciones prefabricadas en materiales alternativos (ejemplo: fibra de vidrio, polipropileno).

11) Largo de desarenador (L)

$$L = 25 \cdot H \quad L = 25 \cdot 0,05 = 1,20 \text{ m}$$

Observación: Tanto el valor de B como el valor de L calculados, son para un canal de desarenador, pero deben ser adoptados dos canales, en paralelo.

12) Verificación de las velocidades de flujo (v):

Conforme NBR 12.209 (ABNT, 2011), la sección transversal debe ser tal que la velocidad de flujo esté entre 0,25 y 0,40 m.s⁻¹. La verificación se encuentra en el [Cuadro 9](#)

Cuadro 9 – Verificación de velocidad de flujo en el desarenador para los caudales afluentes

Caudal	Q (m ³ .s ⁻¹)	Lámina de agua (H·Z) (m)	Sección transversal (S = (H·Z) · B) (m ²)	V = Q / S (m.s ⁻¹)
Máximo horario	0,0025	0,05	0,010	0,26
Promedio	0,0014	0,03	0,006	0,24
Mínimo horario	0,0007	0,01	0,003	0,26

13) Determinación de diferencia de nivel en el desarenador para acumulación de arena:

$$0,04 \text{ L} \cdot \text{m}^{-3} \cdot 121,2 \text{ m}^3 \cdot \text{d}^{-1} = 4,8 \text{ L} \cdot \text{d}^{-1}$$

Considerando un intervalo de retiro de arena de 7 días:

$$\frac{\left(\frac{4,8}{1.000} \cdot 7\right)}{0,2 \cdot 1,2} = 0,14 \text{ m}$$

Profundidad adoptada para acumulación de arena: 20 cm

14) Verificación de tasas de aplicación superficial (TAS):

La tasa de flujo superficial debe estar entre los valores de 600 y 1.300 m³/m².dia, conforme NBR 12.209 (ABNT, 2011).

$$\begin{aligned} \text{TAS} &= \frac{Q}{A} \\ \text{TAS}_{\text{Prom}} &= \frac{Q_{\text{Prom}}}{A} & \text{TAS}_{\text{Prom}} &= \frac{121,2 \text{ m}^3 \cdot \text{d}^{-1}}{0,24 \text{ m}^2} = 504 \text{ m}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1} \\ \text{TAS}_{\text{Máx,horário}} &= \frac{Q_{\text{Máx,horário}}}{A} & \text{TAS}_{\text{Máx,horário}} &= \frac{217,2 \text{ m}^3 \cdot \text{d}^{-1}}{0,24 \text{ m}^2} = 900 \text{ m}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1} \end{aligned}$$

Dimensionamiento del cribado

- 15) Eficiencia del cribado (E):

$$E = \frac{\text{espaciamiento entre barras (a)}}{\text{ancho (T) + espaciamiento (a)}} \cdot 100 \quad E = \frac{20\text{mm}}{9,5\text{mm} + 20\text{mm}} \cdot 100 = 68\%$$

- 16) Área útil necesaria para el escurrimiento (Su)

$$S_u = \frac{Q_{\text{máx,horario}}}{V_{\text{máxima}}} = 0,005 \text{ m}^2$$

- 17) Área total a ser ocupada por el cribado (S), incluyendo las barras:

$$S = \frac{S_u}{E} = \frac{0,005}{0,678} = 0,007 \text{ m}^2$$

- 18) Ancho (B) del canal de la rejilla:

$$B = \frac{S}{H} = \frac{0,007}{0,05} = 0,14 \text{ m}$$

El ancho del canal de la rejilla (B) adoptado: 12 cm. Esta dimensión es adoptada para garantizar las condiciones adecuadas de escurrimiento en el canal afluente a la rejilla, evitando la acumulación de sólidos. Prestar atención para la posibilidad de ejecución considerando soluciones prefabricada en materiales alternativos (por ejemplo, fibra de vidrio o polipropileno).

- 19) Pérdidas de carga en rejilla (hf):

$$h_f = 1,43 \cdot \left[\frac{v^2 - v_0^2}{2g} \right]$$

Siendo v: velocidad entre barras (m/s)

v₀: velocidad aguas arriba de la rejilla (m/s)

La pérdida de carga mínima para rejillas de limpieza manual debe ser de 0,15 m, calculada para 50% de obstrucción, conforme NBR 12.209 (ABNT, 2011).

- 20) Verificación de las velocidades de flujo (v):

Conforme NBR 12.209 (ABNT, 2011), la sección transversal debe ser tal que la velocidad de flujo esté entre 0,25 y 0,40 m.s⁻¹. La verificación se encuentra en el [Cuadro 10](#).

Cuadro 10 – Verificación de velocidad de flujo para caudales afluentes

	Velocidad en el canal (rejilla limpia)			Velocidad en el canal (rejilla limpia)			Velocidad entre barras	
Q (m ³ .s ⁻¹)	H (H.Z)+hf (m)	S = B.H (m ²)	V _{canal} = Q.S ⁻¹ (m.s ⁻¹)	H (H.Z)+hf (m)	S = B.H (m ²)	V _{canal} = Q.S ⁻¹ (m.s ⁻¹)	S _u = S.E (m ²)	V _{barras} = Q.S _u ⁻¹ (m.s ⁻¹)
0,003	0,06	0,01	0,37	0,20	0,02	0,11	0,005	0,54
0,001	0,04	0,01	0,31	0,18	0,02	0,07	0,004	0,46

Los canales afluentes y efluentes de los dispositivos de remoción de sólidos gruesos deben asegurar, por lo menos una vez al día, desde el inicio de la operación, una velocidad igual o superior a $0,40 \text{ m.s}^{-1}$. Para PTARs de escala pequeña, las dimensiones de canal dimensionadas son diminutas.

21) Número de barras:

(N):

$$N = \frac{B}{a + T}$$

$$N = \frac{0,12 \text{ m} \cdot 1.000 \left(\frac{\text{mm}}{\text{m}}\right)}{(20 + 9,5)} = 4,07$$

Número de barras adoptado: 4

22) Espaciamiento entre barras externas y las paredes laterales del canal (e):

$$e = \left[B - \frac{(N \cdot T + (N - 1) \cdot a)}{2} \right] = 11 \text{ mm}$$

23) Perfil hidráulico del tratamiento preliminar:

La representación esquemática del perfil hidráulico del tratamiento preliminar para la condición operación $Q_{\text{máx}}$, horario es presentada en la **Figura 8**.

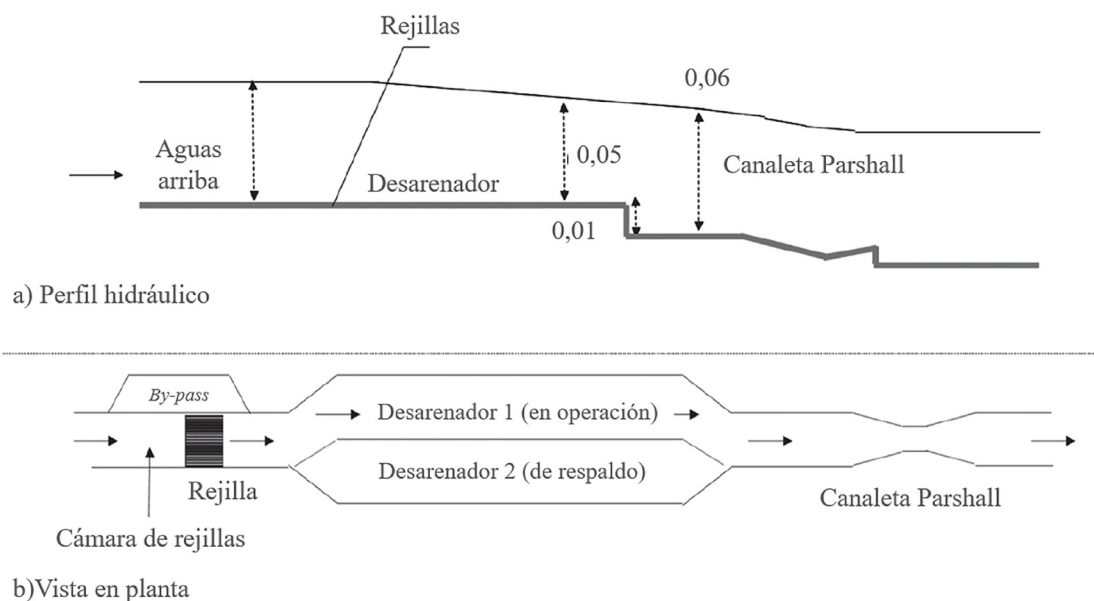


Figura 8 - Unidades de tratamiento preliminar para una PTAR de 1.000 habitantes

Nota: medidas en metros

Adaptado de Bezerra *et al.*, (2019)

5. ASPECTOS DE CONSTRUCCIÓN Y OPERACIÓN

En esta sección se presentan los principales aspectos de construcción y operación del tratamiento preliminar en una PTAR. Es importante prestar atención a problemas constructivos recurrentes, tanto de construcción como de instalación de equipos, tales como: equipos instalados con desniveles (compuertas, brazos raspadores de desarenadores, clasificadores de arena) y equipos que reducen la sección transversal del canal con elementos laterales.

Un aspecto importante es garantizar las velocidades mínimas de flujo en los canales aguas arriba y aguas abajo del cribado y del desarenador. Se recomienda que sean superiores a $0,3 \text{ m.s}^{-1}$ para evitar el depósito indeseable de sólidos en esas estructuras, según se ejemplifica en la [Figura 9b](#). Se debe prestar especial atención a los posibles cambios de sección transversal en el transcurso de estos canales. La eventual acumulación de materiales en esos puntos implica la emisión de malos olores, asociados a la descomposición de los sólidos orgánicos indebidamente retenidos, además de que puede comprometerse el funcionamiento de rejillas y compuertas.

La emisión de olores en el tratamiento preliminar en PTARs de pequeña escala también está asociada a la acumulación del material retenido en las rejillas cuando se descarga en los contenedores. Se recomienda el uso de contenedores de menor volumen, para que el material depositado no se mantenga almacenado por mucho tiempo. Eventualmente, la aplicación de cal virgen para controlar la emisión de olores puede ser necesaria ([Figura 9a](#)). En estos casos, es necesario prever un sitio adecuado para el almacenamiento de esos productos en la PTAR. Por otro lado, para PTARs de gran escala ($Q > 100 \text{ L}^{-1}$ o PE > 50.000 hab.), pueden ser requeridas medidas de cobertura para los contenedores a base de materiales resistentes (por ejemplo: tapas con bisagra, fijación de lonas) y el cumplimiento de aspectos ergonómicos (por ejemplo: revisión del peso). El acceso de camiones para el retiro de contenedores también debe ser considerado en la etapa de diseño y construcción de la PTAR (por ejemplo, considerar: declividad de rampas, radios de curvas, capacidad de soporte de pavimento, área de maniobra).



Figura 9 - a) Manejo del material removido en la etapa de cribado, con aplicación de cal, b) acumulación de sólidos en el canal del afluente al desarenador
Adaptado de Bressani-Ribeiro et al., (2018)

La preocupación con criterios ergonómicos, de salud y de seguridad ocupacional debe ser integrada al diseño y la construcción de las unidades del TP, considerando, por ejemplo: la instalación de barandas, escaleras de acceso resistentes a la corrosión, tomas de agua potable, aberturas mínimas para el paso de operadores y herramientas adecuadas para las operaciones de limpieza y mantenimiento. La previsión de dispositivos de vaciado de las unidades también permite que las actividades de limpieza sean más ágiles y simples.

Respecto a la disposición del material retenido en las rejillas, usualmente la alternativa para la disposición final del material retenido (fase sólida) es la disposición en rellenos sanitarios, eventualmente precedida por una etapa de remoción de humedad. Para PTARs de pequeña escala, esta disposición final puede realizarse en la propia área de la PTAR, en fosas adecuadamente preparadas y autorizadas para recibir estos desechos. Sin embargo, se debe observar que las condiciones técnicas para esta forma de disposición final son similares a las de un relleno sanitario, lo que puede implicar una excesiva demanda constructiva y operacional para una PTAR de pequeña escala. Respecto al aprovechamiento del material retenido en las rejillas, existen reportes que indican un considerable poder calorífico inferior (PCI) y bajo contenido de cenizas asociados a residuos retenidos en la etapa de separación con rejillas finas (Borges, 2014). Esto podría abrir perspectivas para el uso energético de este material, como el procesamiento conjunto en hornos de Clinker. Adicionalmente, la celulosa puede constituir la mayor fracción de demanda química de oxígeno (DQO) inerte presente en el agua residual (debido al papel higiénico) (Ruiken *et al.*, 2013). En algunos países, su recuperación ya ha sido realizada en escala plena, con el objetivo del aprovechamiento energético, incorporación al asfalto, entre otras aplicaciones (Marcelis y Wessels, 2018).

Las opciones de manejo del material removido (fase sólida) normalmente están asociadas al eventual secado y posterior disposición final en rellenos sanitarios. La recuperación de arena removida para fines de preparación de concreto no estructural o reposición en lechos de secado de la PTAR todavía es incipiente, pero se puede considerar como una importante alternativa de gestión de este subproducto a corto y a mediano plazo.

- o Existen escasos reportes en la literatura asociados a la caracterización cualitativa de los sólidos removidos en el tratamiento preliminar, aunque se sabe que la cantidad y la composición del material recuperado en la etapa de retención de sólidos dependen principalmente del espaciamiento entre barras. Sin embargo, las características de la cuenca de contribución de la PTAR influyen en el volumen y calidad del material removido, siendo posible enumerar los siguientes factores de influencia (adaptado de WEF, 2018):
- o El tamaño y el tipo de ocupación de la cuenca de contribución.
- o La configuración del sistema de alcantarillado: la presencia de estaciones de bombeo disminuye la cantidad de material retenido en las rejillas, debido a la remoción previa antes del bombeo (por ejemplo: canastas en estaciones de bombeo de agua residual y disposición del material en el fondo del pozo de succión).
- o Los hábitos y la educación sanitaria de la población atendida.
- o Recepción de camiones transportadores de lodo séptico, efluentes no domésticos (END), residuos de otras PTAR (como nata y lodo), residuos de estaciones de bombeo. Es importante mencionar que la recepción de esas contribuciones implica un aumento en la producción de lodo y en la formación y acumulación de nata en los reactores UASB (Lobato *et al.*, 2018).

El volumen de sólidos retenidos en el cribado varía usualmente entre 6 a 50 litros por 1.000 m³ de agua residual tratada (Jordão y Pessôa, 2017). De acuerdo con una caracterización cualitativa y cuantitativa realizada por Borges (2014) en una PTAR de escala mayor (población equivalente – PE = 258.000 habitantes) en el interior del estado de São Paulo (Brasil), el material retenido en la etapa de cribado de material grueso (en términos de volumen y masa) fue principalmente constituido por materia orgánica putrescible (restos de alimentos, animales en descomposición, entre otros, 65% en

volumen), seguido de plástico (17% en volumen), piedras (9% en volumen), tejido (6% en volumen) y papel (3% en volumen). Fue obtenida una configuración similar para la evaluación realizada con relación a los sólidos retenidos en el cribado de material fino. La composición del material retenido presentó una variación estacional significativa, indicando una fuerte influencia de la precipitación en el aumento de la cantidad de piedras. Éstas, a su vez, contenían precipitados de azufre, calcio y grasa solidificada.

Con relación a la cantidad de arena presente en el agua residual cruda, esta depende de varios factores, entre ellos: *i)* el tipo de sistema (sistema combinado o separativo de agua pluvial y residual) y el estado de las condiciones del sistema de alcantarillado y transporte de agua residual; *ii)* las características de drenaje pluvial de la cuenca de contribución (colectores sujetos a inundación tienden a recibir mayor carga de sedimentos a través de las tapas de pozos de inspección); *iii)* el tipo de ocupación de la cuenca de contribución; y *iv)* el tipo de suelo de la cuenca de contribución y el grado de pavimentación de las calles. La cantidad de arena en sistemas separativos varía usualmente entre 4 e 37 litros por 1.000 m³ de agua residual tratada (Metcalf y Eddy, 2014).

La calidad del lodo y de la nata descartadas, en términos de presencia de sólidos gruesos, también se refleja en la operación de los sistemas de deshidratación mecanizada, reduciendo la necesidad de mantenimiento debido a problemas como la obstrucción de tuberías de alimentación de bombas y centrífugas, bloqueos de rotores y estatores de bombas y de mezcladores, rompimiento de sellos mecánicos, acumulación de residuos en tanques de ecualización, entre otros. Adicionalmente, una remoción más eficiente de sólidos gruesos propicia la obtención de un lodo de mejor calidad estética, lo que puede favorecer su uso agrícola, además de disminuir la formación de nata en el interior de los reactores anaerobios.

6. AVANCES RECIENTES

El tratamiento de aguas residuales se encuentra en constante actualización, buscando la mejora y optimización de las PTARs, en esta sección se presentan los avances recientes en el tema de tratamiento preliminar de aguas. En cuanto a difusión de conocimiento, un esfuerzo importante que debe ser mencionado es la publicación de la nota técnica NT-2: Tratamiento preliminar, bombeo y distribución de caudal, *publicada en el año 2018, la cual pertenece a una colección de seis notas técnicas, titulada Contribución para el perfeccionamiento del diseño, la construcción y la operación de reactores UASB aplicados al tratamiento de aguas residuales urbanas*. Parte del contenido de la referida nota técnica, ha sido presentado en este documento, pero puede ser consultado para un abordaje más profundo del tema (la versión en español, publicada por la Revista DAE en la edición 214, puede ser descargada en este enlace: <http://revistadae.com.br/site/artigos/214>).

Respecto a otros avances importantes, se puede mencionar el uso del desarenador de flujo en espiral con aireación, el cual ha sido implementado en los últimos años, principalmente en Brasil. El desarenador aireado, se diferencia por la inyección de aire con el objetivo de permitir la rotación del fluido, arrastrando las partículas hasta el fondo del depósito del desarenador. Entre las ventajas del desarenador aireado se pueden mencionar que la arena sedimentada tiene un bajo contenido de materia orgánica y que se puede utilizar para el retiro de grasas y aceites. La posibilidad de remoción de grasas y aceites en la etapa de tratamiento preliminar puede ser interesante para la reducción de formación de nata en reactores UASB, que especialmente en PTARs de escala mayor representa uno de los principales problemas operacionales. Sin embargo, las escasas experiencias brasileñas reportadas en la literatura indican una baja eficiencia de estos equipos con relación con la remoción de grasas y aceites. Entre los posibles motivos sugeridos se puede mencionar la diferencia de viscosidad del líquido en función de la temperatura, debido a que la mayoría de los equipos son diseñados para condiciones de clima temperado, por lo que actualmente se investiga su implementación.

En los últimos años, se ha implementado la instalación de unidades compactas y prefabricadas de tratamiento preliminar ([Figura 10](#)). Las unidades compactas se caracterizan por requerir un espacio reducido, integrando las fases de cribado, remoción de arena, y remoción de grasas y aceites; normalmente son fabricadas en acero inoxidable y pueden ofrecer opciones de mecanización de limpieza de las unidades que lo componen. En el mercado brasileño se pueden encontrar varios fabricantes de unidades prefabricadas, con capacidad de tratar caudales de hasta 200 L·s⁻¹; existen fabricantes que ofrecen unidades con tamaños ya preestablecidos y también con la posibilidad de fabricar la unidad compacta para las necesidades de una PTAR específica.



Figura 10 - Unidades de tratamiento preliminar prefabricadas
Adaptado de ProMinas (2021)

7. CONSIDERACIONES FINALES

El tratamiento preliminar es una etapa fundamental en el tratamiento de aguas residuales, por lo que, para garantizar el correcto funcionamiento de toda PTAR, es necesario que el diseño, construcción, operación y mantenimiento del tratamiento preliminar sean realizados adecuadamente. Existen numerosas referencias que pueden ser consultadas para profundizar en el tema; en este documento se reunieron informaciones de varias fuentes, con el objetivo de presentar una visión general y ser una guía para las personas lectoras.

8. REFERENCIAS

ABNT. (2011). NBR 12209: Elaboração de projetos hidráulico-sanitários de estações de tratamento de esgotos. (2ªEdición). Rio de Janeiro.

Bezerra, A.S.; Chernicharo, C. A. L., Lapolli, F.L.; Sperling, M.; Kato, M.T.; Piveli, R.P.; Ribeiro, T.B. (2019). Capítulo 4: Tenologías de tratamiento de corrientes de esgoto não aplicadas a empreendimentos habitacionais, en *Caracterização, tratamento e gerenciamento de subprodutos de corrientes de esgotos segregadas e não segregadas em empreendimentos habitacionais. Caracterização, Tratamento e Gerenciamento de Subprodutos de Corrientes de Esgotos Segregadas e Não Segregadas em Empreendimentos Habitacionais* – (1ª Edición). Fortaleza, Brasil: Rede cooperativa de pesquisas - RENTED.

Borges, N. (2014). Aproveitamento dos resíduos gerados no tratamento preliminar de estações de tratamento de esgoto. 238 p. Tesis de Doctorado en Ciencias: *Ingeniería Hidráulica y Saneamiento*. Universidad de São Paulo, São Paulo, 2014

Hernández, A. (1996). Depuración de Aguas Residuales. (3ª Edición). Madrid: Paraninfo S.A.

Jordão, E.P., Pessôa, C.A. (2017). *Tratamento de esgotos domésticos*. (8ª Edición). Rio de Janeiro, ABES.

Lobato, L. C. S., Ribeiro, T. B., Silva, B. S., Flórez, C. A. D., Neves, P. N. P. y Chernicharo, C. A. L. (2018) Contribución para el perfeccionamiento del diseño, la construcción y la operación de reactores UASB aplicados al tratamiento de aguas residuales urbanas – Parte 3:

Gestión del lodo y la nata. Revista DAE, 66 (214), 30–55.

Marcelis, P. & Wessels, C. (2018) Recovery and valorisation of cellulose from sewage: the route to circularity. In: 12th European Waste Water Management Conference, Manchester, UK.

Metcalf & Eddy. (2014). *Wastewater engineering : treatment and resource recovery* (Fifth Ed). New York: McGrawHill.

ProMinas. (2021). Sistema de pre-tratamento de efluentes PTRAT. Disponible en: <http://www.prominasbrasil.com.br/produto/saneamento/ptrat/ptrat>

Ribeiro, T. B.; Lobato, L. C. S., Souza, S.N.; Pegorini, S. y Chernicharo, C. A. L. (2018) Contribución para el perfeccionamiento del diseño, la construcción y la operación de reactores UASB aplicados al tratamiento de aguas residuales urbanas – Parte 2: Tratamiento preliminar, bombo y distribución de caudal. Revista DAE, 66 (214), 17-29.

Ruiken, C.J., Breuer, G., Klaversma, E., Santiago, T., Van Loosdrecht, M. Cellulose recovery, economic and energy evaluation. (2013). *Water Research*, 47, 43-48.

Sperling, M. (2007). *Basic Principles of Wastewater Treatment*. Londres: Editora IWA, IWA.

WEF. (2018). Design of Water Resource Recovery Facilities (Sixth). New York, Chicago, San Francisco, Athens, London, Madrid, Mexico City, Milan, New Delhi, Singapore, Sydney, Toronto: McGraw-Hill Education.

■ NOTA TÉCNICA 3

ELEMENTOS DE DISEÑO, CONSTRUCCIÓN Y OPERACIÓN DE REACTORES UASB



AUTORES:

- Carlos Augusto de Lemos Chernicharo
- Thiago Bressani Ribeiro

COLABORADOR:

- Erick Javier Centeno Mora

NOTA TÉCNICA 3

ELEMENTOS DE DISEÑO, CONSTRUCCIÓN Y OPERACIÓN DE REACTORES UASB

INTRODUCCIÓN	47
DESCRIPCIÓN DE LA TECNOLOGÍA	48
Preliminares.....	48
Principios de funcionamiento de los reactores UASB	50
Configuraciones típicas de reactores UASB.....	51
FUNDAMENTOS DEL PROCESO	52
Microbiología del proceso anaeróbico	52
Balance de DQO del proceso de digestión anaeróbica	55
Parámetros que afectan el proceso de digestión anaeróbica.....	56
DIRECTRICES PARA EL DISEÑO DE REACTORES UASB.....	57
Preliminares	57
Criterios y parámetros de dimensionamiento de reactores UASB	59
Sistema de distribución del afluente	62
Canales de recolección del efluente.....	62
Separador trifásico y línea de biogás.....	63
Descarte de lodo.....	64
Eficiencia de tratamiento y tasas de generación de subproductos	65
Dimensionamiento preliminar	66
ASPECTOS DE CONSTRUCCIÓN Y OPERACIÓN	68
Aspectos constructivos críticos en reactores UASB.....	68
Aspectos de operación críticos en reactores UASB.....	69
AVANCES RECIENTES	73
CONSIDERACIONES FINALES	75
REFERENCIAS.....	76

1. INTRODUCCIÓN

Los reactores anaeróbicos de flujo ascendente y manto de lodo (reactores UASB por sus siglas en inglés para *Upflow Anaerobic Sludge Blanket*) fueron desarrollados en la década de los años 1970 en la Universidad de Wageningen (Holanda), gracias al notable trabajo del profesor Gatze Lettinga y sus colaboradores (Lettinga, 2014). En su etapa inicial esta tecnología fue conceptualizada para el tratamiento anaeróbico de aguas industriales con elevadas cargas orgánicas y alta biodegradabilidad (industrias de azúcar de remolacha, almidón de papa, cervecerías, entre otros). A mediados los 70s, se realizaron las primeras pruebas con reactores UASB en escala de laboratorio (volumen útil de 30-120 L) y piloto (6 m³) tratando aguas residuales municipales de la comunidad de Bennekom (Holanda). No obstante, problemas asociados a la necesidad de calentar el agua residual, procurando simular las temperaturas de los países de clima tropical, motivaron la búsqueda de convenios para la implantación de reactores UASB en países con climas más cálidos. Esto motivó la implantación de un reactor UASB en escala de demostración (64 m³) en la ciudad de Cali (Colombia), por medio de un convenio entre los gobiernos holandés y colombiano. Esta primera experiencia dio resultados positivos y fundó las bases para definir los criterios de diseño, operación y mantenimiento de reactores UASB para el tratamiento de aguas residuales municipales. A partir de esa experiencia, entre las décadas de 1980 y 1990 se implantaron reactores en escala plena (~1.000 m³) en la propia ciudad de Cali, así como proyectos de investigación en India, Gana, Medio Oriente y América Latina, particularmente en Brasil, Colombia y México.

En el caso de América Latina, esta tecnología se ha aplicado ampliamente en los últimos 30 años, desplazando en muchas ocasiones a tecnologías mucho más antiguas, como las lagunas o los lodos activados (Noyola et al., 2012). En Brasil, los reactores UASB son actualmente la principal tendencia tecnológica para plantas de tratamiento de aguas residuales (PTARs) municipales, ya sea como unidades únicas, o bien seguidas de alguna forma de postratamiento, y el agua residual de más de 20 millones de habitantes es tratada con esta tecnología (ANA, 2020). Esto permite afirmar que, a la fecha de hoy, Brasil es el país con la mayor capacidad instalada de reactores UASB tratando aguas residuales municipales en el mundo (Chernicharo et al., 2018).

La tecnología ha sido ampliamente estudiada en ese país durante las últimas dos décadas, y muchos avances han sido desarrollados para su optimización desde las incipientes experiencias en las décadas de 1980 y 1990. Este documento tiene por objetivo sintetizar los más importantes de ellos, y guiar al lector en la búsqueda de referencias adecuadas para profundizar su conocimiento en esta materia.

En esta nota técnica, en una primera parte se describen aspectos generales de la tecnología, tales como sus ventajas y desventajas, principios de funcionamiento y configuraciones típicas. Luego se abordan los fundamentos de la digestión anaeróbica, describiendo los procesos bioquímicos, principales rutas de conversión de materia orgánica y parámetros de control más importantes involucrados. Posteriormente, se presentan algunas directrices de diseño de los reactores anaeróbicos, incluyendo criterios de dimensionamiento, eficiencias esperables, tasas de generación de subproductos (lodo y biogás), con un ejemplo de dimensionamiento preliminar de un reactor para una comunidad. Más adelante se presentan los aspectos constructivos más importantes a tomar en cuenta en proyectos de reactores UASB, y se describen los elementos de operación principales. Por último, se presentan algunos avances recientes relevantes para proyectos existentes y futuros.

Este documento no pretende ser exhaustivo en la cobertura del tema de reactores UASB para el tratamiento de aguas residuales municipales. Por el contrario, una gran cantidad de material ha sido sintetizada para ofrecer una visión general e integral de los aspectos más importantes a considerar para los proyectos de reactores UASB. En cada sección se

hace referencia a materiales adicionales que el lector puede consultar para un abordaje más profundo sobre los distintos tópicos tratados.

2. DESCRIPCIÓN DE LA TECNOLOGÍA

2.1. Preliminares

El **Cuadro 11** presenta algunas ventajas y desventajas de los procesos anaeróbicos para el tratamiento de las aguas residuales municipales.

Cuadro 11 – Ventajas y desventajas de los procesos anaeróbicos para el tratamiento de las aguas residuales municipales

Ventajas	Desventajas
<ul style="list-style-type: none"> • Baja producción de sólidos, aproximadamente una tercera parte de los generados en procesos aeróbicos. • Bajo consumo energético, usualmente asociado al bombeo del afluente, reduciendo los costos operacionales. • Sistemas compactos. • Costos constructivos bajos. • Ausencia de equipos mecánicos de aireación con relación a procesos aeróbicos. • Producción de metano, un gas con elevado potencial energético. • Posibilidad de mantener la biomasa por varios meses sin necesidad de alimentarla con agua residual. • Tolerancia a elevadas cargas orgánicas. • Aplicación en pequeña y gran escala. 	<ul style="list-style-type: none"> • Los microorganismos anaeróbicos son susceptibles a la inhibición debido a una gran cantidad de compuestos químicos. • El arranque puede ser lento en ausencia de inóculo (lodo anaeróbico de otra PTAR). • Normalmente un post-tratamiento será necesario para cumplir con normativas de descarga a cuerpo de agua superficial. • La bioquímica y microbiología es compleja, y todavía requiere más investigación. • Posible generación de malos olores, aunque son controlables. • Posible generación de un efluente de aspecto turbio. • Remoción insatisfactoria de nitrógeno, fósforo y patógenos. • Grandes variaciones de caudales, asentidas por las contribuciones de lluvia, pueden causar una pérdida excesiva de biomasa con el efluente y afectar el rendimiento del reactor.

Adaptado de Chernicharo (2007, 2013)

Como se muestra en el **Cuadro 11**, el tratamiento anaeróbico de las aguas residuales municipales en reactores UASB ofrece diversas ventajas con relación a otras tecnologías; compacidad del sistema, consumo energético nulo para el proceso biológico, generación de menos lodo que los procesos aeróbicos (y con un elevado grado de estabilización), y generación de biogás, un subproducto con un elevado contenido de metano que puede ser valorizado energéticamente. Algunas desventajas como la generación de malos olores (debido a la formación de sulfuro de hidrógeno H_2S , como se discute en la **Sección 3**) de esta nota, y la remoción insuficiente de nutrientes, han sido objeto de investigación y avances tecnológicos en los últimos años, como se aborda en la Sección 6.

La **Figura 11** muestra las diferencias fundamentales de la conversión de materia orgánica (expresada como demanda química de oxígeno, DQO) entre los procesos los aeróbicos (como los lodos activados, biofiltros aireados, entre otros) y los anaeróbicos (como los reactores UASB).

La [Figura 11](#) permite visualizar en términos de balance de DQO algunos aspectos relacionados con las ventajas y desventajas de los sistemas anaeróbicos descritos anteriormente ([Cuadro 1](#)). En el caso de los sistemas aeróbicos la mayor parte de la fracción de DQO entrante será convertida en lodo (50-60%) y CO_2 (40-50%), con una pequeña fracción remanente en la fase líquida (5-10%). En el caso de los sistemas anaeróbicos, la mayor parte de la DQO entrante será convertida en biogás (70-90%), con una mucho menor fracción utilizada para la producción de lodo (5-15%), y una proporción mayor remanente en el efluente (10-30%) con respecto a los sistemas aeróbicos.

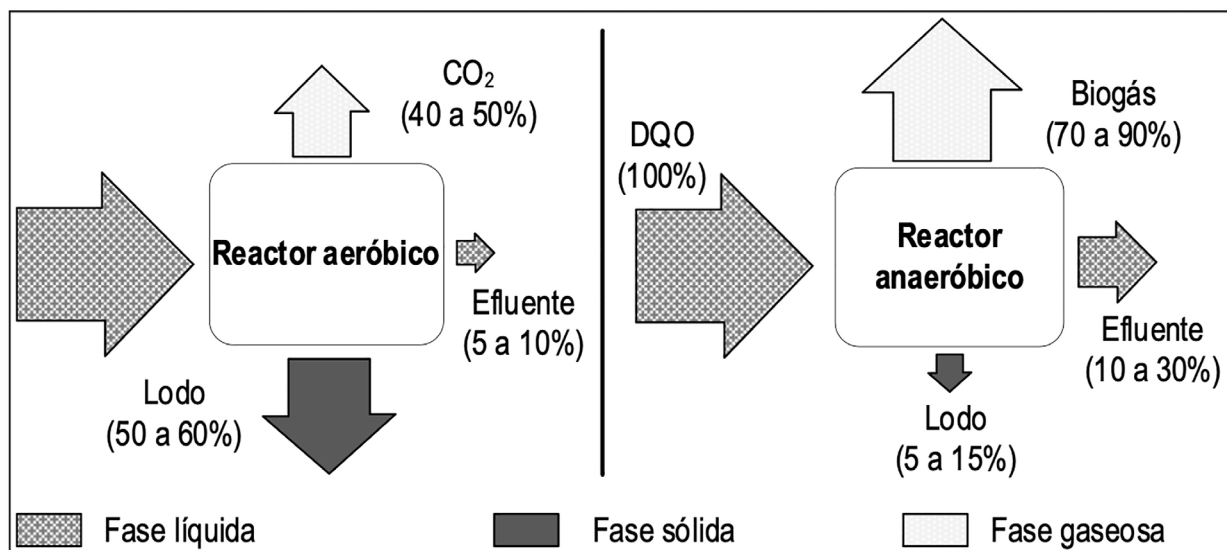


Figura 11 - Conversión biológica de materia orgánica (DQO) en reactores aeróbicos y anaeróbicos durante el tratamiento de aguas residuales municipales
Adaptado de Chernicharo (2007)

Entre los reactores anaeróbicos para el tratamiento de aguas residuales existen distintas tecnologías: reactor UASB, reactor anaeróbico de lecho fluidizado (RALF, un sistema similar a los reactores UASB desarrollado en la región sur de Brasil), filtro anaeróbico de flujo ascendente (FAFA), reactor anaeróbico con lecho granular expandido (EGSB por sus siglas en inglés *Expanded Granular Sludge Blanket*), reactor anaeróbico con mampara, reactor anaeróbico con biodiscos, biorreactor anaeróbico con membrana (AnMBR), entre otros. Más detalles sobre estas configuraciones pueden ser consultadas en Chernicharo (2007), Chernicharo y Bressani (2019) y Bezerra et al. (2019). Este documento hace énfasis en los reactores UASB.

2.2. Principios de funcionamiento de los reactores UASB

La **Figura 12** ilustra el funcionamiento de un reactor UASB durante el tratamiento de las aguas residuales municipales.

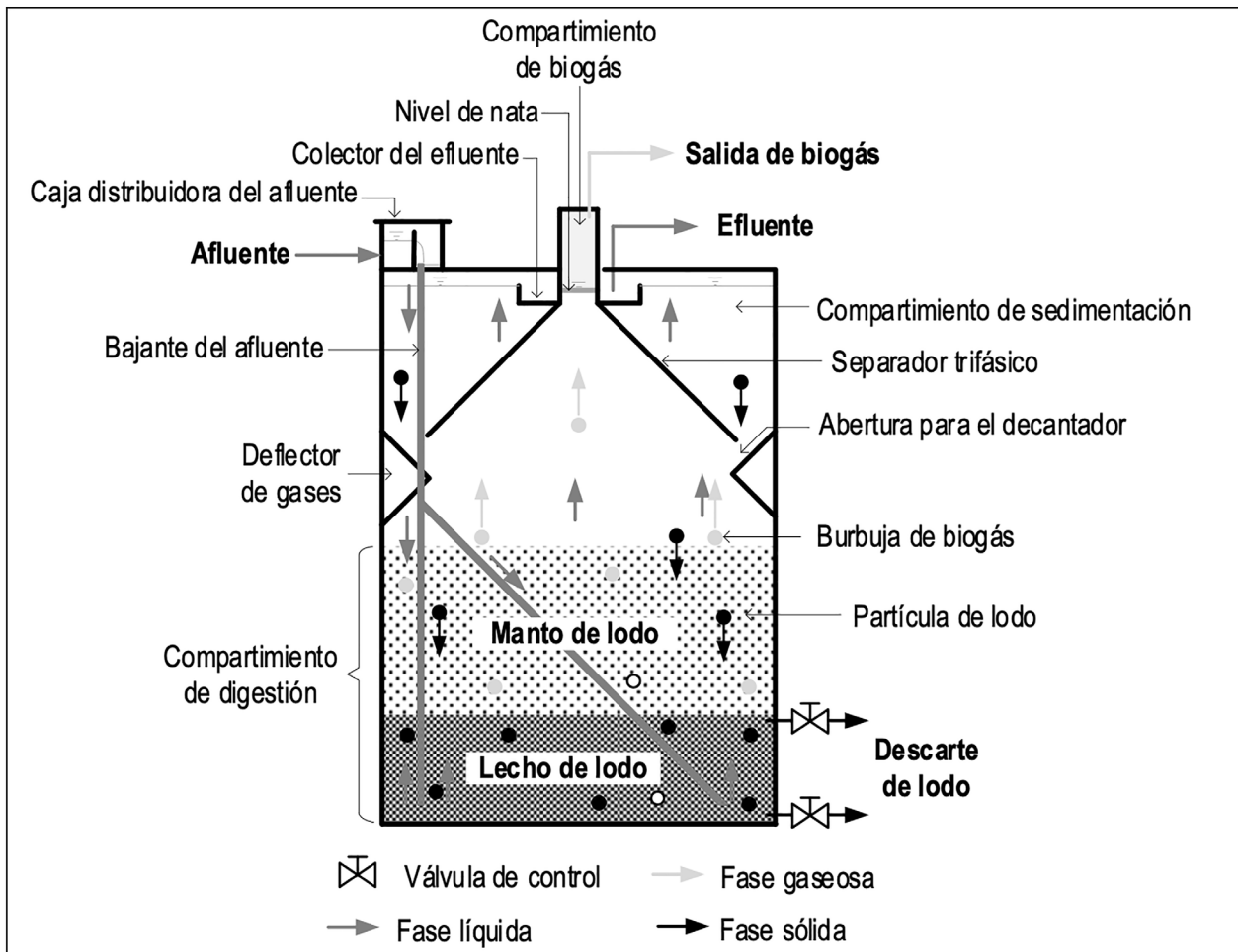


Figura 12 - Esquema de funcionamiento de un reactor UASB
Adaptado de Chernicharo (2007)

El principio de funcionamiento de un reactor UASB consiste esencialmente en hacer fluir el afluente (agua residual) a través de un lecho de lodo anaeróbico denso con elevada actividad microbiana. El perfil (concentración) de sólidos varía de un estrato denso con excelente sedimentabilidad en el fondo (lecho de lodo), a un estrato más disperso y de sedimentabilidad menor en la parte media / superior del reactor (manto de lodo).

La conversión de la materia orgánica ocurre en ambos estratos, en el área conocida como compartimento de digestión. El agua residual ingresa por el fondo del reactor y sale por la parte superior (colector del efluente). El contacto entre el agua residual y la biomasa se logra por medio de una buena mezcla en el compartimento de digestión, promovida por la formación de burbujas de biogás. En el caso de las aguas residuales municipales, la formación de burbujas es insuficiente para garantizar una adecuada mezcla entre el sustrato (materia orgánica del afluente) y la biomasa, y una distribución uniforme del afluente en el fondo del reactor se vuelve clave para ese fin.

Un dispositivo para la separación entre las fases líquida, sólida y gaseosa (separador trifásico) se localiza encima del compartimento de digestión, y unas aberturas comunican ese compartimento con el compartimento de decantación. Las partículas sólidas que

pasen a través de las aberturas serán retenidas en el compartimiento de decantación, donde una menor velocidad ascensional promoverá su sedimentación y retorno al compartimiento de digestión. Aunque siempre habrá una parte de los sólidos que serán arrastrados y saldrán del reactor UASB con el efluente, el tiempo de retención de sólidos (normalmente arriba de 30 días) permitirá el crecimiento de la biomasa necesaria para la digestión anaeróbica de la materia orgánica y producción de metano (CH_4).

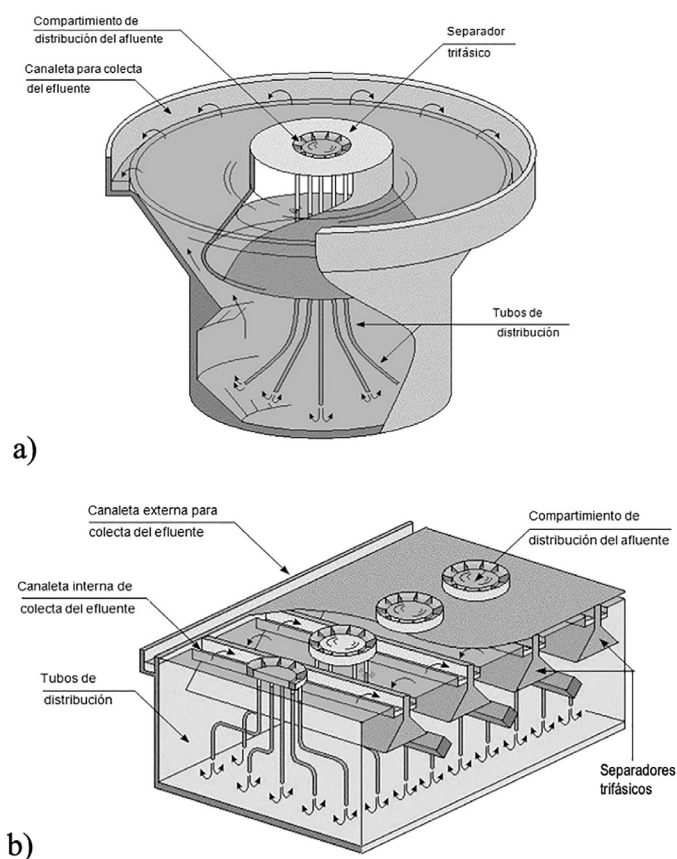
Este mecanismo de retención de la biomasa anaeróbica permite separar el Tiempo de Retención Hidráulica ($\text{TRH} = \text{Volumen del reactor} / \text{Caudal}$), de aproximadamente 8-10 horas, del Tiempo de Retención Celular o edad del lodo ($\Theta = \text{Masa de lodo} / \text{Masa de lodo que sale del reactor por descarte y por escape con el efluente}$), lo que distingue a los reactores UASB de otras tecnologías como las lagunas, y le permite ser un sistema compacto.

El separador trifásico, con la ayuda de los deflectores de gases, facilita la recolección del biogás, generado en el compartimiento de digestión, y su separación de la fase líquida. Este biogás es dirigido hacia el compartimiento de biogás, ubicado en la parte superior del separador trifásico, desde donde deberá ser extraído a medida que es producido. Este biogás tiene un elevado potencial energético, como se analiza en la [Sección 4](#).

Finalmente, es importante destacar que a medida que la biomasa anaeróbica consume la materia orgánica del afluente, ésta irá creciendo y acumulándose en el reactor progresivamente, aun cuando su tasa de crecimiento sea menor a la de las tecnologías aeróbicas ([Figura 11](#)). Por lo tanto, para mantener un sistema estacionario (en equilibrio) y evitar un arrastre excesivo de biomasa que pueda afectar la calidad del efluente, es necesario descartar lodo del fondo del reactor periódicamente. El tema de descarte de lodo se analiza en las [Secciones 4 y 5](#).

2.3. Configuraciones típicas de reactores UASB

Los reactores UASB son usualmente cilíndricos o prismáticos rectangulares. Los reactores cilíndricos son más económicos desde el punto de vista estructural, siendo más utilizados para atender pequeñas poblaciones. Para atender poblaciones mayores, cuando la modulación es una necesidad, los reactores rectangulares son más indicados, considerando que es posible compartir pared entre módulos contiguos.



Centro de Investigación y Capacitación en Saneamiento (CePTS) UFMG/COPASA – Belo Horizonte – MG – Brasil



PTAR Esmeraldas – Esmeraldas – MG - Brasil

Figura 13 – Configuración típica de reactores UASB: a) circular; b) prismática rectangular
Adaptado de Bezerra et al. (2019)

3. FUNDAMENTOS DEL PROCESO

3.1. Microbiología del proceso anaeróbico

Este apartado describe de manera sintética los procesos microbiológicos que se llevan a cabo durante la digestión anaeróbica de materia orgánica (agua residual municipal, aguas industriales, o residuos sólidos). Un abordaje más completo sobre este tema puede encontrarse en Chernicharo (2007) (versión en portugués) y Chernicharo (2013) (versión traducida al español) .

La [Figura 14](#) muestra las rutas metabólicas a través de las cuales la materia orgánica es digerida por vía anaeróbica. La digestión anaeróbica de la materia orgánica (aguas residuales municipales u otros tipos de sustratos) puede ser considerada como un ecosistema en el cual diferentes grupos de microorganismos trabajan de manera conjunta para la conversión de materia orgánica compleja (proteínas, carbohidratos y lípidos) en metano (CH_4), dióxido de carbono (CO_2), agua (H_2O), sulfuro de hidrógeno (H_2S) y nuevas células bacterianas. Se trata de un proceso de reducción de la materia orgánica (el número de oxidación del carbono es reducido progresivamente de un valor positivo a - 4 en el metano). El proceso puede ser dividido en varias rutas metabólicas, con la participación de diversos grupos microbianos, cada uno con una función distinta, según se observa en la [Figura 14](#).

La primera fase del proceso de degradación anaeróbica es la **hidrólisis** de la materia orgánica particulada, que consiste en descomponer materiales orgánicos particulados complejos (polímeros) en materiales disueltos (moléculas de menor tamaño, como

azúcares simples, aminoácidos y ácidos grasos) que puedan pasar a través de la pared celular de las bacterias fermentativas. Esto se consigue por medio de exoenzimas secretadas por las bacterias fermentativas hidrolíticas. Este proceso suele ser lento, y puede convertirse en el proceso limitante de la digestión anaeróbica, según las características específicas del reactor (composición del sustrato, temperatura del reactor, tiempo de retención celular del reactor, entre otros).

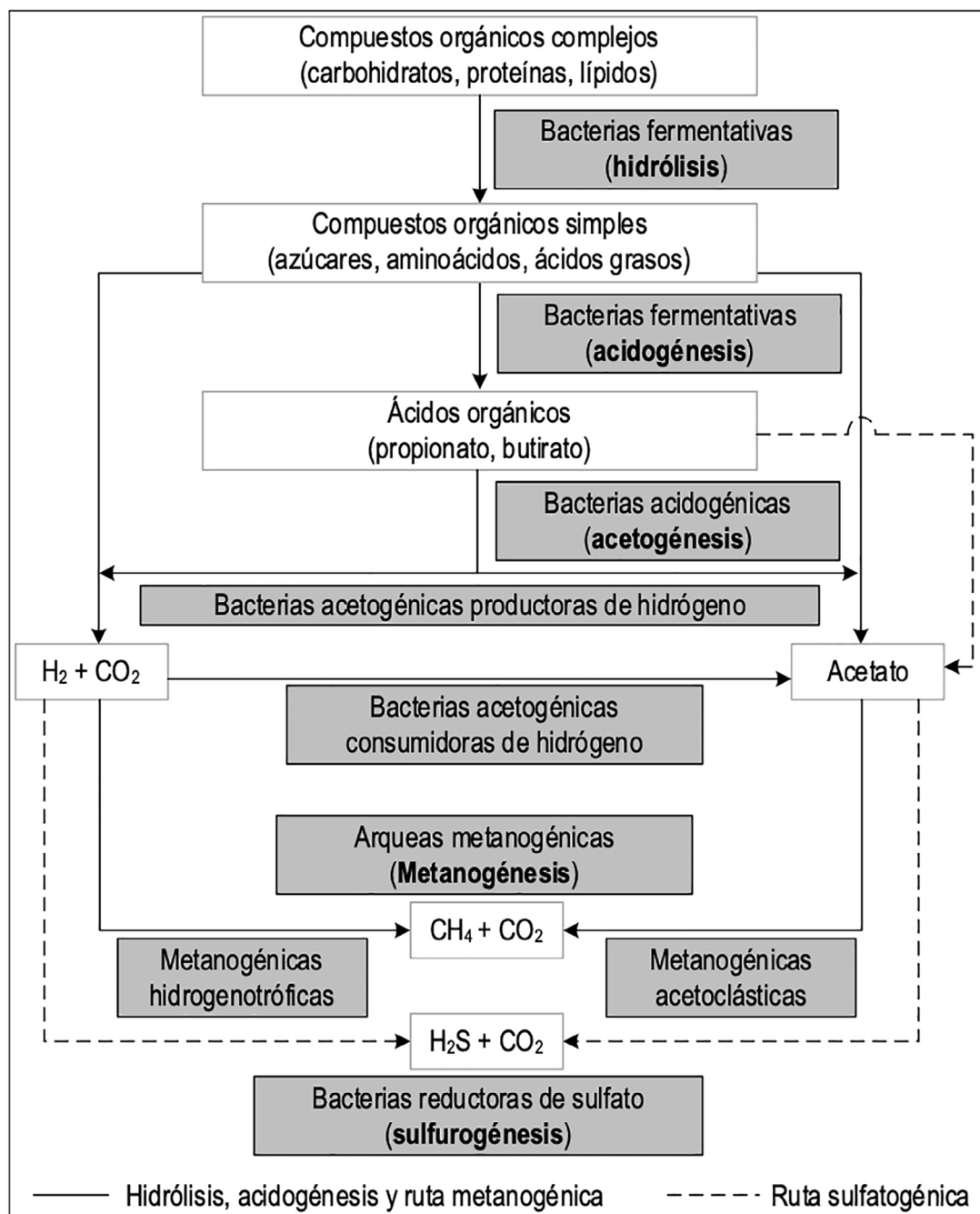


Figura 14 - Rutas metabólicas y grupos microbianos relacionados con la digestión anaeróbica de la materia orgánica, con reducción de sulfato
Adaptado de Chernicharo (2007, 2013)

La siguiente etapa de la digestión anaeróbica es la **acidogénesis**. Esta consiste en la descomposición adicional de la materia orgánica hidrolizada para convertirla en ácidos orgánicos (propionato y butirato), entre otros compuestos menores. Se lleva a cabo por bacterias fermentativas acidogénicas, dentro de las mismas células.

Posteriormente, durante la fase de **acetogénesis**, los ácidos orgánicos intermediarios (propionato, butirato) son oxidados a acetato, hidrógeno (H_2) y CO_2 . El proceso se lleva a cabo por medio de las bacterias sintróficas acetogénicas. En esta fase se forma el sustrato que será consumido por el siguiente grupo microbiano para producir CH_4 .

La última fase del proceso es la **metanogénesis**. Se lleva a cabo por arqueas (grupo microbiano distinto de las bacterias) metanogénicas. Las arqueas metanogénicas son un grupo anaeróbico estricto, por lo que la presencia de O_2 y otros aceptores de electrones como el nitrato (NO_3^-) (ambientes anóxicos) y el sulfato (SO_4^{2-}) crea condiciones incompatibles con su desarrollo. Existen dos grupos principales de bacterias metanogénicas: las **metanogénicas acetoclásticas** y las **metanogénicas hidrogenotróficas**. El primer grupo consume el acetato para convertirlo en CH_4 , y son responsables por cerca del 60-70% de toda su producción. El segundo grupo utiliza el H_2 y CO_2 para generar CH_4 .

Como se muestra en la [Figura 14](#), existe otra ruta metabólica que consume el acetato y H_2 generados durante la fase acetogénica: la fase **sulfurogénica**. Su producto final es sulfuro de hidrógeno (H_2S), que es el gas con fuerte olor y potencial de corrosión que puede dar problemas en sistemas anaeróbicos. La sulfurogénesis se lleva a cabo por microorganismos sulfurogénicos. Se trata de un proceso normalmente indeseado que compite con la metanogénesis por los sustratos (acetato y H_2). En ese sentido, una mayor producción de H_2S implicará una producción menor de CH_4 . La importancia relativa del proceso sulfurogénico dependerá de la concentración de sulfato (SO_4^{2-}) en el agua residual. Para agua residuales sin SO_4^{2-} , la única ruta metabólica presente en el reactor será la metanogénica. En el caso de las aguas residuales municipales, la presencia de SO_4^{2-} se debe principalmente a la concentración de este compuesto en la fuente misma de agua para consumo humano, con algunos aportes de azufre de los residuos orgánicos de la población, y es usual tener pequeñas concentraciones de este compuesto que será reducido a H_2S , por lo que ambas rutas metabólicas estarán presentes.

En un reactor anaeróbico adecuadamente operado existe un equilibrio dinámico entre la formación de ácidos orgánicos (acidogénesis y acetogénesis) y su consumo durante la metanogénesis. En el caso en el que la tasa de consumo de las arqueas metanogénicas se vea afectada por algún motivo (ver más adelante en esta sección), los ácidos orgánicos se acumularán en el sistema y habrá una tendencia a que el pH disminuya. Esta disminución del pH también afectará negativamente la actividad metanogénica, empeorando el problema. Esto se conoce como acidificación del reactor. En el caso de las aguas residuales municipales, el afluente suele tener suficiente alcalinidad para evitar una caída drástica del pH, a diferencia de otros afluentes con mayor carga orgánica (aguas residuales industriales, por ejemplo) en los que puede ser necesario proveer alcalinidad (sales de carbonato, soda cáustica) al sistema.

3.2. Balance de DQO del proceso de digestión anaeróbica

Las fases del proceso de digestión anaeróbica pueden ser interpretadas a partir de un balance de DQO, según se muestra en la **Figura 15**.

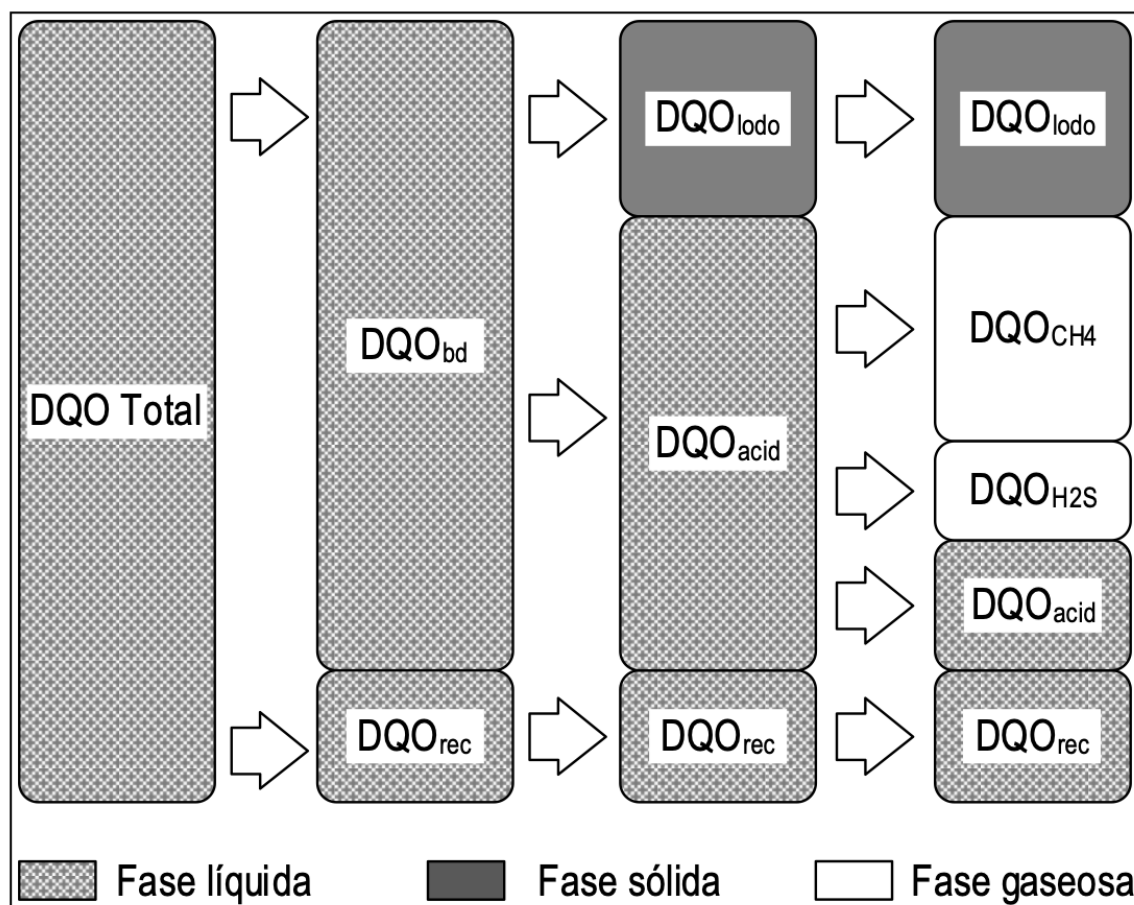


Figura 15 - Diagrama de balance de DQO a lo largo del proceso de digestión anaeróbica

Según se observa en la **Figura 15**, de la DQO total, una parte será biodegradable (DQO_{bd}) y otra será recalcitrante (DQO_{rec}), es decir, no podrá ser degradada por vía biológica, pasará a través de las fases de la digestión anaeróbica sin modificaciones mayores y saldrá con el efluente del sistema. Luego, la porción biodegradable será convertida a ácidos orgánicos (DQO_{acid}) y en biomasa (DQO_{lodo}) durante las fases acidogénica y acetogénica (**Sección 3.1**). Posteriormente, durante las fases metanogénica y sulfurogénica parte de los ácidos orgánicos serán convertidos en CH_4 y H_2S (DQO_{CH_4} y DQO_{H_2S} , respectivamente), en más biomasa (DQO_{lodo}) y otra fracción saldrá como ácidos orgánicos con el efluente anaeróbico (DQO_{acid}). Es importante mencionar que la DQO total será repartida entre las fases líquida, sólida (biomasa o lodo) y gaseosa (CH_4 H_2S).

Por otro lado, una parte de los gases generados (CH_4 H_2S) saldrán disueltos en la fase líquida debido a principios de equilibrio termodinámica entre las fases líquida y gaseosa. Una vez fuera del reactor anaeróbico (y al no ser rerecoleccionados en el separador trifásico, en el caso de los reactores UASB) esos gases podrán ser emitidos hacia la atmósfera en puntos de turbulencia de la PTAR. Esto puede generar impactos de malos olores (H_2S) y de emisión de gases de efecto invernadero (CH_4) indeseables. Más detalles sobre este tema pueden consultarse en la **Sección 6** de este documento, y en Chernicharo et al. (2018) y Chernicharo y Bressani (2019).

3.3. Parámetros que afectan el proceso de digestión anaeróbica

El ecosistema microbiano existente en los reactores anaeróbicos depende de un balance dinámico que puede ser afectado por distintos factores externos. El [Cuadro 12](#) sintetiza los principales de ellos.

Cuadro 12 – Parámetros ambientales que pueden afectar el desempeño de la digestión anaeróbica

Factor	Descripción
Suficiencia de nutrientes y micronutrientes	Nitrógeno (N), fósforo (P), azufre (S) y una importante cantidad de elementos en pequeñas concentraciones (Ca, Mg, Fe, Ni, Co, Mo, Zn, Mg, Cu) deberán estar en el sustrato para garantizar que los microorganismos se desarrollen adecuadamente. Normalmente las aguas residuales municipales tienen la cantidad necesaria de esos elementos y no es necesario suplirlos por medios químicos.
Temperatura	La temperatura óptima para los microorganismos mesofílicos (condición más usual para reactores UASB tratando aguas residuales municipales) es entre 30 y 35°C. Aunque la digestión anaeróbica puede realizarse a temperaturas tan bajas como los 4°C (condiciones psicofílicas), para efectos prácticos, los reactores requieren de temperaturas arriba de 15°C en la fase líquida. Adicionalmente, variaciones bruscas de temperatura en el medio líquido del reactor de más de 2°C pueden afectar el proceso biológico.
pH, alcalinidad y ácidos volátiles	Estos tres parámetros están relacionados entre sí. Las arqueas metanogénicas tienen un rango óptimo de crecimiento para un pH entre 6,6 y 7,4, aunque pueden producir CH ₄ en un rango más amplio, entre 6,0 y 8,0. Valores de pH afuera de ese rango inhibirán el proceso metanogénico, promoviendo la acumulación de ácidos grasos, y reduciendo más el pH (acidificación del reactor). En el caso de las aguas residuales municipales, normalmente el afluente tiene suficiente alcalinidad para evitar una variación brusca del pH.
Presencia de compuestos tóxicos	Aunque algunos elementos pueden ser necesarios como nutrientes o micronutrientes, en concentraciones excesivas pueden causar la inhibición de la actividad microbiana o hasta tener un efecto bactericida. En el caso de los microorganismos anaeróbicos, concentraciones elevadas de sales (Ca ²⁺ , Mg ²⁺ , K ⁺ , Na ⁺), amoníaco (NH ₃), sulfuro (S ²⁻) y metales pesados (Cr, Ni, Zn, Cu, As, CN ⁻) pueden producir su inhibición y muerte. En el caso de las aguas residuales municipales, normalmente el riesgo de inhibición por estos compuestos es mínimo.

Adaptado de Chernicharo (2007, 2013)

Una discusión más detallada sobre estos aspectos puede ser consultada en Chernicharo (2007, 2013). Parte de la operación de un sistema anaeróbico consiste en garantizar que los distintos parámetros operacionales se encuentran dentro de los rangos aceptables recomendados para un buen desempeño de la digestión anaeróbica (ver [Sección 5.2](#)).

Cabe mencionar que, en condiciones de temperatura adecuadas, no existe limitación del proceso de hidrólisis para la remoción de materia orgánica en los reactores UASB. Por lo tanto, las concentraciones afluentes de DQO y DBO no influyen en el equilibrio microbiológico del proceso de digestión anaeróbica, una vez que se asegure el cumplimiento de los criterios y parámetros de diseño (ver sección 4 de esta Nota Técnica). Se debe hacer una reserva en cuanto a la presencia de compuestos tóxicos, como se menciona en la tabla 12.

4. DIRECTRICES PARA EL DISEÑO DE REACTORES UASB

4.1. Preliminares

Es importante mencionar que los reactores UASB son un proceso unitario (tratamiento secundario de la fase líquida) de un conjunto de operaciones y procesos unitarios que integran una PTAR. En ese sentido, la adecuada definición del diagrama de flujo del proceso (DFP) para las fases líquida, sólida y gaseosa, definición de cargas de diseño (hidráulica y orgánica), y realización de los balances de materia y energía respectivos de toda la PTAR representan una etapa previa al diseño y dimensionamiento de los reactores UASB. Adicionalmente, una selección tecnológica y dimensionamiento adecuados de cada línea o tren de tratamiento de la PTAR (líquida, sólida y gaseosa) son necesarios para garantizar el éxito de los proyectos de PTARs con reactores UASB. Cada proyecto tendrá sus propias características que deberán considerarse durante las etapas tempranas del proyecto. Algunas variables que deberán tomarse en cuenta durante la fase de definición del DFP son las condiciones climáticas, área disponible, cercanía con comunidades, condiciones económicas de la zona, tipo de disposición del efluente tratado, reglamentación vigente, entre otros, como abordado en la Nota Técnica 1 de esta colectánea.

En el caso de los reactores UASB, el [Cuadro 13](#) resume las consideraciones más importantes a la hora de definir el DFP y realizar los balances de materia en PTARs con reactores UASB.

Cuadro 13 – Elementos mínimos a considerar durante la definición del diagrama de flujo del proceso y los balances de materia de las PTARs con reactores UASB

Fase	Elemento
Líquida	<ul style="list-style-type: none"> • Tratamiento preliminar: es indispensable para proteger los reactores UASB y evitar la entrada de sólidos y grasas y aceites que afectarían el desempeño del sistema. Debe constar al menos de rejillas de desbaste (separación máxima entre barras de 15mm) y desarenador / removedor de aceites y grasas. Los volúmenes y masas de detritos y arenas removidas deben ser estimadas en el balance de materia y ser adecuadamente tratadas y dispuestas. Ver Nota Técnica 2, específica sobre Tratamiento Preliminar. • Postratamiento del efluente anaeróbico: con el fin de adecuar la calidad del efluente final de la PTAR a las exigencias regulatorias locales, un postratamiento del efluente del reactor UASB puede ser necesario, usualmente de tipo biológico aireado o químico. Materia orgánica adicional y, si fuera necesario, nutrientes y microorganismos patógenos, serán removidos en esta etapa. Esta remoción adicional de contaminantes vendrá acompañada de una producción adicional de biomasa (en el caso de los procesos biológicos), o de consumo de reactivos y generación de lodos químicos (para algunos procesos de remoción de nutrientes como la remoción de fósforo) que deberán ser contabilizados en los balances de materia para el adecuado dimensionamiento de la línea de lodo. En el caso del lodo biológico aeróbico, el mismo reactor UASB puede usarse para su digestión anaeróbica. Ver Nota Técnica 4, específica de Postratamiento de efluentes de reactores UASB. • Disposición final del efluente de la PTAR: el efluente de la PTAR puede ser dispuesto en cuerpos de agua superficiales, el subsuelo o ser reusado (agricultura, lavado de caminos, entre otros). La calidad del efluente final de la PTAR deberá ser compatible con las exigencias regulatorias en las que se enmarca el proyecto, según el tipo de disposición final definida.
Sólida	<ul style="list-style-type: none"> • General: el lodo de los reactores UASB (que debe ser descartado periódicamente) tendrá un elevado porcentaje de sólidos (aproximadamente 3-5%) y estará estabilizado (relación de sólidos volátiles/ sólidos totales por debajo de 0,60, por lo que no generará malos olores o atracción de moscas u otros insectos y roedores durante su tratamiento posterior). Por lo tanto, los procesos de espesamiento y digestión de los lodos, usuales en sistemas de lodo activado con sedimentación primaria, serán innecesarios en el caso de los reactores UASB. • Deshidratación del lodo: el lodo descartado del reactor UASB tendrá un aspecto negro líquido viscoso, similar al petróleo, y estará compuesto en un 3-5% por sólidos (95-97% agua). Para reducir los costos de transporte y disposición del lodo es necesario eliminar el exceso de agua por medio de un proceso de deshidratación, en los cuales porcentajes de sólidos entre 20 y 30% pueden alcanzarse, que representan una reducción del volumen del lodo entre 4 a 10 veces. Según la escala de la PTAR procesos naturales (lechos de secado) o mecanizados pueden ser usados para este fin. Ver más información al respecto en la Nota Técnica 8 de esta colección y en Andreoli et al. (2014) y Metcalf y Eddy (2014). • Tratamiento adicional y disposición final del lodo: dependiendo del tipo de disposición final del lodo, un tratamiento adicional después de la deshidratación puede ser necesario. La higienización del lodo es necesaria para la inactivación de microorganismos patógenos antes de su uso en agricultura, por ejemplo. Existe la posibilidad de usar el biogás generado en el reactor UASB para el secado térmico (reducción adicional de volumen) y la higienización del lodo deshidratado. Ver más información al respecto en la Nota Técnica 8 de esta colección y en Andreoli et al. (2014) y Metcalf y Eddy (2014) para profundizar en el tema de tratamiento y disposición del lodo. • Nata: el tratamiento preliminar no tiene una eficiencia de 100% para la remoción de sólidos, grasas y aceites, y una parte de estos residuos, junto con biomasa anaeróbica arrastrada hacia la parte superior del reactor UASB, se acumularán en el interior del separador trifásico con el tiempo, formando un estrato flotante de aspecto gris oscuro que puede afectar el paso del biogás hacia el compartimiento de biogás y hasta causar la falla estructural del separador trifásico. Por este motivo es necesario prever mecanismos para el descarte periódico de la nata y su tratamiento. Mayor detalle en este tema puede ser consultado en la Sección 4.5 de este documento, y en Chernicharo (2007) y Lobato et al. (2018).

Fase	Elemento
Gaseosa	<ul style="list-style-type: none"> Aprovechamiento o quema del biogás: el biogás generado en los reactores UASB que tratan aguas residuales ordinarias tienen un elevado contenido de CH₄ (entre 70-85%), convirtiéndolo en una fuente de energía renovable para generar calor o electricidad. En caso de no aprovechar el biogás, este debe ser quemado en antorchas para evitar su emisión a la atmósfera (convirtiéndolo en CO₂), considerando que el CH₄ es un gas de efecto invernadero 28 veces más potente que el CO₂. Tratamiento del biogás: en caso de ser aprovechado, el biogás tendrá que ser tratado para remover distintos elementos como H₂S, humedad, siloxanos, entre otros. Gestión de emisiones fugitivas de H₂S y CH₄: como se mencionó en la Sección 3.2, parte de los gases generados durante la digestión anaeróbica (CH₄ y H₂S) saldrán disueltos en el efluente anaeróbico, y tenderán a liberarse hacia la atmósfera en las unidades posteriores o en cajas de distribución en donde haya condiciones de turbulencia, causando problemas de corrosión y malos olores (H₂S) y emisiones de gases de efecto invernadero (CH₄). Por este motivo es necesario considerar procesos específicos para la mitigación y tratamiento de estos gases. <p>La Sección 6 de este documento presenta algunos avances recientes orientados a la gestión de la fase gaseosa en reactores UASB.</p>

El resto de esta sección profundiza en los aspectos del diseño específico de los reactores UASB, pero el lector no debe olvidar la necesidad de evaluar la PTAR como un sistema integral, en donde los reactores UASB son un eslabón del proceso que no funcionará adecuadamente si el todo y sus elementos no han sido adecuadamente concebidos y dimensionados.

4.2. Criterios y parámetros de dimensionamiento de reactores UASB

Uno de los aspectos más importantes del proceso anaeróbico por medio de reactores UASB es la formación de un manto de lodo de elevada actividad y sus excelentes condiciones de sedimentabilidad. Para que esto sea posible, una colección de medidas debe ser cuidadosamente considerada durante las etapas de diseño, construcción y operación de los reactores. Esta sección sintetiza las principales directrices, los criterios y parámetros de diseño de los reactores UASB para el tratamiento de las aguas residuales municipales. Varios de estos criterios aplican también para las aguas residuales industriales, aunque parámetros adicionales tendrán que ser considerados para esos casos. El lector podrá consultar aspectos relacionados con el diseño de los reactores UASB para el tratamiento de aguas residuales municipales con mayor detalle en Chernicharo (2007) y Bressani-Ribeiro *et al.* (2019).

La **Figura 16** muestra los elementos del reactor UASB que requieren especial atención durante la fase de diseño.

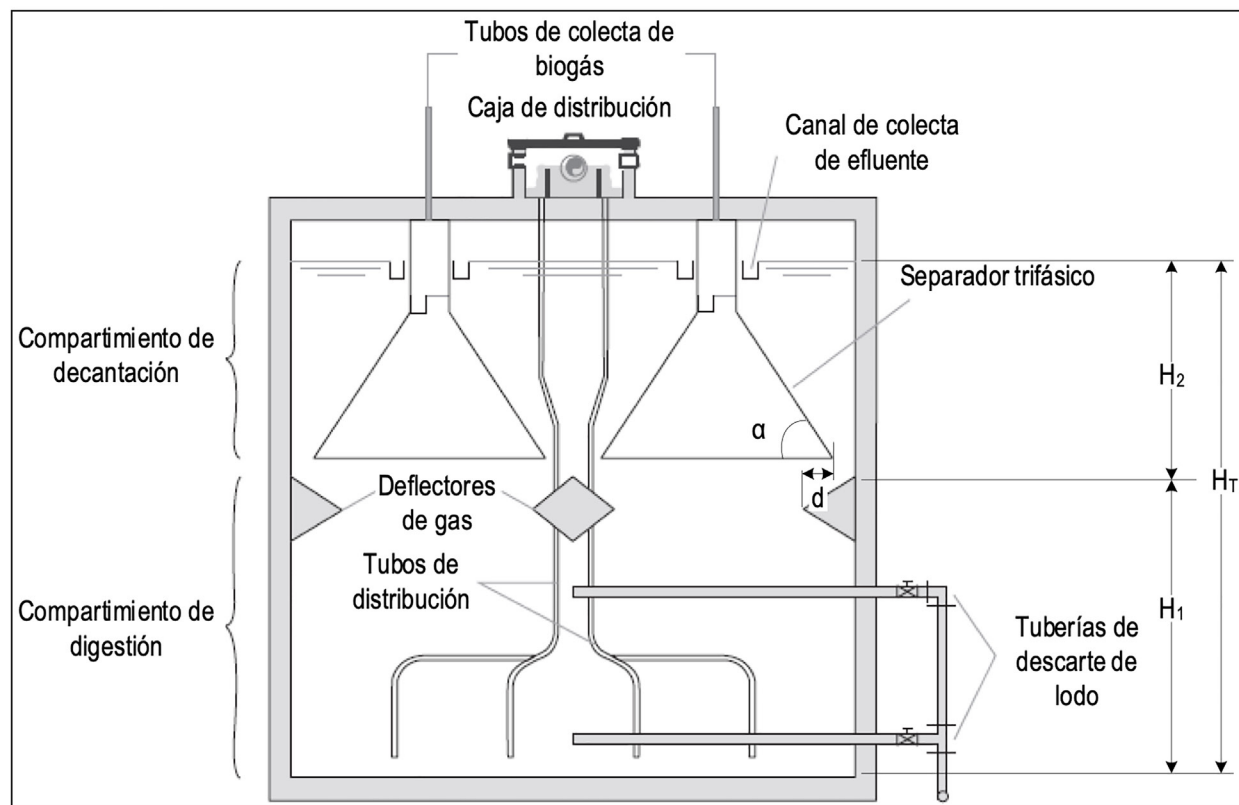


Figura 16 – Principales elementos a diseñar en un reactor UASB
Adaptado de Bressani-Ribeiro et al. (2019)

El **Cuadro 14** resume los valores que se recomienda adoptar para el diseño de reactores UASB.

Cuadro 14 – Criterios de diseño principales para reactores UASB tratando aguas residuales municipales

Parámetro	Unidades	Valor	Observaciones
Tiempo de retención hidráulica (TRH) para el caudal promedio ¹	h	$T (^{\circ}C)$ TRH > 25 > 6 22-25 7-9 18-21 8-10 15-17 10-14	El pico máximo de caudal no debe superar 2-4 h de duración para no afectar la capacidad de amortiguamiento del compartimiento de decantación para la retención de sólidos. Adoptar valores cercanos a los límites superiores de cada rango permite aumentar la capacidad de almacenamiento del lodo en el compartimiento de digestión. Esto permite una mayor flexibilidad operacional para el descarte de lodo (ver Sección 5.2).
Velocidad ascensional, v_{asc} ²	$m \cdot h^{-1}$	0,5-0,7	Menor a $1,1 m \cdot h^{-1}$ para el caudal máximo.
Profundidad útil, H_T	m	4-6	Requisito para cumplir con las velocidades ascensionales y TRH simultáneamente.
Profundidad del compartimiento de digestión, H_1	m	$\geq 2,5$	-
Densidad de tubos de alimentación ³ , D_{al}	m^2 por punto de alimentación	2,0-3,0	El diámetro mínimo de los tubos de distribución es 75mm, como se discute más adelante en esta sección.
Ángulo de inclinación del separador trifásico, α	grados	≥ 50	-
Profundidad del compartimiento de decantación, H_2	m	$\geq 1,5$	-
Velocidad en las aberturas de paso al decantador secundario	$m \cdot h^{-1}$	< 2,0-2,3	Menor a $4,0-4,2 m \cdot h^{-1}$ para el caudal máximo.
Tasa de aplicación hidráulica TAH del decantador secundario ⁴	$m^3 \cdot m^{-2} \cdot h^{-1}$	0,6-0,8	Menor a $1,2 m^3 \cdot m^{-2} \cdot h^{-1}$ para el caudal máximo. Este parámetro es más sencillo de calcular que el TRH del compartimiento de decantación, que debe estar entre 1,5-2,0h.
Traslape de los deflectores sobre las aberturas de paso hacia el decantador secundario, d	m	0,15-0,20	-

Adaptado de Bressani-Ribeiro et al (2019)

¹ $TRH = V_{reactor} / \text{Caudal (Q)}$. A partir de este parámetro se despeja $V_{reactor}$ y se estima el volumen líquido total requerido para el sistema. ² $V_{asc} = Q / \text{Área transversal compartimiento digestión}$. ³ $D_{al} = \text{Área transversal compartimiento de digestión} / \text{Número de tubos de alimentación}$. Permite determinar la cantidad de tubos de alimentación que deben conducir el afluente desde la caja de distribución hacia el fondo del reactor UASB. ⁴ $TAH = Q / \text{Área transversal compartimiento decantación}$.

4.3. Sistema de distribución del afluente

El sistema de distribución del afluente debe garantizar una repartición homogénea del agua residual en el fondo del compartimiento de digestión que permita una mezcla adecuada entre la biomasa y el sustrato. Este aspecto es muy importante para los reactores UASB tratando aguas residuales municipales. Para ello es necesario repartir el agua residual entre los diferentes bajantes por medio de estructuras hidráulicas (cajas de distribución), como se muestra en la [Figura 17](#). La velocidad en los bajantes debe ser inferior a $0,2 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$ para reducir la entrada de aire en el reactor, y diámetros entre 75-100 mm son recomendables. La salida de los bajantes debe estar a 0,10-0,20 m del fondo del reactor UASB.



Figura 17 - Cajas hidráulicas de distribución del afluente. a) distribución de cajas de distribución de concreto en la parte superior de un reactor UASB; b) detalle de caja de distribución con alimentación central y flujo radial; c) caja de distribución de afluente rectangular de concreto; d) caja de distribución de afluente rectangular en fibra de vidrio

Fuente: Bressani-Ribeiro et al (2019)

4.4. Canales de recolección del efluente

Para garantizar un flujo uniforme en el compartimiento de decantación es necesario que el sistema cuente con canales de recolección del efluente, como se muestra en la [Figura 18](#). En la práctica suele usarse canales con vertedores triangulares o tubos perforados sumergidos. En este último caso es posible que se acumule nata en la parte superior del compartimiento de decantación, por lo que debe pensarse en un mecanismo de remoción de nata en la fase de diseño para evitar problemas operacionales.

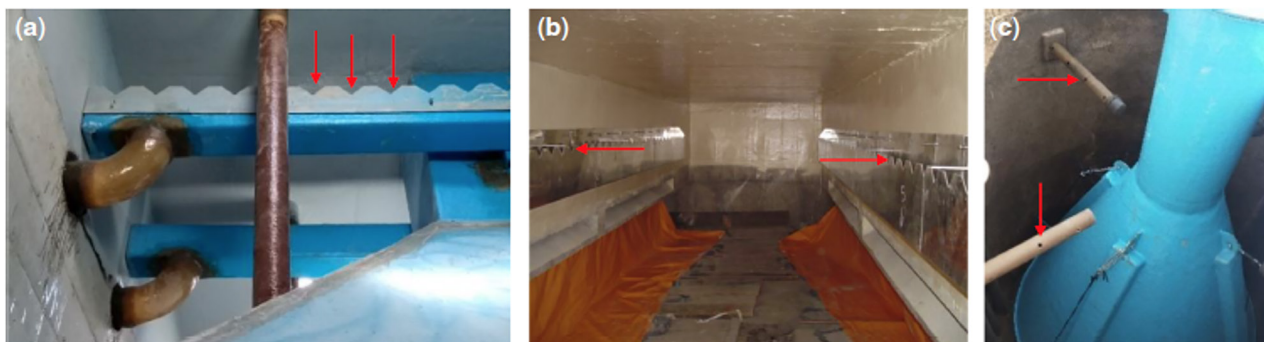


Figura 18 – Canales de recolección del efluente en reactores UASB. a) canales con vertedores triangulares en fibra de vidrio; b) canales con vertedores triangulares en acero inoxidable. c) tubos sumergidos perforados.

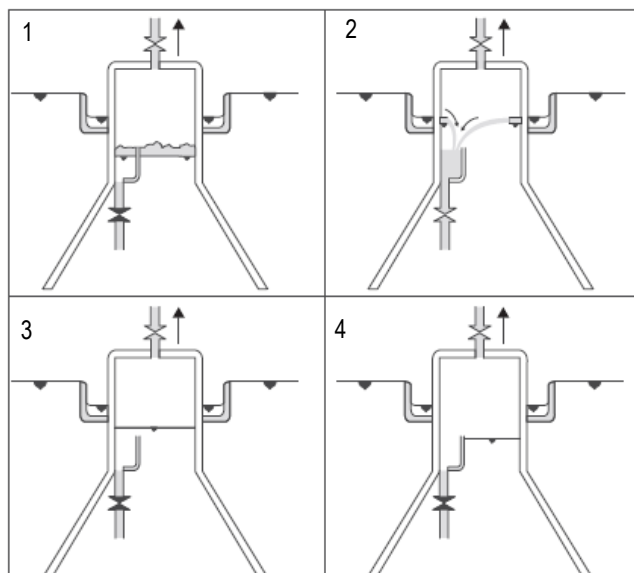
Adaptado de Bressani-Ribeiro et al (2019)

El alineamiento horizontal de los canales de recolección del efluente es clave para evitar cortos circuitos hidráulicos que afecten el funcionamiento del compartimiento de decantación. El fondo de los canales debe tener una inclinación mínima de 1% para que sean autolimpiantes. A la salida del reactor UASB debe evitarse caídas o cambios bruscos de dirección que promuevan condiciones de turbulencia del efluente anaeróbico para reducir la emisión de gases hacia la atmósfera (CH_4 y H_2S). Aspectos adicionales sobre la gestión de estos gases fugitivos pueden ser consultados en Brandt et. al (2018).

4.5. Separador trifásico y línea de biogás

El separador trifásico STF (gas – líquido – sólido) es un dispositivo esencial en los reactores UASB que se instala en la parte superior de la unidad. Detalles específicos del diseño de esta unidad se pueden consultar en Chernicharo (2007, 2013) y Bressani-Ribeiro et al. (2019). El material de esta unidad debe ser resistente a la corrosión por H_2S , o contar con un recubrimiento de protección especial (en el caso del concreto). El STF debe contar con un mecanismo interno de remoción de la nata para evitar la acumulación de este subproducto. La [Figura 19](#) muestra el principio de funcionamiento de un sistema de remoción de nata hidrostático.

La nata descartada debe ser tratada y descartada o aprovechada energéticamente. Un proceso de tratamiento de este subproducto debe ser previsto, según lo discutido en la [Sección 4.1](#). Elementos de cribado y espesamiento de la nata, seguidos de un sistema de deshidratación, son recomendables. Ver más información al respecto en Bressani Ribeiro et al. (2019) y en Lobato et al. (2018).



Secuencia del proceso de descarte de nata:

1. Nivel de nata durante la operación normal del reactor (línea de biogás presurizada con sello hidráulico para mantener el nivel de nata 2-3 cm debajo de la parte superior del canal de colecta de nata).
2. Elevación del nivel de nata que se alcanza con la liberación de la presión en la línea de biogás para permitir la entrada de la nata al canal interno.
3. Cierre de la válvula de descarte de nata del canal interno.
4. Aumento de la presión en la línea de biogás y regreso a la condición operacional mostrada en 1.

Figura 19 – Separador trifásico con sistema hidrostático de remoción de nata.

Adaptado de Bressani-Ribeiro et al. (2019)

Adicionalmente, el biogás generado en el reactor UASB se acumulará en el compartimiento de biogás del STF. Desde este punto deberá ser dirigido hacia su sistema de tratamiento/quema. El metano es un gas combustible cuando se mezcla con oxígeno de la atmósfera, por lo que cuidados especiales deben tomarse en cuenta para minimizar los riesgos asociados a su manejo. Algunos elementos mínimos de seguridad que deben ser considerados en el sistema recolección y conducción del biogás para PTARs de medio y gran porte son: válvula corta-llama, manómetro para medición de la presión de la línea de gases, válvula de alivio de presión y vacío en la línea, sello hidráulico para mantener una presión mínima en la línea y permitir la sedimentación de partículas sólidas, medidor de biogás, cajas de registro para purga de condensados, tubería resistente a la corrosión y quemador de biogás. Informaciones adicionales sobre el diseño del sistema de recolección y transporte del biogás en reactores UASB pueden consultarse en Chernicharo (2007, 2013) y en Possetti et al. (2018).

4.6. Descarte de lodo

El lodo anaeróbico deberá ser descartado periódicamente de los reactores UASB. Para ello se deben proveer dos tubos de descarte (Figura 16) a diferente altura. Una tubería estará localizada entre 0,20-0,30 m del fondo del reactor y otra estará localizada entre 1,00-1,50 m del fondo (al menos 0,50-1,0 m por debajo del deflector de gases). Debe proveerse un tubo de remoción de lodo por cada 20-30 m² de superficie de reactor. Para la tubería superior puede usarse un tubo de descarte por cada 30-50 m². Las tuberías deben tener un diámetro mínimo de 150 mm, con válvulas tipo guillotina / cuchilla, preferiblemente.

Con el fin de monitorear la altura del manto de lodo y calcular la masa de lodo en el interior del reactor UASB (ver Sección 5.2), durante la fase de diseño debe preverse la instalación de tuberías de muestreo distribuidas a lo largo de la altura del reactor anaeróbico, espaciadas como máximo cada 50cm, y con un diámetro mínimo de 50mm. El punto de muestreo inferior deberá estar a 0,20-0,30 m del fondo del reactor UASB. Más detalles pueden ser consultados en Bressani-Ribeiro et al. (2019) (2019), Lobato et al. (2018) y Chernicharo (2007, 2013).

Una línea de tratamiento de lodo debe ser prevista y adecuadamente dimensionada, según lo discutido en la Sección 4.1. Como mínimo, durante la fase de diseño, debe preverse la deshidratación (remoción de humedad libre) de este subproducto.

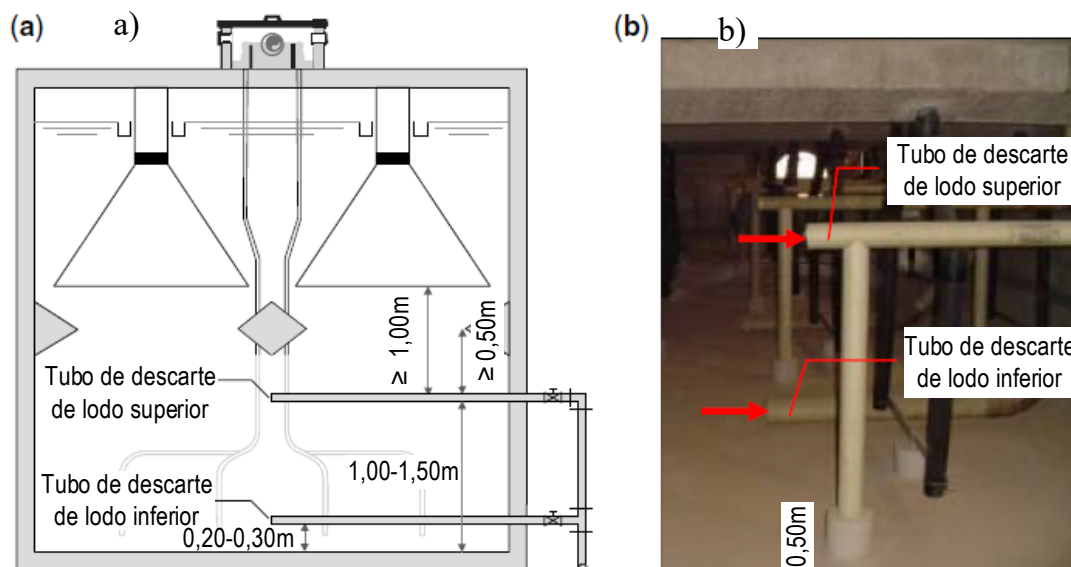


Figura 20 – Sistema de descarte de lodo: a) esquema de posición de tuberías; b) fotografía de sistema de descarte en sistema de escala plena
Adaptado de Bressani-Ribeiro et al (2019)

4.7. Eficiencia de tratamiento y tasas de generación de subproductos

El tratamiento anaeróbico de aguas residuales municipales por medio de reactores UASB permite remover materia orgánica (Demanda Química de Oxígeno, DQO y Demanda Bioquímica de Oxígeno, DBO), según se abordó en la [Sección 3](#). Para el caso de reactores UASB tratando aguas residuales municipales en países de clima tropical, eficiencias de remoción de DQO y DBO en torno a 55-70% y 60-75%, respectivamente, son esperables. También, es usual observar eficiencias de remoción de sólidos suspendidos totales (SST) entre aproximadamente 50-70%. Las ecuaciones 1, 2 y 3 fueron desarrolladas a partir de datos experimentales (ecuaciones empíricas) y permiten una estimación preliminar de la eficiencia de remoción de DQO, DBO y SST e función del Tiempo de Retención Hidráulica (TRH) (Bressani-Ribeiro et al., 2019).

$$E_{DQO} = 48 \cdot TRH^{0,14} \quad [1]$$

$$E_{DBO} = 49,2 \cdot TRH^{0,18} \quad [2]$$

$$E_{SST} = 144,8 \cdot TRH^{-0,41} \quad [3]$$

Donde, E_{DQO} , E_{DBO} , E_{SST} : eficiencias de remoción de DBO, DQO y SST, respectivamente (%); TRH: Tiempo de Retención Hidráulica (h) entre 4-16h; valores numéricos: constantes empíricas de calibración para los modelos de regresión lineal.

Las ecuaciones 1, 2 y 3 deben ser utilizadas con reservas, pues para su estimación se asumen condiciones operacionales adecuadas, particularmente para el control de la masa de lodo en el reactor y las rutinas de control de descarte de lodo (Ver [Sección 5.2](#)).

La generación de subproductos como el lodo, el biogás y la nata puede estimarse a partir de balances de masa basados en la conversión de la DQO ([Figura 15](#)) y tasas de generación típicas. En el caso del lodo, la Ecuación 4 permite estimar la masa de sólidos suspendidos totales que se genera con la remoción de la materia orgánica.

$$P_{lodo} = Y \cdot COD_{QO} \text{ aplicada} \quad [4]$$

Donde, P_{lodo} : producción de sólidos en el sistema ($kg_{SST} \cdot d^{-1}$); Y : coeficiente de producción celular en el sistema ($kg_{SST} \cdot kg_{DQO \text{ aplicada}}^{-1}$); $CO_{DQO} \text{ aplicada}$: carga orgánica de DQO

aplicada al sistema ($\text{kgDQO}\cdot\text{d}^{-1}$). Los valores de Y reportados para el tratamiento de aguas residuales municipales varían entre 0,10-0,20 $\text{kgSST}\cdot\text{kgDQOaplicada}^{-1}$. Nótese que la carga aplicada será mayor en caso de que el reactor UASB reciba otros afluentes además de aguas residuales municipales (lixiviado de relleno sanitario, lodo de tanques sépticos, lodo de descarte del tratamiento aeróbico). En esos casos un adecuado balance de masa del sistema debe ser realizado para estimar la producción de lodo de manera precisa. La línea de tratamiento de lodo debe diseñarse para la máxima producción de lodo esperable en el sistema para evitar problemas operacionales (Ver [Sección 5.2](#)).

El valor de P_{lodo} estima la masa seca de lodo generada. Para calcular la producción volumétrica de lodo que deberá ser descartada del reactor anaeróbico para mantener el sistema en equilibrio (condiciones estacionarias), la Ecuación 5 puede ser usada.

$$Q_{\text{lodo}} = \frac{P_{\text{lodo}}}{\gamma \cdot C_{\text{lodo}}} \quad [5]$$

Donde, Q_{lodo} : producción volumétrica de lodo ($\text{m}^3\cdot\text{d}^{-1}$); γ : masa específica del lodo (usualmente entre 1020-1040 $\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$); C_{lodo} : contenido de sólidos del lodo (%). El contenido de sólidos del lodo variará de acuerdo con el punto de descarte del lodo ([Figura 20](#)). En el tubo de descarte de lodo del fondo la concentración de sólidos puede estar en torno a 5%, mientras que en el superior concentraciones de sólidos entre 2% son esperables.

La producción total de nata de un sistema se puede estimar usando la ecuación 6.

$$P_{\text{nata}} = T_{\text{nata}} \cdot \text{CO}_{\text{DQO aplicada}} \quad [6]$$

Donde, P_{nata} : producción de nata en el sistema ($\text{kgST}\cdot\text{d}^{-1}$); T_{nata} : tasa de generación de nata ($\text{kgST}\cdot\text{kgDQOaplicada}^{-1}$); $\text{CO}_{\text{DQO aplicada}}$: carga orgánica de DQO aplicada al sistema ($\text{kgDQO}\cdot\text{d}^{-1}$). La tasa de generación de nata estará relacionada con la composición del afluente al reactor UASB, particularmente para la concentración de detritos y sólidos suspendidos. Valores de este parámetro entre 0,11 – 12,3 $\cdot 10^{-3}$ $\text{kgST}\cdot\text{kgDQOaplicada}^{-1}$ han sido reportadas para la nata acumulada en el interior de los STF.

Por último, con relación a la generación de biogás, balances de masa de DQO pueden ser realizados para estimar su producción en función de la carga orgánica afluente (CO^{DQO}), la carga de sulfato entrante al reactor (CO_{SO_4}), la producción de biomasa y la eficiencia del sistema. Adicionalmente, debe considerarse que una fracción del CH_4 generado saldrá disuelta en el efluente anaeróbico (30-40% del total generado, según Souza et al., 2011). Informaciones adicionales sobre este tema pueden consultarse en Chernicharo (2007). Con el fin de estimar preliminarmente el potencial de generación de biogás y su contenido aproximado de CH_4 , para condiciones típicas, una tasa de producción de biogás entre 165,6-247,8 (mediana de 211,1) $\text{NL}_{\text{biogás}}\cdot\text{kgDQOremovida}^{-1}$ (el N indica condiciones normales de presión y temperatura, es decir 20°C y 1 atm) con un contenido de CH_4 en torno a 70-80%v/v (Lobato et al., 2012). Estos valores deben considerarse con reserva, y una determinación más precisa, por medio de los balances de masa, debe ser realizada durante las fases de diseño del proyecto. Algunos avances recientes relacionados con la estimación del biogás y su aprovechamiento energético son introducidos en la [Sección 6](#).

4.8. Dimensionamiento preliminar

En esta sección se presenta un ejemplo de dimensionamiento preliminar de un reactor UASB, basado sólo en el caudal promedio de agua residual (Q_{prom}). Pero, se llama la atención sobre la necesidad de verificar todos los parámetros hidráulicos de operación del reactor (p. ex.: velocidad ascensional, velocidad en las aberturas de paso al decantador, tasas de aplicación del decantador) para los caudales promedio y máximo horario, con

el fin de cumplir con las recomendaciones contenidas en el [Cuadro 14](#). Los caudales promedio y máximo horario se calculan teniendo en cuenta las variables descritas en el ejemplo de dimensionamiento del tratamiento preliminar ([ítem 4.2 de la Nota Técnica 2](#)). Un ejemplo detallado de dimensionamiento de reactores UASB, que considera la mayoría de los elementos presentados en esta sección puede consultarse en Chernicharo (2007, 2013) y Bressani et al. (2019).

Datos de entrada:

- Caudal promedio de diseño (Q_{prom}): $250 \text{ L}\cdot\text{s}^{-1} = 900 \text{ m}^3\cdot\text{h}^{-1}$
- Temperatura mínima mensual de la fase líquida: 20°C . TRH adoptado: 9 h ([Cuadro 14](#)); profundidad útil del reactor UASB adoptada H_T : 4,7m ([Cuadro 14](#)).
- Concentración de contaminantes en el afluente: DQO: $500 \text{ mg}\cdot\text{L}^{-1}$; DBO: $250 \text{ mg}\cdot\text{L}^{-1}$; SST: $200 \text{ mg}\cdot\text{L}^{-1}$.
- Eficiencia de remoción de DQO: 60%, DBO: 70%, y SST de 70%.
- Coeficiente de producción celular de lodo Y : $0,15 \text{ kgSST}\cdot\text{kgDQOaplicada}^{-1}$; Contenido promedio de sólidos de lodo de descarte C_{lodo} : 3 %; masa específica del lodo de $1020 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}$; Tasa de generación de nata: $6,0\cdot 10^{-3} \text{ kgST}\cdot\text{kgDQOaplicada}^{-1}$; Tasa de generación de biogás (condiciones típicas): $211,1 \text{ NLbiogás}\cdot\text{kgDQOremovida}^{-1}$.

Solución:

El **Cuadro 15** presenta los resultados obtenidos para el dimensionamiento preliminar propuesto.

Cuadro 15 – Resultados de dimensionamiento preliminar, calidad de efluente y generación de subproductos

Parámetro	Ecuación	Resultado
1. Dimensionamiento preliminar de los reactores UASB		
Volumen total requerido - V_t (m³)	$V_t = Q_{prom} \cdot TRH$	8 100
Área total requerida (huella) - A_t (m²)	$A_r = V_t/H_T$	1 723,4
Número de reactores (adoptado) - N_r ¹	-	10
Área de cada reactor - A_r (m²)	$A_r = V_t/N_r$	172,3
Número de Separadores trifásicos por reactor UASB adoptado	-	6
Largo de cada reactor adoptado - L_r (m) ¹	Adoptado, múltiplo de 3.0 m	18,0
Ancho de cada reactor adoptado - b_r (m)	$b_r = A_r/L_r$	9,60
2. Calidad del efluente anaeróbico		
DQO (mg·L ⁻¹)	$C_{ef} = (1-E_f) \cdot C_{af}$	200
DBO (mg·L ⁻¹)		75
SST (mg·L ⁻¹)		60
3. Generación de subproductos		
Carga orgánica de DQO aplicada - $CO_{aplicada}$ (kgDQO·d ⁻¹)	$CO_{aplicada} = Q_{prom} \cdot DQO_{af}$	10 800
Carga orgánica de DQO removida - $CO_{removida}$ (kgDQO·d ⁻¹)	$CO_{removida} = Q_{prom} \cdot DQO_{af} \cdot E_{fDQO}$	6 480
Producción de masa seca de lodo (kgSST·d ⁻¹)	$P_{lodo} = Y \cdot CO_{DQO \text{ aplicada}}$	1 620
Producción volumétrica de lodo (m³·d ⁻¹)	$Q_{lodo} = \frac{P_{lodo}}{\gamma \cdot C_{lodo}}$	52,9
Producción de masa seca de nata (kgST·d ⁻¹)	$P_{nata} = T_{nata} \cdot CO_{DQO \text{ aplicada}}$	64,8
Producción de biogás (Nm³·d ⁻¹)	$Q_B = Tasa \cdot CO_{removida}$	1 367,9

¹ Por facilidad constructiva se recomienda un volumen máximo de cada reactor UASB de $2\,500 \text{ m}^3$, en este ejemplo el volumen unitario es de 810 m^3 . ² Se adopta un largo múltiplo

de 3,0 m, con el fin de ajustar los separadores trifásicos de manera óptima (ancho unitario de cada STF de 3,0 m). Ver información sobre STF prefabricados Étsus 1000 en [Sección6](#).

5. ASPECTOS DE CONSTRUCCIÓN Y OPERACIÓN

5.1. Aspectos constructivos críticos en reactores UASB

Una de las ventajas más importantes de los reactores UASB con relación a otras tecnologías es que no requieren de equipos electromecánicos ni medios de soporte en su interior, lo que facilita su proceso constructivo. Sin embargo, la práctica de más de 30 años en el área de construcción de reactores UASB ha demostrado una colección de errores constructivos recurrentes en proyectos en escala plena que comprometen la adecuada operación de las PTARs. Este apartado sintetiza los aspectos más críticos de la etapa constructiva de los reactores UASB, y en los cuales la inspección de obra o ente fiscalizador de la calidad del proyecto deben prestar especial atención. Un abordaje más profundo en este tema puede ser consultado en Chernicharo et al. (2019a).

El [Cuadro 16](#) presenta los aspectos constructivos más importantes a considerar para los reactores UASB.

Cuadro 16 – Aspectos constructivos críticos en reactores UASB

Factor	Descripción
Suficiencia de nutrientes y micronutrientes	Nitrógeno (N), fósforo (P), azufre (S) y una importante cantidad de elementos en pequeñas concentraciones (Ca, Mg, Fe, Ni, Co, Mo, Zn, Mg, Cu) deberán estar en el sustrato para garantizar que los microorganismos se desarrollen adecuadamente. Normalmente las aguas residuales municipales tienen la cantidad necesaria de esos elementos y no es necesario suplirlos por medios químicos.
Temperatura	La temperatura óptima para los microorganismos mesófilicos (condición más usual para reactores UASB tratando aguas residuales municipales) es entre 30 y 35°C. Aunque la digestión anaeróbica puede realizarse a temperaturas tan bajas como los 4°C (condiciones psicrófilas), para efectos prácticos, los reactores requieren de temperaturas arriba de 15°C en la fase líquida. Adicionalmente, variaciones bruscas de temperatura en el medio líquido del reactor de más de 2°C pueden afectar el proceso biológico.
pH, alcalinidad y ácidos volátiles	Estos tres parámetros están relacionados entre sí. Las arqueas metanogénicas tienen un rango óptimo de crecimiento para un pH entre 6,6 y 7,4, aunque pueden producir CH ₄ en un rango más amplio, entre 6,0 y 8,0. Valores de pH afuera de ese rango inhibirán el proceso metanogénico, promoviendo la acumulación de ácidos grasos, y reduciendo más el pH (acidificación del reactor). En el caso de las aguas residuales municipales, normalmente el afluente tiene suficiente alcalinidad para evitar una variación brusca del pH.
Presencia de compuestos tóxicos	Aunque algunos elementos pueden ser necesarios como nutrientes o micronutrientes, en concentraciones excesivas pueden causar la inhibición de la actividad microbiana o hasta tener un efecto bactericida. En el caso de los microorganismos anaeróbicos, concentraciones elevadas de sales (Ca ²⁺ , Mg ²⁺ , K ⁺ , Na ⁺), amoníaco (NH ₃), sulfuro (S ²⁻) y metales pesados (Cr, Ni, Zn, Cu, As, CN ⁻) pueden producir su inhibición y muerte. En el caso de las aguas residuales municipales, normalmente el riesgo de inhibición por estos compuestos es mínimo.

Factor	Descripción
Suficiencia de nutrientes y micronutrientes	Nitrógeno (N), fósforo (P), azufre (S) y una importante cantidad de elementos en pequeñas concentraciones (Ca, Mg, Fe, Ni, Co, Mo, Zn, Mg, Cu) deberán estar en el sustrato para garantizar que los microorganismos se desarrollen adecuadamente. Normalmente las aguas residuales municipales tienen la cantidad necesaria de esos elementos y no es necesario suplirlos por medios químicos.
Temperatura	La temperatura óptima para los microorganismos mesofílicos (condición más usual para reactores UASB tratando aguas residuales municipales) es entre 30 y 35°C. Aunque la digestión anaeróbica puede realizarse a temperaturas tan bajas como los 4°C (condiciones psicrófilas), para efectos prácticos, los reactores requieren de temperaturas arriba de 15°C en la fase líquida. Adicionalmente, variaciones bruscas de temperatura en el medio líquido del reactor de más de 2°C pueden afectar el proceso biológico.
pH, alcalinidad y ácidos volátiles	Estos tres parámetros están relacionados entre sí. Las arqueas metanogénicas tienen un rango óptimo de crecimiento para un pH entre 6,6 y 7,4, aunque pueden producir CH ₄ en un rango más amplio, entre 6,0 y 8,0. Valores de pH afuera de ese rango inhibirán el proceso metanogénico, promoviendo la acumulación de ácidos grasos, y reduciendo más el pH (acidificación del reactor). En el caso de las aguas residuales municipales, normalmente el afluente tiene suficiente alcalinidad para evitar una variación brusca del pH.
Presencia de compuestos tóxicos	Aunque algunos elementos pueden ser necesarios como nutrientes o micronutrientes, en concentraciones excesivas pueden causar la inhibición de la actividad microbiana o hasta tener un efecto bactericida. En el caso de los microorganismos anaeróbicos, concentraciones elevadas de sales (Ca ²⁺ , Mg ²⁺ , K ⁺ , Na ⁺), amoníaco (NH ₃), sulfuro (S ²⁻) y metales pesados (Cr, Ni, Zn, Cu, As, CN ⁻) pueden producir su inhibición y muerte. En el caso de las aguas residuales municipales, normalmente el riesgo de inhibición por estos compuestos es mínimo.

Adaptado de Chernicharo et al. (2019a)

5.2. Aspectos de operación críticos en reactores UASB

La simplicidad en la operación de los reactores UASB para el tratamiento de las aguas residuales municipales es una de las ventajas de esta tecnología. Sin embargo, la presencia y actividad de un personal de operación y mantenimiento bien capacitado es fundamental para garantizar que el proceso se realiza de manera óptima. La fase de operación de una planta de tratamiento consiste en (Chernicharo et al., 2019b): (i) ejecutar las rutinas operacionales necesarias para su buen funcionamiento; (ii) programar y ejecutar las actividades de mantenimiento de los distintos elementos del sistema; y (iii) recabar, almacenar, interpretar y comunicar la información de la operación del sistema, de modo que puedan tomarse decisiones de operación del sistema y se reporte el desempeño de la PTAR a las autoridades correspondientes.

En esta sección se resumen los aspectos más importantes a considerar para la buena operación de los reactores UASB. Detalles complementarios sobre los parámetros, rutinas y corrección de problemas operacionales pueden ser consultados en Chernicharo (2007) y Chernicharo et al. (2019b). La [Figura 21](#) muestra los puntos de control operacional principales en un reactor UASB, mientras que el [Cuadro 17](#) presenta los parámetros de control operacional indispensables que deben ser monitoreados para cada uno de los puntos señalados en la [Figura 21](#).

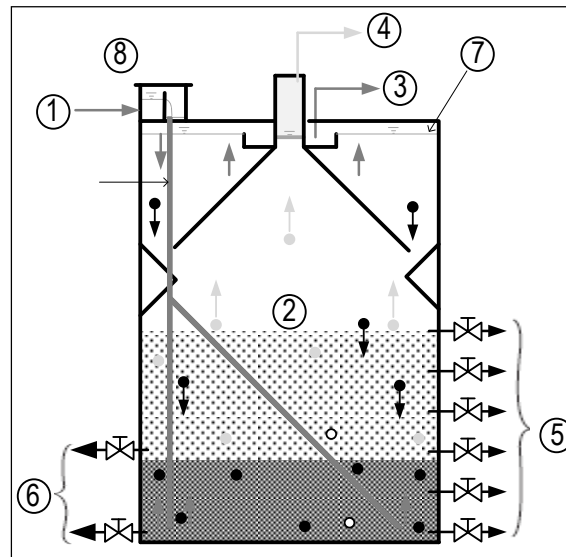


Figura 21 – Puntos a monitorear en un reactor UASB
Adaptado de Chernicharo (2007, 2013)

Cuadro 17 – Parámetros operacionales recomendados a monitorear en reactores UASB

Objetivo operacional	Parámetros	Puntos que monitorear	Frecuencia de medición ¹
Eficiencia del tratamiento ²	Sólidos sedimentables	1, 3	Diario
	Sólidos Suspendedos totales (SST)	1, 3	Semanal
	DQO total	1, 3	Semanal
	DBO total	1, 3	Quincenal
	Coliformes termotolerantes	1, 3	Quincenal
	Huevos de helmintos	1, 3	Quincenal
Estabilidad operacional	Temperatura	1, 2	Diaria
	pH	1, 2	Diaria
	Alcalinidad	1, 3	Semanal
Cantidad y calidad del lodo	Sólidos Totales (ST)	5, 6	Semanal
	Sólidos Volátiles Totales (SVT)	5, 6	Semanal
Biogás	Volumen de producción de biogás	4	Diario
	Composición de biogás (CH ₄ , CO ₂ , N ₂) ³	4	Mensual
Control de malos olores y corrosión ⁴	Percepción de malos olores (H ₂ S) por medio del olfato	8	Diario
	Corrosión de estructuras cercanas (visual)	7, 8	Semestral, Mensual

¹ La frecuencia puede variar según la escala del sistema. ² Los parámetros a medir pueden variar según la reglamentación de referencia y el tipo de postratamiento y/ o disposición final del efluente. ³ parámetros adicionales pueden ser necesarios en función del tipo de aprovechamiento / disposición del biogás en la PTAR. ⁴ parámetros adicionales pueden ser requeridos en función de las medidas de control / mitigación implementadas en la PTAR.

Adaptado de Chernicharo (2007, 2013)

Los parámetros operacionales señalados en el [Cuadro 17](#) se enfocan a un reactor UASB en su fase de operación estable. Particularmente para la fase de arranque del sistema, será necesario realizar un monitoreo más intensivo de algunos parámetros que pueden consultarse en Chernicharo (2007, 2013).

La medición de los parámetros mostrados en el [Cuadro 17](#) es una responsabilidad de la Operación de la PTAR, que debe almacenar los datos y usarlos para tomar decisiones operativas oportunas. Los procedimientos de muestreo y análisis mostrados en el [Cuadro 17](#) pueden consultarse en distintas referencias de la literatura (AWWA, 2012; Chernicharo, 2007, 2013; Metcalf y Eddy, 2014)

Por otro lado, la experiencia de varias décadas de operación de reactores UASB tratando aguas residuales municipales ha permitido identificar una colección de aspectos que suelen ser omitidas o descuidadas en las PTARs con reactores UASB. Esto conlleva una afectación en el desempeño del sistema que puede desembocar en un incumplimiento de los límites de vertido, e incluso en daños severos a la infraestructura y seguridad del equipo de operación. El [Cuadro 18](#) presenta algunos de los más importantes.

Cuadro 18 – Aspectos operacionales críticos para los reactores UASB

Aspecto	Fallas más comunes detectadas	Comentarios y elementos críticos para considerar durante la operación
Gestión de fase sólida	Acumulación excesiva de sólidos en el reactor UASB	<p>Según las condiciones de diseño (ver Sección 4.2), el reactor UASB tiene una capacidad límite de acumulación de lodo en el compartimiento de digestión que no puede ser sobrepasada. Bajo condiciones operacionales adecuadas, el efluente del reactor UASB debería tener una concentración de sólidos sedimentables por debajo de 1,0 mL/L, con una concentración de sólidos totales en el punto de muestreo superior (ubicado inmediatamente debajo del deflector de gases) siempre inferior a 0,5%. De esta forma, es imperativo evitar la acumulación excesiva de sólidos en el reactor UASB. De otro modo, podrá ocurrir una elevada pérdida de sólidos en el efluente y se afectará negativamente el postratamiento, colmatando el medio de soporte en el caso de los filtros biológicos percoladores, por ejemplo.</p> <p>La Operación debe establecer y seguir una rutina de muestreo y descarte de lodo del reactor UASB, de modo a calcular la biomasa anaeróbica total en el sistema y el volumen de lodo a ser evacuado (desde ambas alturas del reactor) durante los descartes. El establecimiento de límites mínimo y máximo de masa de lodo en el reactor UASB y la verificación de que la biomasa se mantenga en ese rango, también es una responsabilidad de la Operación.</p> <p>Problemas relacionados con la capacidad o buen funcionamiento del proceso de deshidratación de lodo (lechos de secado o sistemas mecanizados) también producirán un cuello de botella en el descarte de los lodos. La Operación debe tener pleno conocimiento y control de la gestión (mediante cálculos) de esos procesos y de las necesidades de mantenimiento de cualquier equipo mecanizado, de modo a no interrumpir las actividades de descarte de lodo. Un adecuado diseño y construcción / instalación de estas unidades es indispensable para dar todas las herramientas necesarias a la Operación.</p>
	Lodo contaminado	Problema asociado a fallas en el tratamiento preliminar. Puede afectar el tipo de disposición final del lodo, evitando su valorización en la agricultura,

Aspecto	Fallas más comunes detectadas	Comentarios y elementos críticos para considerar durante la operación
	con exceso de detritos	por ejemplo. La Operación debe revisar que las rejillas y desarenador / desengrasador opera adecuadamente. Este elemento también depende de un adecuado diseño y construcción de esa etapa del tratamiento (ver Sección 4.1 y Nota Técnica de Tratamiento Preliminar de esta colección).
	Problemas relacionados con la recepción de efluentes no domésticos en la PTAR	<p>Las PTARs pueden recibir efluentes no domésticos (END) como lixiviados de rellenos sanitarios, lodo de tanques sépticos o PTARs descentralizadas, siempre y cuando se haya realizado evaluaciones criteriosas de manera anticipada. Estos efluentes pueden ser recibidos por medio de camiones cisterna, o por medio del alcantarillado sanitario.</p> <p>La Operación debe definir el momento más adecuado para alimentar la línea de agua con estos efluentes (u horario permitido de descarga en el alcantarillado sanitario), de modo a no provocar una sobrecarga hidráulica y orgánica en el sistema (normalmente en períodos de bajo caudal). También es necesario que inspeccione criteriosamente los efluentes que llegan a la PTAR, estableciendo un protocolo de recepción y análisis de muestras. De este modo podrá reducir el riesgo de posibles sustancias tóxicas y calcular la producción adicional de lodo esperable para garantizar que la línea de tratamiento de lodo tiene capacidad suficiente, evitando los problemas de acumulación de lodo explicados anteriormente.</p> <p>Una vez más, un diseño y construcción / instalación de equipos adecuados para la recepción de cualquier efluente no municipal, además de una reglamentación estricta y bien aplicada para la descarga de efluentes no domésticos en la red de alcantarillado sanitario, son necesarios para dar las herramientas mínimas para la Operación.</p>
	Problemas relacionados con la recirculación de lodo aeróbico durante su descarte	<p>El lodo aeróbico de la etapa de post-tratamiento puede ser descartado y enviado al inicio de la PTAR para ser digerido anaeróbicamente en el reactor UASB. Esta maniobra operacional puede producir una sobrecarga hidráulica momentánea en el reactor UASB que puede causar el arrastre de lodo hacia el efluente.</p> <p>La Operación debe definir el momento más adecuado para realizar esta maniobra, normalmente durante períodos de baja carga hidráulica. Además, es recomendable mantener un nivel de lodo bajo en las unidades de decantación secundaria del post-tratamiento aeróbico (caudales de descarte de lodo bajos, pero más frecuentes).</p> <p>Estas consideraciones, junto con una adecuada gestión del lodo que no permita su acumulación (ver primera fila), evitarán escapes de lodo indeseados.</p>
	Acumulación de nata en el interior del separador trifásico	<p>Al igual que con el lodo, la Operación debe establecer y seguir rutinas de descarte de nata del interior del STF para evitar su acumulación excesiva.</p> <p>La atención de la Operación, por medio de revisiones frecuentes en los STFs (que deben tener escotillas de inspección) también son una práctica necesaria que permitirá definir la periodicidad de limpieza requerida.</p> <p>Un dispositivo de descarte de nata, como se abordó en la Sección 4 es necesario para facilitar la labor de la Operación.</p>
Gestión de fase líquida	Colmatación de tubos de alimentación	Los tubos de alimentación de afluente pueden obstruirse por causa de los sólidos entrantes. La Operación debe inspeccionar periódicamente y desobstruir estos elementos en caso de ser necesario.
	Acumulación de lodo en los canales de salida	La Operación debe inspeccionar los canales de salida del efluente de los reactores UASB para limpiarlos con un chorro de agua y evitar la acumulación de lodo en estos elementos.
Gestión de fase gaseosa	Fugas en línea de biogás	La Operación debe inspeccionar periódicamente la línea de biogás, principalmente en el punto de unión con el separador trifásico, para detectar y corregir posibles puntos de fuga de biogás (fuente importante de malos olores).

Aspecto	Fallas más comunes detectadas	Comentarios y elementos críticos para considerar durante la operación
	Quemador de biogás apagado	En caso de quemar el biogás, la Operación debe verificar que la antorcha está encendida y opera adecuadamente.
	Condensados en línea de biogás	La Operación debe revisar el nivel de agua en el sello hidráulico y purgar la línea de biogás (por medio de válvulas de condensados) periódicamente.
	Emisiones fugitivas de H ₂ S y CH ₄	La Operación debe verificar que el sistema de control de emisiones fugitivas opera adecuadamente, particularmente para el funcionamiento de exhaustores u otros equipos mecanizados. Ver más sobre este tema en Brandt et al. (2018).

Adaptado de Chernicharo (2007) y Chernicharo et al. (2019b)

Varios de estos aspectos no solo dependen del operador, siendo necesario un adecuado diseño y construcción del sistema de tratamiento para su implementación durante la etapa operación, según se abordó en las [Secciones 4 y 5.1](#).

Adicional a los aspectos presentados en el [Cuadro 18](#), la Operación debe contar con un plan de salud y seguridad ocupacional que incluya capacitaciones del equipo operador, planes de gestión del riesgo, registro e investigación de accidentes, entre otros. Más información al respecto puede ser consultada en Chernicharo (2007, 2013).

6. AVANCES RECIENTES

En años recientes ha habido un esfuerzo importante por parte de varios grupos de investigación (particularmente en Brasil, pero también en otros países) para mejorar y optimizar el funcionamiento de los reactores UASB para el tratamiento de las aguas residuales municipales. Estos esfuerzos se concentran en optimizar las fases de diseño, construcción y operación de PTARs con reactores UASB, junto con la producción y comercialización de algunos productos simplificados y de menor costo con relación a otras opciones disponibles en los países desarrollados. Esta sección presenta algunos de los avances de mayor potencial de aplicación para los proyectos de reactores UASB.

A nivel de difusión y consolidación de conocimientos teóricos y prácticos, en los años 2018 y 2021 dos ediciones de Notas Técnicas relacionadas con la gestión sostenible de las aguas residuales municipales, con especial énfasis en los reactores anaeróbicos tipo UASB. La colección del 2018 está compuesta por 6 Notas Técnicas (NT), y se titula *Contribución para el perfeccionamiento del diseño, la construcción y la operación de reactores UASB aplicados al tratamiento de aguas residuales urbanas*, y está estructurada como se muestra a continuación:

- NT-1: *Temas de interés*. Presentación de la colección y síntesis.
- NT-2: *Tratamiento preliminar, bombeo y distribución de caudal*. Abordado en otra Nota Técnica de esta colección del BID.
- NT-3: *Gestión del lodo y la nata*. Contenido sintetizado en este documento.
- NT-4: *Control de corrosión y emisiones gaseosas*. Contiene medidas para reducir los problemas asociados a la emisión de H₂S y para su tratamiento de manera económica y eficaz.
- NT-5: *Biogás y emisiones fugitivas de metano*. Contiene medidas para el transporte y medición del biogás y su quema efectiva, además de aspectos relacionados con la seguridad.
- NT-6: *Calidad del efluente*. Abordado en otra Nota Técnica de esta colección del BID.

Muchos de estos temas fueron parcialmente desarrollados en este documento, y el lector puede profundizar en cualquier aspecto que considere necesario en esas NTs. La colección de Notas Técnicas del año 2018 tiene una edición en español (Edición 214 de la Revista DAE), que puede ser descargada en este enlace: <http://revistadae.com.br/site/artigos/214>.

Las colecciones de Notas Técnicas del año 2021 (edición de la revista ESA, volumen 1 de 2021) están disponibles en portugués y están en proceso de edición y publicación a la fecha de redacción de este documento. La edición consta de varias colecciones que abordan temas como la gestión de las aguas residuales (caracterización cualitativa y cuantitativa de aguas residuales municipales, impactos de la descarga de efluentes no municipales en la red de alcantarillado), valorización y gestión de subproductos gaseosos (herramientas para estimar la cantidad de biogás generado, su tratamiento y su quema, técnicas de control de emisiones gaseosas fugitivas del efluente anaeróbico), valorización y gestión de los subproductos sólidos (disposición agrícola del lodo, pretratamiento y codigestión de sustratos para aumentar la producción de biogás), remoción y recuperación de subproductos y evaluación de la sostenibilidad del saneamiento. Esta colección incluye una serie de programas informáticos y hojas de cálculo de Excel para auxiliar a diseñadores y operadores de PTARs con reactores anaeróbicos para estimar la generación de biogás y su potencial energético, estimar y gestionar la masa de lodo en el reactor UASB, estimar la huella de carbono de PTARs según el tipo de gestión de los subproductos generados, entre otras. Pueden ser accedidas en este enlace: http://abes-dn.org.br/?page_id=43257.

Adicionalmente, algunos productos recientemente desarrollados por el INCT PTARs sostenibles en colaboración con empresas privadas y empresas de saneamiento en Brasil incluyen un separador trifásico modular Étsus 1000, como se muestra en la **Figura 22**.

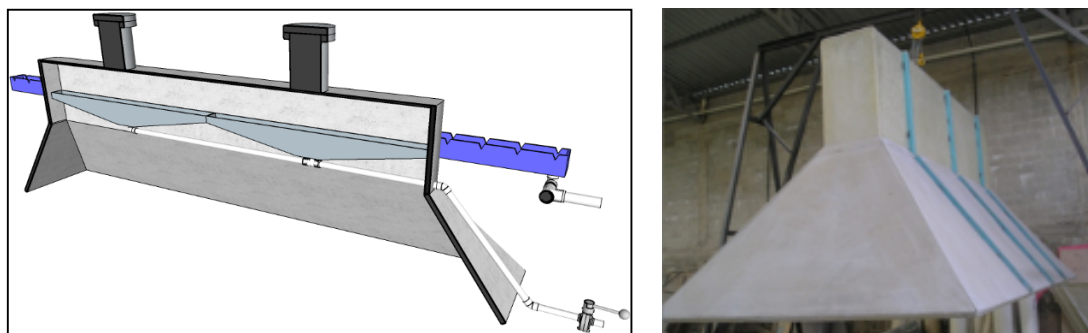


Figura 22 - Separador Trifásico Modular Étsus 1000

El separador trifásico *Étsus 1000* está fabricado mayoritariamente en fibra de vidrio e incluye los principales elementos requeridos en los STF estudiados en este documento: sistema de remoción de nata, canales de recolección de efluente, escotillas de inspección herméticas. Adicionalmente, por su composición es ligero y resistente a la corrosión, y su condición modular permite su ajuste a reactores UASB de diferente capacidad (el reactor UASB debe tener una longitud útil que sea un múltiplo de 3,0m, ancho de funcionamiento de cada STF *Étsus 1000*).

7. CONSIDERACIONES FINALES

Los reactores UASB son una tecnología madura para el tratamiento de aguas residuales municipales de amplio uso en países de clima tropical en PTARs de todas las escalas. Sin embargo, como cualquier tecnología de tratamiento, el éxito de su implementación depende de aspectos de diseño, construcción, operación y administración de los sistemas. Este documento presenta una consolidación de distintas referencias actualizadas que resume más de 30 años de experiencias en este tema, que se espera sirva como guía para que el lector pueda aprender los conceptos básicos que le permitan profundizar en la materia por cuenta propia cuando así lo requiera.

Finalmente, la mayoría de los países de América Latina cuenta con las condiciones y características climáticas, sociales y económicas que pueden beneficiarse del uso de los reactores anaeróbicos y potencializar su aplicación como piedra angular en la ruta hacia un saneamiento sostenible y universal de las aguas residuales municipales en la región. Se espera que este documento sea un modesto aporte en esa dirección.

8. REFERENCIAS

Agência Nacional de Águas. (2020). Atlas Esgotos: atualização da base de dados de estações de tratamento de esgotos no Brasil. Brasília: ANA.

Andreoli, C., Von Sperling, M. y Fernandes, F. (2014). *Lodo de esgotos: tratamento e disposição final* (Segunda Edición). Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental, UFMG.

AWWA. (2012). *Standard methods for the examination of water and wastewater*. (E. W. Rice, A. D. Eaton, y L. S. Clesceri, Editores) (22nd ed.). Washington D.C: American Public Health Association (APHA), American Water Works Association (AWWA) and Water Environment Federation (WEF).

Bezerra, A. S., Chernicharo, C. A. L., Lapolli, F. R., Sperling, M. V., Kato, T. M., Piveli, R. P. y Bressani, T. R. (2019) *Tecnologias de tratamento de correntes de esgotos não segregadas aplicadas a empreendimentos habitacionais*. En: Caracterização, Tratamento e Gerenciamento de Subprodutos de Correntes de Esgotos Segregadas e Não Segregadas em Empreendimentos Habitacionais (1a ed.). Fortaleza, Brasil, Rede cooperativa de pesquisas - RENTED, 219-390.

Brandt, E., Bohrer Santos, J. M., Souza, C. L., Collere Possetti, G. R., Bressani Ribeiro, T. y Chernicharo, C. A. L. (2018) Contribución para el perfeccionamiento del diseño, la construcción y la operación de reactores UASB aplicados al tratamiento de aguas residuales urbanas - Parte 4: Control de corrosión y emisiones gaseosas. *Revista DAE*, 66 (214), 56-72.

Bressani, T., Chernicharo, C. A. L., Lobato, L. C. S. y Neves, P. N. P. (2019) *Design of UASB reactors for sewage treatment*. En: Anaerobic Reactors for Sewage Treatment: Design, Construction and Operation (primera edición). IWA Publishing, 61-116.

Chernicharo, C. A. L. y Bressani, T. (Editores). (2019). *Anaerobic Reactors for Sewage Treatment: Design, Construction and Operation*. IWA Publishing. <https://doi.org/10.2166/9781780409238>

Chernicharo, C. A. L. (2007). *Reatores anaeróbios* (Segunda edición). Belo Horizonte, Brasil: Editora UFMG.

Chernicharo, C. A. L., Bressani-Ribeiro, T. y Lobato, L. C. S. (2019a) *Construction of UASB reactors for sewage treatment*. En: Anaerobic Reactors for Sewage Treatment: Design, construction and operation (primera edición). IWA Publishing, 117-130.

Chernicharo, C. A. L., Bressani-Ribeiro, T. y Lobato, L. C. S. (2019b). *Operation of UASB reactors for sewage treatment*. En: Anaerobic Reactors for Sewage Treatment: Design, construction and operation (primera edición). IWA Publishing, 131-163.

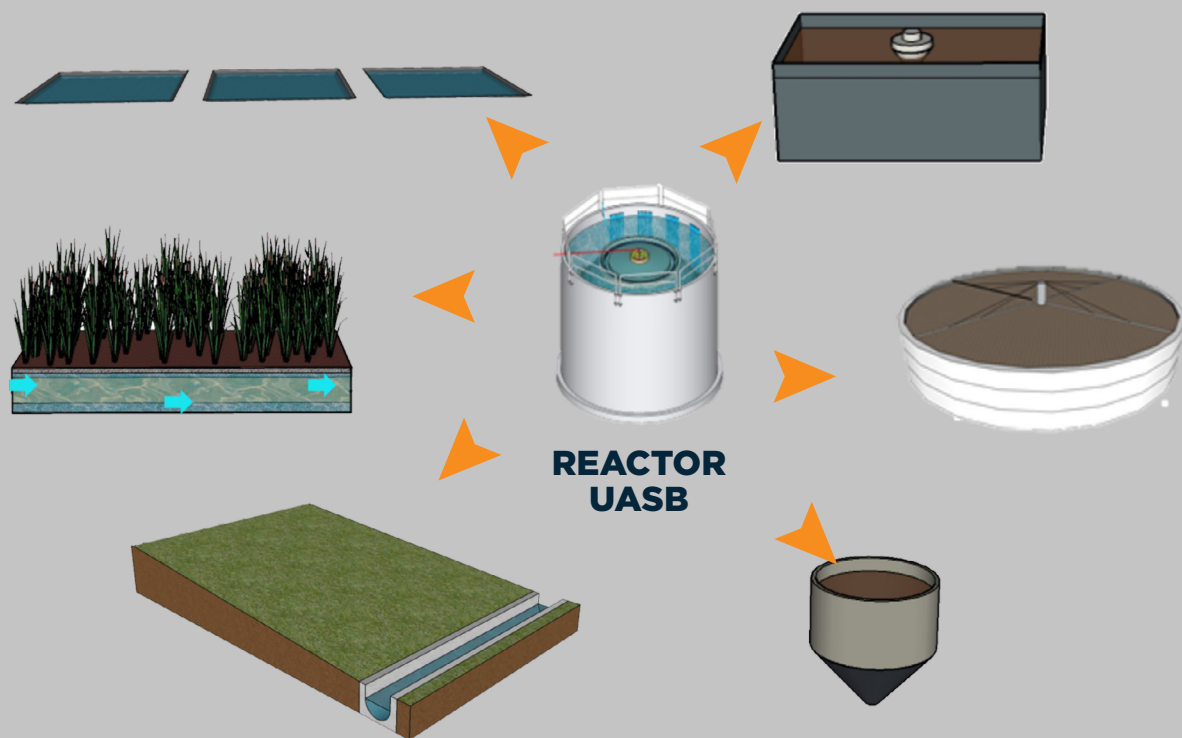
Lettinga, G. (2014). *My Anaerobic Sustainability Story*. Wageningen: LeAF.

Lobato, L. C. S., Ribeiro, T. B., Silva, B. S., Flórez, C. A. D., Neves, P. N. P. y Chernicharo, C. A. L. (2018) Contribución para el perfeccionamiento del diseño, la construcción y la operación de reactores UASB aplicados al tratamiento de aguas residuales urbanas - Parte 3: Gestión del lodo y la nata. *Revista DAE*, 66 (214), 30-55.

Lobato, L. C. S., Chernicharo, C. A. L. y Souza, C. L. (2012). Estimates of methane loss and energy recovery potential in anaerobic reactors treating domestic wastewater. *Water Science and Technology*, 66(12), 2745-2753. <https://doi.org/10.2166/wst.2012.514>

■ NOTA TÉCNICA 4

POSTRATAMIENTO DE EFLUENTES DE REACTORES ANAERÓBICOS



AUTORES:

- Carlos Augusto de Lemos Chernicharo
- Thiago Bressani Ribeiro

COLABORADOR:

- Vera Tainá Mota

NOTA TÉCNICA 4

POSTRATAMIENTO DE EFLUENTES DE REACTORES ANAERÓBICOS

INTRODUCCIÓN.....	79
REMOCIÓN DE CONTAMINANTES RELEVANTES PARA EL POSTRATAMIENTO DE EFLUENTES ANAERÓBICOS	79
Materia orgánica.....	79
Nitrógeno y fósforo	80
Microorganismos patógenos	81
JUSTIFICACIÓN PARA EL USO DE SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES COMPUESTOS POR REACTOR ANAERÓBICO SEGUIDO DE POSTRATAMIENTO.....	82
PRINCIPALES TECNOLOGÍAS DE POSTRATAMIENTO DE EFLUENTES ANAERÓBICOS.....	83
Sistemas extensivos	83
Sistemas intensivos	86
COMPARACIÓN ENTRE LAS TECNOLOGÍAS DE POSTRATAMIENTO	91
Eficiencia del tratamiento	92
Área requerida y demanda de energía para aireación	94
Producción de lodo y frecuencia de descarte	95
AVANCES RECIENTES	96
Filtros Percoladores Rellenos con Espuma.....	96
Reúso de efluente para fines agrícolas.....	96
Gestión de lodo en sistemas combinados anaeróbico-aeróbico	97
ANÁLISIS CRÍTICO DE LAS OPCIONES DE POSTRATAMIENTO	98
CONSIDERACIONES FINALES.....	100
REFERENCIAS.....	101

1. INTRODUCCIÓN

Los reactores anaeróbicos son ampliamente utilizados para el tratamiento de agua residual municipal en algunos países de clima tropical (por ejemplo, India y Brasil), donde las elevadas temperaturas favorecen el proceso de digestión anaeróbica. Entre las configuraciones existentes, los reactores anaeróbicos de manto de lodo y flujo ascendente (UASB, de sus siglas en inglés, *upflow anaerobic sludge blanket*) y sus variantes, son los más utilizados; principalmente debido a los bajos costos de instalación y operación, simplicidad operacional y baja producción de sólidos (lodo), en comparación con los procesos aeróbicos convencionales (ver Lobato et al. (2018)).

A pesar de que los reactores UASB tienen una capacidad significativa de remoción de la materia orgánica presente en el agua residual municipal, los reactores anaeróbicos difícilmente producen efluentes que cumplan con los límites establecidos por la legislación ambiental. Por lo tanto, es de gran importancia el postratamiento de estos efluentes como una forma de adecuar el efluente tratado para cumplir con los requisitos legales, además de garantizar la preservación de la calidad ambiental y la salud pública (Chernicharo et al., 2018). El principal papel del postratamiento es complementar la remoción de materia orgánica y remover compuestos que son poco afectados durante el tratamiento anaeróbico, tal como el nitrógeno, el fósforo y organismos patógenos. El grado de remoción necesario de estos compuestos dependerá de los requerimientos de la legislación ambiental.

2. REMOCIÓN DE CONTAMINANTES RELEVANTES PARA EL POSTRATAMIENTO DE EFLUENTES ANAERÓBICOS

2.1. Materia orgánica

Tal como fue abordado en la [Nota Técnica 1](#) (NT) de esta serie, la descarga de materia orgánica en cuerpos de agua contribuye con la reducción de los niveles de oxígeno disuelto (OD), debido a que los microorganismos presentes en el agua utilizan oxígeno en el proceso de degradación de compuestos orgánicos. En los reactores anaeróbicos, la materia orgánica es removida principalmente por el proceso de conversión en otros compuestos orgánicos y finalmente, en gas metano, que presenta un elevado potencial energético (ver NT 3 de esta serie). Esta fracción de materia orgánica removida contribuye con la formación de nuevas células (lodo), mientras que una parte remanente de materia orgánica permanece en el efluente anaeróbico, debido a la posible digestión incompleta o conversión en productos de metabolismo microbiano de menor biodegradabilidad que son liberados al medio, estos son los llamados productos microbianos solubles (SMP, de sus siglas en inglés, *soluble microbial products*).

La eficiencia de remoción de materia orgánica de agua residual municipal en reactores UASB y sus variantes, usualmente se expresa en términos de remoción de demanda bioquímica de oxígeno (DBO), normalmente la eficiencia se encuentra entre 60% y 75%. De esta forma, las concentraciones efluentes de DBO de reactores anaeróbicos se encuentran en el rango de 60 a 160 mg.mL⁻¹, considerando agua residual municipal con concentraciones típicas (Chernicharo, 2007). Estos valores usualmente no cumplen con los límites de legislación ambiental, que pueden establecer eficiencias de remoción mayores o concentraciones menores de DBO en el efluente para vertido en cuerpo hídricos.

Normalmente, se utiliza un proceso aeróbico como complemento del tratamiento anaeróbico. El tratamiento aeróbico incrementa la remoción de materia orgánica debido

a su oxidación completa a CO_2 . En algunos casos, como en sistemas intensivos (por ejemplo, lodos activados), existe mayor producción de lodo, mientras que, en sistemas extensivos, como en *wetlands* horizontales (o humedales construidos) y lagunas, el lodo producido es digerido en la propia unidad, facilitando su gestión. También, existen casos en los que la combinación de diferentes procesos anaeróbicos permite el cumplimiento de legislaciones con eficiencias menos estrictas y de concentración de DBO en el efluente de vertido (por ejemplo, eficiencia de remoción de 80% y concentración de vertido de 60 mgDBO.L^{-1}), como es el caso de los sistemas compuestos por un tanque séptico y un reactor UASB, seguido de un filtro anaeróbico (utilizado usualmente para pequeñas poblaciones). Sin embargo, frente a las opciones de postratamiento aeróbico, el uso de biofiltro anaeróbico después del reactor UASB actualmente es poco utilizado, pues su incremento en la remoción de materia orgánica es significativamente inferior en comparación a un postratamiento aeróbico, además no permite la incorporación de oxígeno disuelto en el efluente final.

2.2. Nitrógeno y fósforo

Conforme a lo indicado en la NT 1 de esta serie, el nitrógeno en el agua residual municipal se encuentra predominantemente en su forma orgánica y como nitrógeno amoniacal. Después del proceso de tratamiento anaeróbico, el nitrógeno es encontrado preferencialmente en la forma amoniacal (ion amonio- NH_4^+), considerando que el pH del efluente anaeróbico se encuentra típicamente en valores cercanos a 7. El nitrógeno amoniacal contribuye al consumo de OD en el cuerpo receptor debido al proceso de nitrificación. Adicionalmente, en el cuerpo receptor, el NH_4^+ puede pasar para la forma de amoníaco (NH_3) (según el pH), el cual es tóxico para la biota acuática. Sin embargo, el principal problema asociado a la descarga de efluentes con nitrógeno y fósforo es la eutrofización, asociada principalmente al crecimiento excesivo de algas y eventualmente, de cianobacterias.

La remoción biológica total ocurre por la asimilación celular, y principalmente, por la conversión de compuestos nitrogenados en nitrógeno gaseoso (N_2). El nitrógeno amoniacal presente en el efluente anaeróbico tiene origen en el agua residual municipal y en el proceso de conversión (hidrólisis) del nitrógeno orgánico en el reactor anaeróbico. Considerando una etapa siguiente de tratamiento aeróbico, las bacterias autotróficas oxidan el NH_4^+ a nitrato (NO_3^-), considerando el nitrito (NO_2^-) como producto intermedio; este proceso es denominado como nitrificación (Figura 23). A su vez, el nitrato puede ser reducido a nitrógeno gaseoso (N_2) bajo condiciones anóxicas (ausencia de oxígeno y presencia de nitrato), por bacterias heterotróficas, este gas es liberado para la atmósfera. Siendo entendida la necesidad de una fase aeróbica para nitrificación, se puede notar que la remoción de nitrógeno amoniacal es despreciable en reactores anaeróbicos. Por otro lado, es de esperar un incremento en la concentración de NH_4^+ después del proceso anaeróbico, debido a la hidrólisis de nitrógeno orgánico contenido en el agua residual. Como consecuencia, no hay nitrificación en ausencia de la etapa aeróbica siguiente, tampoco es posible la remoción de nitrógeno total en el reactor anaeróbico.

La remoción de una fracción considerable de nitrógeno amoniacal es alcanzada en la mayoría de los sistemas aeróbicos utilizados para el postratamiento de efluentes de reactores anaeróbicos, una vez que las condiciones aeróbicas propician la nitrificación, tanto en sistemas extensivos (lagunas, escorrentía superficial en el suelo, *wetlands* horizontales) como en sistemas intensivos (lodos activados, filtros percoladores y biofiltros aireados sumergidos). Sin embargo, para la remoción de nitrógeno total son requeridas adaptaciones en los sistemas. Una forma de suprimir las demandas de materia orgánica de las bacterias desnitrificantes es mediante el uso de *by-pass* en la tubería del agua residual cruda siendo posible que una fracción se encamine directamente para el reactor biológico aeróbico utilizado como etapa de postratamiento (Chernicharo, 2007).

Con relación al fósforo, éste se encuentra en compuestos orgánicos (origen fisiológico) o en la forma inorgánica en el agua residual municipal, como poli y ortofosfatos (origen principalmente en detergentes y productos de limpieza). La remoción biológica de fósforo ocurre por asimilación celular y posterior remoción de lodo biológico. Un grupo específico de bacterias, en condiciones de alternancia de condiciones anaeróbicas y aeróbicas, son capaces de asimilar fósforo en cantidades considerablemente superiores a las usuales (normalmente son conocidas como *luxury uptake*). Debido a la ausencia de alternancia de condiciones anaeróbica y aeróbicas, y al relativamente elevado tiempo de retención hidráulico en reactores UASB y sus variantes, frente al tiempo requerido para la selección de microorganismos acumuladores de fósforo, la remoción de este compuesto es prácticamente nula. Cuando se es requerida la remoción de fósforo y se utilizan reactores anaeróbicos en el tren de tratamiento, el postratamiento usualmente debe contemplar una etapa de proceso físico-químico. Entre los procesos físico-químicos adoptados, está la flotación por aire disuelto, con el uso de coagulantes. La remoción de fósforo por vía biológica es prácticamente inviabilizada, como se caracteriza a continuación.

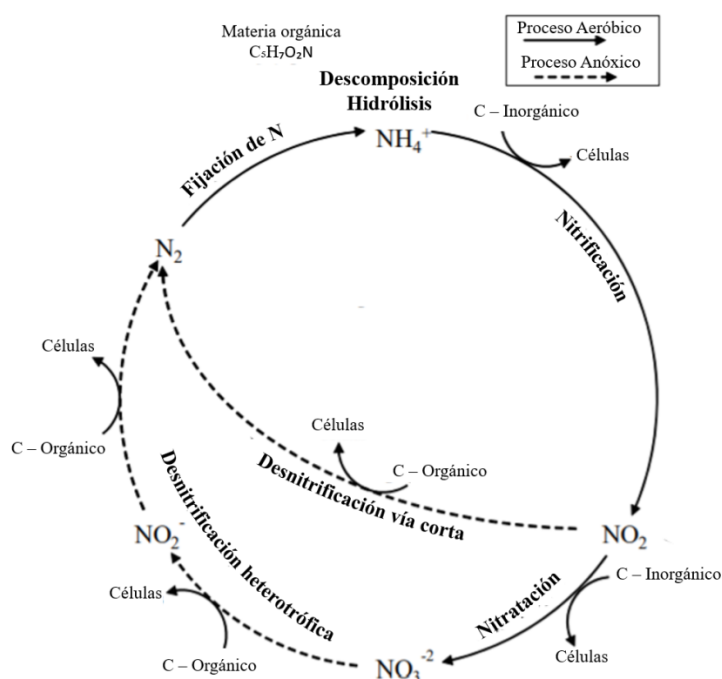


Figura 23- Principales rutas de conversión de nitrógeno en reactores biológicos
Adaptado de Silva (2016)

Las bacterias asimiladoras de fosfato son heterotróficas, tal como usualmente lo son también las bacterias que realizan la desnitrificación, o sea, que consumen materia orgánica como fuente de carbono. Como hay una considerable remoción de materia orgánica en los reactores anaeróbicos (representada como demanda química de oxígeno, DQO), las relaciones N/DQO y P/DQO generalmente son bien superiores a los valores deseados para el adecuado desempeño de sistemas aeróbicos diseñados para la remoción biológica de N y P. Por tal motivo, el uso de reactores anaeróbicos precediendo el tratamiento aeróbico complementario, en casos en los cuales se requiere remoción biológica de nutrientes, debe ser visto con cautela; y deben ser realizadas las adecuaciones necesarias, según lo presentado en los párrafos siguientes.

2.3. Microorganismos patógenos

Diversos microorganismos patógenos pueden estar en el agua residual, tales como bacterias, virus, protozoos y huevos de helmintos. Las bacterias potencialmente patógenas son cuantificadas indirectamente por medio de la determinación de coliformes

termotolerantes, o específicamente, *Escherichia coli*, tal como abordado en NT 1 de esta serie. Las bacterias patógenas y virus son parcialmente removidos del agua residual por procesos naturales de decaimiento microbiano y por mecanismos de inactivación, en los que determinadas condiciones ambientales aceleran ese proceso, como la radicación UV y altos niveles de oxígeno. En los reactores anaeróbicos, sin embargo, esas condiciones no son alcanzadas, y así, la remoción de coliformes termotolerantes es considerada como baja (alrededor de 1 unidad logarítmica, lo que equivale a 90% de eficiencia). Huevos de helmintos y quistes y ooquistes de protozoos son removidos por mecanismos físicos, como filtración y sedimentación; con relación a los huevos de helmintos, se reporta una remoción de 60% a 90% en reactores UASB, considerando la sedimentación de huevos en la manta de lodo. Se resalta que esas bajas eficiencias de remoción de coliformes termotolerantes y huevos de helmintos no se restringen solamente a los reactores anaeróbicos, sino también a la mayoría de los sistemas intensivos de tratamiento de aguas residuales (ver [Sección 5.1](#)).

Es importante destacar que, a pesar de que los porcentajes de remoción son significativos para varios parámetros (por ejemplo: DBO, DQO, SST), las eficiencias de remoción para microorganismos patogénicos no son suficientemente altas como las requeridas para producir efluentes con una calidad microbiológica que cumpla los límites para determinados fines, tal como el reúso por medio de irrigación o el vertido en cuerpos de agua con usos múltiples (por ejemplo, recreación o captación de agua para abastecimiento).

Considerando los riesgos a la salud pública, muchas veces puede ser necesaria la desinfección de efluentes; la utilización de agentes químicos suele ser común, especialmente cloro. Sin embargo, el uso de estas sustancias puede provocar daños a la salud humana y al ambiente acuático, debido a la formación de compuestos organoclorados. Como alternativa, han sido utilizados procesos como ozonización y radiación ultravioleta, principalmente esta última. No obstante, la aplicación de estos procesos es más efectiva en efluentes clarificados, siendo aplicados como un nivel terciario de tratamiento. Como ejemplo de opción no mecanizada para la remoción de patógenos en el efluente de reactores anaeróbicos, se pueden mencionar las lagunas de pulimento (o lagunas de maduración) (ver [Sección 5.1](#)).

3. JUSTIFICACIÓN PARA EL USO DE SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES COMPUESTOS POR REACTOR ANAERÓBICO SEGUIDO DE POSTRATAMIENTO

La selección de tecnologías de tratamiento de aguas residuales depende de una amplia gama de factores, como se discutió en la primera nota técnica de esta serie. Cuando se utiliza un sistema combinado anaeróbico-aeróbico, la calidad del efluente tiende a ser dictada principalmente por la eficiencia alcanzada en el proceso de postratamiento (etapa aeróbica). Por ejemplo, la calidad general (en términos de DBO, SST) del efluente de un sistema compuesto por un reactor UASB seguido de un sistema de lodos activados, no tendrá una calidad de efluente significativamente diferente a un sistema únicamente de lodos activados. Sin embargo, las ventajas asociadas a las plantas de tratamiento de aguas residuales (PTARs) compuestas por un reactor anaeróbico seguido de un postratamiento están asociadas principalmente a la simplificación del tren de tratamiento operacional y la reducción de costos de instalación y operación, enumeradas a continuación:

- Menor requerimiento de área. Debido a que la etapa anaeróbica remueve una gran fracción de materia orgánica, los volúmenes y las áreas requeridas para los sistemas utilizados como postratamiento, dimensionados con base en la carga orgánica después del tratamiento anaeróbico, pueden ser reducidos.

- Menor requerimiento energético para aireación. En sistemas de lodos activados y biofiltros aireados sumergidos, en los cuales los requerimientos energéticos para aireación son basados en la carga orgánica afluente, la demanda por aireación es significativamente reducida con relación a esos sistemas tratando agua residual cruda.
- Menor producción de lodo. La producción de lodo en sistemas anaeróbicos puede ser hasta 10 veces inferior que en sistemas exclusivamente aeróbicos. De esa forma, la producción total de lodo en PTARs que utilizan reactores UASB seguidos de reactores aeróbicos (por ejemplo: lodos activados, filtros percoladores y biofiltros aireados sumergidos) es significativamente inferior a aquellas donde únicamente se utilizan los reactores aeróbicos después de decantadores primarios.
- Mayor facilidad en la gestión del lodo. Dependiendo de las características del sistema, en algunos casos es posible recircular el lodo aireado en los reactores aeróbicos para los reactores UASB, donde sufre espesado y digestión anaeróbica. Así, la gestión de lodo aeróbico es beneficiada.
- Mayor robustez en el sistema. La interacción de dos estados en el tren de tratamiento brinda mayor robustez a la PTAR. Los reactores UASB amortiguan las cargas orgánicas, disminuyendo las oscilaciones de carga enviadas a los sistemas de postratamiento.

4. PRINCIPALES TECNOLOGÍAS DE POSTRATAMIENTO DE EFLUENTES ANAERÓBICOS

La mayoría de las tecnologías utilizadas como postratamiento de efluentes de reactores anaeróbicos se caracterizan como sistemas de nivel secundario de tratamiento, pues, así como los reactores anaeróbicos, se fundamentan en el tratamiento biológico para la remoción de los contaminantes (en especial la materia orgánica remanente en el efluente anaeróbico). Las tecnologías existentes se pueden clasificar como sistemas extensivos o intensivos, conforme la demanda de área (von Sperling et al., 2019). Las principales tecnologías utilizadas son descritas a continuación.

4.1. Sistemas extensivos

Los sistemas extensivos requieren mayores áreas y se aproximan en mayor grado a los procesos que ocurren naturalmente en el medio ambiente, por lo que también pueden ser llamados sistemas naturales. A pesar de que son simples, pueden ser diseñados para alcanzar elevadas eficiencias de remoción de contaminantes. Entre las opciones utilizadas como postratamiento de efluentes anaeróbicos, se destacan las lagunas de pulimento, escorrentía superficial en el suelo y *wetlands* horizontales (humedal construido).

4.1.1. Lagunas de pulimento

Las lagunas utilizadas como postratamiento de efluentes de reactores anaeróbicos no son denominadas lagunas de estabilización, debido a que la mayor remoción de materia orgánica ocurre en el reactor anaeróbico precedente. En cambio, las lagunas de pulimento tienen por objetivo la remoción de fracción de materia orgánica remanente y de otros contaminantes (principalmente nitrógeno y microorganismos patógenos) (von Sperling et al., 2019). La [Figura 24](#) presenta un diagrama de flujo del tratamiento compuesto por reactor UASB seguido de laguna de pulimento¹.

¹ El diagrama de flujo contempla el enfoque tradicional en el diseño asociado a la fase líquida. La posibilidad de cerrar ciclos considerando el uso de biogás, aprovechamiento de lodos con fines agrícolas y reúso de agua se aborda en la Nota Técnica no. 9 de esta colección (Economía Circular en Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales Municipales). Esta consideración se aplica a todos los demás diagramas de flujo de esta Nota Técnica.

Las lagunas de pulimento son diseñadas para cumplir el objetivo principal de remoción de patógenos. Los criterios de diseño adoptados llevan en consideración los factores importantes para el favorecimiento de la remoción de microorganismos presentes en el agua residual, como un mayor tiempo de retención hidráulica (TRH), baja profundidad (para penetración de radiación UV a lo largo de la columna de agua), el régimen hidráulico de flujo en pistón (debido a que el decaimiento microbiano sigue una reacción de 1° orden), lo cual requiere elevada relación largo-ancho (mayor a 2), esta relación puede ser alcanzada, por ejemplo, con uso de lagunas en serie o mamparas. También puede ocurrir remoción moderada de nitrógeno (entre 50% y 65%) y baja remoción de fósforo (entre 20% y 50%) (Ver [Sección 5](#)).

Los sistemas compuestos por reactor UASB + lagunas de pulimento, alcanzan eficiencia de remoción de DBO en el rango de 77% a 87%. Respecto a la remoción de materia orgánica y sólidos suspendidos en lagunas de pulimento, se debe realizar una advertencia; aunque estos compuestos, originarios del agua residual, sean eficientemente removidos en las lagunas, también hay crecimiento de organismos fotosintetizadores, principalmente algas y cianobacterias, las cuales pueden salir junto con el efluente, contribuyendo con que la cantidad de materia orgánica (DBO y DQO) y sólidos suspendidos sea elevada. La implementación de una etapa final de clarificación de efluente, como filtración en lechos de piedra, puede auxiliar para la resolución del problema. En determinados casos, la legislación ambiental es más flexible respecto al contenido de materia orgánica y sólidos suspendidos cuando se utilizan lagunas en el tren de tratamiento de aguas residuales, siendo que en algunas ocasiones es exigido que las muestras sean filtradas para los análisis de DBO.

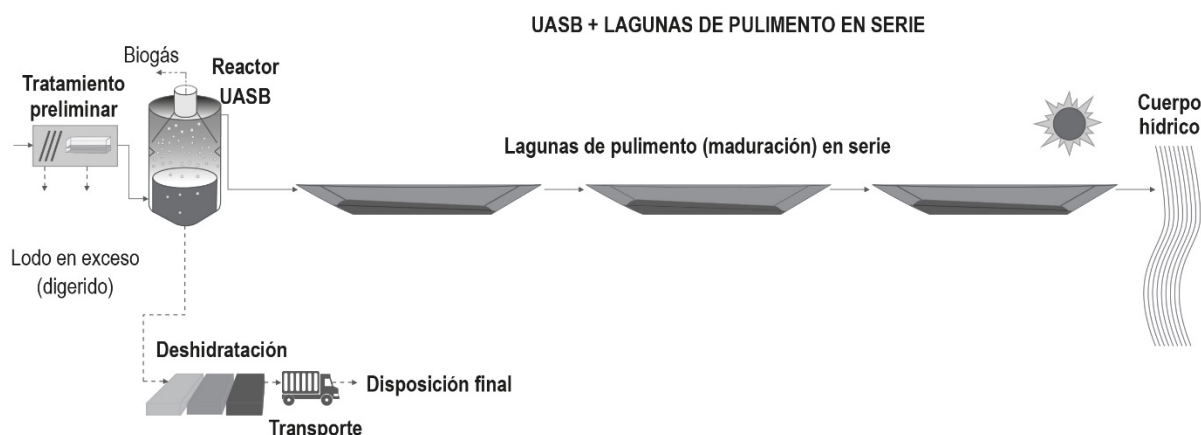


Figura 24 - Diagrama de flujo típico de una PTAR con reactor UASB seguido de lagunas de pulimento
Adaptado de von Sperling et al. (2019)

Respecto a la remoción de microorganismos patógenos, las lagunas de pulimento pueden alcanzar eficiencias bastante elevadas de remoción de bacterias, virus, quistes de protozoos y huevos de helmintos. Debido al elevado TRH (usualmente entre 9 y 12 días) y a la baja profundidad (< 1,0 m), las lagunas de pulimento alcanzan condiciones propicias para la remoción de patógenos; tales como: alto pH (debido al consumo de CO₂ en el proceso de fotosíntesis), altos niveles de OD y penetración de radiación UV. En el caso de huevos de helmintos, la remoción es principalmente por sedimentación. Mas detalles sobre la NT de postratamiento de efluentes de reactores anaeróbicos por lagunas de pulimento son presentados en la NT 5 de esta serie.

4.1.2. Escorrentía superficial en el suelo

Los sistemas de escorrentía superficial en el suelo son compuestos por una rampa inclinada con vegetación, en la cual el efluente sigue un flujo descendente. El efluente que fluye por la rampa (excepto la fracción que sufre evapotranspiración o que es absorbida en el suelo), es recolectada en la parte inferior ([Figura 25](#)). Normalmente, la percolación

es insignificante porque se suelen utilizar suelos poco permeables, pero hay casos en los que se utilizan suelos de permeabilidad media con una capa impermeable por debajo. La longitud de la rampa tiene valores entre 40 m y 45 m. El principal parámetro de diseño es la tasa hidráulica lineal, que, para postratamiento de efluentes de reactores anaeróbicos, se sitúa normalmente entre 0,2 a 0,4 m³.h⁻¹ por metro de ancho de rampa.



Figura 25 - Diagrama de flujo típico de una PTAR con reactor UASB seguido de sistema de escorrentía superficial en el suelo
Adaptado de von Sperling et al. (2019)

En estos sistemas, la vegetación presente en la capa superficial del suelo actúa como filtro y como medio de soporte para el crecimiento de microorganismos, proporcionando: *i*) condiciones para la retención y sedimentación de sólidos, *ii*) digestión de materia orgánica por la acción de microorganismos, y *iii*) remoción de una fracción de los nutrientes, mediante asimilación por las plantas. Además, la vegetación, protege al suelo de la erosión. Más detalles sobre el postratamiento de efluentes de reactores anaeróbicos por sistemas de escorrentía superficial son presentados en von Sperling et al. (2019).

4.1.3. Wetlands contruidos de flujo horizontal subsuperficial

Los sistemas de *wetlands* horizontales (o humedales contruidos) son sistemas basados en procesos naturales, similares a áreas inundadas naturalmente, y donde hay crecimiento de plantas. Han sido desarrolladas diversas configuraciones para el tratamiento de aguas residuales, existiendo una amplia experiencia de uso de *wetlands* horizontales en países de climas templados, generalmente en pequeñas comunidades y tratando efluentes de tanques sépticos. Como postratamiento de efluentes de reactores anaeróbicos, aunque las experiencias sean relativamente pocas, los parámetros operacionales adoptados (coeficientes cinéticos y cargas aplicadas) se sitúan entre las aplicaciones de tratamiento de nivel secundario y terciario, pues los objetivos son la remoción adicional de materia orgánica y de una fracción de los nutrientes. Aunque los *wetlands* verticales también se pueden aplicar al postratamiento de efluentes anaeróbicos, las principales experiencias consolidadas se refieren al uso de la configuración horizontal, mientras que los *wetlands* verticales están destinados al tratamiento del agua residual cruda (denominado sistema de doble etapa o francés) (von Sperling y Sezerino (2018). La [Figura 26](#) presenta un diagrama de flujo típico de un sistema UASB + *wetlands* de flujo horizontal subsuperficial.

Los sistemas de *wetland* contruidos de flujo horizontal subsuperficial no se asemejan visualmente a los *wetlands* naturales (humedales naturales) pues no hay escorrentía de agua libre en la superficie. Consisten en una capa de pequeñas piedras, grava, escorias de

alto horno u otros materiales de soporte para el crecimiento de plantas acuáticas. El nivel de agua permanece siempre por debajo de la superficie del soporte, y el agua residual fluye entre las raíces y rizomas de las plantas, donde se desarrolla un biofilm de bacterias. Entre las plantas que usualmente se utilizan en los *wetlands* horizontales, se pueden mencionar: juncos, *Typha*, *Scirpus*, *Carex*, *Phragmites*, *Cyperus* (papiro), *Helicornia*, *Zizania*, *Pennisetum* (hierba de elefante) y *Canna*, entre otras. Los principales criterios y parámetros de dimensionamiento se pueden consultar en von Sperling et al. (2019) y von Sperling y Sezerino (2018). En cuanto a la definición de la superficie requerida, se debe priorizar la tasa de aplicación orgánica (6 a 15 gDBO.m⁻².d⁻¹) en vez de la tasa de aplicación hidráulica (0,04 a 0,12 m³.m⁻².d⁻¹) o, a favor de la seguridad, se debe adoptar el mayor valor calculado para la superficie, en base a las tasas de aplicación hidráulica y orgánica.

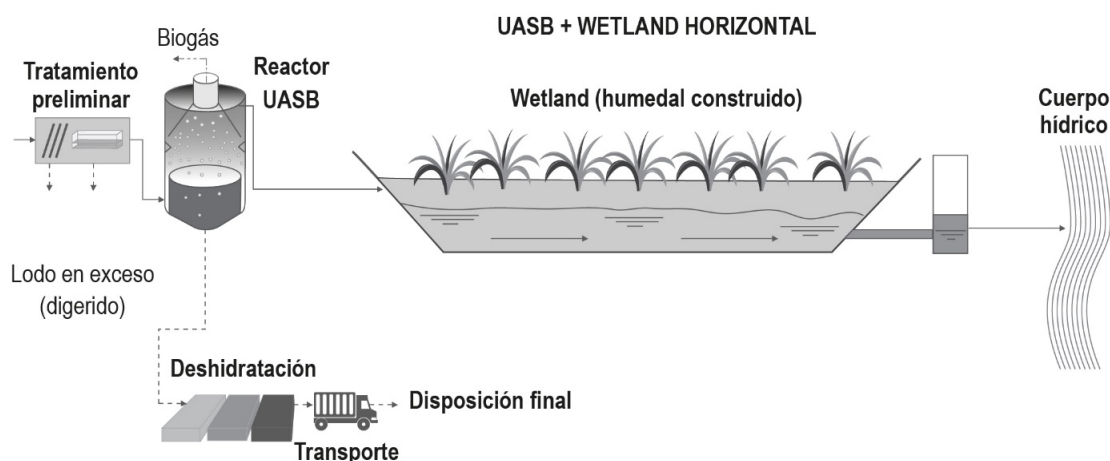


Figura 26- Diagrama de flujo típico de una ETE con reactor UASB seguido de sistema de wetland horizontal. Adaptado de von Sperling et al. (2019)

En las áreas próximas a los rizomas, existen zonas aeróbicas, mientras que en las capas subsuperficiales predominan condiciones anaeróbicas y anóxicas. La remoción de DBO en el sistema UASB + *wetlands* de flujo horizontal subsuperficial es elevada ($\geq 85\%$ - 90%) debido a la acción de microorganismos, que en gran parte permanecen retenidos en los rizomas y en el material filtrante, generando un efluente bastante clarificado. Como la oxigenación es limitada, la nitrificación es relativamente baja. La remoción de nutrientes ocurre especialmente por asimilación de las plantas, pero las eficiencias son bajas; se estima que la remoción de N-NH₄⁺, N total y P total están en el rango de 20% - 30%, 20% - 40% y 10% - 30%, respectivamente (von Sperling et al., 2019).

Al ser sistemas basados en procesos naturales, el mantenimiento de *wetlands* horizontales construidos tiende a ser bastante simple, generalmente está asociado al control de la vegetación. Sin embargo, se debe considerar que la necesidad de poda y descarte (o aprovechamiento) de la vegetación, puede requerir algunas dificultades, dependiendo de la forma en que se maneje. En el caso de *wetlands* horizontales, el lodo se puede acumular en el interior, y eventualmente puede causar colmatación del medio después de varios años de operación. Además, a diferencia de otros sistemas los *wetlands* cambian su eficiencia durante su vida útil. Una ventaja de este tipo de sistema es que, en muchos casos, los *wetlands* horizontales pueden ser parte del paisaje local, agregando un valor estético a la PTAR.

4.2. Sistemas intensivos

Los sistemas intensivos comprenden reactores compactos, con algún grado de mecanización. Como postratamiento de efluentes de reactores anaeróbicos, las opciones con reactores aeróbicos son las más eficientes, pues la combinación de los procesos

anaeróbicos - aeróbicos resulta en efluentes de calidad semejante a sistemas totalmente aeróbicos, pero con menor demanda en términos de área, de requerimiento energético, de gestión de lodo y por consecuencia, de costos operacionales, como fue discutido en la [Sección 3](#).

En esta sección, son abordados los filtros percoladores, biofiltros aireados sumergidos y lodos activados, que constituyen las tecnologías compactas de postratamiento de efluentes anaeróbicos más utilizadas actualmente.

4.2.1. Filtros percoladores

Los filtros percoladores (FP) constituyen una de las principales tecnologías para el postratamiento de efluentes de reactores UASB. Combinan una buena eficiencia de remoción de materia orgánica, comparable a los sistemas de lodos activados, con una baja producción de lodo, simplicidad operacional y de mantenimiento, y bajos costos de operación con relación a otros tipos de reactores aeróbicos, principalmente por no requerir sistemas de aireación mecánica.

El FP consiste en un tanque relleno de material de soporte, siendo generalmente utilizada grava (con diámetro de aproximadamente 75 mm – 100 mm), escorias de alto horno o medios sintéticos (plásticos). Además de estos tipos de soporte, recientemente ha sido considerado el uso de espuma de poliuretano como material de relleno, un material que presenta notables ventajas, como abordado en la [Sección 6.1](#). Para más información se puede consultar Almeida et al. (2018).

En los sistemas compuestos por reactores UASB y FP, el lodo aeróbico removido del decantador secundario puede ser recirculado al reactor UASB para su espesado y digestión ([Figura 27](#)). Esta práctica simplifica en gran medida el tren de tratamiento de la PTAR, y también la rutina de gestión de lodo aeróbico, sin embargo, la gestión de lodo debe ser practicada de acuerdo con criterios establecidos, para evitar problemas de pedida excesiva de sólidos junto con el efluente del reactor UASB. De esta forma, prácticas adecuadas de gestión de lodo aeróbico (descartado del decantador secundario y enviado para el reactor UASB) y de lodo anaeróbico (descartado del reactor UASB y enviado para deshidratación) son esenciales, como es discutido en la [Sección 6.3](#).

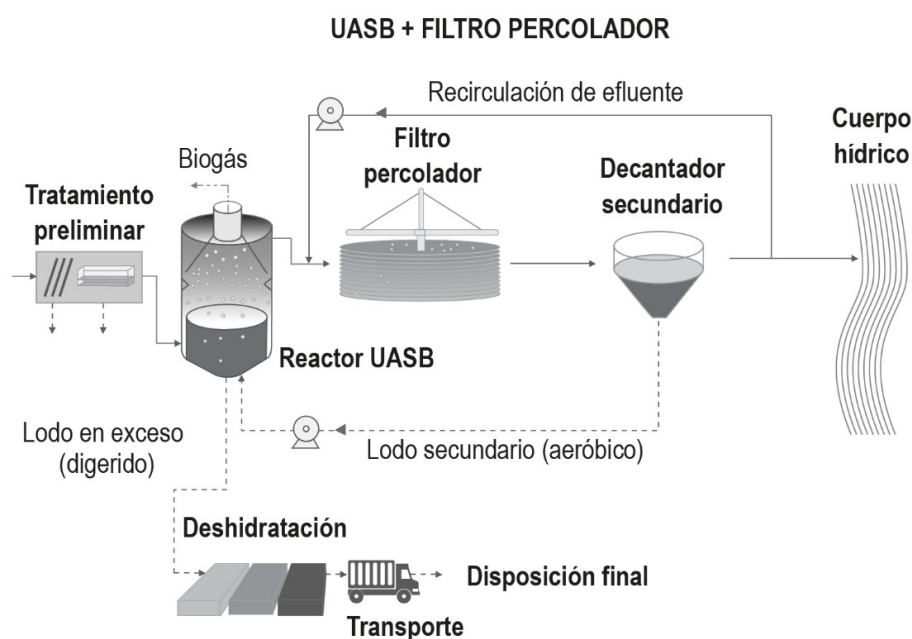


Figura 27 - Diagrama de flujo típico de una PTAR con reactor UASB seguido por FP
Adaptado de von Sperling et al. (2019)

El efluente del reactor UASB es vertido sobre la superficie de FP, generalmente por medio de un distribuidor rotativo. El medio permanece no saturado, propiciando la circulación del aire atmosférico y el mantenimiento de condiciones aeróbicas que permiten el crecimiento de un biofilm en la superficie del material de relleno. Así, el líquido sigue un flujo descendente, siendo la materia orgánica adsorbida y digerida por los microorganismos presentes en el biofilm adherido al medio de soporte. A medida que el biofilm crece, ocurre el desprendimiento de las capas externas, contribuyendo con la liberación de sólidos suspendidos en el efluente. Así, el efluente tratado recolecciéndolo en el fondo del FP es enviado al decantador secundario, con el fin de permitir la sedimentación de esos sólidos y liberar un efluente con baja concentración de DQO, DBO y SST. La recirculación del efluente final puede ser necesaria en algunos casos, ya sea para mantener el medio de soporte adecuadamente humedecido, o para aumentar la remoción de nitrógeno en el FP.

Cuando los límites de vertido de efluentes son menos estrictos, pueden ser adoptadas cargas orgánicas volumétricas y tasas de aplicación superficial más elevadas ($0,5-1,0 \text{ kgDBO} \cdot \text{m}^{-3} \cdot \text{d}^{-1}$ e $15-30 \text{ m}^{-3} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$), sin embargo, en esas condiciones la remoción de nitrógeno amoniacal no es priorizada. Los FPs tradicionales, rellenos con grava o escoria de alto horno, presentan una elevada eficiencia para remoción de materia orgánica, produciendo efluentes con DBO inferior a $40 \text{ mg} \cdot \text{L}^{-1}$ (eficiencia global de remoción de DBO en el rango de 80% a 90%). Mas detalles sobre el postratamiento de efluentes de reactores anaeróbicos por FPs son presentados en Almeida et al., (2018).

4.2.2. Biofiltros aireados sumergidos

Los biofiltros aireados son sistemas sumergidos con biomasa adherida (biofilm). Así como los FPs, consisten en tanques rellenos con material de soporte. Usualmente para el tratamiento de agua residual que previamente pasó por un proceso de sedimentación, es utilizada arcilla expandida; mientras que, para postratamiento de efluentes de reactores anaeróbicos, los materiales de relleno usualmente son piedras trituradas o medios plásticos.

La aireación normalmente es realizada por medio de difusores de burbuja gruesa. El modo de operación típico es en flujo ascendente, con la entrada simultánea de efluente y aire por el fondo de los biofiltros; de esta forma, el suministro de oxígeno ocurre en el lugar de mayor concentración de materia orgánica. Además de eso, la entrada de aire junto con el efluente evita la colmatación del medio; sin embargo, también hay configuraciones en flujo ascendente y con entrada de aire en contracorriente. Como la retención de sólidos es alta, se dispensa el uso de decantadores secundarios ([Figura 28](#)).

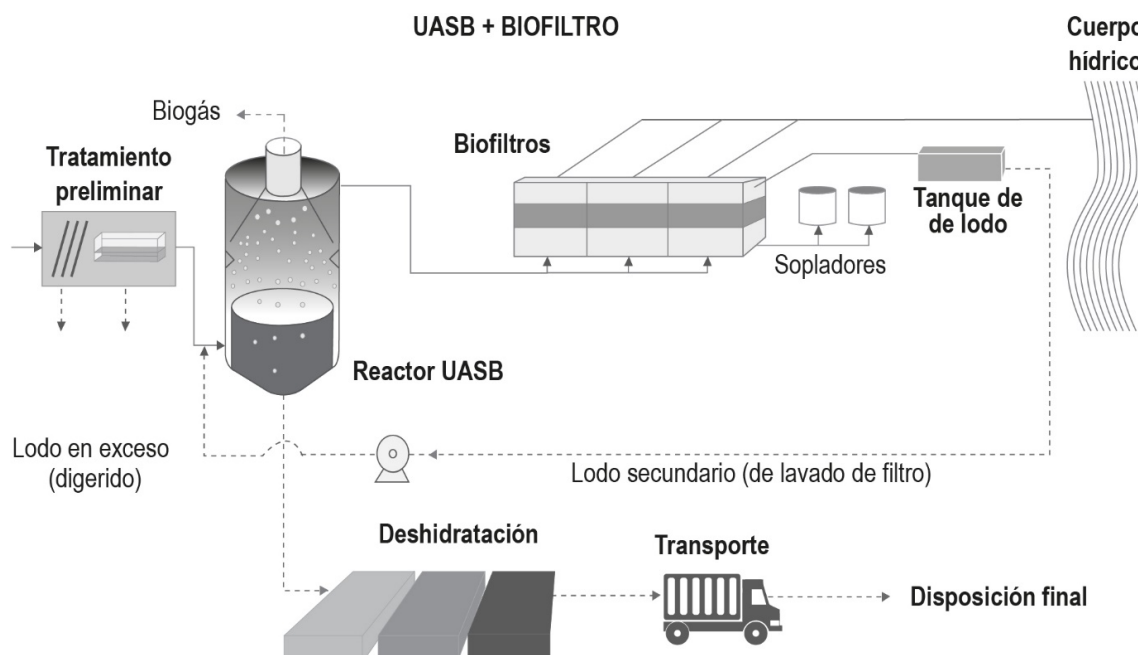


Figura 28- Diagrama de flujo típico de una PTAR con reactor UASB seguido por biofiltro aireado sumergido Adaptado de von Sperling et al. (2019)

La acumulación de sólidos particulados, incluyendo el biofilm, causa la elevación de la pérdida de carga en el biofilm; la pérdida de carga debe ser reducida por medio de retrolavados frecuentes. Comparando con los biofiltros aireados tradicionales, que tratan agua residual previamente decantada, con los biofiltros aireados utilizados para postratamiento de efluentes de reactores UASB, estos últimos presentan menores pérdidas de carga, y así, el retrolavado puede ser realizado con menor frecuencia. Esto es consecuencia del menor crecimiento del biofilm (y de acumulación de sólidos) en el biofiltro, pues cerca del 70% de la materia orgánica es removida en el reactor UASB. Aunado a ese factor, el uso de materiales de relleno con mayor índice de vacíos y menor capacidad de retención de sólidos comparado a la arcilla expandida (por ejemplo: piedra triturada o anillos plásticos), permite que los biofiltros aireados sumergidos utilizados como postratamiento sean menos propicios a presentar problemas de pérdida de carga y caminos preferenciales del líquido. Otra gran ventaja asociada al uso del reactor UASB precedente para remoción de materia orgánica es la menor demanda por aireación en los biofiltros aireados sumergidos, resultando en un consumo de energía entre 3 a 4 veces menor, con relación a aquellos tratando efluentes de decantadores primarios. La eficiencia de remoción de DBO en los sistemas UASB + biofiltros está entre 83% a 93%, produciendo un efluente con aproximadamente $15 - 35 \text{ mgDBO.L}^{-1}$. Con relación a los FP, mayores cargas orgánicas volumétricas pueden ser aplicadas, en torno de $1\text{-}2 \text{ kgDBO.m}^{-3} \cdot \text{d}^{-1}$, y las tasas de aplicación superficial son de aproximadamente $30 \text{ m}^{-3} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$, cuando la nitrificación no es pretendida; cuando se tiene por objetivo la remoción de amoníaco, deben ser aplicadas cargas menores. En general, los biofiltros aireados sumergidos son más eficientes que los FP convencionales para cumplir los límites de vertido más estrictos.

4.2.3. Lodos activados

Los sistemas de lodos activados son ampliamente utilizados para el tratamiento de aguas residuales, usualmente precedidos de una unidad de sedimentación primaria. Los lodos activados pueden ser de flujo continuo o intermitente (en *batch*). El tren de tratamiento del sistema de lodos activados incluye el tanque de aireación, sedimentado secundario y línea de recirculación de lodo. En el caso de aplicación de flujo intermitente, son utilizados tanques en paralelo, de modo que sea posible la alternancia de los períodos de reacción y sedimentación.

En los sistemas en los cuales los lodos activados son utilizados como postratamiento de efluentes de reactores UASB, el reactor anaeróbico substituye el decantador primario y sirve para espesado y digestión de lodo aeróbico excedente ([Figura 29](#)). Con esto, la gestión de lodo aeróbico se simplifica, siendo innecesario el uso de unidades de espesado y de estabilización del lodo, las cuales son necesarias en la configuración clásica del sistema de lodos activados. Sin embargo, conforme mencionado en la [Sección 4.2.2](#) y [Sección 6.3](#), la práctica de descarte y envío de lodo aeróbico para espesado y digestión en reactores UASB debe ser realizada de forma rigurosa, a fin de evitar problemas de pérdida excesiva de sólidos junto con el efluente del reactor UASB.



Figura 29 - Diagrama de flujo típico de una PTAR con reactor UASB seguido de lodos activados Adaptado de von Sperling et al. (2019)

En los sistemas UASB + lodos activados, la remoción de materia orgánica es elevada, generalmente mayor a 90% (rango de remoción de DBO, aproximadamente entre 83% - 95%). Sin embargo, la nitrificación es más desafiante; una potencial causa es el efecto inhibitorio de sulfuro presente en el efluente anaeróbico sobre las bacterias nitrificantes. El aumento de la edad de lodo para valores mayores a 8 días es fundamental para el favorecimiento de la nitrificación. Como la materia orgánica es removida en gran parte en el reactor UASB, la desnitrificación es perjudicada, y de esa forma, la remoción de nitrógeno total es baja. Una estrategia para aumentar las tasas de desnitrificación es enviar parte del agua residual cruda directamente para la zona anóxica del sistema de lodos activados. Esta estrategia también favorece la remoción biológica de fósforo, aunque ocurre en bajas proporciones y no es suficiente para cumplir el objetivo de remoción.

Respecto a los parámetros operacionales, generalmente se adoptan los mismos coeficientes cinéticos del sistema de lodos activados convencionales. La elevada remoción de materia orgánica en el reactor UASB genera una menor producción de lodo en el sistema de lodos activados, lo que resulta en menores consumos de oxígeno y de energía. La edad del lodo es similar a la utilizada en lodos activados convencionales, pero no hay necesidad de aireación prolongada para la digestión de lodo aeróbico, pues el lodo puede ser recirculado para el reactor UASB con el objetivo de espesado y estabilización. Debido a la menor producción de lodo en el tanque de aireación, en comparación al sistema de lodos activados convencional, el dimensionamiento del decantador secundario suele verse afectado. Además de eso, las oscilaciones de caudal son menores debido a que el reactor UASB puede amortiguarlas.

4.2.4. Flotación por aire disuelto

A pesar de que el objetivo de esta NT son los sistemas biológicos de tratamiento como postratamiento del reactor UASB, la tecnología de flotación por aire disuelto (FAD) es abordada debido a la creciente necesidad de remoción de fósforo de efluentes domésticos. La FAD es un sistema de tratamiento físico-químico que promueve la remoción de sólidos suspendidos y materiales grasos y, cuando es combinado con la adición de agentes coagulantes, promueve la remoción de materia orgánica disuelta y de fósforo. La [Figura 30](#) presenta un diagrama de flujo del tratamiento compuesto por un reactor UASB seguido de FAD.

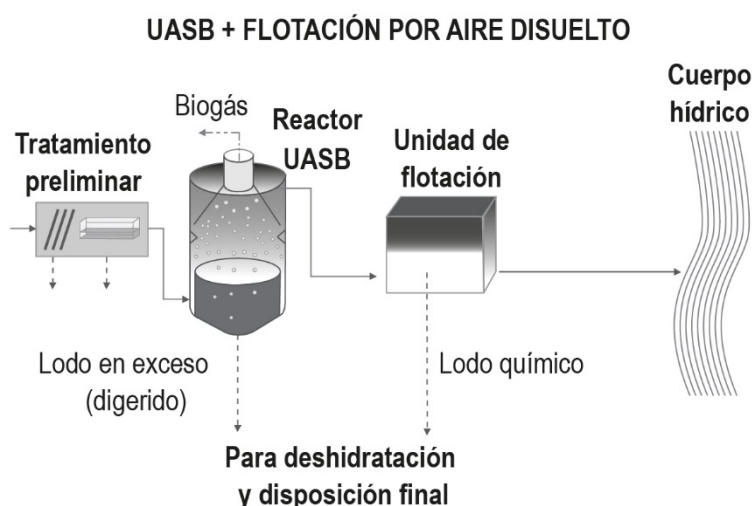


Figura 30 - Diagrama de flujo típico de una PTAR con reactor UASB seguido de flotación por aire disuelto
Adaptado de von Sperling et al. (2019)

En los sistemas de FAD con coagulación química, el proceso ocurre en las siguientes etapas: *i*) coagulación/precipitación, *ii*) floculación y *iii*) separación (en este caso, por flotación). La coagulación ocurre por la adición de agentes coagulantes específicos (por ejemplo, sulfato de aluminio, cloruro férrico), en un pH y agitación adecuada, provocando la desestabilización de cargas eléctricas repelentes entre las partículas. Con la agitación lenta (etapa de floculación), las partículas se aglomeran formando flóculos, los cuales son removidos por flotación. En la mayoría de los sistemas FAD, el aire es inyectado en la entrada de una cámara de saturación, mientras el líquido se encuentra bajo presión; en el interior de la cámara ocurre la disolución de aire en la masa líquida presurizada, y en seguida, el líquido es expuesto a condiciones atmosféricas. La reducción brusca de presión provoca el desprendimiento de aire en la forma de minúsculas burbujas, que se adhieren a las partículas en suspensión, fluctuando a la superficie (Aisse et al., 2001). En el caso de remoción de fósforo, las sales metálicas (Ca, Al y Fe) adicionadas al proceso de coagulación, provocan la formación de fosfatos precipitados poco solubles.

En sistemas constituidos por reactor UASB seguido por FAD con coagulación química, la eficiencia de remoción de DBO está en el rango de 83% - 93%, mientras que la remoción de fósforo está entre 75% a 90%.

5. COMPARACIÓN ENTRE LAS TECNOLOGÍAS DE POSTRATAMIENTO

Tal y como se presenta en la [Sección 4](#), tecnologías con diversas configuraciones para el postratamiento de efluentes de reactores anaeróbicos pueden ser utilizadas. Las tecnologías presentadas en esta NT se destacan por estar consolidadas debido a su buen desempeño para la remoción complementaria de materia orgánica. Adicionalmente, las

tecnologías difieren en cuanto a las eficiencias alcanzadas para remoción de nitrógeno amoniacal, nitrógeno total, fósforo y patógenos, así como con relación a las áreas requeridas, demanda energética, producción de lodo excedente y costos de implantación y operación, factores que son comentados a continuación.

5.1. Eficiencia del tratamiento

Como comentado en la [Sección 3](#), la calidad del efluente final y la eficiencia global del sistema combinado (reactor anaeróbico + postratamiento) son generalmente determinadas por la tecnología de postratamiento utilizada. Las eficiencias de remoción para contaminantes pueden variar considerablemente entre los sistemas utilizados, y también conforme los parámetros de diseño y las características de operación adoptadas, por esto, los rangos de remoción pueden ser amplios. En el [Cuadro 19](#), se presentan los rangos usuales de remoción de DBO, DQO, SST, N-NH₄⁺, N total, P total, E. coli y huevos de helmintos. La [Figura 9](#) muestra los datos presentados en el [Cuadro 19](#), facilitando la visualización de los rangos de valores en los cuales la eficiencia de remoción es clasificada como baja, media o alta, basándose especialmente en la realidad de países en desarrollo.

Cuadro 19 - Eficiencias esperadas de remoción de contaminantes en sistemas que utilizan reactores UASB

Sistema	DBO (%)	DQO (%)	SST (%)	N-NH ₄ ⁺ (%)	N (%)	P (%)	E. coli un. log	Huevos helm. un. log
Reactor UASB	60-75	55-70	65-80	0	0-5	0-5	0,5-1	0,5-1
UASB + laguna de pulimento	77-87	70-83	73-83	50-65	50-65	20-50	3-5	3-4
UASB + escorrentía superficial	77-90	70-85	80-93	30-50	20-40	10-30	2-3	1-2
UASB + <i>wetlands</i> horizontales	80-90	75-85	87-93	20-30	20-40	10-30	2-3	2-3
UASB + filtro percolador	80-90	73-88	87-93	20-40	20-40	10-30	1-2	0,5-1,5
UASB + biofiltro aireado	83-93	75-88	87-93	60-85	20-40	10-35	1-2	0,5-1,5
UASB + lodos activados	83-95	75-90	87-93	60-85	20-40	20-40	1-2	0,5-1,5
UASB + flotación	83-93	83-90	90-97	10-20	10-20	75-90	1-2	2-3

Adaptado de von Sperling et al. (2019)

Todas las tecnologías adoptadas como postratamiento abordadas en este documento promueven un incremento considerable en la eficiencia de remoción de materia orgánica ([Figura 31a](#)), pero en general, también de nitrógeno amoniacal ([Figura 31b](#)). Los sistemas UASB + FP tradicionales alcanzan remociones de DBO apenas ligeramente inferiores a los biofiltros aireados sumergidos y lodos activados ([Figura 31a](#)), sin la demanda de energía para aireación ([Sección 4.2.1](#)); sin embargo, las eficiencias de remoción de nitrógeno amoniacal son inferiores ([Cuadro 19](#), [Figura 31b](#)).

La [Figura 31c](#) presenta un panorama general de los rangos de eficiencias esperados de remoción de DBO y nitrógeno amoniacal para las diferentes tecnologías cuando son utilizadas como postratamiento de efluentes de reactores anaeróbicos. Como se puede observar, en términos de rangos de remoción de DBO y nitrógeno amoniacal, varias tecnologías tienen eficiencias similares; se destacan los elevados desempeños para el sistema de lodos activados y los biofiltros aireados sumergidos, la nitrificación en estos procesos es favorecida principalmente por la aireación mecanizada. Después, las lagunas de pulimento, escorrentía superficial en el suelo y FP convencionales, que presentan eficiencias intermedias. Las alteraciones en el diseño del FP convencional pueden ser realizadas para aumentar las tasas de nitrificación, conforme lo presentado brevemente en la [Sección 6.1](#), y con mayores detalles en Almeida et al. (2018).

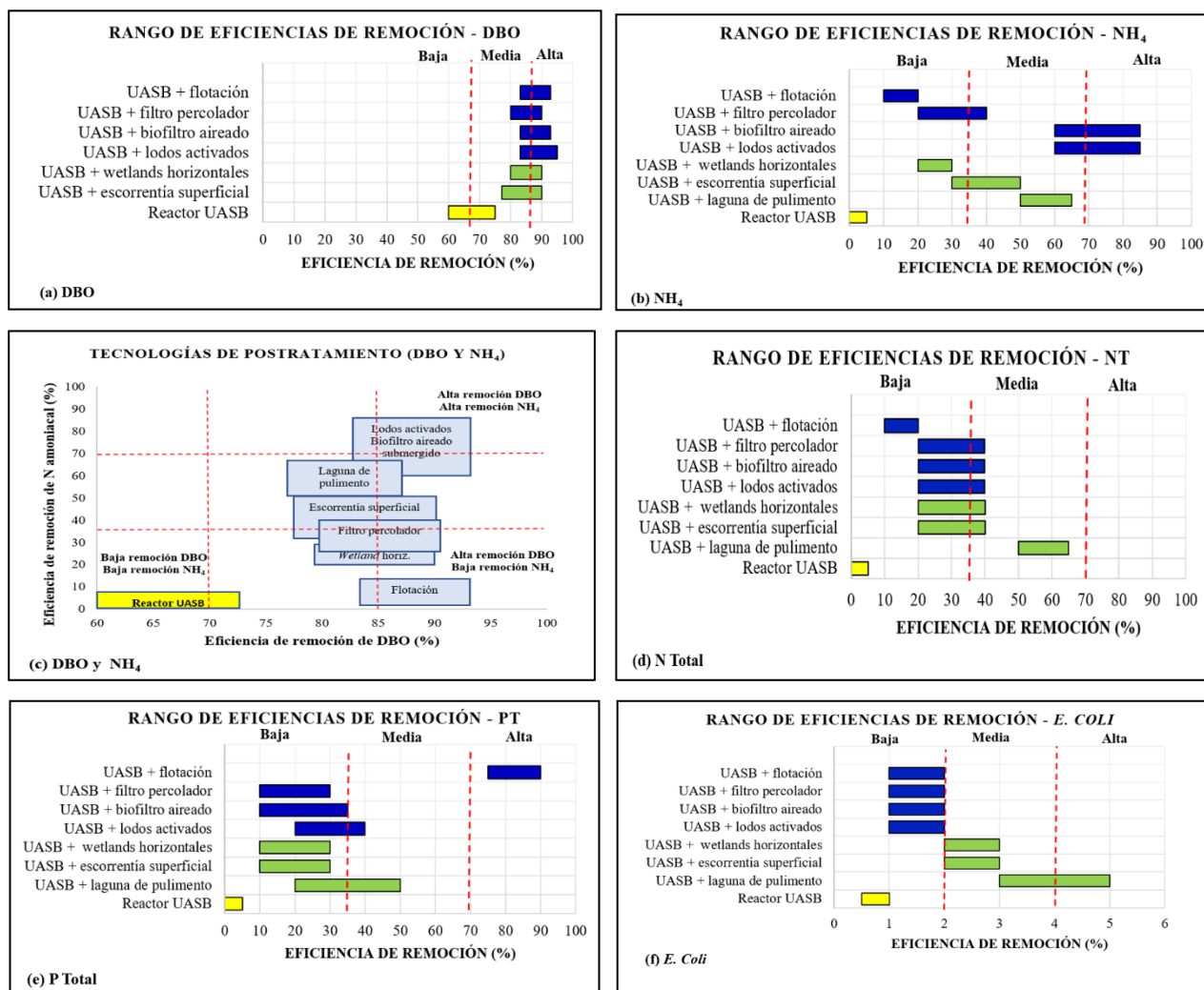


Figura 31 Rangos de eficiencia de remoción esperadas para cada tecnología
Adaptado de von Sperling et al. (2019)

Con relación a la remoción de sólidos en suspensión total (SST), según (Cuadro 19), las eficiencias son semejantes entre los procesos de postratamiento. En el caso de las lagunas de pulimento, en particular, la salida de algas en el efluente contribuye con el aumento de DBO, DQO y SST, y por lo tanto, presenta menores eficiencias de remoción para esos parámetros; los filtros de piedra pueden ser adicionados en el proceso para reducir la concentración de algas en el efluente.

La remoción de nitrógeno total, en general, es baja (Figura 31d), lo cual presenta un desafío en caso de que el cuerpo de agua receptor sea propenso a la eutrofización. En las lagunas de pulimento, debido a los múltiples mecanismos de remoción simultáneos (especialmente la asimilación por algas y la subsecuente sedimentación de las algas y del nitrógeno orgánico presente en las algas), la remoción de nitrógeno total puede alcanzar valores del orden de 65% (Cuadro 19).

En los sistemas diseñados para remoción de nitrógeno, tales como lodos activados con remoción biológica de nitrógeno, son adoptadas algunas estrategias operacionales para favorecer la desnitrificación, tal como la creación de zonas anóxicas, la recirculación interna, *by-pass* de agua residual cruda para proveer materia orgánica para las bacterias desnitrificantes.

La remoción de fósforo total en sistemas compuestos por reactor anaeróbico seguido de postratamiento biológico es baja, normalmente no supera el valor de 50% que es alcanzado en las lagunas de pulimento (Cuadro 1), teniendo en vista la posibilidad de precipitación de fósforo; así, en caso de haber necesidad de remoción de fósforo de

efluente anaeróbico, se puede utilizar un postratamiento físico-químico posterior; como la flotación por aire disuelto ([Figura 31e](#)). Cabe resaltar que, en caso de existir interés en hacer reúso del efluente tratado para irrigación, la presencia de nitrógeno y fósforo es beneficiosa ([Sección 6.2](#)).

Entre las tecnologías analizadas, el sistema UASB + lagunas de pulimento sobresale en cuanto a remoción de patógenos, la remoción de *E. coli* es equivalente a 3-5 unidades log (99,9-99,999%) ([Cuadro 19, Figura 31f](#)) y de huevos de helmintos es de 3-4 unidades log (99,9-99,99%) ([Cuadro 19](#)). Por lo tanto, cuando la seguridad sanitaria del efluente es prioridad y hay disponibilidad de área, las lagunas de pulimento constituyen una importante alternativa.

5.2. Área requerida y demanda de energía para aireación

El [Cuadro 20](#) presenta una comparación entre las tecnologías en lo que se refiere a las demandas de área y de energía eléctrica para la aireación.

Cuadro 20 - Rangos típicos de demanda de área y de energía para aireación
Adaptado de von Sperling et al. (2019)

Sistema	Demanda de área (m ² .hab ⁻¹)	Demanda para aireación	
		Capacidad instalada (W.hab ⁻¹)	Consumo anual (kWh.hab ⁻¹ .año ⁻¹)
Reactor UASB	0,03-0,10	0	0
UASB + laguna de pulimento	1,5-2,5	0	0
UASB + escorrentía superficial	1,5-3,5	0	0
UASB + <i>wetlands</i> horizontales	1,5-3,0	0	0
UASB + filtro percolador	0,1-0,2	0	0
UASB + biofiltro aireado	0,05-0,15	1,8-3,5	14-20
UASB + lodos activados	0,08-0,2	1,8-3,5	14-20

Adaptado de von Sperling et al. (2019)

Como puede ser observado en los datos presentados en el [Cuadro 20](#), los sistemas extensivos requieren mayores áreas. Sin embargo, no demandan energía para aireación. Su operación es simple y alcanzan elevadas eficiencias de remoción de contaminantes ([Cuadro 19](#)), especialmente las lagunas de pulimento. Así, en caso de existir disponibilidad de área, estas tecnologías pueden presentar ventajas para el postratamiento de reactores UASB.

Los sistemas intensivos, por otro lado, presentan requerimientos de área reducidos, incrementando muy poco la demanda de área en comparación con el área requerida solamente para la instalación del reactor UASB. Los FP se destacan por no requerir energía para aireación, pues ocurre naturalmente, contrario a los biofiltros aireados sumergidos y lodos activados.

Es importante notar que el uso del reactor UASB precedente al tren de tratamiento, implica una demanda de área mucho menor con relación al uso de esas tecnologías para el tratamiento de agua residual cruda, especialmente para sistemas extendidos. La energía requerida para aireación también es reducida en el caso de los biofiltros aireados sumergidos y lodos activados. Sin embargo, esa reducción no es proporcional a la remoción de DBO en el reactor UASB, pues la demanda de aireación para oxidación

del nitrógeno amoniacal no es afectada por el uso del reactor anaeróbico en una etapa previa. En el caso de lodos activados, cuando es utilizado para el tratamiento de agua residual cruda, el consumo de energía para aireación es aproximadamente de 18-26 kWh.hab⁻¹.año⁻¹(von Sperling, 2007), mientras que, para el tratamiento de efluente de reactor anaeróbico, el rango de valores es menor, entre 14-20 kWh.hab⁻¹año⁻¹.

5.3. Producción de lodo y frecuencia de descarte

La gestión adecuada de lodo excedente en PTARs es fundamental para garantizar el adecuado funcionamiento de las unidades de tratamiento y para cumplir con los requisitos ambientales relacionados a la disposición de residuos. El [Cuadro 21](#) presenta los valores correspondientes a los volúmenes de lodo excedente a ser tratados y dispuestos, según el tipo de tecnología empleada.

Cuadro 21 - Rangos típicos de volumen de lodo excedente a ser tratado y dispuesto

Sistema	Lodo líquido a ser tratado (L.hab ⁻¹ .año ⁻¹)	Lodo deshidratado a ser dispuesto (L.hab ⁻¹ .año ⁻¹)
Reactor UASB	70-220	10-35
UASB + laguna de pulimento	*	*
UASB + escorrentía superficial	*	*
UASB + <i>wetlands</i> horizontales	*	*
UASB + filtro percolador	180-400	15-55
UASB + biofiltro aireado sumergido	180-400	15-55
UASB + lodos activados	180-400	15-60

**En sistemas extensivos, normalmente la acumulación de lodo es muy lenta, siendo necesario el retiro después de varios años de operación Adaptado de von Sperling et al. (2019)*

En los sistemas extensivos, gran parte del lodo generado va siendo digerido y la frecuencia de retiro de lodo es de intervalos largos, después de varios años de operación. En los sistemas intensivos, como los procesos son optimizados en volúmenes reducidos, el lodo excedente debe ser removido, tratado y dispuesto con mayor frecuencia.

Los volúmenes de lodo excedente son semejantes entre los reactores aeróbicos (FP, biofiltros aeróbicos y lodos activados), tanto con relación al volumen total como al volumen de lodo deshidratado ([Cuadro 21](#)). Como comentado a lo largo de la presente NT, el uso del reactor UASB como primera etapa de tratamiento en el nivel secundario, permite la simplificación de la gestión de lodo de los reactores aeróbicos, tales como los FP y los lodos activados, debido a la posibilidad de espesado y estabilización en el reactor anaeróbico, siempre y cuando este procedimiento sea realizado cuidadosamente para evitar eventuales problemas de pérdida de sólidos en el efluente. Además, al comparar con los reactores aeróbicos utilizados para el tratamiento de agua residual cruda, la producción de lodo aeróbico es reducida como consecuencia de la remoción previa de materia orgánica en el reactor UASB. Así, una de las principales ventajas de remover una gran fracción de la materia orgánica en reactor UASB previamente al tratamiento en reactor aeróbico es la reducción de volumen de lodo excedente, lo cual implica una substancial reducción de costos operacionales.

Con relación a la disposición final de lodos descartados de los reactores UASB, en la Nota Técnica n.º.8 de esta serie se presenta un análisis integrado con el objetivo de valoración de este subproducto, enfocándose en los aspectos relacionados con el aprovechamiento de biosólidos en los suelos.

6. AVANCES RECIENTES

En esta sección se abordan los siguientes temas considerados como avances recientes para el postratamiento de efluentes de reactores UASB: *i*) uso de espuma como material de relleno con el fin de remoción de N-NH_3 en FP, *ii*) reúso de efluente para fines agrícolas y *iii*) gestión de lodo en sistemas combinados anaeróbico-aeróbico.

6.1. Filtros Percoladores Rellenos con Espuma

En la [Sección 4.2.1](#) de esta NT, se discutió brevemente sobre el uso de materiales a base de espuma de poliuretano como relleno de FP. Los sistemas FP o DHS (de sus siglas en inglés, *Downflow Hanging Sponge*), se destacan por la elevada área superficial e índices de vacíos del medio de soporte en comparación a los FPs convencionales (rellenos con grava o escoria de alto horno). En estos reactores, el biofilm es formado en las fibras y poros internos de las espumas; y con esto, la biomasa es eficientemente retenida en el medio de soporte y la edad del lodo es elevada, del orden de aproximadamente 100 días (Bressani-Ribeiro et al., 2017). El tiempo de percolación del líquido también es elevado, entre 1,5-2,5 horas.

En algunos casos, los FPs rellenos con espuma no requieren de decantadores secundarios por la eficiente retención de biomasa. Como las elevadas edades de lodo favorecen mecanismos de respiración endógena, la producción de lodo excedente es bastante reducida. Debido a que las condiciones para obtención de alta concentración de biomasa y oxigenación del medio son favorecidas con el uso de espuma, son reportados desempeños superiores con relación a los FPs rellenos con otros medios de soporte.

El crecimiento de bacterias de metabolismo lento es posible, entre ellas las bacterias nitrificantes; el sistema generalmente es diseñado para la remoción concomitante de materia orgánica y nitrógeno amoniacal en el reactor, al aplicar cargas orgánicas volumétricas más elevadas que en FPs convencionales. Con una carga orgánica de $0,25 \text{ kgDBO} \cdot \text{m}^{-3} \cdot \text{d}^{-1}$, es reportada una remoción de nitrógeno amoniacal de aproximadamente 80% en escala real, mientras que en FP relleno con grava, el valor esperado es aproximadamente de 50% (Tchobanoglous et al., 2013, von Sperling et al., 2019). Para mayores informaciones sobre los FPs rellenos con espumas, puede consultarse en Almeida et al. (2018).

6.2. Reúso de efluente para fines agrícolas

El suelo presenta características, tales como propiedades filtrantes y capacidad de retención de microorganismos, que permiten su uso como unidades componentes del tren de tratamiento de agua residual de nivel secundario, por ejemplo, las unidades de escorrentía superficial ([Sección 4.1.2](#)). Además de esto, los suelos pueden ser utilizados como cuerpo receptor del efluente tratado. En este caso, el reúso con fines agrícolas es una importante alternativa de disposición de agua residual tratada.

Los efluentes de reactores anaeróbicos presentan concentraciones de materia orgánica y de coliformes termotolerantes, de aproximadamente 70% y 90% menores a las del agua residual cruda, respectivamente; mientras que sus concentraciones de nutrientes, incluyendo nitrógeno, fósforo y potasio, y micronutrientes, se mantienen prácticamente inalteradas. Estos factores hacen que el efluente presente un gran potencial de reúso para fines agrícolas, pues la adición de nutrientes por medio del efluente permite la reducción o eliminación de fertilizantes químicos. Además, la materia orgánica de menor biodegradabilidad presente en los efluentes de reactores anaeróbicos contribuye con el acondicionamiento y capacidad de retención de agua en el suelo.

Sin embargo, algunas características de los efluentes deben ser consideradas para la verificación de su potencial, tal como la salinidad.

Aun cuando el decaimiento gradual y natural de los microorganismos en el suelo constituya un importante factor de seguridad para reducir los riesgos potenciales para la salud (Couracci Filho et al., 2001), el tipo de cultivo, el método de aplicación y los grupos de personas expuestas, influyen en la calidad requerida del efluente. Cuando son impuestos parámetros de calidad más estrictos, generalmente como consecuencia de seguridad sanitaria, el reúso puede ser una alternativa de disposición después que haya recibido tratamientos adicionales en sistemas que remueven con mayor eficiencia los patógenos. Dentro de estos sistemas, se pueden mencionar las lagunas de pulimento, que se destacan por sus bajos costos y simplicidad operacional; también existen opciones que emplean procesos físicos y que son más compactas, tal como ozonización y radiación UV artificial. La desinfección con compuestos químicos debe ser observada con cautela, pues los subproductos generados de procesos de cloración, y los propios compuestos químicos adicionados, tienen el potencial de causar daños al suelo y a las aguas subterráneas.

Además de los beneficios a los cultivos agrícolas, el uso de agua residual tratada para reúso colabora para la adecuada disposición de efluentes, minimizando los impactos debido a la descarga de efluentes en cuerpos receptores de agua, principalmente en cuerpos de agua con baja capacidad de autodepuración; contribuyendo para la preservación de aguas de mejor calidad para abastecimiento humano.

Pueden ser utilizados varios métodos de aplicación del efluente, tales como: inundación por canales, goteo, infiltración subsuperficial y fertirrigación por aspersión. La aspersión requiere mayor área superficial, pero ofrece un mayor aprovechamiento productivo. Las técnicas de aplicación por canales o infiltración tienen una operación más simple y son menos exigentes en cuanto al tratamiento previo. El uso de sistemas de goteo requiere atención a la posibilidad de obstrucción debido a la presencia de sólidos en el efluente. Para mayores informaciones sobre los métodos de aplicación de efluente para reúso agrícola, requisitos de tipos de cultivos agrícolas, aspectos del suelo que deben ser considerados, parámetros de diseño y operación, y factores económicos pueden ser consultados en Couracci Filho et al. (2001).

6.3. Gestión de lodo en sistemas combinados anaeróbico-aeróbico

El envío de lodo aeróbico del decantador secundario proveniente de FP y lodos activados para su espesado y digestión en reactores UASB, propicia una gran simplificación en la gestión de lodo de PTARs utilizando sistemas combinados anaeróbico -aeróbico (Alem Sobrinho e Jordão, 2001). Sin embargo, esta práctica puede ocasionar algunos problemas durante la operación de los sistemas, debido al aumento de salida de sólidos suspendidos en el efluente del reactor UASB; la presencia excesiva de sólidos en el efluente anaeróbico tiende a ocasionar mayor resistencia de la biomasa aeróbica en sistemas de lodos activados. En casos extremos, ha sido observada la colmatación del medio de soporte en FPs como consecuencia de la elevada carga de sólidos enviada con el efluente anaeróbico.

En el caso de postratamiento con lodos activados, la pérdida excesiva de sólidos con el efluente de los reactores UASB, asociada a una baja capacidad de remoción de lodo aeróbico excedente, se reflejan en los requisitos de oxígeno en el tanque de aireación y en el consumo de energía (Almeida et al., 2018). Algunas estrategias operacionales para evitar esos problemas son listadas a continuación, conforme Almeida et al. (2018):

- Monitoreo de la masa de lodo y concentración de lodo a lo largo del reactor UASB, siendo necesarios puntos de muestreo de lodo adecuadamente posicionados a lo

largo de la altura del compartimiento de digestión. Se deben establecer los valores máximos de masa de lodo en el reactor UASB y de las concentraciones de lodo en el punto más alto del compartimiento de digestión (inferior a 0,5% de sólidos totales). Por lo tanto, el descarte periódico de lodo debe ser realizado llevando en consideración estos factores, con el objetivo de mantener un contenido máximo de sólidos sedimentables de 1 mL.L⁻¹, en el efluente del reactor UASB.

- Preservación de lodo de fondo en el reactor UASB. El protocolo de descarte de lodo de los reactores UASB debe propiciar la preservación de parcela significativa de lodo de fondo (más concentrado), de modo que este pueda actuar como un “filtro” que auxilie la retención y la hidrólisis de sólidos suspendidos contenidos en el lodo aeróbico enviado a partir de los decantadores secundarios de la unidad de postratamiento.
- Envío de lodo del decantador secundario para el reactor UASB en períodos de caudales menores. Es común que en sistemas UASB + FP y UASB + lodos activados, las concentraciones de lodo en el decantador secundario sean mayores a los valores de diseño. Para evitar la acumulación de lodo en el decantador secundario, los caudales de lodo enviadas al reactor UASB llegan a ser hasta cuatro veces los valores de diseño. Los mayores caudales pueden resultar en el aumento de la velocidad ascensional y la pérdida de sólidos en el efluente del reactor UASB. Por lo tanto, el envío del lodo proveniente del decantador secundario de forma fraccionada y en los períodos de menores caudales de agua residual afluyente al reactor UASB, contribuye con la minimización de estos problemas.
- Adecuación de la capacidad instalada y de operación de las unidades de deshidratación (mecanizadas o por lechos de secado) para que el descarte de lodo excedente sea realizado periódicamente considerando los volúmenes de lodo producido en los reactores anaeróbicos y aeróbicos.

7. ANÁLISIS CRÍTICO DE LAS OPCIONES DE POSTRATAMIENTO

El tratamiento de agua residual municipal por reactores anaeróbicos propicia una significativa remoción de materia orgánica, aliada a la simplicidad operacional, reducida demanda de área, baja producción de lodo y bajos costos de implantación y operación. Sin embargo, los efluentes de reactores anaeróbicos generalmente no alcanzan las calidades requeridas para cumplir los límites ambientales; para mejorar la calidad del efluente, son utilizados sistemas de postratamiento.

En la presente NT, fueron abordados sistemas de postratamiento que se basan principalmente en procesos biológicos, caracterizándose como un complemento del tratamiento de nivel secundario. El principal objetivo de estos sistemas es la remoción adicional de materia orgánica, seguida por la remoción de nitrógeno amoniacal; la tecnología utilizada en el sistema de postratamiento tiende a determinar la calidad del efluente final. De esta forma, el efluente tratado tendrá una calidad muy semejante si esa misma tecnología fuera utilizada para el tratamiento de agua residual cruda; sin embargo, con diversas ventajas asociadas a la remoción previa de fracciones importantes de materia orgánica en el reactor UASB precedente.

En comparación con un sistema aeróbico convencional (por ejemplo, lodos activados), un sistema combinado anaeróbico-aeróbico (por ejemplo, reactor UASB + lodos activados) presenta las siguientes ventajas: *i)* reducción de los requerimientos de área, *ii)* menor demanda energética para aireación, *iii)* menor producción de lodo y *iv)* reducción de costos de implantación y operación.

Los sistemas extensivos (lagunas de pulimento, esorrentía superficial en el suelo, *wetlands* de flujo horizontal subsuperficial) requieren grandes áreas, sin embargo, son menores en comparación al uso de estos sistemas para el tratamiento de aguas residuales

crudas. Estos sistemas presentan una operación simplificada y la remoción de lodo excedente es realizada en intervalos largos, del orden de años. Las lagunas de pulimento son una opción atractiva cuando se tiene por objetivo la remoción de patógenos, principalmente, y también la remoción de una fracción mayor de nitrógeno y fósforo con relación a los otros tratamientos biológicos de postratamiento. El sistema de escorrentía superficial en el suelo se destaca por ser posible utilizarlo en pequeñas comunidades, presentando pocas restricciones con relación a las características del medio, además, su operación es simple y económica. Por último, los *wetlands* horizontales alcanzan eficiencias satisfactorias y pueden brindar un aporte al paisajismo de la PTAR.

Los sistemas intensivos abordados (filtros percoladores, biofiltro aireado sumergido, lodos activados) son basados en procesos biológicos aeróbicos. Estos sistemas alcanzan elevadas remociones de DBO en áreas reducidas, o sea, son procesos optimizados; aunque los biofiltros aireados sumergidos y lodos activados permitan mayores eficiencias de remoción y mejor calidad del efluente que los FPs, estos últimos presentan importantes ventajas cuando el objetivo es la remoción de materia orgánica. Como el suministro de oxígeno es realizado por la circulación natural del aire atmosférico, no hay demanda energética para aireación, razón por la cual los FPs constituyen una alternativa simple y de bajo costo operacional. Por otro lado, los biofiltros aireados sumergidos y lodos activados presentan mayores eficiencias de remoción de nitrógeno amoniacal (por medio de nitrificación), con demandas de área similares.

Las remociones de nitrógeno total, fósforo total y patógenos generalmente no cumplen con límites más estrictos, por lo que muchas veces se requiere un tratamiento terciario. Entre las tecnologías abordadas, las lagunas de pulimento alcanzan las mayores eficiencias de remoción para esos parámetros, especialmente de patógenos; sin embargo, esta tecnología tiene restricciones de aplicación, en cuanto al área y tipo de clima. En los reactores anaeróbicos, pueden ser adoptadas estrategias operacionales para favorecer la desnitrificación (y luego, remoción de nitrógeno total), por ejemplo, el envío de parte del agua residual cruda directamente a la unidad de tratamiento biológico; esta estrategia es la más usual en lodos activados, donde es más fácil el control de las condiciones aeróbicas y anóxicas en tanques compartimentados. En el caso de los FP, las opciones más tradicionales son el relleno con grava y escoria de alto horno, pero su sustitución por espuma ha presentado varias ventajas, especialmente con relación a la nitrificación e incluso a la desnitrificación. Con relación a la remoción biológica de fósforo, que ocurre por asimilación bacteriana, las bajas concentraciones de materia orgánica en el efluente imposibilitan que ese proceso ocurra en tasas satisfactorias. En la mayoría de las situaciones, un tratamiento físico-químico posterior, será necesario para obtener elevada remoción de fósforo.

Como alternativa, efluentes tratados biológicamente en reactor anaeróbico o en un sistema constituido por un reactor anaeróbico seguido de postratamiento, y que aún son ricos en nitrógeno y fósforo, pueden ser utilizados para reúso agrícola. Esta forma de uso del efluente está alineada con las tendencias mundiales de prácticas de buen uso de los recursos, además permite beneficios a los cultivos y los suelos. Por lo tanto, además del cumplimiento de los requisitos ambientales y sanitarios, también deben ser considerados los aspectos relacionados a la legislación ambiental y la aceptación pública.

8. CONSIDERACIONES FINALES

En esta NT se discute sobre las tecnologías de postratamiento que ya son utilizadas, o que tienen gran potencial, como postratamiento de efluentes de reactores anaeróbicos; contemplando sistemas extensivos e intensivos. Los reactores UASB se presentan como una tecnología consolidada de tratamiento de aguas residuales municipales de amplia utilización, especialmente en países de clima tropical; sin embargo, para cumplir con los reglamentos ambientales y legales, generalmente es necesario el uso de sistemas de postratamiento, que buscan complementar la remoción de materia orgánica y promover la reducción de las concentraciones de nitrógeno amoniacal.

Los sistemas de postratamiento presentan eficiencias variables entre sí, y contribuyen con la remoción de microorganismos patógenos, nitrógeno total y fósforo. La mayoría de las tecnologías utilizadas como postratamiento de efluentes anaeróbicos se basan en procesos biológicos aeróbicos; de modo que las altas eficiencias de remoción, especialmente de materia orgánica, son alcanzadas debido a su oxidación completa. Aliado a esto, las ventajas del uso de reactores anaeróbicos que remueven una gran fracción de la materia orgánica, resultan en menores costos de implementación y demandas de área para los reactores aeróbicos subsecuentes.

9. REFERÊNCIAS

- Aisse, M. M.; Jürgensen, D.; Reali, M. A. P.; Penetra, R.; Florencio, L.; Alem Sobrinho, P. (2001). Capítulo 6: Pós-Tratamento de Efluentes de Reatores Anaeróbios por Sistemas de Flotação. In: Chernicharo, C. A. L. (2001). *Pós-tratamento de Efluentes de Reatores Anaeróbios*. PROSAB.
- Alem Sobrinho, P.; Jordão, E. P. (2001). Capítulo 9: Pós-Tratamento de Efluentes de Reatores Anaeróbios – Uma Análise Crítica. In: Chernicharo, C. A. L. (2001) *Pós-tratamento de Efluentes de Reatores Anaeróbios*. PROSAB.
- Almeida, P.G.S., Bressani-Ribeiro, T.B., Silva, B.S., Azevedo, L. S., Chernicharo, C.A.L. (2018). Contribución para el perfeccionamiento del diseño, la construcción y la operación de reactores UASB aplicados al tratamiento de aguas residuales urbanas – Parte 6: Calidad del efluente. *Revista DAE* – edição especial, v. 66 (214), p. 90-108.
- Bressani-Ribeiro, T., Brandt, E. M. F., Almeida, P. G. S., Flórez, C. A. D., Chernicharo, C. A. L. (2017). Technological improvements in compact UASB/SBTF systems for decentralized sewage treatment in developing countries, *Desalin. Water Treat.*, 91, 112-120.
- Chernicharo, C. A. *Anaerobic reactors*. Biological Wastewater Treatment Series, Volume 4 (1 ed.). IWA Publishing, London, UK, 2007.
- Chernicharo, C.A.L.; Ribeiro, T.B.; Pegorini E.S.; Possetti, G.R.C.; Miki, M.K.; Souza, S.N. (2018). Contribución para el perfeccionamiento del diseño, la construcción y la operación de reactores UASB aplicados al tratamiento de aguas residuales urbanas – Parte 1: Temas de Interés. *Revista DAE* – edição especial, v. 66 (214), p. 5-16.
- Coraucii Filho, B.; Andrade Neto, C. O.; Melo, H. N. S.; Sousa, J. T.; Nour, E. A. A.; Figueiredo, R. F. (2001). Capítulo 2: Pós-Tratamento de Efluentes de Reatores Anaeróbios por Sistemas de Aplicação no Solo. In: Chernicharo, C. A. L. (2001). *Pós-tratamento de Efluentes de Reatores Anaeróbios* (2001). PROSAB.
- Lobato, L. C. S., Ribeiro, T. B., Silva, B. S., Flórez, C. A. D., Neves, P. N. P. y Chernicharo, C. A. L. (2018). Contribución para el perfeccionamiento del diseño, la construcción y la operación de reactores UASB aplicados al tratamiento de aguas residuales urbanas – Parte 3: Gestión del lodo y la nata. *Revista DAE* - edição especial, v. 66 (214), p. 30-55.
- Silva, B. G. (2016). Efeitos do tempo de aeração no desempenho de reator de leito estruturado e aeração intermitente usado para remoção de matéria orgânica e nitrogênio de efluente de reator UASB. *Dissertação de mestrado* - Programa de pós-graduação em Engenharia Hidráulica e Saneamento, Universidade de São Paulo. São Paulo, Brasil.
- Tchobanoglous, G.; Stensel, H. D.; Tsuchihashi, R.; Burton, F. L.; Abu-Orf M.; Bowden, G.; Pfrang, W. (2013). *Wastewater engineering, treatment and reuse*, 5th edn, Mc Graw Hill, New York
- von Sperling. (2007). *Wastewater characteristics, treatment, and disposal*. Biological Wastewater Treatment Series, Volume 1 (1st edn.). IWA Publishing, London, UK.
- von Sperling, M.; Sezerino, P. H. (2018). Dimensionamento de Wetlands Construídos no Brasil. Documento de Consenso entre Pesquisadores e Praticantes. Boletim Wetlands Brasil, Edição Especial, dezembro/2018. 65 p. ISSN 2359-0548. Disponível em: <http://gesad.ufsc.br/boletins/>.

von Sperling, M.; Almeida, P. S. G.; Bressani-Ribeiro, T.; Chernicharo, C. A. L. (2019). Chapter 10: Post-treatment of anaerobic effluents. In: Chernicharo, C. A. L.; Bressani-Ribeiro, T. (2019). *Anaerobic Reactors for Sewage Treatment: Design, Construction and Operation*. IWA Publishing.

■ NOTA TÉCNICA 5

ELEMENTOS DE DISEÑO, CONSTRUCCIÓN Y OPERACIÓN DE LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN



AUTORES:

- Carlos Augusto de Lemos Chernicharo
- Thiago Bressani Ribeiro

COLABORADOR:

- Lucas Vassalle de Castro

NOTA TÉCNICA 5

ELEMENTOS DE DISEÑO, CONSTRUCCIÓN Y OPERACIÓN DE LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN

INTRODUCCIÓN	105
DESCRIPCIÓN DE LAS DIFERENTES TIPOLOGÍAS DE LAGUNAS	106
Lagunas Facultativas	106
Lagunas Anaeróbicas seguidas por Lagunas Facultativas	113
Lagunas de maduración	120
Lagunas facultativas aireadas	128
Lagunas aireadas de mezcla completa	129
ASPECTOS DE DISEÑO, CONSTRUCCIÓN Y OPERACIÓN	130
Aspectos de diseño y de construcción	130
Aspectos de operación	132
AVANCES RECIENTES	134
Lagunas de Alta Tasa	134
Cierre del ciclo a partir del aprovechamiento de microalgas en el sistema	136
ANÁLISIS COMPARATIVO DE LAS DIFERENTES TIPOLOGÍAS DE LAGUNAS	136
CONSIDERACIONES FINALES	138
REFERENCIAS	139

1. INTRODUCCIÓN

Las lagunas de estabilización son ampliamente utilizadas en todo el mundo para el tratamiento de las aguas residuales municipales. Debido a su simplicidad y bajos costos y requisitos de operación y mantenimiento, estos sistemas tienen una gran aplicabilidad en los países en desarrollo con climas favorables en términos de temperatura e insolación. De manera general, las principales limitaciones a la aplicación de la tecnología están asociadas a los requisitos de área y a las condiciones favorables de relieve (topografía) y de características del suelo. A pesar de su importancia, estos requisitos pueden ser cumplidos en situaciones diversas, particularmente en el caso de comunidades pequeñas y medianas localizadas en países en desarrollo. De lo anterior puede deducirse que las lagunas de estabilización son sistemas apropiados para la realidad de América Latina. Esto fue confirmado por el inventario publicado por Noyola et al. (2012), considerando muestras de seis países de América Latina (Brasil, Chile, Colombia, Guatemala, México y República Dominicana). En la [Figura 32](#) se presentan los resultados del número de sistemas inventariados, de acuerdo con el tipo de tecnología usada. Puede observarse que del total de 2.933 plantas de tratamiento de aguas residuales (PTARs) que formaron parte del inventario, 1.246 (cerca de 42%) empleaban la tecnología de lagunas de estabilización (modalidades anaeróbica, facultativa y aireadas).

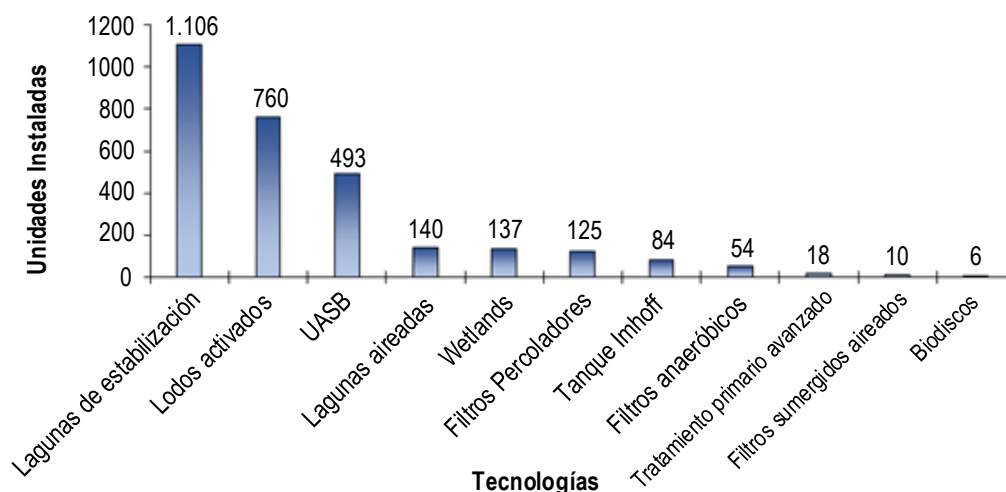


Figura 32 – Inventario de las tecnologías de tratamiento de aguas residuales municipales más utilizadas en América Latina. Adaptado de Noyola et al. (2012)

Las modalidades y configuraciones posibles de lagunas de estabilización para el tratamiento de aguas residuales municipales son muchas. El tipo de configuración está relacionado con los niveles de simplicidad operacional, requisitos de área y contaminantes que desean removerse (materia orgánica, patógenos, macro y micronutrientes). En las configuraciones convencionales, la única energía necesaria para el buen funcionamiento de las unidades es la energía solar directa, no requiriendo ningún equipo electromecánico, lo que permite economizar en gastos de consumo eléctrico y mano de obra especializada para la operación (Varón y Mara, 2004).

En esta Nota Técnica (NT) se abordan los principales sistemas de lagunas de estabilización, así como los principios básicos para el dimensionamiento de los sistemas no mecanizados. También se describen los aspectos de diseño, construcción y operación más importantes para estos sistemas. Por último, se presentan avances recientes en la utilización de lagunas de alta tasa, con la posibilidad de aprovechamiento de los subproductos y bajo distintas configuraciones.

2. DESCRIPCIÓN DE LAS DIFERENTES TIPOLOGÍAS DE LAGUNAS

Las lagunas de estabilización, de forma general, son recomendadas para regiones que posean disponibilidad de área, topografía y suelos propicios, además de un clima favorable (temperatura y niveles de insolación preferencialmente elevados). Una de las principales ventajas de la utilización de esta tecnología es la simplicidad operacional, con una baja o nula necesidad de utilizar equipos electromecánicos. Sin embargo, las características favorables de robustez y simplicidad operativa asociadas a las lagunas de estabilización no excluyen la necesidad de prestar atención a los aspectos de operación y mantenimiento, como se señala en la [sección 3](#) de esta Nota Técnica.

Entre los diferentes tipos de lagunas empleadas en sistemas de tratamiento de aguas residuales municipales destacan:

- Lagunas facultativas primarias.
- Lagunas anaeróbicas seguidas por lagunas facultativas.
- Lagunas aireadas facultativas.
- Lagunas aireadas de mezcla completa seguidas por lagunas de decantación.

Además de estas tipologías, que poseen como principal objetivo la remoción de materia orgánica, existen también lagunas de maduración (también conocidas como lagunas de pulimento cuando se usan para tratar el efluente de reactores anaeróbicos tipo UASB) y las lagunas de alta tasa. Las lagunas de maduración y/o pulimento se destinan prioritariamente a la remoción de organismos patógenos (virus, bacterias, protozoarios y huevos de helmintos), siendo utilizadas como complemento de unidades cuyo objetivo es la remoción de materia orgánica. En el caso de las lagunas de alta tasa, que constituyen una tecnología relativamente más reciente, posibilitan la remoción de patógenos y nutrientes, y son capaces de producir biomasa de microalgas con un elevado valor agregado (von Sperling, 2005; van Haandel y Santos, 2021).

2.1. Lagunas Facultativas

2.1.1. Preliminares

La laguna facultativa es, entre las tipologías de lagunas utilizadas para la estabilización de la materia orgánica, la variante más simple. En este tipo de laguna, los fenómenos que ocurren son totalmente naturales. El agua residual afluyente entra por un extremo, fluye a través de la laguna y sale por el extremo opuesto, según se ilustra en la [Figura 33](#). El tiempo de retención hidráulico es bastante elevado (15 a 45 días), de modo que permite el desarrollo de los procesos naturales de estabilización de la materia orgánica.

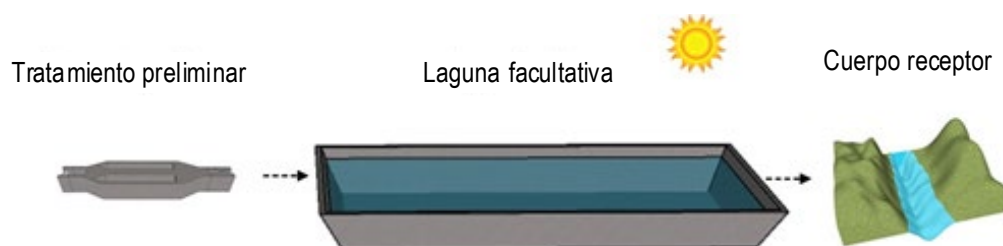


Figura 33 - Diagrama de flujo de proceso típico de un sistema de tratamiento de aguas residuales por laguna facultativa Adaptado de von Sperling (2002)

La estabilización de la materia orgánica en este tipo de laguna ocurre en tres diferentes zonas: una zona superior aeróbica, una inferior anaeróbica, y una intermedia denominada facultativa. Los procesos de estabilización en esas tres zonas están descritos en la [Sección 2.1.2](#) de este documento.

Por ser un sistema natural, el proceso de tratamiento por lagunas facultativas tiene la gran ventaja de ser de operación simple y confiable, no requiriendo de equipos electromecánicos que puedan interferir con el proceso. Pese a ello, la gran desventaja de este tipo de sistema es la necesidad de largos tiempos de retención para que las reacciones se completen. Esto implica grandes requisitos de área y volumen. Adicionalmente, la temperatura tiene una gran influencia en la actividad biológica de las unidades. En consecuencia, el mayor potencial de implantación de estos sistemas se encuentra en localidades donde el costo de adquisición del terreno sea bajo y el clima favorable (con índices de temperatura y radiación solar elevados y estables a lo largo del año). La construcción de las lagunas facultativas es simple, involucrando principalmente movimientos de tierra. La eficiencia del sistema es usualmente satisfactoria, logrando llegar a niveles comparables a la de la mayor parte de los tratamientos secundarios (von Sperling, 2002).

2.1.2. Principios de funcionamiento

Como se mencionó anteriormente, los procesos de estabilización de la materia orgánica dentro de una laguna facultativa ocurren en tres zonas diferentes: *zona anaeróbica*, *zona aeróbica* y *zona facultativa*.

En la *zona anaeróbica*, ocurre la estabilización de la materia orgánica en suspensión – DBO particulada. Esa materia orgánica en suspensión tiende a sedimentar, constituyendo el lodo de fondo de la laguna, el cual sufre un proceso de descomposición por microorganismos anaeróbicos, siendo transformados en gas carbónico (CO_2), metano (CH_4) y otros compuestos. La fracción de la materia orgánica no biodegradable (inerte) permanece en la zona del fondo. En la *zona aeróbica*, la materia orgánica disuelta – DBO soluble, junto con la materia orgánica en suspensión de pequeñas dimensiones – DBO finamente particulada, quedan dispersas en la masa líquida y son oxidadas por la respiración aeróbica de la zona más superficial de la laguna. En este proceso se requiere de la presencia de oxígeno, el cual es suplido por la actividad fotosintética de las algas. De esta forma se establece un equilibrio entre el consumo y la producción del oxígeno y del gas carbónico. La fracción de la materia orgánica no consumida en la zona aeróbica es también degradada en las zonas intermedias de la laguna (entre la zona aeróbica y la anaeróbica). Al mismo tiempo, a medida que la incidencia de la luz solar disminuye en esas zonas, la tasa de consumo del oxígeno supera a la de su producción, generando una zona de eventual ausencia de oxígeno libre a partir de cierta profundidad, particularmente en el período nocturno. En ausencia de ese oxígeno libre, entran en acción los organismos que pueden estabilizar la materia orgánica tanto en condiciones anóxicas (utilizando, por ejemplo, el nitrato como receptor de electrones para estabilizar la materia orgánica) como en condiciones anaeróbicas (utilizando, por ejemplo, el sulfato y CO_2 como receptores de electrones para estabilizar la materia orgánica). Todo este proceso ocurre en la zona que dio el nombre a las lagunas, *zona facultativa*. La [Figura 34](#) muestra un esquema simplificado del funcionamiento de una laguna facultativa y la dinámica química que ocurre en estos ambientes.

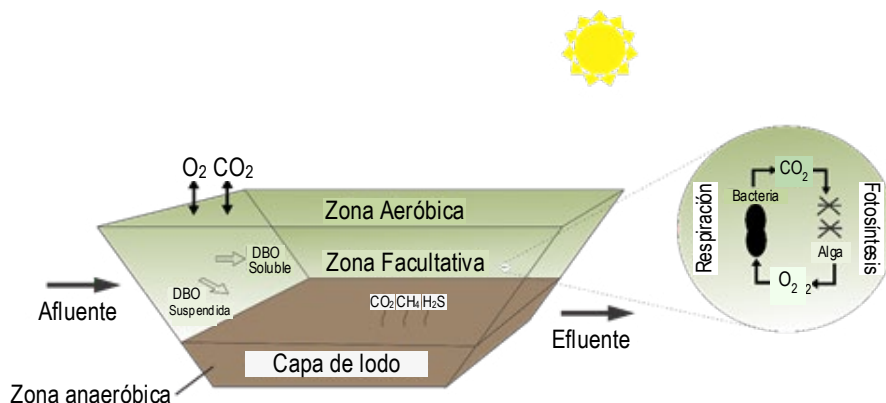


Figura 34 – Esquema simplificado del funcionamiento de una laguna facultativa
Adaptado de von Sperling, 2002

En las lagunas facultativas, las algas desempeñan un papel fundamental en el proceso de estabilización de la materia orgánica. Estos organismos confieren al efluente una coloración verde debido a la clorofila presente en sus células. Una forma de estimar la cantidad de biomasa algal en una laguna es midiendo la cantidad de clorofila-a en una muestra. Entre los grupos de algas que se encuentran en una laguna facultativa destacan las algas verdes de los géneros *Chlamydomonas*, *Euglenas* y *Chlorellas* y las cianobacterias, las cuales pueden ser de los géneros *Oscillatoria*, *Phormidium*, *Anacystis* y *Anameba*. Esos organismos se mantienen estratégicamente localizadas en la parte más superficial de la laguna, con el fin de recibir gran parte de la irradiación solar que utilizan como fuente de energía para su metabolismo. En este tipo de sistema, el dióxido de carbono consumido por las algas proviene del proceso de descomposición de materia orgánica. A medida que las algas producen oxígeno, las bacterias heterotróficas aeróbicas utilizan este compuesto como aceptor de electrones para la degradación del sustrato orgánico, transformándolo en dióxido de carbono y agua. Por lo tanto, existe una relación mutualista entre algas y bacterias. Es decir, el producto de la fotosíntesis es la materia prima para el metabolismo de las bacterias, y viceversa.

Durante el proceso de fotosíntesis, las algas asimilan CO_2 , reduciendo la acidez del medio, y aumentando el pH, el cual puede llegar hasta valores por encima de 10. Debido a este aumento de pH, parte del ion amonio (NH_4^+) es reducido para su forma amoniacal libre (amoníaco - NH_3), el cual se libera hacia la atmósfera a causa de su capacidad de volatilización. Además, elevados valores de pH favorecen la inactivación de coliformes fecales (Mara, 2008). La presencia de luz solar se va reduciendo a lo largo de la profundidad de la laguna y, sin generación de oxígeno disuelto, comienzan a predominar las condiciones anaeróbicas en el medio líquido. En esas zonas más profundas, el proceso de descomposición del sustrato ocurre de forma similar a las lagunas anaeróbicas (ver [Sección 2.2](#)), donde la DBO particulada sedimentable es estabilizada por organismos anaeróbicos que utilizan el dióxido de carbono y sulfato como aceptores de electrones, produciendo sulfuro de hidrógeno (H_2S) y metano (CH_4) como subproductos de la descomposición. A lo largo de su trayectoria hasta la zona aeróbica de la parte superior de la laguna, el H_2S es oxidado nuevamente a sulfato por las bacterias aeróbicas, eliminando la posibilidad de emisión de compuestos odorantes en la superficie de la laguna. La principal característica de esas lagunas es la presencia de una zona facultativa entre las zonas aeróbica y anaeróbica, en la cual predominan bacterias que pueden sobrevivir y proliferar en presencia y ausencia de oxígeno disuelto.

En horario diurno, existe predominancia de producción de oxígeno en virtud de la presencia de luz solar y actividad fotosintética. La zona aeróbica posee un excedente de producción de oxígeno muy superior al consumo de las bacterias heterotróficas. Sin embargo, en zonas más profundas de la laguna, debido a la poca o nula penetración de radiación solar, el consumo de oxígeno supera su producción. Entre ambas zonas existe la

oxipausa. Esta región corresponde a la zona en la cual la producción de oxígeno se iguala a su consumo, generando un balance nulo de entrada y salida de oxígeno disuelto (Figura 35) (von Sperling, 2002). En el horario diurno, el límite marcado por la oxipausa tiende a ir a mayor profundidad en la laguna, debido a la predominancia de las actividades fotosintéticas en la zona aeróbica. Lo contrario ocurre durante el horario nocturno.

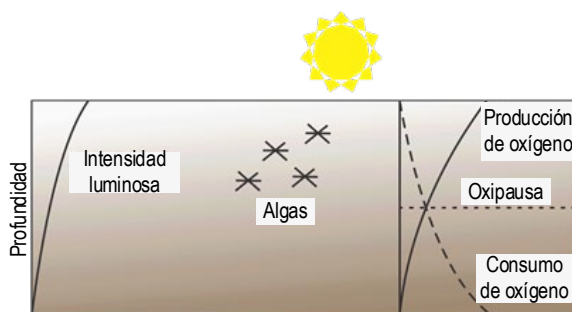


Figura 35 - Ilustración esquemática de la oxipausa a lo largo de la profundidad de la laguna
Adaptado de von Sperling (2002)

El concepto de oxipausa permite un mayor control sobre un posible paso de laguna facultativa a laguna anaeróbica durante periodos nocturnos. Es decir, permite identificar la ocurrencia de sobrecargas orgánicas y eventual necesidad de ampliación y/o de implementación de aireación complementaria. Además de las características biológicas, para obtener eficiencias óptimas en las lagunas facultativas, son necesarias condiciones apropiadas de viento, temperatura e insolación. La insolación influye directamente sobre la actividad fotosintética (y la consecuente producción de oxígeno). La temperatura influye sobre la actividad microbiana (y la velocidad de descomposición de la materia orgánica), la sedimentación de DBO particulada (debido a la reducción de la viscosidad del agua a mayores temperaturas), y a la transferencia de gases para la atmósfera – principalmente oxígeno – en altas temperaturas. Adicionalmente, condiciones óptimas de temperatura y viento son extremadamente importantes para promover el fenómeno de mezcla. La mezcla permite transportar las algas no móviles hacia la región fótica, además de minimizar posibles cortos circuitos hidráulicos en el sistema.

2.1.3. Directrices para el diseño: criterios y parámetros de dimensionamiento

El primer e importante paso para los proyectos de laguna facultativa es la escogencia del área en donde se instalará la unidad. Es necesario considerar áreas que posean una incidencia solar estable y estén fuera de sombras. También deben considerarse las cotas de inundación del terreno, además de elegir áreas con una topografía que posibilite la implantación del sistema con el menor movimiento de tierra posible, de modo a reducir los costos constructivos. En ese tema, la presencia de rocas en el terreno también es un factor importante que considerar. Una vez seleccionada el área, el diseño del sistema debe realizarse por medio de los criterios de tasa de aplicación superficial, profundidad de la laguna, tiempo de retención hidráulica y geometría de las lagunas. Adicionalmente, la definición del régimen hidráulico de funcionamiento de la laguna es un elemento del diseño, con el cual se estima la concentración de la DBO efluente de la laguna. Estos criterios se describen a continuación.

Tasa de aplicación superficial

La energía irradiada del sol es una variable fundamental para el funcionamiento de las lagunas facultativas. Por este motivo, el área superficial, es decir, el área expuesta a la luz solar es un criterio de diseño para las lagunas. La tasa de aplicación superficial se expresa en términos de carga de DBO por unidad de área por día. Las tasas de aplicación superficial (Ls) dependen del clima de la región. Von Sperling (2002) recomienda las siguientes tasas:

- Invierno caliente y elevada insolación: Ls = **240 a 350** kgDBO₅·ha·d⁻¹
- Invierno e insolación moderados: Ls = **120 a 240** kgDBO₅·ha·d⁻¹
- Invierno frío y baja insolación: Ls = **100 a 180** kgDBO₅·ha·d⁻¹

El área superficial de la laguna es obtenida por medio de la Ecuación 1.

$$A = \frac{L}{L_s} \quad (1)$$

Donde, A: área superficial de la laguna (ha); L: carga orgánica afluente (kgDBO₅·d⁻¹); Ls: tasa de aplicación superficial (kgDBO₅·ha⁻¹·d⁻¹).

Tiempo de retención hidráulica

Se relaciona con el tiempo necesario para que los organismos realicen la estabilización de la materia orgánica. El tiempo de retención hidráulica en las lagunas facultativas primarias varía usualmente entre **15 y 45 días**, y se calcula por medio de la Ecuación 2.

$$t = \frac{V}{Q} \quad (2)$$

Donde, t: tiempo de retención hidráulica (d); V: volumen de la laguna (m³); Q: caudal (m³·d⁻¹).

Profundidad

La profundidad de las lagunas facultativas varía entre **1,5 y 3,0 m**, aunque es más usual utilizar valores entre **1,5 y 2,0 m**. La profundidad de la laguna es calculada por medio de la Ecuación 3.

$$H = \frac{V}{A} \quad (3)$$

Donde, H: profundidad de la laguna (m); V: volumen de la laguna (m³); A: área superficial de la laguna (ha).




Geometría de las lagunas

La geometría de las lagunas está relacionada al régimen hidráulico del sistema. Sistemas con relación largo (L) / ancho (B) elevado tienden a un flujo de tipo pistón, mientras que lagunas que poseen relaciones L/B próximas de 1,0 (cuadradas) tienden a un régimen de mezcla completa. Generalmente, las lagunas facultativas tendrán una relación L/B en torno de **2 a 4**.

Régimen hidráulico y ecuaciones para estimar la concentración de DBO5 efluente

Entre los modelos de régimen hidráulico de reactores, los que son característicos de las lagunas son: (a) flujo de pistón, (b) mezcla completa y (c) flujo disperso. El Cuadro 22 sintetiza las principales características de estos flujos y la forma de calcular la calidad del efluente de las unidades considerando cada uno de ellos (Ecuaciones 4 a 9).

Cuadro 22 - Modelos hidráulicos característicos del sistema de lagunas: principales características y ecuaciones

Modelo Hidráulico	Esquema del reactor	Características	Ecuación de la concentración de la DBO ₅ en el efluente del sistema
Pistón		El flujo se comporta como un émbolo, sin mezcla longitudinal. Las partículas mantienen su identidad y permanecen en el reactor por un período igual al tiempo de retención hidráulica (reactores largos, elevada relación largo/ancho)	$S = S_0 e^{-K t}$ [4]
Mezcla completa		Las partículas que entran en el reactor son inmediatamente dispersadas en todo el volumen del reactor. El flujo de entrada y salida es continuo (reactores circulares o cuadrados).	$S = \frac{S_0}{1 + K t}$ [5]
Flujo disperso		El flujo disperso es obtenido en cualquier reactor con grado de mezcla intermedio entre los dos extremos de flujo de pistón y mezcla completa.	$S = S_0 \frac{4 a e^{1/2 d}}{(1+a)^2 e^{a/2 d} - (1-a)^2 e^{-a/2 d}}$ [6]
			$a = \sqrt{1 + 4 K t d}$ [7]
			$d = \frac{D}{U L} = \frac{D t}{L^2}$ [8]*
			$d = \frac{1}{(L/B)}$ [9]**

Adaptado de von Sperling, 2002

Nota: S_0 : concentración de DBO total afluente ($\text{mg} \cdot \text{L}^{-1}$); S : concentración de DBO soluble en el efluente ($\text{mg} \cdot \text{L}^{-1}$); K : constante de remoción de DBO (d^{-1}); t = tiempo de retención hidráulica (d); d : número de dispersión (adimensional); D : coeficiente de dispersión longitudinal ($\text{m}^2 \cdot \text{d}^{-1}$); U : velocidad promedio de flujo en el reactor ($\text{m} \cdot \text{d}^{-1}$); L : longitud en la dirección del flujo en el reactor (m). * Ecuación 9: para reactores existentes, cuando D puede ser medido experimentalmente. ** Ecuación 10: Para reactores en proceso de diseño, cuando debe estimarse d .

La constante de reacción K depende de la temperatura según se muestra en la Ecuación 10.

$$K_T = K_{20} q^{(T-20)} \quad [9]$$

En donde, K_T : coeficiente de remoción de DBO a la temperatura de operación del sistema (d^{-1}); K_{20} : coeficiente de remoción de DBO a 20 °C (d^{-1}) (von Sperling, 2002); y q : coeficiente de temperatura. La constante de reacción (K_{20}) adoptada para el caso más frecuente de dimensionamiento (mezcla completa) varía entre **0,25 y 0,40 d^{-1}** , siendo aplicados valores de **0,30 a 0,40 d^{-1}** para lagunas primarias, y **0,25 a 0,32 d^{-1}** para lagunas

secundarias. Valores del coeficiente de temperatura θ utilizados en la literatura han sido 1,085 (para $K_{20} = 0,35 \text{ d}^{-1}$) y 1,05 (para $K_{20} = 0,30 \text{ d}^{-1}$).

2.1.4. Ejemplo de dimensionamiento preliminar

En esta Nota Técnica se presentan ejemplos de dimensionamiento preliminar para diversas modalidades de lagunas, todos basados en los caudales y cargas orgánicas medias. Sin embargo, se llama la atención sobre la necesidad de verificar los parámetros hidráulicos de operación de todas las estructuras auxiliares (p. ex.: cajas divisorias de flujo, tuberías, vertidos) para los caudales promedio y máximo horario. Los caudales promedio y máximo horario se calculan teniendo en cuenta las variables descritas en el ejemplo de dimensionamiento del tratamiento preliminar ([sección 4.2 de la Nota Técnica 2](#)). Detalles de dimensionamiento de diferentes modalidades de laguna se presentan en von Sperling (2002).

Ejemplo 1: Dimensionamiento preliminar de una Laguna Facultativa Primaria para el tratamiento de aguas residuales municipales de una localidad con las características siguientes.

Datos de entrada:	Criterios y parámetros adoptados:
Población: $P = 20.000 \text{ hab}$;	Coeficiente de remoción de DBO a 20°C : $K_{20} = 0,35 \text{ d}^{-1}$;
Caudal promedio de diseño: $Q_{\text{prom}} = 3.000 \text{ m}^3 \cdot \text{d}^{-1}$;	Coeficiente de temperatura: $\theta = 1,05$;
DBO afluente: $S_0 = 350 \text{ mg} \cdot \text{L}^{-1}$;	Concentración de Sólidos Suspendidos en el efluente: $SS = 80 \text{ mg} \cdot \text{L}^{-1}$
Temperatura: $T = 23^\circ \text{C}$ (líquido en el mes más frío);	Relación empírica: $1 \text{ mgSS} = 0,35 \text{ mgDBO}$
Criterios y parámetros adoptados:	Generación per cápita de lodo: $Y_{\text{lodo}} = 0,05 \text{ m}^3 \cdot \text{hab}^{-1} \cdot \text{año}^{-1}$
Tasa de aplicación superficial: $L_s = 220 \text{ kg DBO}_5 \cdot \text{ha}^{-1} \cdot \text{d}^{-1}$	Número de lagunas en paralelo: $n = 2$
Profundidad: $H = 1,80 \text{ m}$;	Relación L/B : 2,5

Cuadro 23 – Resultados de dimensionamiento preliminar: Laguna Facultativa Primaria

Parámetro	Ecuación	Resultado
1. Dimensionamiento preliminar de la laguna		
Carga orgánica afluente a la laguna – L (kg d ⁻¹)	$L = Q_{prom} \cdot S_0$	1.050
Área requerida* (a la profundidad media de la laguna) - A (m ²)	$A = L/L_s$	48.000
Volumen resultante de la Laguna – V (m ³)	$V = A \cdot H$	86.400
Tiempo de retención hidráulica – TRH (d)	$TRH = V/Q_{prom}$	28,8
2. Calidad del efluente de la laguna		
Coeficiente de remoción de DBO para la temperatura de 23°C (T) – K _T (d ⁻¹)	$K_T = K_{20} \cdot \Theta^{(T-20)}$	0,41
Concentración de DBO soluble en efluente (mezcla completa) - S (mg·L ⁻¹)	$S = S_0 / (1 + K_T \cdot TRDH)$	27
Concentración de DBO particulada en efluente - DBO ₅ particulada (mg·L ⁻¹)	$DBO_5 \text{ particulada} = SS \cdot 0,35$	28
(Concentración de DBO total en el efluente – DBO _t (mg·L ⁻¹))	$DBO_t = S + DBO \text{ particulada}$	55
Eficiencia de remoción de DBO – E (%)	$E = (S_0 - S/S_0) \cdot 100$	84
3. Dimensiones de cada laguna*		
Área de una laguna* (a la profundidad media) – A _u (m ²)	$A_u = A/n$	24.000
Ancho (a la profundidad media) – B (m)	$B = \sqrt{A/2,5}$	98
Largo (a la profundidad media) – L (m)	$L = 2,5B$	245
4. Generación de lodo		
Acumulación anual de lodo – Ac-lodo (m ³ ·año ⁻¹)	$Ac\text{-lodo} = P \cdot Y\text{-lodo}$	1000
Espesor de lodo en un año – e-lodo _{1año} (cm·año ⁻¹)	$e\text{-lodo}_{1año} = Ac\text{-lodo}/A$	2,1
Espesor en 20 años – e-lodo _{20años} (cm)	$e\text{-lodo}_{20años} = e\text{-lodo}_{1año} \cdot 20$	42

Notas: (*) El área de cada laguna hace referencia a las dimensiones a media profundidad. El área total necesaria es usualmente cerca de 30% superior a la tomada a media profundidad, considerando el área ocupada por taludes, vías de acceso e instalaciones de apoyo. Para más detalles sobre este ejemplo de dimensionamiento preliminar refiérase a von Sperling (2002).

2.2. Lagunas Anaeróbicas seguidas por Lagunas Facultativas

2.2.1. Preliminares

En contraste con las lagunas facultativas, las lagunas anaeróbicas son diseñadas con tiempo de retención hidráulica y áreas mucho menores, aunque con profundidades mayores, de modo a favorecer el establecimiento de condiciones anaeróbicas. Por no depender del desarrollo de algas, ya que la provisión de oxígeno es indeseable, estas lagunas no son dimensionadas por medio del criterio de tasa de aplicación superficial, sino más bien por medio del criterio de carga orgánica volumétrica. En función de las limitaciones intrínsecas del proceso anaeróbico, las lagunas anaeróbicas clásicas presentan una eficiencia reducida de remoción de materia orgánica, usualmente limitada a cerca de 60%, razón por la cual normalmente constituyen las primeras lagunas de la serie, precediendo a las lagunas facultativas. En esta configuración, precediendo a las lagunas facultativas, las lagunas anaeróbicas propician una gran economía de área, en comparación al uso exclusivo de lagunas facultativas primarias.

La ventaja de utilizar digestión anaeróbica en el proceso de tratamiento de aguas residuales municipales se deriva de la capacidad de ese sistema de funcionar a elevadas cargas orgánicas y alcanzar relativamente buenas eficiencias de remoción de materia

orgánica con tiempos de retención hidráulica reducidos. Las mayores desventajas de las lagunas anaeróbicas están asociadas a las posibilidades de generación de malos olores y a la necesidad de remoción más frecuente de lodo del fondo, al ser comparadas con las lagunas facultativas. En el caso en el que el sistema esté bien equilibrado y diseñado con las cargas orgánicas adecuadas, emisiones de olores no deben ocurrir, aunque es importante mencionar que eventuales problemas operacionales pueden conducir a la liberación de sulfuro de hidrógeno (H_2S), responsable por olores fétidos. Aguas residuales con bajos valores de pH también pueden inducir este tipo de problemas (von Sperling, 2002).

2.2.2. Principio de funcionamiento de las lagunas anaeróbicas

Al igual que en las lagunas facultativas, en las lagunas anaeróbicas la mezcla de la fase líquida puede ocurrir debido al viento e insolación (mezcla mecánica y térmica, respectivamente), aunque también, y particularmente en este tipo de laguna, es debido al movimiento ascendente de las burbujas de gas generadas durante el proceso de digestión anaeróbica de la materia orgánica. En las lagunas anaeróbicas, la estabilización ocurre en dos etapas: *i*) licuefacción y formación de ácidos (por medio de bacterias acidogénicas); y *ii*) formación de metano (por las arqueas metanogénicas). De manera sintética, los microorganismos facultativos, en ausencia de oxígeno disuelto, transforman los compuestos orgánicos complejos en sustancias y compuestos más simples, principalmente ácidos orgánicos. Estos ácidos tienden a reducir el pH del medio, aunque la disponibilidad de alcalinidad y la utilización simultánea de los ácidos orgánicos por las arqueas metanogénicas (anaeróbicas estrictas) evitan su acumulación y consecuente reducción de pH. De esta forma las reacciones simultáneas de producción y de consumo de ácidos orgánicos, por las bacterias acidogénicas y arqueas metanogénicas, respectivamente, permiten el mantenimiento de un pH neutro en la laguna anaeróbica, en valores cercanos a 7,0.

Es importante destacar que en la fase acidogénica prácticamente no hay reducción de la DBO, ya que la materia orgánica es simplemente convertida de una forma compleja (carbohidratos, proteínas y lípidos) a compuestos orgánicos más simples (azúcares, aminoácidos y péptidos). Los principales compuestos intermediarios formados durante esta fase son ácidos orgánicos volátiles, principalmente ácido acético, propiónico y butírico. La efectiva reducción de DBO ocurre durante la fase siguiente (metanogénica), como resultado de la conversión de los ácidos orgánicos en metano y dióxido de carbono. Nótese que, aunque el metano es un compuesto orgánico, por tratarse de un gas poco soluble éste se desprenderá de la fase líquida hacia la atmósfera, permitiendo reducir la DBO del efluente. En este sentido, es necesario considerar que la liberación del gas metano hacia la atmósfera puede ser un motivo de preocupación en determinadas situaciones, teniendo en cuenta que es un potente gas de efecto invernadero. Por lo tanto, medidas de control del metano (captura y quema / aprovechamiento energético) pueden ser necesarias en unidades de mayor porte.

Otro motivo de preocupación con relación al proceso anaeróbico se deriva de la formación de sulfuro de hidrógeno (H_2S) durante la estabilización de la materia orgánica (reducción de sulfato a sulfuro), debido a que este es un compuesto odorante que puede causar molestias a la población circundante, incluso en concentraciones extremadamente bajas (del orden de 0,008 ppm). El riesgo de toxicidad por sulfuro de los microorganismos es mínimo, considerando que su concentración en el medio líquido es usualmente muy baja. Sobre este punto, es importante observar que la capa de nata que se forma en la superficie de las lagunas anaeróbicas (usualmente una costra gris oscura) es benéfica, pues: *i*) impide la penetración de la luz solar en la laguna; *ii*) evita cortos circuitos hidráulicos provocados por el viento; *iii*) actúa en el aislamiento térmico y la preservación de la temperatura en el medio líquido; *iv*) reduce la emisión de sulfuro de hidrógeno hacia la atmósfera, evitando

problemas de malos olores. Naturalmente, diseños adecuados y condiciones operacionales acordes con los criterios y parámetros de diseño son requisitos importantes para el buen desempeño de las lagunas, inclusive para evitar las emisiones de gases odorantes.

A continuación, se presentan algunas características usualmente observadas en lagunas anaeróbicas operadas adecuadamente:

- El color característico predominante en la masa líquida oscila de un gris oscuro a negro.
- El pH del líquido y de la capa de lodo se mantienen levemente alcalino, normalmente con valores que oscilan entre 6,8 y 7,6.
- Ausencia de oxígeno disuelto en todo el volumen, aunque es posible observar un estrato con una tenue coloración verdosa, derivada de la presencia de algunas especies de algas más resistentes.
- Presencia de una capa espesa de nata en la superficie de la laguna, la cual reduce la emisión de gases odorantes y propicia algún aislamiento térmico y menores oscilaciones de temperatura. La extensión y espesor de esta capa de nata serán mayores cuando para cargas orgánicas aplicadas más elevadas, particularmente en presencia de aceites y grasas.
- Ocasionalmente es posible observar el desarrollo de una coloración rosa en la superficie líquida, indicativa de la presencia de bacterias fotosintéticas reductoras, características de lagunas moderadamente sobrecargadas.
- Inexistencia de vegetación en el interior y en los taludes de la laguna, lo que previene la aparición de insectos.

2.2.3. Directrices para el diseño: criterios y parámetros de dimensionamiento

Las lagunas anaeróbicas son más profundas y menos alargadas que las lagunas facultativas. Se procura colocar múltiples entradas y salidas, mamparas, protección contra la acción de vientos, distribución adecuada del flujo y limitación de la superficie líquida a 5 ha. Para el dimensionamiento de estas lagunas se adoptan los criterios de: *i*) carga orgánica volumétrica; *ii*) tiempo de retención hidráulica; *iii*) profundidad; y *iv*) geometría.

Carga orgánica volumétrica

La carga orgánica volumétrica debe ser tal que se garantice que el consumo de oxígeno sea mayor que su eventual producción por las algas, de modo a asegurar condiciones anaeróbicas en toda la masa líquida de la laguna. La literatura especializada (Mara, 1994) recomienda que las cargas orgánicas volumétricas sean calculadas con base en las temperaturas promedio del mes más frío, de acuerdo con las Ecuaciones 11 a 13.

$COV = 0,02 \times T - 0,10$	$(10 < T < 20 \text{ }^{\circ}\text{C})$	[11]
$COV = 0,01 \times T + 0,10$	$(20 < T < 25 \text{ }^{\circ}\text{C})$	[12]
$COV = 0,35$	$(T > 25 \text{ }^{\circ}\text{C})$	[13]

Donde, COV: carga orgánica volumétrica ($\text{kgDBO} \cdot \text{m}^{-3} \cdot \text{d}^{-1}$); T: temperatura.

Normalmente, se busca mantener las cargas orgánicas volumétricas entre un valor mínimo de $0,10 \text{ kgDBO} \cdot \text{m}^{-3} \cdot \text{d}^{-1}$, de modo a garantizar condiciones anaeróbicas, y un valor máximo de $0,40 \text{ kgDBO} \cdot \text{m}^{-3} \cdot \text{d}^{-1}$, con el fin de evitar sobrecarga y emisión de malos olores. Es importante resaltar que los valores presentados son de tasas admisibles, y durante el diseño, se podrá preferir estar a favor de la seguridad, adoptando tasas menores. Una vez definida la carga orgánica volumétrica, el volumen de la laguna se calcula por medio de la Ecuación 14.

$$V = \frac{L}{COV}$$

[14]

Donde, L: carga orgánica afluente (kgDBO₅·d⁻¹); COV: carga orgánica volumétrica (kgDBO·m⁻³·d⁻¹)

Tiempo de retención hidráulica (TRH)

Se establece en función del tiempo requerido para la estabilización de la materia orgánica por el proceso anaeróbico. Normalmente se considera un valor entre **3 a 6 días**, dependiendo de la temperatura local. La literatura especializada (Mara, 1997) recomienda los siguientes rangos de TRH en función de la temperatura del aire en la región de implantación de las lagunas.

- TRH entre 4 y 6 d (T ≤ 20 °C)
- TRH entre 3 y 5 d (T > 20 °C)

Es importante destacar que existe una tendencia en las últimas décadas de reducir el TRH de diseño de lagunas anaeróbicas para 1 o 2 días, con el objetivo de reducir el área. Para la adopción de TRHs tan bajos se requieren de algunos cuidados adicionales de diseño, con el objetivo de que no haya pérdida de la biomasa con el efluente. Esta condición se garantiza por medio del contacto directo de las aguas residuales afluentes con el lecho de lodo formado en el fondo de la laguna. Para ello es necesario que la alimentación sea realizada en fondo de la laguna anaeróbica, de manera similar a como ocurre con el sistema de distribución de aguas residuales afluentes en el fondo de los reactores UASB (ver Nota Técnica 3 de esta serie). Para más detalles sobre los avances de diseño de lagunas anaeróbicas que operan con TRH reducidos, el lector puede consultar Varón y Mara (2004).

Profundidad

La profundidad de las lagunas anaeróbicas se sitúa en el rango de **3,5 a 5,0m**. Es importante mencionar que cuando no exista un tratamiento preliminar con remoción de arena debe ser adoptada una profundidad adicional de por lo menos 0,5 m a la entrada de la laguna. Este valor debe extenderse hasta abarcar al menos 25% del área total de la laguna (von Sperling, 2002).

Geometría

Las lagunas anaeróbicas presentan una relación Largo / Ancho entre 1 y 3.

Regímenes hidráulicos y ecuaciones para estimar la concentración de DBO₅ en el efluente

No existen ecuaciones que permitan una estimación de la concentración de la DBO efluente para lagunas anaeróbicas tal y como se mostró para las lagunas facultativas. Criterios empíricos, basados en la eficiencia de remoción de la DBO₅ en función de la temperatura, son usualmente utilizados (Mara, 1997), de acuerdo con las Ecuaciones 15 y 16.

$$E = 2T + 20 \quad (10 < T < 25^{\circ}\text{C}) \quad [15]$$

$$E = 70\% \quad (T > 25^{\circ}\text{C}) \quad [16]$$

Donde, E: eficiencia de remoción de DBO₅ (%); T: temperatura promedio del aire en el mes más frío del año (°C).

2.2.4. Configuraciones típicas

La [Figura 36](#) muestra la configuración más utilizada para las lagunas anaeróbicas. Es posible considerar la posibilidad de implantar varias lagunas anaeróbicas en paralelo, o con divisiones internas, lo que confiere mayor flexibilidad para el caso de intervenciones operacionales (por ejemplo, vaciado para la remoción de lodo). Como se mencionó anteriormente, estas lagunas son utilizadas normalmente como la primera etapa biológica del tratamiento de las aguas residuales, antes de las lagunas facultativas. Este sistema se conoce también como sistema australiano.

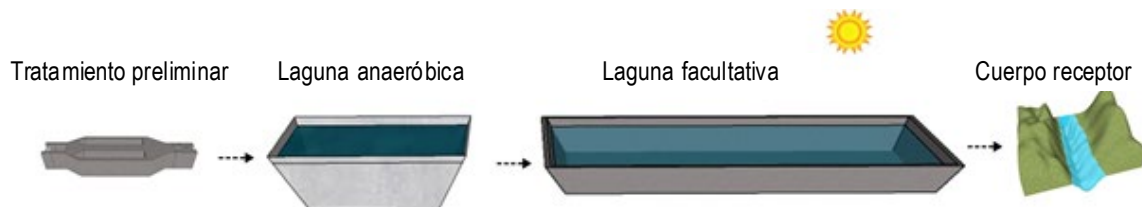


Figura 36 - Diagrama de flujo del proceso de un sistema de tratamiento de aguas residuales por medio de laguna anaeróbica seguida de laguna facultativa. Adaptado de von Sperling (2002)

Se hace la observación de que las **lagunas facultativas**, cuando se utilizan como lagunas secundarias (después de lagunas anaeróbicas), continúan con los mismos criterios de dimensionamiento presentados en la [Sección 2.1.2](#), aunque la carga orgánica afluente a la laguna facultativa será sustancialmente menor, teniendo en cuenta la remoción previa ocurrida en la laguna anaeróbica. Es decir, la carga de DBO afluente a la laguna facultativa es la misma carga efluente de la laguna anaeróbica. En consecuencia, en esta configuración el tiempo de retención hidráulica de las **lagunas facultativas** será mucho menor, produciendo que el área requerida por el sistema completo (laguna anaeróbica + laguna facultativa secundaria) sea cerca de 30% inferior al área ocupada por una laguna facultativa primaria. Esta economía de área es el principal motivo de preferencia, en la mayoría de los casos, por el sistema combinado de laguna anaeróbica + laguna facultativa secundaria. Se aumenta ligeramente el riesgo de emisión de olores (a partir de la laguna anaeróbica), pero se gana mucho en términos de economía de área. Es decir, no se trata de una decisión que dependa únicamente de criterios técnico-económicos (ver Nota Técnica 1 de esta serie).

Cabe resaltar que, en su configuración de postratamiento de lagunas anaeróbicas, las lagunas facultativas secundarias pueden tener una geometría más alargada, ya que gran parte de la materia orgánica es previamente removida en la laguna anaeróbica, reduciendo los problemas de sobrecarga en el trecho inicial de la laguna facultativa. Por otro lado, para estimar la remoción de DBO en las lagunas facultativas secundarias post lagunas anaeróbicas, se puede usar el coeficiente de remoción K20 mencionado anteriormente, adoptando valores entre **0,25 y 0,32 día⁻¹**.

2.2.5. Ejemplo de dimensionamiento

Ejemplo 2: Dimensionamiento preliminar de una Laguna Anaeróbica + Laguna Facultativa Secundaria para el tratamiento de las aguas residuales de una localidad con las siguientes características.

Datos de entrada:	Criterios y parámetros adoptados:
Población = 20.000 hab;	Coeficiente remoción DBO a 20 °C: $K_{20} = 0,27 \text{ d}^{-1}$
Caudal promedio de diseño: $Q = 3.000 \text{ m}^3 \cdot \text{d}^{-1}$;	Coeficiente de temperatura: $\Theta = 1,05$
DBO afluente: $S_0 = 350 \text{ mg} \cdot \text{L}^{-1}$;	Concentración sólidos suspendidos en efluente LF: $SS = 80 \text{ mg} \cdot \text{L}^{-1}$
Temperatura: $T = 23^\circ \text{ C}$ (líquido en el mes más frío);	Relación empírica: $1 \text{ mg SS} = 0,35 \text{ mg DBO}$
Criterios y parámetros adoptados:	Coeficiente producción lodo: $Y_{\text{lodo-LA}} = 0,04$, $Y_{\text{lodo-LF}} = 0,05 \text{ m}^3 \cdot \text{hab}^{-1} \cdot \text{año}^{-1}$
Tasa de aplicación superficial: $L_s = 220 \text{ kgDBO}_5 \cdot \text{ha}^{-1} \cdot \text{d}^{-1}$;	Número de lagunas en paralelo: $n_{\text{LA}} = 2 - n_{\text{LF}} = 2$
*Tasa de aplicación volumétrica: *COV = $0,15 \text{ kgDBO}_5 \text{ m}^3 \cdot \text{d}^{-1}$	Relaciones Largo/Ancho L/B: $L/B_{\text{LA}} = 1,5$, $L/B_{\text{LF}} = 2,5$
Profundidad: $H_{\text{LA}} = 4,5 \text{ m}$, $H_{\text{LF}} = 1,8 \text{ m}$, $H_{\text{LM}} = 1,0 \text{ m}$	Eficiencia de remoción de DBO laguna anaeróbica: * $E_{\text{LA}} = 60\%$

*Los valores de COV y E_{LA} podrían ser más elevados, aunque para efecto de este ejemplo de dimensionamiento fueron adoptados valores conservadores.

Cuadro 24 – Resultados de dimensionamiento preliminar: Laguna anaeróbica seguida de laguna facultativa

Parámetro	Ecuación	Resultado
1. Dimensionamiento preliminar de la Laguna Anaeróbica		
Carga orgánica afluente a la laguna - L (kg·d ⁻¹)	$L = Q_{prom} \cdot S_0$	1.050
Volumen requerido - V (m ³)	$V = L / COV$	7.000
Verificación del TRH - TRH (d)	$TRH = V / Q_{prom}$	2,3
Área* (a la profundidad media de la laguna) - A (m ²)	$A = V / H_{LA}$	1.556
Área de una Laguna* (a la profundidad media) - A _u (m ²)	$A_u = A / n_{LA}$	778
Ancho (a la profundidad media) - B (m)	$B = \sqrt{A / 1,5}$	23
Largo (a la profundidad media) - L (m)	$L = 1,5B$	35
2. Calidad del efluente de la laguna anaeróbica		
Cálculo de la DBO efluente - DBO _{efl} (mg·L ⁻¹)	$DBO_{efl} = (1 - E_{LA} / 100) \cdot S_0$	140
3. Generación de lodo en la Laguna Anaeróbica		
Acumulación anual de lodo - Ac-lodo (m ³ ·año ⁻¹)	$Ac-lodo = P \cdot Y_{lodo-LA}$	800
Espesor de lodo en 1 año - e-lodo _{1año} (cm·año ⁻¹)	$e-lodo_{1año} = Ac-lodo / A$	51
Tiempo para alcanzar 1/3 de la profundidad útil - Tiempo (años)	$Tiempo = (H_{LA} / 3) / e-lodo_{1año}$	~3
4. Dimensionamiento preliminar de la Laguna Facultativa		
Carga orgánica afluente a la laguna facultativa - L (kg·d ⁻¹)	$L = ((100 - E_{LA}) \cdot L_0) / 100$	420
Área requerida* (a la profundidad media) - A (m ²)	$A = L / L_s$	19.000
Volumen resultante de la Laguna - V (m ³)	$V = A \cdot H_{LF}$	34.200
Dimensiones de cada laguna		
Área de una Laguna* (a la profundidad media) - A _u (m ²)	$A_u = A / n_{LF}$	9.500
Ancho (a la profundidad media) - B (m)	$B = \sqrt{A / 2,5}$	62
Largo (a la profundidad media) - L (m)	$L = 2,5B$	155
Tempo de retención hidráulica - TRH (d)	$TRH = V / Q_{prom}$	11,4
5. Calidad del efluente de la Laguna Facultativa		
Coefficiente de remoción de DBO para la temperatura de 23°C (T) - K _T (d ⁻¹)	$K_T = K_{20} \cdot \Theta^{(T-20)}$	0,31
Concentración de DBO soluble en efluente (mezcla completa) - S (mg·L ⁻¹)	$S = S_0 / (1 + K_T \cdot TRH)$	31
Concentración de DBO particulada en efluente - DBO ₅ particulada (mg·L ⁻¹)	$DBO_5 \text{ particulada} = SS \cdot 0,35$	28
Concentración de DBO total en el efluente - DBO _t (mg·L ⁻¹)	$DBO_t = S + DBO \text{ particulada}$	59
Eficiencia de remoción de DBO - E (%)	$E = (S_0 - S / S_0) \cdot 100$	83

Notas: (*) El área de cada laguna hace referencia a las dimensiones a media profundidad. El área total necesaria es usualmente cerca de 30% superior a la tomada a media profundidad, considerando el área ocupada por taludes, vías de acceso e instalaciones de apoyo. a) Para más detalles de este ejemplo de dimensionamiento preliminar consultar von Sperling, 2002. b) El área resultante de la combinación Laguna Anaeróbica + Laguna Facultativa (~2 ha) es menos de la mitad del área demandada por la Laguna Facultativa Primaria (ver Ejemplo de dimensionamiento preliminar 1). En este sentido, el TRH total en este ejemplo es de aproximadamente 9 días, bastante inferior al de una laguna facultativa primaria (28,8 días).

2.3. Lagunas de maduración

Las lagunas de maduración generalmente son usadas al final de un sistema de lagunas de estabilización, después de las lagunas facultativas o de otro tratamiento convencional. El objetivo principal de las lagunas de maduración es la remoción de organismos patógenos, tales como bacterias, virus, quistes de protozoarios y huevos de helmintos (von Sperling, 2002). Estas lagunas también pueden proporcionar una pequeña remoción adicional de DBO al sistema, y tienen una remoción significativa de nitrógeno. Las lagunas de maduración constituyen una alternativa simple y natural a la desinfección del efluente por métodos más convencionales, como la cloración, ozonización, procesos oxidativos avanzados, entre otros (von Sperling, 2002).

2.3.1. Principios de funcionamiento

Como el ambiente externo al tracto intestinal es desfavorable para la sobrevivencia de microorganismos patógenos, estos se encuentran en condiciones adversas (fuera de los rangos óptimos para su sobrevivencia) de temperatura, pH, oxígeno y alimento cuando llegan al sistema de alcantarillado y a la PTAR. Adicionalmente, fuera de las condiciones ideales de sobrevivencia, estos organismos son forzados a competir con otros organismos y depredadores. Las lagunas de maduración tienen por objetivo ampliar estas condiciones desfavorables para los organismos patógenos. Por este motivo, son dimensionadas de forma a potenciar mecanismos responsables por la remoción de virus, bacterias y quistes de protozoarios. Entre los mecanismos destacan:

- La acción bactericida de los rayos ultravioleta (por la penetración de la radiación solar a lo largo de la profundidad de la laguna);
- La foto oxidación y depredación por organismos aeróbicos (debido a las elevadas concentraciones de oxígeno disuelto en la masa líquida de la laguna);
- La desnaturalización debido a los elevados valores de pH (como consecuencia de la elevada actividad fotosintética de la laguna que consume ácido carbónico).

Cuando las lagunas de maduración son adecuadamente diseñadas y operadas, las lagunas de maduración proporcionan eficiencias superiores a 99,99% (4 unidades logarítmicas) de remoción de coliformes. Quistes de protozoarios y huevos de helmintos son normalmente eliminados del efluente de las lagunas de maduración por sedimentación.

2.3.2. Directrices para el diseño: criterios y parámetros de dimensionamiento

El principal objetivo de las lagunas de maduración es la remoción de organismos patógenos. Debido a la imposibilidad de evaluar la remoción de todos los diferentes tipos de patógenos presentes en las aguas residuales, la eficiencia de las lagunas de maduración es evaluada a partir de la remoción de coliformes termotolerantes (o *E. coli*) – indicadores de virus y bacterias –, y de la remoción de huevos de helmintos – indicadores de protozoarios y helmintos. La necesidad de obtener niveles de remoción de coliformes elevados produce que el régimen hidráulico se torne uno de los principales aspectos a ser considerado en el diseño/dimensionamiento de las lagunas de maduración. Como el decaimiento de los organismos patógenos sigue una cinética de primer orden, del mismo modo que la estabilización de la DBO en las lagunas facultativas, configuraciones que se aproximen al flujo de pistón son más eficientes (ver [Sección 2.1.2](#)) para la remoción de microorganismos y materia orgánica. De este modo, las lagunas de maduración deben ser diseñadas **en una única laguna con mamparas** (deflectores que proveen un flujo en forma de zigzag); **o con lagunas en serie** (preferencialmente tres o más). Es importante resaltar que el flujo de pistón es un régimen hidráulico idealizado y que difícilmente ocurre en




lagunas reales. El comportamiento real de estas unidades sigue un régimen de flujo disperso.

Una vez definida la configuración de la laguna, los parámetros de diseño son básicamente los mismos de las lagunas facultativa: i) carga orgánica superficial; ii) tiempo de retención hidráulica; iii) profundidad; y iv) geometría de las lagunas. Adicionalmente, el régimen hidráulico es importante para estimar la concentración de coliformes en el efluente de las lagunas.

Régimen hidráulico y ecuaciones para la estimación de la concentración efluente de coliformes

La estimación de la concentración efluente de coliformes, según el régimen hidráulico en las lagunas de maduración, se realiza por medio de las Ecuaciones 17 a 22, según se presenta en el Cuadro 25. Nótese como la cinética de decaimiento es la misma que para la remoción de materia orgánica, para los valores de S_0 y S , correspondientes a las concentraciones de DBO total afluente y DBO soluble efluente, respectivamente, que fueron presentados en el Cuadro 22. Esos parámetros fueron remplazados por N_0 y N , correspondientes al conteo de coliformes en el afluente y el efluente de la laguna de maduración, respectivamente. En el caso del coeficiente K utilizado en las lagunas facultativas, este es remplazado por el coeficiente K_b (coeficiente de decaimiento bacteriano) en las lagunas de maduración.

Cuadro 25 – Modelos hidráulicos característicos del sistema de lagunas de maduración: principales características y ecuaciones

Modelo Hidráulico	Esquema del Reactor	Ecuación para conteo de los coliformes en el efluente (N)
Pistón		$N = N_0 e^{-K_b t}$ [17]
Mezcla Completa		$N = \frac{N_0}{1 + K_b t}$ [18]
Flujo Disperso		$N = N_0 \frac{4 a e^{1/2d}}{(1+a)^2 e^{a/2d} - (1-a)^2 e^{-a/2d}}$ [19]
		$a = \sqrt{1 + 4 K_b t d}$ [20]
		$d = \frac{D}{U L} = \frac{D t}{L^2}$ [21]*
		$d = \frac{1}{(L/B)}$ [22]**

Adaptado de von Sperling, 2002.

Nota: N_0 : conteo de coliformes en el afluente (org/100 ml); N : conteo de coliformes en el efluente (org/100 ml); K_b = coeficiente de decaimiento bacteriano (d^{-1}); t = tiempo de retención hidráulica (d); d : número de dispersión (adimensional); D : coeficiente de dispersión longitudinal ($m^2 \cdot d^{-1}$); U : velocidad promedio de flujo en el reactor ($m \cdot d^{-1}$); L : longitud en la dirección del flujo en el reactor (m).

* Ecuación 21: para reactores existentes, cuando D puede ser medido experimentalmente.

** Ecuación 22: Para reactores en proceso de diseño, cuando debe estimarse d .

Considerando el régimen hidráulico disperso para el cálculo de la estimación de la concentración efluente de coliformes, se adoptan valores de K_b (d^{-1}) entre **0,4 y 0,7** para lagunas en serie o con mamparas. Para situaciones específicas y otros valores de K_b , así como para revisar la ecuación recomendada para el cálculo de este coeficiente, se recomienda consultar el libro: *Lagoas de estabilização* (von Sperling, 2002).

Tasa de aplicación superficial

Para evitar sobrecarga orgánica, se recomienda que la tasa de aplicación superficial (L_s) ($kgDBO_5 ha.d^{-1}$) máxima en la primera laguna de maduración no exceda un **75% de la tasa de aplicación en la laguna facultativa precedente**.

Tiempo de retención hidráulica (TRH)

El tiempo de retención mínimo en cada laguna de maduración es de 3 días. Dependiendo de la eficiencia de remoción de coliformes requerida, el TRH puede llegar hasta 40 días. El valor mínimo recomendado de TRH tiene por objetivo evitar cortos circuitos hidráulicos y arrastre de algas.

Profundidad

Las lagunas de maduración son menos profundas que las demás, con el fin de permitir la penetración de la radiación solar a través de toda la masa líquida y maximizar la actividad fotosintética. Generalmente estas lagunas son diseñadas con profundidades que varían entre **0,8 y 1,0m**.

Geometría de las lagunas

La geometría de las lagunas está relacionada con el régimen hidráulico del sistema. Sistemas con relaciones de Largo / Ancho (L/B) elevadas tienden al flujo de pistón y son más eficientes en la remoción de los coliformes, mientras que lagunas con relaciones L/B cercanas a 1,0 (cuadradas), tienden a un régimen de mezcla completa y son menos eficientes. Valores **superiores a 5** son usualmente adoptados para obtener eficiencias mayores. Para lagunas de maduración con divisiones con mamparas, las relaciones L/B pueden ser calculadas con las Ecuaciones 23 (lagunas con divisiones paralelas al ancho, B) y 24 (lagunas con divisiones paralelas al largo, L).

$$L/B = \frac{B}{L} (n + 1)^2 \quad [23]$$

$$L/B = \frac{L}{B} (n + 1)^2 \quad [24]$$

Donde, L/B : relación largo/ancho; L : largo de la laguna (m); B : ancho de la laguna (m); n : número de divisiones internas de la laguna.

2.3.3. Configuraciones típicas

La [Figura 37](#) muestra las posibles configuraciones utilizadas para las lagunas de maduración. Aunque se utilizan comúnmente para el post-tratamiento de efluentes de lagunas facultativas, también se pueden utilizar para el postratamiento de efluentes de reactores anaeróbicos de alta tasa (p. ex.: reactores UASB); en este caso se denominan lagunas de “pulimiento” en vez de “maduración”. Esto se debe a que, además de la

función principal de remoción de microorganismos patógenos, las lagunas de pulimento también están destinadas a la remoción complementaria de materia orgánica y nutrientes (principalmente nitrógeno) después de la etapa de tratamiento anaeróbico." En el caso en que se opte por diseñar lagunas en serie, se recomienda que el número de unidades **no sea inferior a 3**, con el fin de aumentar la relación L/B en estas unidades. Es importante resaltar que al dimensionar lagunas de maduración (y de pulimento) debe considerarse la remoción previa de coliformes en las unidades aguas arriba. La remoción de coliformes en las lagunas facultativas puede ser estimada usando la metodología explicada en la [Sección 2.3.2](#) de esta Nota Técnica. Para la remoción de coliformes en las lagunas anaeróbicas y en reactores UASB, pueden considerarse **valores entre 80 y 90%**.

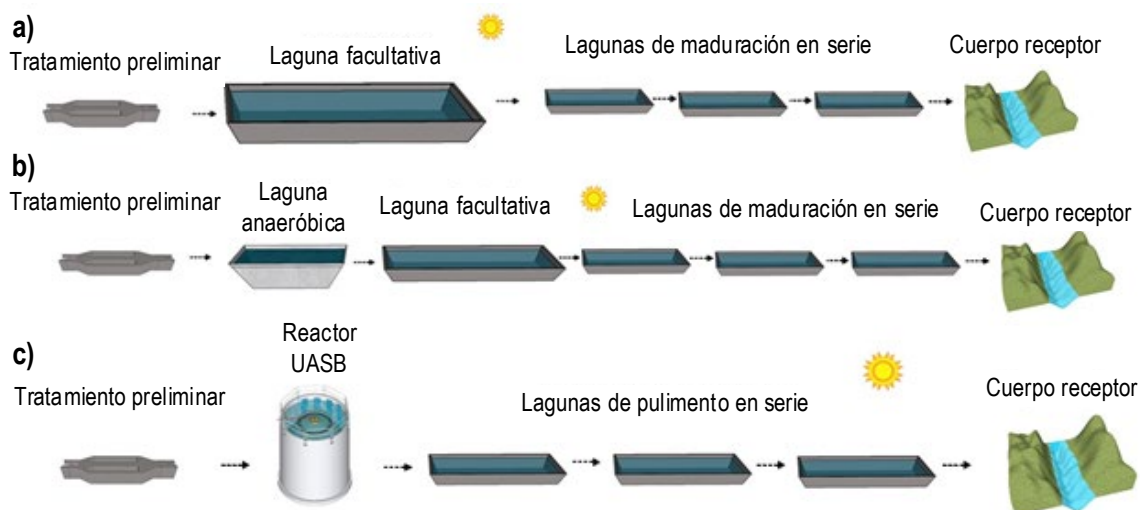


Figura 37 - Diagramas de flujo del proceso típico de sistemas de tratamiento de aguas residuales con lagunas: **a)** Laguna facultativa seguida por lagunas de maduración en serie; **b)** Laguna anaeróbica seguida por laguna facultativa y lagunas de maduración en serie; **c)** Reactor UASB seguido por lagunas de pulimento en serie. Adaptado de von Sperling, 2002.

Como se mencionó anteriormente, las lagunas de maduración son utilizadas normalmente para el postratamiento de efluentes de lagunas facultativas, pudiendo ser dimensionadas en una única unidad con mamparas o en forma de unidades en serie, según se ilustra en la **Figura 38**.

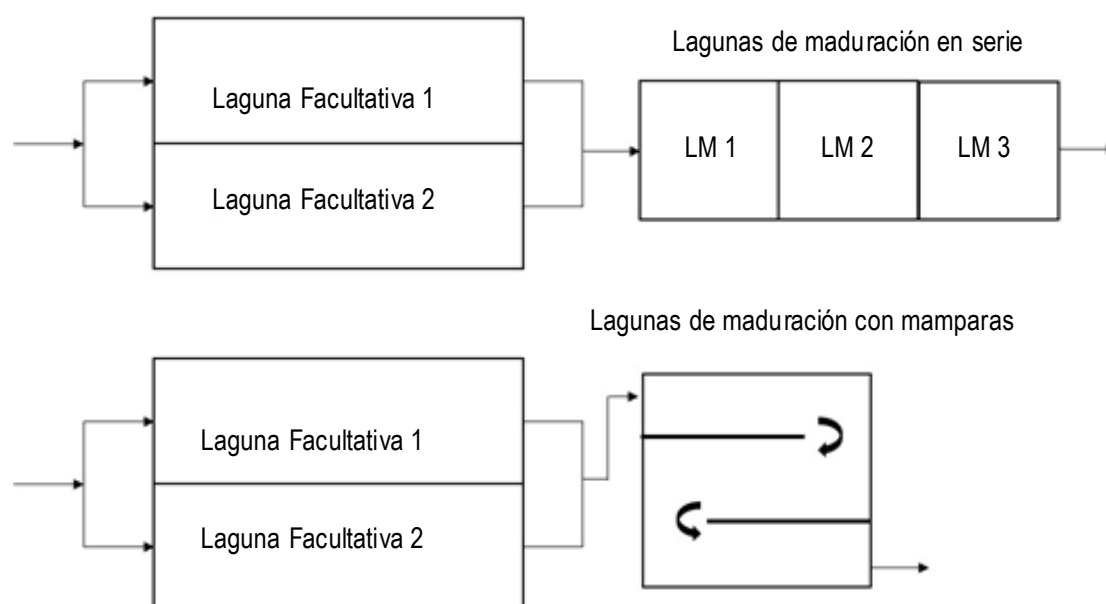


Figura 38 - Conformación del sistema de lagunas de maduración en serie o con mamparas. Adaptado de von Sperling, 2002

2.3.4. Ejemplos de dimensionamiento preliminar

En esta sección se presentan dos ejemplos de dimensionamiento preliminar: i) sistema compuesto por Laguna Anaeróbica + Laguna Facultativa Secundaria + Laguna de Maduración; y ii) sistema compuesto por Reactor UASB + Lagunas de pulimento.

Ejemplo 3: Dimensionamiento de un sistema de Laguna Anaeróbica + Laguna Facultativa Secundaria + Laguna de Maduración para el tratamiento de aguas residuales municipales de una localidad con las siguientes características.

Datos de entrada:	Criterios y parámetros adoptados:
Población = 20.000 hab;	Concentración sólidos suspendidos en efluente LF: SS = 80 mg·L ⁻¹
Caudal promedio de diseño: Q = 3.000 m ³ ·d ⁻¹ ;	Relación empírica: 1 mg SS = 0,35 mg DBO
DBO afluente: S ₀ = 350 mg·L ⁻¹ ;	Coeficiente producción lodo: Y _{lodo-LA} = 0,04, Y _{lodo-LF} = 0,05 m ³ ·hab ⁻¹ ·año ⁻¹
Temperatura: T = 23° C (líquido en el mes más frío);	Número de lagunas: n _{LA} = 2 - n _{LF} = 2 - n _{LM} = 3
Tasa de aplicación superficial: L _s = 220 kgDBO ₅ ·ha ⁻¹ ·d ⁻¹ ;	Concentración de Coliformes en el agua cruda NO: 5 x 10 ⁸ (CF/100 ml)
*Tasa de aplicación volumétrica: *COV = 0,15 kgDBO ₅ m ³ ·d ⁻¹	Eficiencia de remoción de Coliformes Laguna Anaeróbica: Ec 90%
Profundidad: H _{LA} = 4,5 m, H _{LF} = 1,8 m, H _{LM} = 1,0 m	Flujo: disperso para las lagunas facultativas, en pistón para las lagunas de maduración
Coeficiente remoción DBO a 20 °C: K ₂₀ = 0,27 d ⁻¹	TRH (lagunas de maduración): TRH _{LM} = 12 días (total)
Coeficiente de temperatura: Θ = 1,05	Eficiencia remoción DBO de laguna anaeróbica: *E _{LA} = 60%
Coeficiente de temperatura Coliformes: Θ _c = 1,07	

*Los valores de COV y E_{LA} podrían ser más elevados, aunque para efecto de este ejemplo de dimensionamiento fueron adoptados valores conservadores.

Cuadro 26 – Resultados de dimensionamiento preliminar: Laguna Anaeróbica + Laguna

Parámetro	Ecuación	Resultado
1. Dimensionamiento preliminar de la Laguna Anaeróbica		
Carga orgánica afluente a la laguna - L (kg·d ⁻¹)	$L = Q_{prom} \cdot S_0$	1.050
Volumen requerido - V (m ³)	$V = L/COV$	7.000
Verificación del TRH - TRH (d)	$TRH = V/Q_{prom}$	2,3
Área* (a la profundidad media de la laguna) - A (m ²)	$A = V/H_{LA}$	1.556
Área de una Laguna* (a la profundidad media) - A _u (m ²)	$A_u = A/n_{LA}$	778
Ancho (a la profundidad media) - B (m)	$B = \sqrt{A/1,5}$	23
Largo (a la profundidad media) - L (m)	$L = 1,5B$	35
2. Calidad del efluente de la laguna anaeróbica		
Cálculo de la DBO efluente - DBO efl (mg·L ⁻¹)	$DBO_{efl} = (1-E_{LA}/100) \cdot S_0$	140
Coliformes en efluente de Laguna Anaeróbica (org 100ml ⁻¹) - N	$N = (1-E/100) \cdot N_0$	5x10 ⁷
3. Generación de lodo en la Laguna Anaeróbica		
Acumulación anual de lodo - Ac-lodo (m ³ ·año ⁻¹)	$Ac-lodo = P \cdot Y_{lodo-LA}$	800
Espesor de lodo en 1 año - e-lodo _{1año} (cm·año ⁻¹)	$e-lodo_{1año} = Ac-lodo/A$	51
Tiempo para alcanzar 1/3 de la profundidad útil - Tiempo (años)	$Tiempo = (H_{LA}/3)/e-lodo_{1año}$	~3
4. Dimensionamiento preliminar de la Laguna Facultativa		
Carga orgánica afluente a la laguna facultativa - L (kg·d ⁻¹)	$L = ((100-E_{LA}) \cdot L_0)/100$	420
Área requerida* (a la profundidad media) - A (m ²)	$A = L/L_s$	19.000
Volumen resultante de la Laguna - V (m ³)	$V = A \cdot H_{LF}$	34.200
Dimensiones de cada laguna		
Área de una Laguna* (a la profundidad media) - A _u (m ²)	$A_u = A/n_{LF}$	9.500
Ancho (a la profundidad media) - B (m)	$B = \sqrt{A/2,5}$	62
Largo (a la profundidad media) - L (m)	$L = 2,5B$	155
Tiempo de retención hidráulica - TRH (d)	$TRH = V/Q_{prom}$	11,4
5. Calidad del efluente de las lagunas facultativas		
5.1 DBO		
Coefficiente de remoción de DBO para la temperatura de 23°C (T) - K _T (d ⁻¹)	$K_T = K_{20} \cdot \Theta^{(T-20)}$	0,31
Concentración de DBO soluble en efluente (mezcla completa) - S (mg·L ⁻¹)	$S = S_0 / (1 + K_T \cdot TRH)$	31
Concentración de DBO particulada en efluente - DBO ₅ particulada (mg·L ⁻¹)	$DBO_5 \text{ particulada} = SS \cdot 0,35$	28
Concentración de DBO total en el efluente - DBO _t (mg·L ⁻¹)	$DBO_t = S + DBO \text{ particulada}$	59
Eficiencia de remoción de DBO - E (%)	$E = (S_0 - S/S_0) \cdot 100$	83
5.2 Coliformes		
Número de dispersión - d (adimensional)	$d = 1/(L/B)$	0,40
Coefficiente de remoción de coliformes - K _b (d ⁻¹)	$K_b = 0,542 H^{-1,259}$	0,26
Corrección de K _b para la temperatura de 23°C (T) 1,07 - K _{bT} (d ⁻¹)	$K_{bT} = K_{20} \cdot \Theta_c^{(T-20)}$	0,32
	$a = \sqrt{1 + 4K_b t d}$	2,62
Concentración de coliformes - N (CF/100ml)	$N = N_0 \frac{4ae^{1/2d}}{(1+a)^2 e^{a/2d} - (1-a)^2 e^{-a/2d}}$	5,2 x 10 ⁶
Eficiencia de remoción de Coliformes Laguna Facultativa - E (%)	$E = N_0 - N/N_0$	90
Eficiencia de remoción de Coliformes Laguna Anaeróbica + Facultativa - E(%)	$E = N_0 - N/N_0$	99

Parámetro	Ecuación	Resultado
6. Dimensionamiento preliminar de las lagunas de maduración		
Dimensiones de cada laguna		
Tiempo de retención hidráulica en cada laguna – TRH _u (d)	$TRH = TRH_m / n_{LM}$	4
Volumen Requerido – V (m³)	$V = TRH \cdot Q_{prom}$	12.000
Área de cada Laguna* (a la profundidad media) – A (m²)	$A = V / H_{LM}$	12.000
Ancho (a la profundidad media) – B (m)	$B = \sqrt{(A/4)}$	55
Largo (a la profundidad media) – L (m)	$L = 4B$	220
7. Calidad del efluente de las lagunas de maduración		
7.1 Coliformes		
Coeficiente de remoción de coliformes – Kb (d ⁻¹)	$K_b = 0,542 H_{LM}^{-1,259}$	0,54
Corrección de Kb para temperatura de 23°C (T)	$K_{bT} = K_{20} \Theta^{(T-20)}$	0,66
Concentración de coliformes (Flujo Pistón) – N (CF/100ml)	$N = N_0 e^{-K_b T D H_{u,LM}}$	$3,7 \times 10^5$
Eficiencia de remoción de coliformes en la 1° Laguna de maduración, con relación al efluente de la Laguna Facultativa (LF) – E ₁ (%)	$E_1 = N_0 - N / N_0$	93
Eficiencia de remoción de coliformes en las 3 lagunas de maduración – E _n (%)	$E_n = 1 - (1 - E_1)^n \cdot 100$	99,96
Concentración en efluente final – N (CF/100 ml) – considerar concentración de coliformes del efluente de LF igual a la concentración de afluente a la LM	$N = N_0 (1 - E)$	2×10^3
Eficiencia de remoción global del sistema (LA+LF+LM) – E _g (%)	$E_g = N_0 - N / N_0$	99,996

(*) El área de cada laguna hace referencia a las dimensiones a media profundidad. El área total necesaria es usualmente cerca de 30% superior a la tomada a media profundidad, considerando el área ocupada por taludes, vías de acceso e instalaciones de apoyo.

Ejemplo 4: Dimensionamiento preliminar de un sistema de Reactor UASB + Laguna de pulimento para el tratamiento de aguas residuales municipales de una localidad con las siguientes características.

Datos de entrada:	Criterios y parámetros adoptados:
Población = 20.000 hab;	Profundidad: $H_{LP} = 1,0$ m
Caudal promedio de diseño: $Q = 3.000 \text{ m}^3 \cdot \text{d}^{-1}$;	Coeficiente de temperatura Coliformes: $\theta_c = 1,07$
DBO afluente: $S_0 = 350 \text{ mg} \cdot \text{L}^{-1}$;	Número de lagunas: $n_{LP} = 3$
Temperatura: $T = 23^\circ \text{C}$ (líquido en el mes más frío);	Concentración Coliformes agua bruta $NO: 5 \times 10^8 \text{ (CF/100 ml)}$ Eficiencia remoción coliformes reactor UASB: $E_c 90\%$ Flujo: pistón para las lagunas de maduración TRH (lagunas de maduración): $TRH_{LP} = 12$ días (total)

Cuadro 27 – Resultados de dimensionamiento preliminar: Reactor UASB + Lagunas de Pulimiento

Parámetro	Ecuación	Resultado
1. Calidad del efluente del reactor UASB		
Coliformes efluente reactor UASB ($\text{CF}/100\text{ml}^{-1}$) - N	$N = (1-E/100) \cdot N_0$	5×10^7
2. Dimensionamiento preliminar de la laguna de pulimento		
Dimensiones de cada laguna		
Tiempo de retención hidráulica en cada laguna - TRH_u (d)	$TRH_u = TRH_{LP} / n_{LP}$	4
Volumen Requerido - V (m^3)	$V = TRH_u \cdot Q_{prom}$	12.000
Área de cada Laguna* (a la profundidad media) - A (m^2)	$A = V/H_{LP}$	12.000
Ancho (a la profundidad media) - B (m)	$B = \sqrt{A/4}$	55
Largo (a la profundidad media) - L (m)	$L = 4B$	220
3. Calidad de efluente de las lagunas de maduración		
3.1 Coliformes		
Coeficiente de remoción de coliformes - K_b (d^{-1})	$K_b = 0,542 \text{ H}^{-1,259}$	0,54
Corrección de K_b para temperatura de 23°C (T)	$K_{bT} = K_{20} \theta_c^{(T-20)}$	0,66
Concentración de coliformes (Flujo pistón) - N ($\text{CF}/100\text{ml}$)	$N = N_0 e^{-K_b T D H_{u,LP}}$	$3,5 \times 10^6$
Eficiencia de remoción de coliformes en la 1ª Laguna de Pulimento- E_1 (%)	$E_1 = (N_0 - N/N_0) \cdot 100$	93
Eficiencia de remoción de coliformes en las 3 lagunas de pulimento - E_n (%)	$E_n = 1 - (1 - E_1)^n \cdot 100$	99,96
Concentración en el efluente Final - N ($\text{CF}/100 \text{ ml}$)	$N = N_0 (1 - E)$	$2,0 \times 10^4$
Eficiencia de remoción global do sistema (UASB+LP) - E_g (%)	$E_g = N_0 - N/N_0$	99,990

(*) El área de cada laguna hace referencia a las dimensiones a media profundidad. El área total necesaria es usualmente cerca de 30% superior a la tomada a media profundidad, considerando el área ocupada por taludes, vías de acceso e instalaciones de apoyo.

2.4. Lagunas facultativas aireadas

2.4.1. Preliminares

El sistema de lagunas facultativas aireadas es utilizado cuando se desea reducir el área de las lagunas facultativas convencionales. La reducción de área es posible debido a la introducción de aireadores mecanizados, los cuales tienen por objetivo causar turbulencia en el agua y permitir una mayor transferencia de oxígeno atmosférico en la masa líquida. La mayor introducción de oxígeno, sin dependencia de la luz solar y de la actividad fotosintética (como ocurre en las lagunas facultativas convencionales), permite que la descomposición de la materia orgánica ocurra más rápidamente, reduciendo el tiempo de retención hidráulico, así como el área necesaria para ese tipo de laguna. La denominación de laguna facultativa aireada se debe a que el nivel de energía introducido por los aireadores es suficiente apenas para la oxigenación, pero no para mantener los sólidos dispersos en la masa líquida (no es una laguna de mezcla completa). De esta forma, así como ocurre en las lagunas estrictamente facultativas, los sólidos tienen a sedimentar y construir una capa de lodo en el fondo.

Es importante resaltar que las lagunas facultativas convencionales pueden ser convertidas en lagunas facultativas aireadas, brindando mayor flexibilidad al sistema y mayor capacidad de tratamiento. Sin embargo, es deseable que la conversión sea prevista desde la fase de diseño, de forma que la instalación de los aireadores forme parte de una etapa de expansión de la PTAR. Las lagunas facultativas aireadas son diseñadas con un tiempo de retención hidráulico de entre 5 a 10 días, con profundidades de entre 2 m a 4 m. La Figura 39 muestra el diagrama de flujo típico de esta tecnología, y el [Cuadro 28](#) presenta informaciones sobre las ventajas y desventajas de este sistema.



Figura 39 – Diagrama de flujo típico de un sistema de tratamiento de agua residual con lagunas facultativas aireadas

Cuadro 28 – Ventajas y desventajas de las lagunas facultativas aireadas

Ventajas	Desventajas
Satisfactoria eficiencia de remoción de DBO	Introducción de equipos
Construcción, operación y mantenimiento simples	Ligero aumento en el nivel de sofisticación
Requisitos de área inferiores a los requisitos de sistemas de lagunas facultativas, o a los de laguna anaeróbica + facultativa	Requisitos de área siguen siendo elevados para la laguna aireada facultativa, en comparación a otras tecnologías intensivas
Mayor independencia de las condiciones climáticas que las lagunas facultativas, o la laguna anaeróbica + facultativa	Requisitos de energía relativamente elevados
Satisfactoria resistencia a variaciones de carga	Baja eficiencia de remoción de coliformes
Pocas posibilidades de emitir malos olores	Necesidad de remoción continua o periódica de lodo (el intervalo puede ser de algunos años)

Adaptado de von Sperling, 2002

2.4.2. Principios de funcionamiento

Los mecanismos de remoción de materia orgánica son similares a los de una laguna facultativa; sin embargo, el oxígeno es proporcionado por aireadores mecánicos y no por la fotosíntesis realizada por las algas. Como la laguna también es facultativa, una gran parte de los sólidos suspendidos presentes en el agua residual cruda y de la biomasa formada durante el proceso de conversión de la materia orgánica, se acumulan en el fondo de la laguna, generando una zona anaeróbica semejante a la descrita para las lagunas facultativas primarias (ver [Sección 2.1.2](#)).

2.5. Lagunas aireadas de mezcla completa

2.5.1. Preliminares

En esta modalidad de laguna de estabilización, el sistema es compuesto por dos lagunas en serie, la primera es aireada (en la cual ocurren las reacciones de degradación de la materia orgánica) y la segunda de decantación (en la cual ocurre la sedimentación de los sólidos formados en la laguna aireada). La intensidad de la aireación introducida en la primera laguna debe ser suficiente no solamente para proporcionar el oxígeno necesario para la oxidación de la materia orgánica, sino también para mantener toda la biomasa en suspensión (mezcla completa). El área requerida por este sistema es la menor entre los sistemas de lagunas de estabilización. Respecto a los requisitos de energía, son mayores por tratarse de lagunas con mayor intensidad de mezcla en comparación las lagunas facultativas aireadas y las lagunas de alta tasa. El manejo del lodo puede ser más complicado, debido al menor tiempo de almacenamiento en la laguna, comparado con otros sistemas de lagunas. En la [Figura 40](#) se presenta un diagrama de flujo típico de este sistema, y en el [Cuadro 29](#) se muestra información sobre las ventajas y desventajas de las lagunas aireadas de mezcla completa.

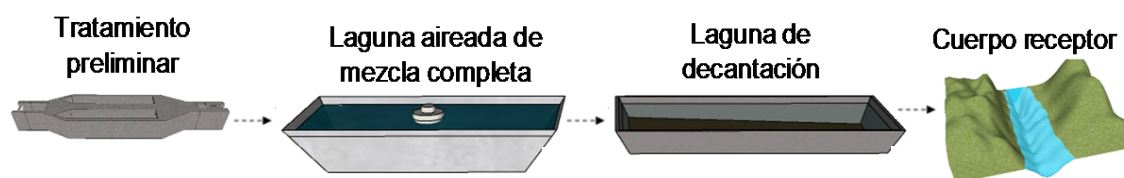


Figura 40 – Diagrama de flujo típico de un sistema de lagunas aireadas de mezcla completa seguida de lagunas de decantación

Cuadro 29 – Ventajas y desventajas de lagunas aireadas de mezcla completa

Ventajas	Desventajas
Idénticas a las presentadas para lagunas facultativas aireadas	Idénticas a las presentadas para lagunas facultativas aireadas (excepto: requisito de área)
Menores requisitos de área de todos los sistemas de lagunas	Mayor frecuencia de remoción de lodo de la laguna de decantación (2 a 5 años)

2.5.2. Principio de funcionamiento

En esta modalidad de laguna de estabilización, la intensidad de la mezcla es tan elevada (mezcla completa) que no permite la sedimentación de los sólidos en el interior del tanque aireado. La condición de elevada intensidad de mezcla permite mayor concentración de biomasa en el interior de la laguna y también mejora el contacto de las bacterias con la materia orgánica a ser degradada. Debido a esto, aumenta la eficiencia en el tratamiento, permitiendo que el volumen y el tiempo de retención hidráulica en la laguna aireada sea bastante reducido (usualmente entre 2 a 4 días). Sin embargo, si por un lado la elevada intensidad de mezcla resulta en el incremento de la eficiencia de remoción de DBO, por otro lado, impide la sedimentación de los sólidos y ocasiona su pérdida junto con el efluente de la laguna aireada. Por este motivo, el efluente de las lagunas aireadas de mezcla completa debe ser enviado para lagunas de decantación, de modo que se permita la sedimentación de los sólidos generados en la laguna de aireación, y así, mejorar la calidad del efluente final del sistema. Los sólidos acumulados en el fondo de la laguna de decantación deben ser removidos después de algunos años de utilización de la laguna, usualmente cada 2 a 5 años, dependiendo de los criterios de diseño adoptados.

3. ASPECTOS DE DISEÑO, CONSTRUCCIÓN Y OPERACIÓN

3.1. Aspectos de diseño y de construcción

Los aspectos de diseño y de construcción de lagunas de estabilización para el tratamiento de agua residual son ampliamente descritos en la literatura especializada (von Sperling *et al.*, 2019). En esta sección son destacados algunos aspectos que merecen mayor atención.

3.1.1. Ubicación y construcción de la laguna

Algunos aspectos relativos a la localización de las lagunas son importantes para la selección de la mejor ubicación de estas unidades. Es necesario indicar que el cumplimiento de todos los aspectos es extremadamente difícil, pero deben ser realizados los esfuerzos para que la mayoría de ellos sean contemplados. El [Cuadro 30](#) resume los criterios más importantes relacionados a la localización de estas unidades.

Cuadro 30 – Aspectos sobre la ubicación de las lagunas

Aspecto	Observaciones
Disponibilidad de área	La selección del tipo de tratamiento puede estar relacionada a la disponibilidad de área del proyecto.
Localización del área con relación a la generación de agua residual	Entre menor es la distancia entre el sitio de generación del agua residual y la PTAR, menores son los costos de transporte de agua residual. Sin embargo, debe ser respetado el radio mínimo de distancia entre los sistemas de tratamiento y las residencias más próximas, esta distancia suele ser exigida por los órganos reguladores o por las concesionarias locales. Cuando no hay exigencias, se recomienda que las lagunas anaeróbicas estén a un radio de al menos 500 m de las residencias más próximas de la PTAR; para otras lagunas esta distancia puede ser menor.
Localización del área con relación al cuerpo receptor	Entre más cerca del punto de descarga, menores son los costos de transporte para la disposición final del efluente.
Áreas de inundación	Es importante verificar que la unidad implementada esté fuera de las áreas de inundación del terreno seleccionado. Los niveles de inundación se pueden estimar a partir de verificaciones hidráulicas del cuerpo hídrico, para períodos de retorno seguros (p. ex.: 50 a 100 años). También se recomiendan verificaciones in situ, a partir de la recopilación de información con los residentes más antiguos de la zona.
Nivel freático	El nivel freático define el nivel de profundidad (o nivel de desplante) de las lagunas en el terreno y las exigencias respecto al grado de impermeabilización requerido. Es importante caracterizar el sitio de forma cuidadosa, para no presentar problemas de infiltración, contaminación del agua subterránea o asentamiento de la unidad a lo largo de su operación.
Topografía del terreno	Es ideal que los terrenos tengan poca pendiente, de modo que el movimiento de tierra sea el menor posible. Es importante estudiar cuidadosamente la compensación entre el corte y el relleno del terreno, para minimizar los volúmenes de compra o préstamo de suelo, y de retiro del terreno.
Geometría del área	La forma del área influye en la configuración en planta de las unidades. El nivel de desplante de las lagunas puede ser afectado por las curvas de nivel, de modo que se eviten grandes movimientos de tierra.
Aspecto	Observaciones
Vientos	La localización de la laguna debe permitir el libre acceso de los vientos, de forma que se garantice la mezcla de la masa líquida. También se debe verificar la dirección predominante de los vientos, con el fin de evitar posibles problemas futuros con emisiones de olores, especialmente cuando se utilizan lagunas anaeróbicas.
Facilidad de adquisición y costo del terreno	Dificultades de expropiación y elevados costos del terreno, pueden inviabilizar la selección de un área. Se deben priorizar áreas de las cuales se tenga información de los propietarios, de forma que se facilite la negociación.

Adaptado de von Sperling, 2002

3.1.2. Impermeabilización

El fondo y los taludes de las lagunas no deben tener permeabilidad excesiva, de modo que se evite el riesgo de contaminación del manto freático y la reducción del nivel de las lagunas. A continuación, se presentan algunos valores de coeficientes de permeabilidad del suelo (k), que se asocian a la necesidad de cuidados especiales con relación al fondo de la laguna:

- $k > 10^{-6} \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$: el suelo es muy permeable y el fondo debe ser protegido.
- $k > 10^{-7} \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$: puede ocurrir infiltración, pero no es suficiente para perjudicar el mantenimiento del nivel de las lagunas.
- $k < 10^{-8} \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$: el fondo de las lagunas es naturalmente impermeable a lo largo de su operación, debido al sedimento del fondo.
- $k < 10^{-9} \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$: no hay riesgo de contaminación.

En caso de ser necesario, la disminución de la percolación del suelo puede ser lograda con arcilla compactada, con un orden de espesor de 5 a 10 cm. Para la impermeabilización del suelo, las soluciones suelen ser más caras y pueden tener un gran impacto en la implantación de la unidad; la impermeabilización puede ser realizada colocando una capa más gruesa de arcilla (40 cm), revestimiento asfáltico o geomembranas (von Sperling, 2002; Mara et al., 1994).

3.1.3. Tubería de entrada y de salida del efluente

Las entradas del agua residual en las lagunas deben garantizar la homogenización del líquido, con el fin de evitar cortos circuitos hidráulicos y disminuir las zonas muertas en las lagunas. Además, la tubería de entrada debe ser sumergida, de modo que no se produzca el desprendimiento de gases odorantes, y también debe estar protegida con una placa de concreto para evitar el solapamiento de los taludes de la laguna.

Con relación a las tuberías de salida, deben localizarse en la extremidad opuesta y no alineadas con las tuberías de entrada, de modo que se eviten cortos circuitos hidráulicos. Se debe considerar la instalación de placas deflectoras para evitar la salida de material flotante (algas y nata). Para los diferentes tipos de lagunas, la retirada del efluente debe ser considerada abajo del nivel de agua, siendo: 0,30 m para lagunas anaeróbicas; 0,60 m para lagunas facultativas; 0,05 m para lagunas de maduración. El sistema debe ser diseñado de manera que posea flexibilidad operacional para el ajuste del nivel de retiro del efluente (abajo del nivel de agua); finalmente, se puede adoptar (aunque no sea muy común) un sistema de descarga de fondo en la propia estructura de salida. Los tipos de entrada y salida de las lagunas, así como otros aspectos constructivos son ampliamente descritos en von Sperling (2002).

3.2. Aspectos de operación

Como es sabido, las lagunas son de operación y mantenimiento simple; sin embargo, esto no es motivo para negligencias durante el tiempo de operación de estas unidades. Existen una serie de rutinas y procesos operacionales y de mantenimiento, que deben ser seguidos para evitar el mal funcionamiento del sistema, y como consecuencia, la reducción de su eficiencia. Dentro de estas actividades, se destaca el dimensionamiento del equipo de operación, programas regulares de inspección, muestreos y mediciones en las unidades y buenas prácticas para el inicio de operación de las lagunas; todos estos aspectos están detallados en la literatura especializada (von Sperling, 2002 - capítulo 11). En esta nota técnica se presentan brevemente los procedimientos previos al inicio de operación, así como algunos problemas operacionales inherentes al tratamiento de aguas residuales en estas unidades.

3.2.1. Llenado y puesta en marcha de lagunas

Antes del inicio de operación de las lagunas y su llenado con agua residual, se recomienda el llenado parcial de la unidad con agua limpia (aproximadamente hasta una altura de 1,0m); al llegar a este nivel, se debe bloquear la salida de la laguna y se inicia el proceso de llenado con agua residual hasta el nivel de agua previsto en el diseño. La adopción

de este procedimiento permite probar la estanqueidad del sistema, además de corregir eventuales deficiencias provocadas por la compactación del suelo, e impedir el crecimiento descontrolado de vegetación, el cual ocurre en condiciones de reducidas láminas de agua.

Otro método que puede ser utilizado, es llenar la laguna directamente con agua residual, en este caso, se recomienda realizar una mezcla de 1/5 de agua limpia/agua residual y llenar la laguna hasta un máximo de 0,40 m por debajo del nivel de salida. Después de este procedimiento, la mezcla debe permanecer algunos días en la laguna, para verificar si el nivel de agua permanece constante o si se presentó crecimiento de algas; en los días siguientes, la laguna debe ser alimentada nuevamente con agua residual hasta que ocurre la aparición de algas. En este momento, se interrumpe la operación entre 7 a 14 días y se llena la laguna hasta su nivel de operación; se deben esperar entre 7 a 14 días más, hasta el establecimiento de una población de algas considerable. A partir de este momento, las lagunas pueden ser operadas normalmente (CETESB, 1989). Es importante resaltar que, para la protección y el buen funcionamiento de las lagunas, las unidades de tratamiento preliminar (cribado y desarenadores), deben ser inspeccionadas y limpiadas regularmente.

3.2.2. Gestión de lodo acumulado en las lagunas

La acumulación de sedimento es extremadamente lenta y las lagunas pueden operar por varios años sin necesidad de remover el lodo. Esto es particularmente importante para lagunas de pulimento que actúan como postratamiento de efluentes de reactores anaeróbicos, donde la mayoría de los sólidos suspendidos provenientes del agua residual cruda son removidos en el reactor anaeróbico, y el crecimiento de biomasa heterotrófica es baja debido a la menor disponibilidad de materia orgánica. Sin embargo; las algas continúan creciendo en las lagunas, y parte de su masa se puede sedimentar y ser incorporada a los sedimentos; el lodo de fondo es espesado y digerido, siendo extendido en una gran área, lo cual justifica las bajas tasas de aumento de volumen.

En lagunas facultativas convencionales, se estima que la tasa de acumulación de lodo varía entre 0,03 a 0,08 $\text{m}^3 \cdot \text{hab}^{-1} \cdot \text{año}^{-1}$. Para lagunas de gran escala, utilizadas como postratamiento de reactores anaeróbicos, esta información es escasa, pero han sido encontrados valores de aproximadamente 0,02 $\text{m}^3 \cdot \text{hab}^{-1} \cdot \text{año}^{-1}$ en lagunas de pulimento (en la primera laguna, en serie) después del reactor UASB. También han sido observados valores de entre 0,004 y 0,009 $\text{m}^3 \cdot \text{hab}^{-1} \cdot \text{año}^{-1}$, en la segunda laguna de pulimento (Possmoser-Nascimento et al., 2014). Por lo tanto, la acumulación de lodo avanza a una tasa baja en las lagunas de pulimento, y la necesidad de su retiro es considerada solamente cuando el volumen ocupa aproximadamente 1/3 del volumen de la laguna.

Cuando la remoción de lodo se hace necesaria, esto constituye un gran problema operacional, principalmente en el caso de lagunas de dimensiones grandes, las cuales han acumulado enormes volúmenes de lodo durante los años de operación. Existen diferentes posibilidades y técnicas para la remoción de lodo, sea con la laguna en operación o después del drenaje o descanso por varios meses de la laguna, lo que permite el secado del lodo (von Sperling et al., 2019).

3.2.3. Problemas operacionales y medidas de prevención y control

Algunos problemas comunes en las lagunas facultativas y anaeróbicas son mencionados en el Cuadro 31, indicando las causas y medidas de prevención y control. Una lista más completa de estos problemas operacionales puede ser encontrada en von Sperling, 2002 (Capítulo 11).

Cuadro 31 –Principales problemas operacionales en lagunas facultativas y anaeróbicas

Problema (laguna)	Causas	Recomendaciones de medidas de prevención y control a ser implementadas
Malos olores (facultativa)	i) Sobrecarga de agua residual; ii) largos períodos de días nublados sin suficiente luz solar; iii) sustancias provenientes de industrias en el afluente; iv) corto circuito hidráulico y/o; v) masas de algas flotantes	i) Transformar la operación de las lagunas de configuración en serie a configuración en paralelo; i) recircular el efluente en proporción 1:6; ii) disminuir la lámina de agua; iii) identificar la sustancia y su procedencia; iii) aislar la laguna afectada, colocando una laguna en serie con aireación; iv) regularizar la entrada del afluente en las lagunas; iv) realizar limpieza, en caso de presencia de plantas acuáticas; v) limpieza con rejillas; v) lavado con agua a presión.
Elevadas concentraciones de algas en el efluente (facultativa)	Condiciones que favorecen el crecimiento de ciertas especies	Utilizar varias células en series, de modo que se reduzca el TRH en cada una. Realizar el postratamiento del efluente de las lagunas (filtro, filtro de piedra, decantador).
Proliferación de insectos (facultativa)	Presencia de vegetación en los taludes internos de las lagunas	Operar las lagunas con variación del nivel de agua. Proteger los taludes. Utilizar peces en las lagunas (carpa común, tilapias). Retiro de la nata.
Malos olores (anaeróbicas)	i) Sobrecarga de agua residual; ii) presencia de sustancias tóxicas; iii) cargas bajas y elevado TRH.	i) Recircular el efluente de la laguna facultativa o de maduración en proporción 1:6; ii) colocar cal (12g por m ³ de laguna), para elevar el pH y reducir las condiciones ácidas; iii) mejorar la entrada del afluente en las lagunas.
Manchas verdes en el encuentro del nivel de operación y el talud (anaeróbica)	Proliferación de algas en el sitio	Realizar remoción inmediata de las colonias de algas que han crecido en el talud.
Crecimiento de vegetación (anaeróbicas)	Mantenimiento inadecuado	Remoción inmediata de plantas acuáticas de las lagunas y de las plantas terrestres en el perímetro de las lagunas
Proliferación de insectos (anaeróbicas)	Material cribado o arena removida no dispuesta correctamente. Crecimiento de plantas en el encuentro del nivel de operación y el talud de la laguna. Mantenimiento deficiente.	Enterrar el material removido de las rejillas y de los desarenadores. Remoción inmediata de plantas en desarrollo. <u>Cuidadosa</u> aplicación de larvicidas e insecticidas en el sitio.

Adaptado de von Sperling, 2002

4. AVANCES RECIENTES

4.1. Lagunas de Alta Tasa

Aunque los sistemas de lagunas de estabilización son una de las formas más comunes entre las tecnologías de tratamiento de aguas residuales en todo el mundo, los sistemas de lagunas de alta tasa (LAT) todavía son relativamente poco aplicados para el tratamiento de agua residual municipal. Las lagunas de alta tasa presentan algunas mejoras con relación a las lagunas de estabilización convencionales, como por ejemplo, un mejor desempeño en menor demanda de área al incorporar un sistema de mezcla simple para mejorar el flujo hidráulico, optimizando la incorporación de oxígeno producido por las microalgas (Fallowfield *et al.*, 1996).

En términos generales, las LAT están compuestas por canales abiertos con ancho de entre **2 a 3 m**, los cuales permiten el movimiento continuo de la masa líquida, en circuito cerrado, con velocidad variable entre **0,12 a 0,15 m s⁻¹** (Oswald et al., 1957). Puede ser considerado un proceso de tratamiento de bajo costo, debido al uso de energía solar para aumentar la remoción de nutrientes y de materia orgánica, por medio de la fotosíntesis realizada por las microalgas en **lagunas menos profundas** que las convencionales (**0,2 a 0,5m**) (Cromar et al., 1992). La profundidad de las lagunas de alta tasa aumenta la tasa de inactivación de coliformes termotolerantes y promueve la foto-oxidación de contaminantes orgánicos disueltos (Colley et al., 2010); además, el tiempo de retención hidráulico en estas unidades es menor, variando entre 3 a 8 días, dependiendo de las condiciones climáticas en que esté operando (Craggs et al., 2003). Cuando son comparados los tratamientos convencionales como lodos activados y lagunas aireadas, las lagunas de alta tasa, ofrecen varias ventajas, incluyendo una menor huella de carbono debido al menor uso de energía, ausencia de olor, nivel terciario de tratamiento, absorción de amoníaco y precipitación de fosfato (Azov y Goldman, 1982). Además de lo anterior, las microalgas producidas en el sistema, pueden ser convertidas en productos valiosos, tal como biocombustibles, fertilizantes, bioplásticos y pigmentos (Arashiro et al., 2020). Sin embargo, como en cualquier sistema natural, esas lagunas son susceptibles a las variaciones ambientales que pueden afectar todo el proceso de tratamiento; entre los parámetros más susceptibles están las variaciones naturales del pH, temperatura, disponibilidad de luz, concentración de oxígeno disuelto y presencia de depredadores (Muñoz et al., 2006). La eficiencia de estas unidades generalmente disminuye en bajas temperaturas y baja irradiación solar (Richmond, 1986).

El buen funcionamiento de las lagunas de alta tasa requiere un efluente con baja turbidez, de modo que permita la mayor penetración de radiación solar en la unidad. Usualmente, es utilizado un decantador primario, previo a las lagunas (García et al., 2006). Sin embargo, es posible utilizar otras tecnologías en lugar del decantador, como es el caso de los reactores UASB, los cuales permiten la eficiente remoción de sólidos y materia orgánica, y la producción de un efluente con baja turbidez para la alimentación de la LAT. La [Figura 41](#) muestra dos diagramas de tratamiento de agua residual con uso de LAT.

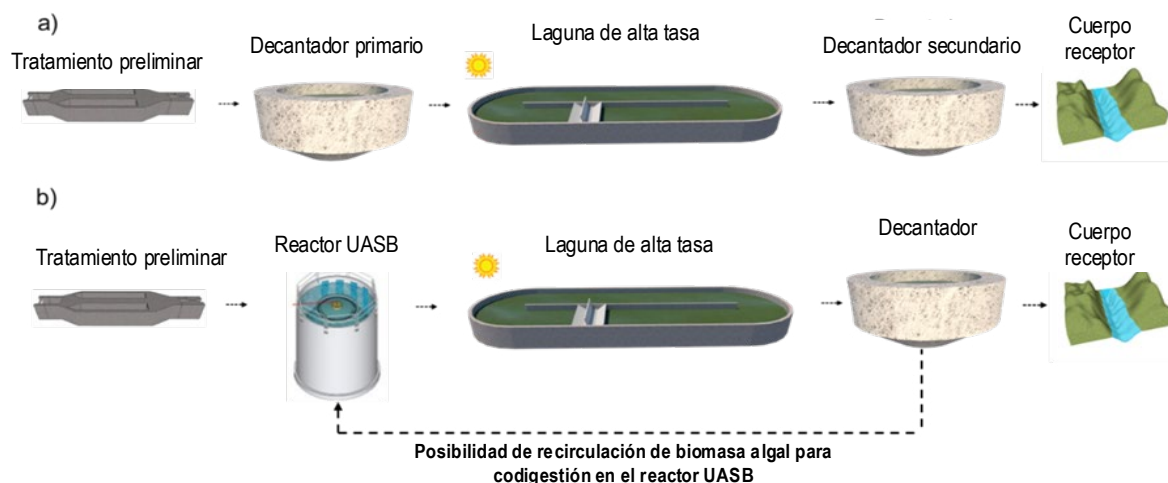


Figura 41 a) Diagrama de flujo típico de tratamiento de agua residual por laguna de alta tasa con decantadores; **b)** Diagrama de flujo típico para uso de lagunas de alta tasa como postratamiento de reactores UASB, permitiendo la recirculación de biomasa microalgal para ser codigerida con agua residual cruda

4.2. Cierre del ciclo a partir del aprovechamiento de microalgas en el sistema

Una de las alternativas para el uso de microalgas producidas en los sistemas UASB + LAT es la digestión simultánea, en el reactor UASB, del agua residual cruda y de la biomasa (microalgas) resultante del proceso de tratamiento en la LAT. Esta práctica es denominada codigestión y está representada en la [Figura 10b](#). Estudios realizados recientemente, muestran que es posible conseguir un aumento significativo en la producción de gas metano (~45%) que es generado durante el proceso de digestión anaeróbica, y que puede ser utilizado, por ejemplo, para el secado de lodo producido en la PTAR, reduciendo el volumen que es enviado para el relleno sanitario, y por lo tanto, reduciendo los costos operacionales de la PTAR (Vassalle et al., 2020).

Buscando aumentar la tasa de hidrólisis de las microalgas durante el proceso de codigestión, otros estudios han mostrado resultados promisorios referentes al uso de un pretratamiento térmico de baja temperatura para romper la pared celular de las microalgas, mejorando su biodegradabilidad (Vassalle et al., 2021). Este proceso integrado de pretratamiento térmico de baja temperatura (de bajo costo) y de codigestión de agua residual y microalgas es abordado con mayor detalle en Arashiro et al. (2018). Otro uso de gran importancia para las microalgas provenientes del tratamiento de agua residual es su utilización como biofertilizantes en suelos que tienen carencia de nutrientes, como nitrógeno y fósforo.

5. ANÁLISIS COMPARATIVO DE LAS DIFERENTES TIPOLOGIAS DE LAGUNAS

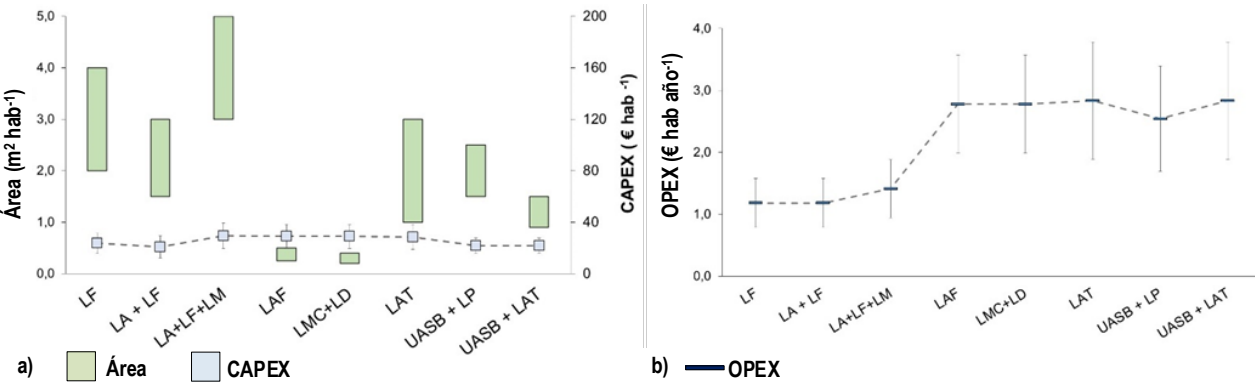
Los sistemas de lagunas están consolidados como forma de tratamiento de agua residual municipal; pero algunas particularidades deben ser consideradas para que estos sistemas consigan trabajar de manera eficiente y lograr un efluente tratado que satisfaga las exigencias necesarias. La selección del tipo de laguna a ser utilizada como unidad de tratamiento en un sistema, implica una serie de decisiones que son descritas en este documento. Entre ellas, destaca la calidad del efluente final, basado en las eficiencias de estos sistemas. En el Cuadro 32 se resumen las eficiencias promedio obtenidas para parámetros importantes, en las lagunas abordadas en este documento.

Cuadro 32 – Valores típicos de eficiencias de tratamiento de agua residual por lagunas de estabilización

Sistema	Calidad efluente (concentraciones mg·L ⁻¹)					Eficiencias (%)		
	DBO	NH ₄ ⁺	N total	P total	SS	DBO	N total	P total
LF	50-80	> 15	>20	> 4	60-90	75-85	< 60	< 35
LA + LF	50-80	> 15	> 20	> 4	60-90	75-85	< 60	< 35
LA + LF + LM	40-70	10-15	15-20	< 4	50-80	80-85	50-75	> 50
LFA	50-80	> 20	> 30	> 4	60-90	75-85	< 30	< 35
LMC+LD	50-80	> 20	> 30	> 4	40-60	75-85	< 30	< 35
LAT	50-80	< 5	> 15	> 5	80-120	75-85	< 30	< 35
UASB + LP	40-70	10-15	15-20	< 4	50-80	77-87	50-65	> 50
LAT + Decantador	40-70	< 5	> 15	> 4	60-90	77-87	< 35	< 40
UASB + LAT	40-60	10 –15	> 20	> 3	100-130	80-87	< 40	< 50
UASB + LAT + Decantador	35-65	< 10	> 20	> 3	70-100	80-87	< 45	< 55

Nota: LF – Laguna facultativa; LA – Laguna anaeróbica, LM – Laguna de maduración; LFA – Laguna facultativa aireada; LMC – Laguna de mezcla completa; LD – Laguna de decantación; LP – Laguna de pulimento; LAT – Laguna de alta tasa; UASB – Reactor anaeróbicos de flujo ascendente y manto de lodo. Adaptado de Von Sperling (2002) y Vassalle et al. (2020)

En la [Figura 42](#), se muestran los diferentes valores para implantación de los sistemas de lagunas abordados en esta nota técnica. Con relación a los indicadores económicos, los costos asociados a la implantación de los sistemas de lagunas se refieren principalmente a la exigencia de área, impermeabilización de los sistemas de lagunas y en caso de ser necesario, instalación de componentes mecánicos.



Nota: LF – Laguna facultativa; LA – Laguna anaeróbica, LM – Laguna de maduración; LAF – Laguna facultativa aireada; LMC – Laguna de mezcla completa; LD – Laguna de decantación; LP – Laguna de pulimento; LAT – Laguna de alta tasa; UASB – Reactor anaeróbicos de flujo ascendente y manta de lodo.

Figura 42 – a) CAPEX (costos de inversión) y demanda de área de los sistemas de lagunas abordados en esta NT y con la utilización de lagunas de alta tasa (LAT); **b)** OPEX (costos de operación) de los sistemas de lagunas abordados en esta NT y con la utilización de LAT. Adaptado de von Sperling (2002)

Respecto a los costos energéticos, estos están calculados solamente para sistemas mecanizados. La mecanización confiere a estos sistemas una reducción considerable del área, pero a costa de un elevado costo de operación. Los valores asociados a cada uno de los sistemas están detallados en la [Nota Técnica 1](#) de esta serie.

6. CONSIDERACIONES FINALES

Las lagunas de estabilización constituyen, posiblemente, la tecnología de tratamiento de agua residual más aplicable en el contexto de América Latina. La razón está asociada a los principales requisitos para la selección de sistemas de tratamiento de agua residual en países en desarrollo (ver NT 1 – Planificación), en especial: costos de operación, simplicidad, robustez y sostenibilidad de la PTAR. Además, las modalidades de lagunas de maduración (después de las lagunas facultativas) y de pulimento (después de reactores UASB) permiten la remoción de organismos patógenos, lo que es de extrema importancia para alcanzar el objetivo de protección de la salud pública de las poblaciones más expuestas a enfermedades de transmisión hídrica. Además, las lagunas presentan un enorme potencial de reúso de su efluente para la fertirrigación de cultivos agroforestales, siendo seguro desde el punto de vista sanitario debido al tratamiento realizado previamente en las lagunas.

Las principales limitaciones a la aplicación de la tecnología de lagunas están asociadas a los requisitos de área y a las condiciones requeridas de relieve (topografía) y del tipo de suelo. Sin embargo, en muchos casos estos requisitos pueden ser cumplidos, particularmente en el contexto de América Latina.

7. REFERENCIAS

- Arashiro, L.T., Boto-Ordóñez, M., Van Hulle, S.W.H., Ferrer, I., Garfí, M., Rousseau, D.P.L., 2020. Natural pigments from microalgae grown in industrial wastewater. *Bioresour. Technol.* 303, 122894. <https://doi.org/10.1016/j.biortech.2020.122894>
- Arashiro, L.T., Montero, N., Ferrer, I., Acién, F.G., Gómez, C., Garfí, M., 2018. Life cycle assessment of high rate algal ponds for wastewater treatment and resource recovery. *Sci. Total Environ.* 622–623, 1118–1130. <https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2017.12.051>
- Azov, Y., Goldman, J.C., 1982. Free ammonia inhibition of algal photosynthesis in intensive cultures. *Appl. Environ. Microbiol.* 43, 735–9.
- CETESB. 1989. Operação e manutenção de lagoas anaeróbias e facultativas. Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental, São Paulo. 91 p.
- Colley, R.J.D., Hickey, C.W., Quinn, J.M., 2010. New Zealand Journal of Marine and Freshwater Research Organic matter , nutrients , and optical characteristics of sewage lagoon effluents. *New Zeal. J. Mar. Freshw. Res.* 29, 235–250. <https://doi.org/10.1080/00288330.1995.9516657>
- Craggs, R.J., Davies-Colley, R.J., Tanner, C.C., Sukias, J.P., 2003. Advanced pond system: Performance with high rate ponds of different depths and areas. *Water Sci. Technol.* 48, 259–267.
- Cromar, N.J., Martin, N.J., Christofi, N., Read, P.A., Fallowfield, H.J., 1992. Determination of nitrogen and phosphorus partitioning within components of the biomass in a high rate algal pond: Significance for the coastal environment of the treated effluent discharge. *Water Sci. Technol.* 25, 207–214. <https://doi.org/10.2166/wst.1992.0352>
- Fallowfield, H.J., Cromar, N.J., Evison, L.M., 1996. Coliform die-off rate constants in a high rate algal pond and the effect of operational and environmental variables. *Water Sci. Technol.* 34, 141–147. [https://doi.org/10.1016/S0273-1223\(96\)00831-1](https://doi.org/10.1016/S0273-1223(96)00831-1)
- García, J., Green, B.F., Lundquist, T., Mujeriego, R., Hernández-Mariné, M., Oswald, W.J., 2006. Long term diurnal variations in contaminant removal in high rate ponds treating urban wastewater. *Bioresour. Technol.* 97, 1709–1715. <https://doi.org/10.1016/j.biortech.2005.07.019>
- Mara, D., 2008. Waste Stabilization Ponds: A Highly Appropriate Wastewater Treatment Technology for Mediterranean Countries, in: Baz, I. Al, Otterpohl, R., Wendland, C. (Eds.), *Efficient Management of Wastewater*. Springer Berlin Heidelberg, Berlin, Heidelberg, pp. 113–123.
- Mara, D.D., Pearson, H.W., Silva, S.A., 1994. Waste stabilization ponds. *Bull. Pan Am. Health Organ.* <https://doi.org/10.4324/9781849771023-15>
- Mara, D.D. 1997. Design manual for waste stabilisation ponds in India. Lagoon Technology International Ltd. Leeds.
- Muñoz, R., Guieysse, B., 2006. Algal-bacterial processes for the treatment of hazardous contaminants: A review. *Water Res.* 40, 2799–2815. <https://doi.org/10.1016/j.watres.2006.06.011>

Noyola, A., Padilla-Rivera, A., Morgan-Sagastume, J.M., Güereca, L.P., Hernández-Padilla, F., 2012. Typology of Municipal Wastewater Treatment Technologies in Latin America. *Clean - Soil, Air, Water* 40, 926–932. <https://doi.org/10.1002/clen.201100707>

Oswald, A.W.J., Gotaas, H.B., Golueke, C.G., Kellen, W.R., Gloyna, E.F., Sewage, S., Wastes, I., Apr, N., Oswald, J., Kellen, R., 1957. *Algae in Waste Treatment [with Discussion]* All use subject to JSTOR Terms and Conditions *IN WASTE* 29, 437–457.

Possmoser-Nascimento, T.E., Rodrigues, V.A.J., Sperling, M., Vassel, J.L., 2014. Sludge accumulation in shallow maturation ponds treating UASB reactor effluent: Results after 11 years of operation. *Water Sci. Technol.* 70, 321–328. <https://doi.org/10.2166/wst.2014.224>

Richmond, A., 1986. *Handbook of Microalgal Mass Culture*, CRC Press Revivals. CRC Press.

van Haandel, A., Lucas dos Santos, S., 2021. Transformação de lagoas de estabilização: reengenharia de um sistema obsoleto de tratamento de águas residuárias. *Rev. DAE* 69, 6–24. <https://doi.org/10.36659/dae.2021.016>

Vassalle, L., Díez-Montero, R., Machado, A.T.R., Moreira, C., Ferrer, I., Mota, C.R., Passos, F., 2020. Upflow anaerobic sludge blanket in microalgae-based sewage treatment: Co-digestion for improving biogas production. *Bioresour. Technol.* 300, 9. <https://doi.org/10.1016/j.biortech.2019.122677>

Vassalle, L., Passos, F., Rosa-Machado, A.T., Moreira, C., Reis, M., Freitas, M.P. De, Ferrer, I., Mota, C.R., 2021. The use of solar pre-treatment as a strategy to improve the anaerobic biodegradability of microalgal biomass in co-digestion with sewage. *Chemosphere* 286, 131929–131939.

Varon, M. P. Mara, D. D. 2004. *Waste Stabilisation Ponds*. Delft: International Water and Sanitation Centre

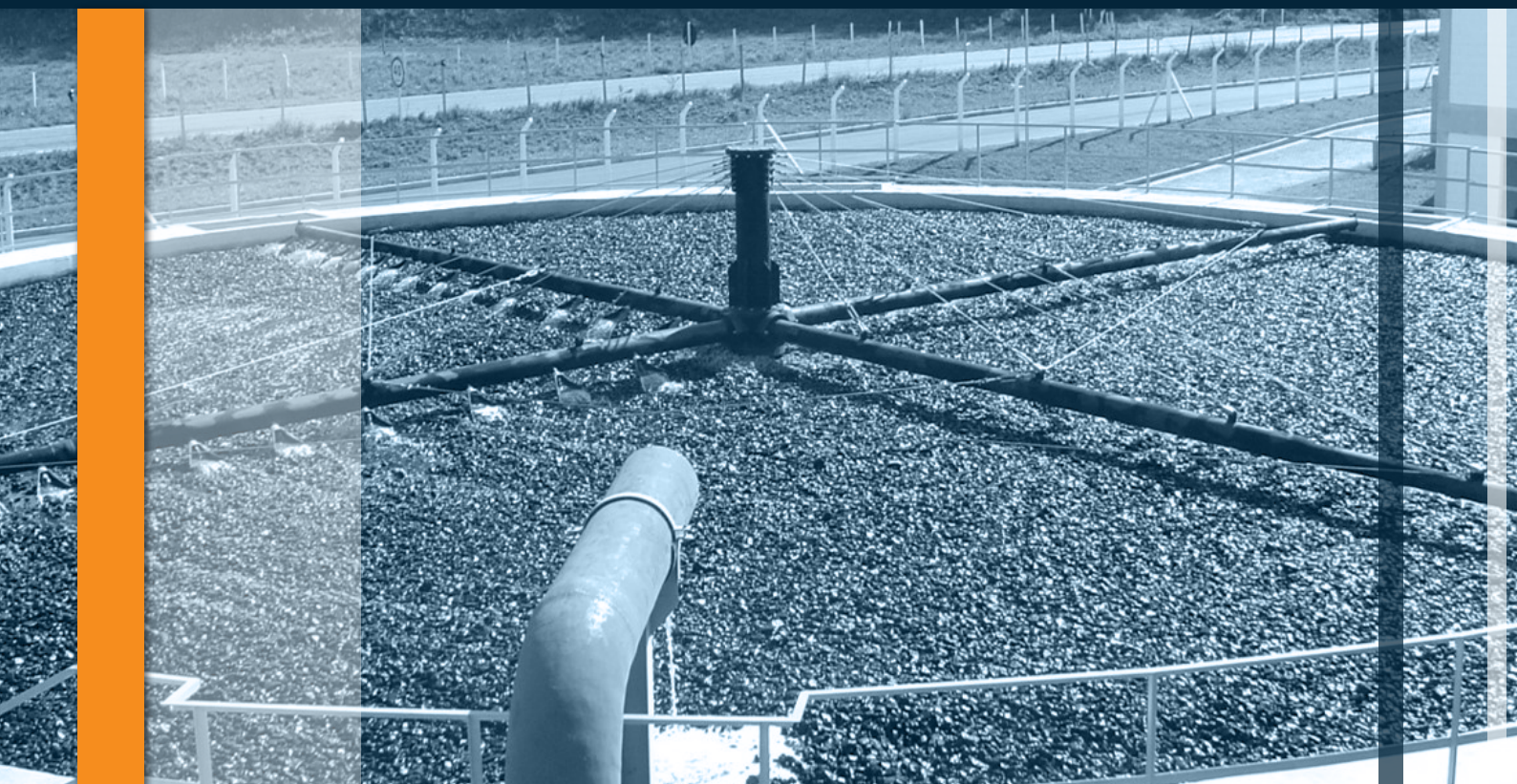
Von Sperling, 2002. M. *Lagoas de Estabilização*. 2nd ed., p.196. Belo Horizonte: DESA-UFMG.

Von Sperling, M., 2005. *Introdução à qualidade das águas e ao tratamento de esgotos, Princípios do tratamento biológico de águas residuárias*. UFMG, Belo Horizonte.

Von Sperling, M., Almeida, P.G.S., Bressani-ribeiro, T., Chernicharo, C.A.L., 2019. Post-treatment of anaerobic effluents, in: *Anaerobic Reactors for Sewage Treatment: Design, Construction and Operation*. pp. 275–338. https://doi.org/10.2166/9781780409238_0275

■ NOTA TÉCNICA 6

ELEMENTOS DE DISEÑO, CONSTRUCCIÓN Y OPERACIÓN DE FILTROS PERCOLADORES



AUTORES:

- Thiago Bressani Ribeiro
- Carlos Augusto de Lemos Chernicharo

NOTA TÉCNICA 6

ELEMENTOS DE DISEÑO, CONSTRUCCIÓN Y OPERACIÓN DE FILTROS PERCOLADORES

INTRODUCCIÓN	143
DESCRIPCIÓN DE LA TECNOLOGÍA	143
Preliminares.....	143
Principales configuraciones de filtros percoladores	144
DIRECTRICES PARA EL DISEÑO DE FILTROS PERCOLADORES	148
Preliminares	148
Tasa de aplicación superficial.....	149
Carga orgánica volumétrica	149
Sistema de distribución	149
Material de relleno	151
Altura del medio de soporte.....	153
Sistema de drenaje de fondo	153
Ventilación	154
Decantadores secundarios después de FP	154
Eficiencia de remoción de DBO en FP	155
Producción de lodo	156
Resumen de los criterios y parámetros de diseño para FP como postratamiento de efluentes de reactores UASB	157
Ejemplo de dimensionamiento preliminar.....	157
Aspectos de construcción y operación.....	159
AVANCES RECIENTES	160
CONSIDERACIONES FINALES	161
REFERENCIAS	162

1. INTRODUCCIÓN

Aunque las unidades tradicionales de filtros percoladores (después de decantación primaria) presentan gran potencial para el tratamiento de aguas residuales municipales en América Latina, su principal aplicación en Brasil ha sido en el postratamiento de efluentes de reactores anaeróbicos. Con este tipo de aplicación, sistemas de pequeña a gran escala (población equivalente entre 20 mil a 1 millón de habitantes) han sido implantados en las últimas dos décadas (Bressani-Ribeiro *et al.*, 2018). Eso se debe a las ventajas de la tecnología, principalmente en función de la simplicidad y del bajo costo operacional, y a la elevada calidad del efluente en términos de remoción de materia orgánica, y eventualmente, nitrógeno amoniacal.

Esta Nota Técnica (NT) presenta una síntesis de las principales configuraciones de filtros percoladores (FPs), con énfasis en los sistemas de alta tasa, los cuales son preferencialmente utilizados como postratamiento de los reactores UASB. Las directrices de diseño son presentadas considerando los principales criterios y parámetros consolidados en la literatura técnico – científica, y la estimación de la eficiencia esperada para la remoción de materia orgánica en filtros percoladores. Tales directrices son utilizadas en un ejemplo de dimensionamiento preliminar, considerando el uso de los FPs como unidades de postratamiento de efluentes de reactores anaeróbicos. Adicionalmente, esta NT aborda los principales aspectos asociados a la construcción y operación de FPs como postratamiento de reactores UASB. Como contenido final, se presenta una síntesis de los avances recientes, especialmente considerando la posibilidad del uso de filtros percoladores rellenos con medio de soporte de espuma de poliuretano.

DESCRIPCIÓN DE LA TECNOLOGÍA

2.1. Preliminares

Un filtro percolador consiste, básicamente, en un tanque relleno con material de alta permeabilidad, tal como piedras o material plástico, sobre el cual el agua residual es distribuida. Normalmente, el agua es distribuida por medio de brazos rotatorios (distribuidores), movidos por la propia carga hidrostática. Luego de la aplicación, el agua percola en dirección del drenaje de fondo. La percolación del agua permite el crecimiento de microorganismos adheridos a la superficie del material de relleno (biofilm); el agua residual pasa sobre el biofilm, permitiendo el contacto entre la biomasa y el sustrato (materia orgánica y nutrientes presentes en el agua residual) (ver [Figura 43](#)).

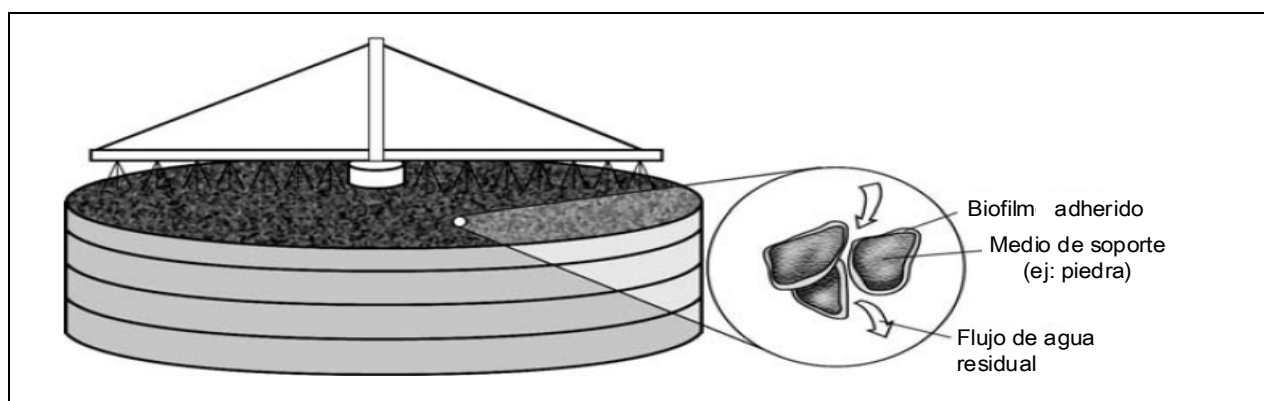


Figura 43- Representación esquemática de un filtro biológico percolador

Los filtros percoladores son sistemas aeróbicos, pues la circulación de aire en los espacios vacíos del medio de soporte proporciona el oxígeno para la respiración de

los microorganismos. La ventilación que aporta aire al sistema usualmente es natural. Las unidades normalmente son circulares, y pueden tener varios metros de diámetro (usualmente esto depende de la disponibilidad de distribuidores rotatorios en el mercado). Contrariamente a lo que indica su nombre, la principal función del filtro no es filtrar, debido a que las dimensiones del medio de soporte (por ejemplo: diámetro de piedras) presentan un gran espacio de vacíos, ineficientes para el efecto de retención física de partículas. La función del medio es la de brindar soporte para la formación de la película o capa microbiana (biofilm). Las diferentes posibilidades de material de relleno son discutidas en la [Sección 3.5](#) de esta NT.

Conforme la biomasa crece adherida a la superficie del material de relleno, los espacios vacíos tienden a disminuir, haciendo que la velocidad de flujo aumente. Por lo tanto, el esfuerzo de cizallamiento aumenta, lo que ocasiona el desprendimiento de parte del biofilm adherido; siendo esta una forma natural de control de la biomasa retenida en el filtro percolador. El biofilm desprendido del medio de soporte constituye el lodo que es enviado junto con el efluente tratado hacia los decantadores secundarios, los cuales son necesarios para disminuir la concentración de sólidos en suspensión en el efluente final.

2.2. Principales configuraciones de filtros percoladores

Los filtros percoladores generalmente son clasificados en función de la tasa de aplicación superficial o de la carga orgánica que es aplicada, conforme lo descrito a continuación.

2.2.1. Filtro percolador de baja tasa

El filtro percolador de baja tasa, aunque presente eficiencia comparable a la del sistema de lodos activados convencional, posee una operación significativamente más simple, pero con flexibilidad reducida. Además, requiere un área total un poco superior. Por otro lado, no hay consumo energético para aireación, debido a que el suministro de aire ocurre por ventilación natural. La [Figura 44](#) presenta el diagrama de flujo típico de un sistema de filtro percolar de baja tasa.

Los FP, típicamente poseen un formato circular, y los materiales de relleno más utilizados son las piedras, con alimentación en régimen continuo o intermitente. Los sifones dosificadores normalmente son utilizados para realizar la alimentación intermitente, lo que es más común en filtros percoladores de baja tasa, después de los decantadores primarios. El intervalo entre lotes puede variar en función del caudal de agua residual, debiendo ser lo suficientemente corto para evitar que se seque el biofilm. La recirculación puede ser necesaria para asegurar el adecuado humedecimiento del medio de soporte, especialmente en las horas de bajo caudal afluente, aunque un filtro de baja tasa no necesita de esta práctica durante todas las horas del día.

En función de la pequeña cantidad de DBO aplicada al FP por unidad de volumen de medio de soporte, la disponibilidad de alimento para la biomasa es menor, lo que resulta en una estabilización parcial del lodo (autoconsumo de materia orgánica celular) y en una mayor eficiencia de remoción de materia orgánica y de nitrificación. Esa menor carga orgánica volumétrica está asociada a mayores requisitos de área, en comparación al sistema de alta tasa (ver [Sección 2.2.2](#)). Uno de los principales problemas inherentes a los FP de baja tasa es la presencia de moscas. Los principales criterios y parámetros de diseño de los FP son presentados en el [Cuadro 33](#).

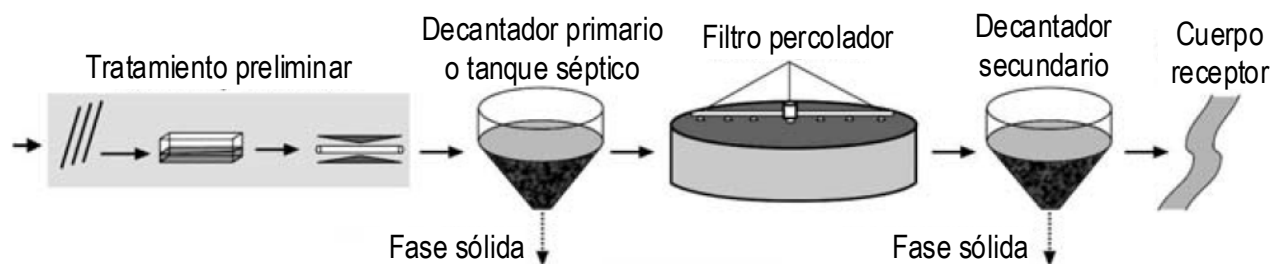


Figura 44- Diagrama de flujo típico de un filtro percolador de baja tasa

2.2.2. Filtro percolador de alta tasa

En esta categoría de filtros percoladores se aplica una mayor carga de DBO por unidad de volumen de medio de soporte. Los FP de alta tasa presentan menor requisito de área; sin embargo, el lodo generado no se encuentra estabilizado. Si es utilizado un medio de soporte sintético (plástico), las tasas de aplicación hidráulica pueden llegar a $70 \text{ m}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$, mientras que las cargas orgánicas aplicadas pueden ser tan elevadas como $3,2 \text{ kgDBO} \cdot \text{m}^{-3} \cdot \text{d}^{-1}$. En este caso, los filtros pueden tener una profundidad superior a 6,0 m; estas grandes profundidades son posibles debido a la baja densidad del material de relleno, lo que resulta en un menor peso sobre la losa de fondo del filtro. Estas altas cargas orgánicas implican el predominio del crecimiento de bacterias heterótrofas en el biofilm, que culmina en una actividad nitrificante variable, con eficiencias de remoción de nitrógeno amoniacal típicamente inferiores al 50%. No hay presencia de moscas en el filtro y la nitrificación tiende a ser variable, ocurriendo de forma sistemática en condiciones de menor carga orgánica aplicada. Debido a la alta carga hidráulica aplicada, el riesgo de crear zonas secas en el medio de soporte es pequeño, lo que a su vez reduce la probabilidad de proliferación de moscas.

La alimentación del FP de alta tasa es continua y la recirculación es realizada regularmente, cuando se utiliza agua residual decantada; de modo que el afluente al filtro tenga valores de DBO cercanos a $100 \text{ mg} \cdot \text{L}^{-1}$. Para efluentes de reactores UASB, que ya presentan valores de DBO próximos a $100 \text{ mg} \cdot \text{L}^{-1}$, la recirculación no es necesaria para fines de dilución del efluente. Sin embargo, la recirculación puede ser realizada para garantizar el humedecimiento del medio de soporte durante períodos de bajo caudal, especialmente si los brazos rotatorios no presentan motores periféricos. Las elevadas tasas de aplicación hidráulica limitan constantemente el espesor del biofilm.

En la [Figura 45](#) se presenta un diagrama de flujo típico de un sistema de filtro biológico de alta tasa; los principales criterios y parámetros de diseño del FP de alta tasa son presentados en el [Cuadro 33](#).

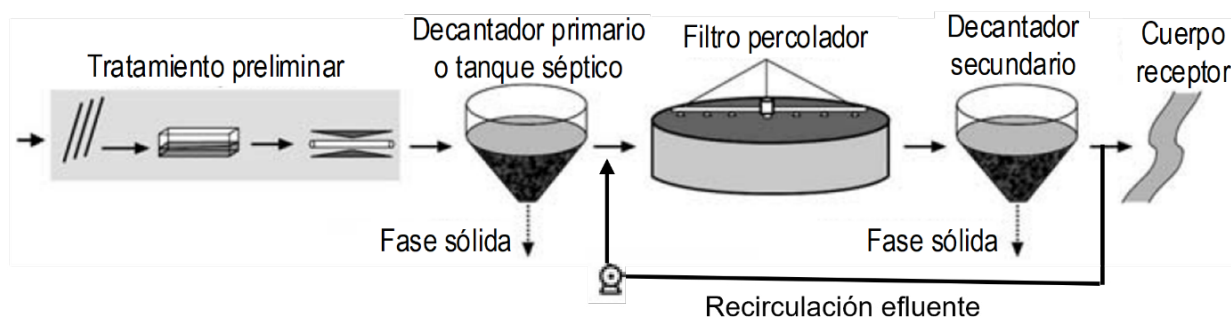


Figura 45 - Diagrama de flujo típico de un filtro percolador de alta tasa

2.2.3. Filtro percolador como postratamiento de reactores UASB

Las plantas de tratamiento de agua residual que utilizan reactores UASB seguidos de filtros percoladores presentan un diagrama de flujo simplificado (Figura 46). Básicamente, además de las unidades de tratamiento preliminar (cribado y desarenador), el tren de tratamiento para la fase líquida comprende las unidades de tratamiento biológico anaeróbico y aeróbico (en secuencia: reactor UASB, filtro biológico percolador y decantador secundario), además de la unidad de deshidratación para la fase sólida (lodo). Nótese que en esta configuración, el lodo aeróbico excedente, retirado del decantador secundario, es enviado al reactor UASB para su espesado y digestión anaeróbica. Así, con ese tren de tratamiento, son evitadas unidades aisladas de espesado y digestión de lodo excedente aeróbico, como ocurre en las plantas de tratamiento convencionales que utilizan filtros percoladores después de decantadores primarios. Más detalles sobre las características y aplicabilidad de filtros percoladores para el postratamiento de efluentes de reactores anaeróbicos se presentan en la Nota Técnica 4 de esta colección.

El lodo producido en el reactor UASB ya se encuentra espesado y estabilizado, por lo que puede ser enviado directamente para deshidratación y disposición final. Para plantas de tratamiento de menor escala, ha sido frecuente el uso de lechos de secado para la deshidratación de lodo. En estas plantas de tratamiento, debido a que las dimensiones de las unidades son menores, es posible el uso de configuraciones compactas.

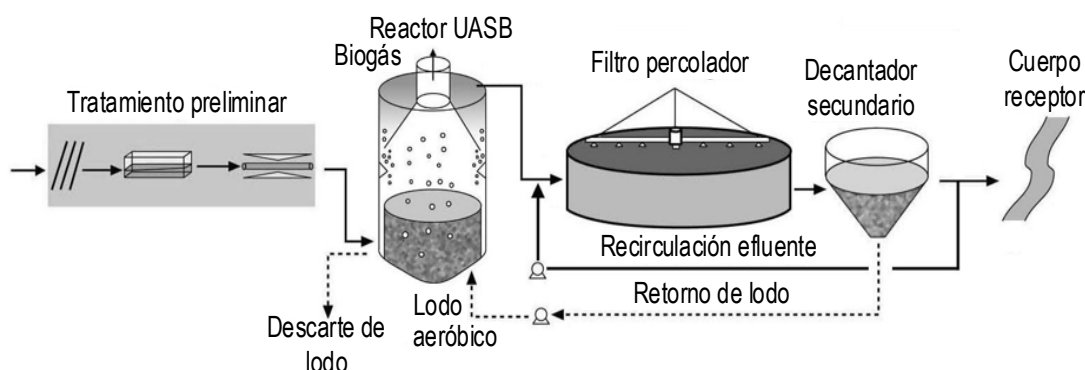
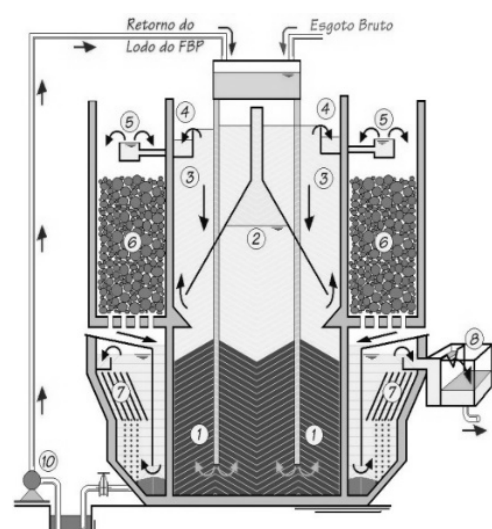


Figura 46 - Configuración típica de una PTAR con reactor UASB y filtro biológico

En los últimos años, varias nuevas instalaciones de reactores UASB seguidas de filtros percoladores vienen siendo instaladas en Brasil, conforme los ejemplos presentados en la [Figura 47](#).



Figura 47 - Vista de sistemas reactor UASB + filtro biológico percolador: (a) PTAR Rio de Peixe (Fuente: SAAE Itabira); (b) PTAR Jardim Canadá (Fuente: COPASA)



- 1- Tubo de distribución de agua residual cruda
- 2- Separador trifásico
- 3- Compartimiento de decantación
- 4- Canaletas de recolección del efluente en FBP
- 5- Canaletas de distribución del efluente en FBP
- 6- Medio de soporte (escoria de alto-horno)
- 7- Decantadores de lamelas
- 8- Caja de recolección do efluente en FBP
- 9- Caja de acumulación de lodo del FBP
- 10- Bomba para retorno de lodo del FBP



Figura 48 - Sistema compacto de tratamiento de agua residual, combinando reactor UASB+ filtro biológico percolador: (a) Corte esquemático del sistema, (b) Vista frontal del sistema compacto, concebido para 500 habitantes (Fuente: PTAR Experimental UFMG/COPASA)

2.2.4. Resumen de las características típicas de los diferentes tipos de filtros percoladores

Típicamente, los filtros percoladores son clasificados en función de las tasas de aplicación superficial y cargas orgánicas volumétricas, las cuales están entre los principales criterios de diseño que intervienen en la remoción simultánea de materia orgánica carbonácea y nitrogenada en estos reactores (ver directrices de diseño en la [Sección 3](#) de esta NT). En el [Cuadro 33](#) son presentadas las características típicas de los principales tipos de filtros percoladores, considerando la experiencia en países de América Latina, tanto con operación después de decantadores primarios como después de reactores UASB.

Cuadro 33– Características típicas de los principales tipos de filtros percoladores utilizados en América Latina

Condiciones de operación	Baja Tasa	Alta Tasa		Postratamiento reactores UASB
Tipo de medio de soporte	Piedra	Piedra	Plástico	Piedra
Profundidad del medio de soporte (m)	1,8 a 2,5	0,9 a 3,0	3,0 a 12,0	2,0 a 3,0
Tasa de aplicación superficial (m³.m⁻².d⁻¹)	1,0 a 4,0	10 a 40	10 a 75	15 a 18
Carga orgánica volumétrica (kgDBO.m⁻³.d⁻¹)	0,1 a 0,4	0,5 a 1,0	0,6 a 3,2	0,5 a 1,0
Recirculación	Mínima	Siempre	Siempre	**
Moscas	Muchas	Variable	Pocas	Variable
Desprendimiento de <u>biofilm</u>	Intermitente	Continuo	Continuo	Continuo
Remoción de DBO* (%)	80 a 85***	65 a 80***	60 a 90***	55 a 65
Nitrificación	Intensa	Parcial	Variable	Limitada

* Una síntesis de las directrices de diseño para filtros percoladores como postratamiento de efluentes de reactores UASB es presentada en la [Sección 3.12](#) de esta NT. Las condiciones operacionales para los filtros percoladores rellenos con los medios de soporte sintéticos, después de reactores UASB, son presentados en la [Sección 4](#) de esta NT.

** Para efluentes de reactores anaeróbicos la recirculación normalmente no es necesaria.

***Rangos de remoción de DBO típicas para la alimentación de FP con efluentes de decantadores primarios. Para la alimentación con efluentes de reactores anaeróbicos son esperadas eficiencias menores, una vez que la materia orgánica es principalmente removida en estos reactores.

Fuente: Adaptado de Metcalf y Eddy (2003), Davis (2010), Gonçalves et al. (2001)

3. DIRECTRICES PARA EL DISEÑO DE FILTROS PERCOLADORES

3.1. Preliminares

En las secciones siguientes se presentan los principales criterios y parámetros de dimensionamiento de filtros percoladores, conforme lo descrito en el trabajo original desarrollado por Gonçalves et al. (2001).

Los criterios y parámetros de diseño presentados en esta sección son originados, principalmente, de la experiencia de la aplicación de filtros percoladores para el tratamiento de agua residual después de haber sido decantada en el reactor primario; sin embargo, son adaptados para la aplicación de los FP como postratamiento de efluentes de reactores UASB.

3.2. Tasa de aplicación superficial

La tasa de aplicación superficial se refiere a la cantidad de agua residual aplicada diariamente al FP (o caudal afluente), por unidad de área del filtro percolador (vista en planta), según se muestra en la Ecuación 1.

$$q_s = \frac{Q}{A} \quad (1)$$

Donde;

q_s : tasa de aplicación hidráulica superficial ($\text{m}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$)

Q : caudal afluente al FP ($\text{m}^3 \cdot \text{d}^{-1}$)

A : área del filtro percolador, vista en planta (m^2)

Valores típicos de q_s , se presentan en el [Cuadro 33](#). En el caso de filtros percoladores de alta tasa rellenos con piedra, utilizados para postratamiento de efluentes de reactores UASB, se ha observado que son capaces de producir efluentes con concentración de DBO y SST inferiores a $60 \text{ mg} \cdot \text{L}^{-1}$, considerando operación con q_s máxima del orden de **20 a 30 $\text{m}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$** .

3.3. Carga orgánica volumétrica

La carga orgánica volumétrica se refiere a la cantidad de materia orgánica aplicada diariamente al FP por unidad de volumen del medio de soporte, como se detalla en la Ecuación 2.

$$COV = \frac{Q_{prom} \times S_0}{V} \quad (2)$$

Donde;

COV : carga orgánica volumétrica ($\text{kgDBO} \cdot \text{m}^{-3} \cdot \text{d}^{-1}$)

Q_{prom} : caudal promedio afluente al FP ($\text{m}^3 \cdot \text{d}^{-1}$)

S_0 : concentración de DBO de agua residual afluente al FP ($\text{kgDBO} \cdot \text{m}^{-3}$)

V : volumen ocupado por el medio de soporte (m^3)

3.4. Sistema de distribución

Para optimizar la eficiencia del tratamiento de filtros percoladores, tanto el crecimiento como la eliminación del biofilm que crece en exceso en función de la carga orgánica aplicada, deben ocurrir de forma continua y uniforme. Para conseguir eso, el sistema de distribución debe ser dimensionado de manera que se permita la aplicación adecuada del efluente sobre el medio de soporte.

La alimentación del FP con agua residual puede ser realizada por medio de **distribuidores fijos** o móviles (rotatorios). Los primeros FP presentaban sistemas de distribución fijos, compuestos por una tubería con aspersores; este tipo de sistema todavía es muy utilizado, principalmente en instalaciones de pequeña escala. Sin embargo, la mayoría de FP proyectados en la actualidad poseen un formato circular, con un sistema rotatorio de distribución de la alimentación.

Los sistemas de distribución fijos son compuestos por una tubería de distribución principal y otra secundaria (o lateral). Ambas están situadas justo sobre la superficie del medio granular. Los aspersores (boquillas) son instaladas en la tubería secundaria, siendo

dimensionados y espaciados de forma que se obtenga una distribución uniforme de la alimentación. En general, los aspersores están constituidos por un orificio de sección circular y un deflector.

La mayoría de los sistemas fijos, más antiguos, permitían una alimentación intermitente de agua residual, por medio de un reservatorio de carga (un sifón dosificador). El caudal de descarga en este tipo de dispositivos es variable, debido a la variación de la lámina de agua en el tanque de carga. En el inicio del período de descarga, el agua residual es lanzada a la distancia máxima de cada aspersor, disminuyendo a medida que se reduce la carga hidrostática debido al vaciado del tanque. El período entre cargas de agua residual varía de 0,5 a 5 minutos. Se considera que con este tipo de distribuidores, la distribución sobre la superficie del medio granular es buena.

Con el surgimiento de los medios de soporte sintéticos, los sistemas fijos de distribución han sido utilizados en filtros profundos. En esos procesos, el sistema también está compuesto por distribuidores principales y secundarios, situados inmediatamente sobre el medio de soporte, y la alimentación es realizada continuamente, por medio del bombeo.

Las principales desventajas de este tipo de sistema de distribución son: no hay uniformidad de carga hidráulica sobre la superficie del FP, las grandes extensiones de ductos de distribución, la obstrucción frecuente de los aspersores y la dificultad de mantenimiento de los aspersores en filtros percoladores de grandes dimensiones. En los sistemas fijos se estima que, para lograr la misma distribución alcanzada por medio de distribuidores rotatorios, el caudal aplicado debe ser 3 a 4 veces superior.

El sistema rotatorio de distribución está compuesto por uno o más ductos (brazos) horizontales, encajados y girando en torno a una columna central (ver [Figura 49](#) y [Figura 50](#)).

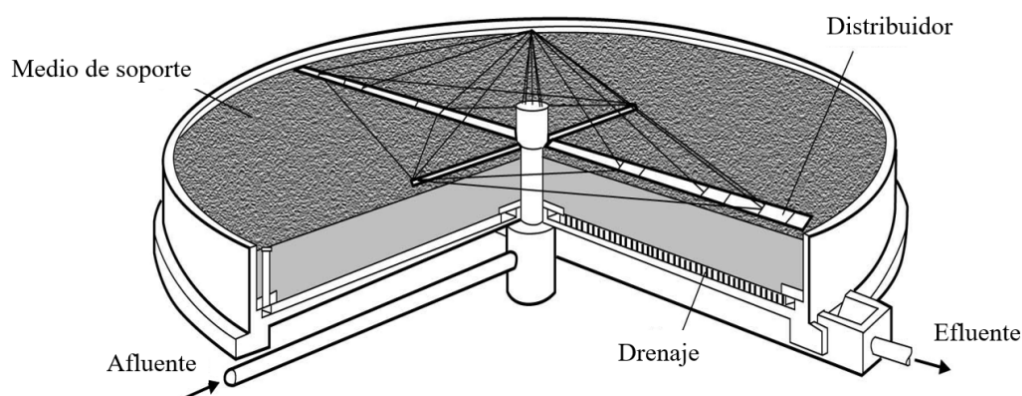


Figura 49- Corte esquemático de un filtro biológico percolador Fuente: Gonçalves et al. (2001)



Figura 50 - Sistemas rotatorios de distribución de agua residual en filtros percoladores: (a) PTAR Río de Peixe (Fuente: SAAE Itabira); (b) PTAR Jardim Canadá (Fuente: COPASA); (c) PTAR Divinópolis (Fuente: COPASA)

Por medio de este dispositivo, el agua residual es distribuida uniformemente sobre el medio de soporte, por medio de orificios situados en uno de los lados de cada brazo horizontal. El movimiento de rotación del distribuidor generalmente es asegurado apenas por la energía proveniente del chorro de descarga del agua residual, por medio del conjunto de orificios. En casos excepcionales, especialmente para el control de moscas y para evitar paralizaciones de los brazos distribuidores, o en horarios de bajo caudal afluente; pueden ser utilizados motores eléctricos para mover el sistema de aplicación de agua residual a la superficie del filtro. Los brazos distribuidores normalmente poseen sección transversal circular, pero también pueden ser construidos con sección rectangular u otro tipo de cuadrilátero. Un dispositivo de abertura rápida, instalado en la extremidad, permite el retiro de sólidos gruesos acumulados en el interior de cada brazo. El área de la sección transversal de los brazos generalmente disminuye con la distancia de la columna central. El espacio entre los orificios es dimensionado para garantizar la distribución uniforme del agua residual sobre toda la superficie del medio de soporte. Pueden ser instaladas pantallas (deflectores) de plástico (o de otro tipo de material no corrosivo) en los orificios, para asegurar una mejor distribución.

Los brazos deben ser dimensionados de forma que la velocidad rotacional sea de entre **0,1 y 0,2 rpm**, no excediendo **1,2 m.s⁻¹** para el caudal máximo. Los filtros con cuatro brazos distribuidores son equipados con un rebalse en la columna central, concentrando la alimentación en apenas dos brazos en los períodos de bajos caudales, mientras que en los períodos de caudales máximos, los cuatro brazos son alimentados con agua residual. Este procedimiento asegura velocidades de descarga y fuerzas adecuadas de rotación del distribuidor, para las diversas condiciones de caudal. Los orificios en el lado opuesto de los brazos también son utilizados para reducir la velocidad rotacional en los momentos de picos de caudal. Los brazos distribuidores poseen tubos de ventilación para evitar la acumulación de aire en su interior. La estructura de sustentación de los brazos es compuesta por cables o soportes, que aseguran la estabilidad del acople a la columna central.

3.5. Material de relleno

- El material de relleno de los FP es de fundamental importancia en el desempeño del proceso, una vez que el material sirve como soporte para el crecimiento de la biomasa, por donde percola el agua residual a ser tratada. El aire pasa por medio de los espacios vacíos del medio de soporte, suministrando oxígeno para las reacciones aeróbicas. El material de relleno ideal debe presentar las siguientes características:
- Tener capacidad de promover el crecimiento del biofilm y permitir la remoción de altas cargas de DBO por unidad de volumen.
- Tener capacidad de operar a altas cargas de aplicación superficial.
- Poseer estructura adecuadamente abierta para evitar las obstrucciones por el crecimiento de la biomasa y para garantizar un adecuado suministro de oxígeno, sin necesidad de aireación forzada.

- Tener resistencia estructural suficiente para soportar el propio peso y el de la biomasa que crece adherida a la superficie.
- Ser suficientemente leve, para permitir reducciones significativas en el costo de obras civiles.
- Ser biológicamente inerte, para no ser atacado por los microorganismos en el proceso de tratamiento, ni tampoco ser tóxico para ellos.
- Presentar el menor costo posible por unidad de materia orgánica removida, principalmente cuando es utilizado como tratamiento de nivel secundario.
- Ser químicamente estable.

Tradicionalmente, los FP utilizados como postratamiento de efluentes de reactores UASB son rellenos con grava (diámetro entre 75-100 mm) o material plástico. En los últimos años, han sido considerados otros materiales, destacándose las espumas de poliuretano (ver **Sección 5**). El área superficial específica del material de relleno es un factor crucial para la buena eficiencia de retención de los microorganismos y el contacto de estos microorganismos con el sustrato. Los materiales que presentan áreas superficiales muy elevadas pueden requerir la recirculación del efluente tratado para asegurar el adecuado humedecimiento del medio de soporte. A continuación, se presentan algunos aspectos importantes sobre los materiales de relleno más utilizados en la actualidad o de elevado potencial de utilización, los cuales son presentados en la **Figura 51**.

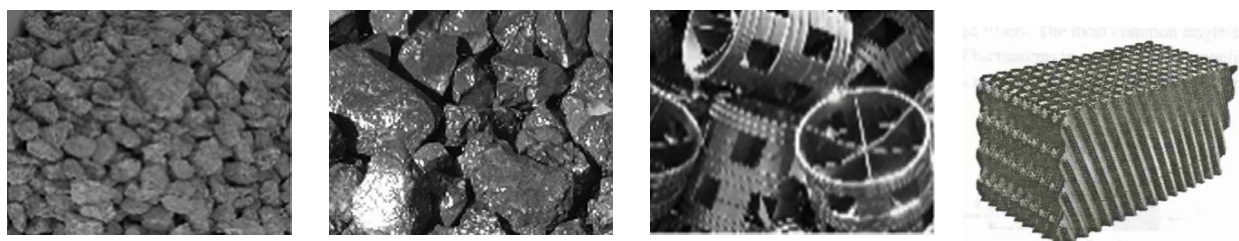


Figura 51- Materiales utilizados como relleno de FP: (a) grava; (b) escoria de alto horno; (c) anillos plásticos; (d) bloques *cross-flow*

Grava: Presenta área superficial entre $50\text{-}70\text{ m}^2.\text{m}^{-3}$, y peso específico de aproximadamente $1.350\text{ kg}.\text{m}^{-3}$. Los bajos costos están asociados a su amplio uso en países en desarrollo. Por presentar una superficie irregular y elevada densidad, las principales desventajas se relacionan, respectivamente, a la dificultad de obtener homogeneidad y a la limitación de altura de los reactores (hasta 2,0 m).

Escoria de alto horno: Presenta área superficial específica entre $50\text{-}70\text{ m}^2.\text{m}^{-3}$ y peso específico similar al de la grava (cerca de $1.350\text{ kg}.\text{m}^{-3}$). Como son residuos de industria siderúrgica, los costos son bajos. Así como la grava, presentan superficie irregular y elevada densidad, y ventajas y desventajas similares en términos de costo, calidad y densidad.

Anillos plásticos: Presentan área superficial específica cercana a $80\text{ m}^2.\text{m}^{-3}$ y peso específico de aproximadamente $50\text{ kg}.\text{m}^{-3}$. Usualmente son construidos en PVC. Debido al área superficial y al índice de vacíos relativamente elevados, la circulación de aire es favorecida y hay menor potencial de obstrucción. El bajo peso específico permite la construcción de reactores de alturas mayores y, por lo tanto, la aplicación de mayores cargas orgánicas. Para garantizar el buen humedecimiento del medio, dependiendo de las tasas de aplicación superficial, es necesario aplicar la recirculación del efluente.

Bloques *cross flow*: Presentan área superficial específica entre $80\text{-}100\text{ m}^2.\text{m}^{-3}$ y peso específico de aproximadamente $30\text{ kg}.\text{m}^{-3}$. Son muy utilizados en filtros percoladores (y también en biofiltros aireados sumergidos) por presentar bajo peso específico y elevados índices de vacíos (95 – 97%). Sin embargo, presentan mayor costo de adquisición. Para la remoción de amonio, los bloques verticales y *cross-flow* con ángulo de 60° presentan mejor desempeño que los bloques con ángulo de 45° .

3.6. Altura del medio de soporte

En el caso de uso de FP para postratamiento de efluentes de reactores UASB, la experiencia brasileña indica que los FP de alta tasa rellenos con piedra son capaces de producir efluentes con concentraciones satisfactorias de DBO, cuando son construidos con alturas del medio de soporte de entre 2,0 a 3,0 m. De esta forma, parece no haber ventaja en construir filtros de altura más elevadas cuando estos son utilizados para el postratamiento de efluentes de reactores anaeróbicos, pues la tasa de aplicación superficial (y, por lo tanto, el área superficial del filtro) es usualmente el factor limitante. Esto porque las concentraciones de materia orgánica afluentes al filtro son bajas ($< 100 \text{ mgDBO.L}^{-1}$), resultando en bajas cargas orgánicas volumétricas. Al ser necesario garantizar el área superficial mínima, el volumen mínimo normalmente es alcanzado con alturas de medio de soporte de entre 2,0 a 3,0 m.

Mientras que los filtros rellenos con piedras tienen alturas usualmente inferiores a 3,0 m, en los filtros con rellenos sintéticos las alturas pueden ser de 6,0 m o más, disminuyendo de esa forma, el área requerida para su instalación. El uso de estos rellenos permite adoptar cargas orgánicas volumétricas mucho mayores que las utilizadas cuando el relleno es de piedras, para un mismo desempeño de tratamiento. Sin embargo, el elevado costo de esos materiales es un factor que limita su uso, especialmente si el objetivo del tratamiento es únicamente la remoción de materia orgánica. Adicionalmente, las experiencias con uso de filtros rellenos con medio plástico y utilizados como postratamiento de efluentes de reactores UASB, son más escasas.

3.7. Sistema de drenaje de fondo

El sistema de drenaje de fondo de un filtro percolador consiste en una losa perforada ([Figura 52](#)), o de parrillas confeccionadas en materiales resistentes, y de un conjunto de canaletas localizadas en la parte inferior de la unidad. El sistema de drenaje tiene la función de recolección tanto el líquido que percola por medio del filtro, como los sólidos que se desprenden del medio de soporte, enviándolos al decantador secundario. Todo el conjunto de drenaje del fondo del filtro debe ser suficientemente resistente para soportar el peso del medio de soporte, de la biomasa adherida y de la propia agua residual que percola por el filtro.

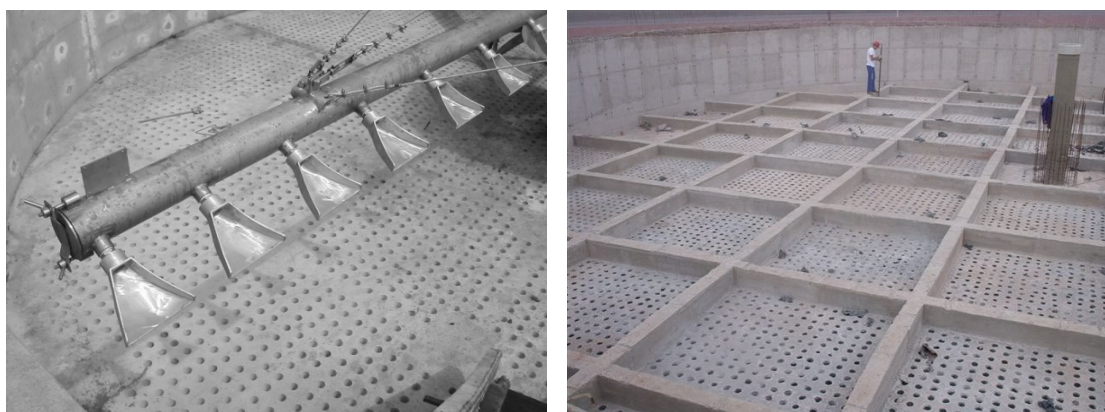


Figura 52 - Sistema de drenaje de fondo por medio de losa perforada: (a) PTAR Nova Contagem (Fuente: COPASA MG); (b) PTAR Rio de Peixe (Fuente: SAAE Itabira)

La estructura de fondo debe tener una pendiente de entre 1 y 5%, suficiente para permitir el adecuado escurrimiento del efluente hacia el centro o hacia la periferia del filtro. Las canaletas de recolección del efluente deben ser dimensionadas para garantizar una velocidad mínima de $0,6 \text{ m.s}^{-1}$ para el caudal promedio de alimentación del filtro.

El sistema de drenaje de fondo debe ser abierto en ambas extremidades, de forma que se permita la inspección y la eventual limpieza con chorros de agua, en caso de ser necesario. El sistema de drenaje de fondo también es responsable por la ventilación del filtro, conforme se explica en la sección siguiente.

3.8. Ventilación

La ventilación de los FP es importante para mantener las condiciones aeróbicas necesarias para el tratamiento del efluente por la vía aeróbica. Si el paso del aire es adecuado, la diferencia entre las temperaturas del aire y del líquido es considerada suficiente para producir la aireación necesaria. Una buena ventilación en el fondo del filtro es deseable. En la práctica, son adoptados los siguientes cuidados para tener una adecuada ventilación natural (Metcalf y Eddy, 1991):

- El sistema de drenaje y los canales colectores del efluente junto al fondo de la estructura del FP deben permitir un libre flujo del aire por el filtro. Esos canales colectores del efluente no deben tener más que 50% de su altura ocupada por el efluente.
- Se debe prever la instalación de pozos de ventilación (ver [Figura 53](#)) en ambas extremidades del canal central de recolección del efluente.
- Los filtros de grandes diámetros deben tener canales de recolección ramificados, con pozos o tubos de ventilación, a lo largo del perímetro del filtro.
- El área de vacíos de la losa perforada para el soporte del relleno debe ser superior a 15% del área superficial del filtro. El área abierta para el paso del aire por el fondo del filtro (muchas veces son utilizados tubos que van desde el fondo hasta la superficie del tanque, para permitir también la sumergencia completa del FP para temas de operación y mantenimiento) debe ser superior a 1% (si es posible, cerca de 5%) del área superficial del filtro.
- Las aberturas de las parrillas de los pozos y tubos de ventilación deben ser por lo menos de 1,0 m² de área libre por cada 250 m² de área superficial del filtro.

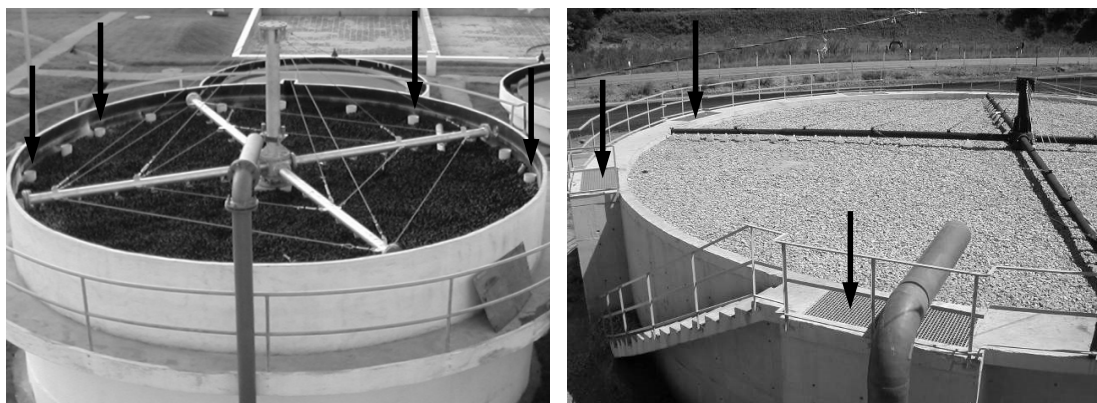


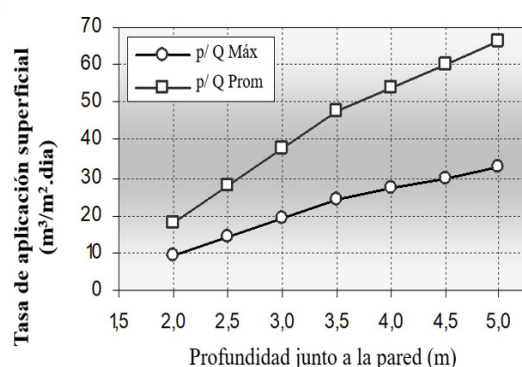
Figura 53 - Sistema de ventilación: (a) por medio de tubos de ventilación (PTAR Jardim Canadá - Fuente: COPASA); (b) por medio de pozos de ventilación (PTAR Rio de Peixe - Fuente: SAAE Itabira)

3.9. Decantadores secundarios después de FP

Los decantadores secundarios utilizados después de filtros percoladores, normalmente son del tipo convencional ([Figura 12](#)). El dimensionamiento es realizado con base en la tasa de aplicación superficial, debido a que la concentración de sólidos suspendidos en el efluente del FP es relativamente baja. En el [Cuadro 2](#) son presentadas las tasas de aplicación superficial y las profundidades recomendadas para el diseño de decantadores secundarios después de los filtros percoladores.

Cuadro 34- Tasas de aplicación superficial y profundidades para el diseño de decantadores secundarios después de FP

Profundidad lateral de pared (m)	Tasa de aplicación superficial (m ³ .m ⁻² .dia ⁻¹)	
	Para Q _{Promedio}	para Q _{Máximo}
2,00	9	18
2,50	14	28
3,00	19	38
3,50	24	48
4,00	27	54
4,50	30	60
5,00	33	66



Nota: las líneas sombreadas en gris son las más utilizadas en diseño
Fuente: Adaptado de Metcalf y Eddy (2003).

Dependiendo de la escala de la PTAR, los decantadores secundarios pueden tener sistemas de remoción de lodo mecanizada o por presión hidráulica. En este último caso, para PTARs de pequeña escala se pueden utilizar configuraciones compactas como la mostrada anteriormente en la [Figura 48 \(sección 2.2.3\)](#).

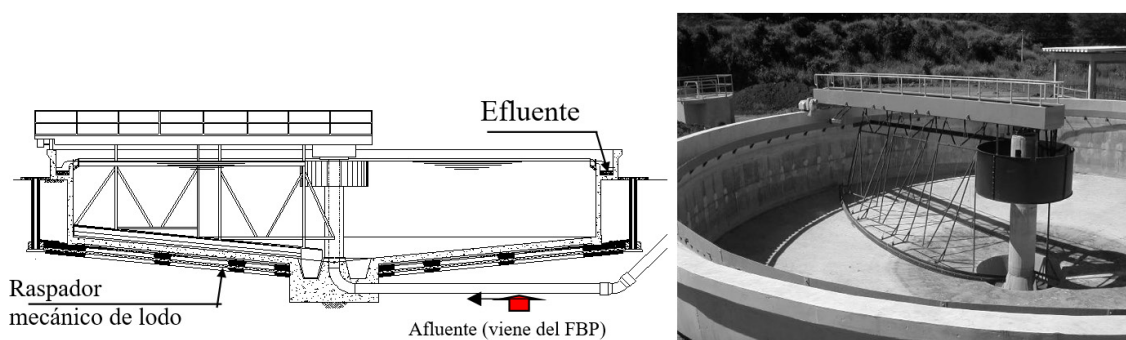


Figura 54 - Corte esquemático y foto de un decantador secundario

3.10. Eficiencia de remoción de DBO en FP

Varios modelos teóricos y empíricos se encuentran disponibles para el dimensionamiento de filtros percoladores aplicados al tratamiento de aguas residuales luego del decantador primario, lo cual es abordado con mayor profundidad en los libros clásicos de tratamiento de aguas residuales (Metcalf y Eddy, 2003). En esta NT se presenta apenas el modelo más tradicional, desarrollado por *National Research Council* (EUA) (NRC por sus siglas en inglés). El modelo empírico de NRC fue desarrollado para filtros con relleno de piedras, a partir de los datos operacionales obtenidos en diversas plantas, operando en instalaciones militares. La predicción de la eficiencia en estos filtros, operando como unidad simple o como primer filtro de un sistema de dos etapas, recibiendo agua residual decantada, puede ser estimada con la Ecuación 3.

$$E = \frac{1}{1 + 0,443 \sqrt{\frac{COV}{F}}} \quad (3)$$

Donde:

E: eficiencia de remoción de DBO₅ (%)

COV: carga orgánica volumétrica (kgDBO.m⁻³.d⁻¹)

F: factor de recirculación

Nota: En el caso de la estimación de eficiencia de filtros percoladores aplicados al postratamiento de efluentes de reactores anaeróbicos, la Ecuación 3 debe ser utilizada con reserva, debido a que las informaciones para esas aplicaciones son muy limitadas. Ver las consideraciones realizadas en el ejemplo de la [Sección 3.13](#).

En cuanto a la eficiencia de remoción de nitrógeno amoniacal, la adopción de filtros de baja tasa (ver sección 2.2.4), con carga orgánica volumétrica aplicada inferior a 0,25 kgDBO.m⁻³.d⁻¹, tiende a asegurar eficiencias de nitrificación superiores al 50%. Alternativamente, los medios de soporte alternativos pueden conducir a eficiencias aún mayores (alrededor del 80 %), como se presenta en la sección 5 de esta nota técnica.

3.11. Producción de lodo

La estimación de la producción de lodo en filtros percoladores puede ser realizada por medio de la Ecuación 4:

$$P_{lodo} = Y \times (L_0 - L_e) \quad (4)$$

Donde:

P_{lodo} = producción de sólidos en el FP (kgSST.d⁻¹);

Y = coeficiente de sólidos en el FP (kgSST.kgDBO_{removida}⁻¹);

L₀ = carga de DBO afluente al FP (kgDBO.d⁻¹);

L_e = carga de DBO efluente del FP (kgDBO.d⁻¹).

Los valores de Y observados en los sistemas de tratamiento biológico con biofilm, trabajando con alta tasa, sin nitrificación, presentan una producción de lodo en el rango de **0,8 a 1,0 kg SST.kgDBO_{removida}⁻¹**, con relación SSV/SST variando entre **0,75 e 0,85**. La estimación de producción de lodo en FP, utilizados para el postratamiento de efluentes de reactores UASB, a partir de esos parámetros, se ha mostrado adecuado. Los sólidos del efluente del FP normalmente son removidos en decantadores secundarios convencionales, conforme lo presentado en la [Sección 3.9](#).

La evaluación de la producción volumétrica de lodo puede ser realizada a partir de la Ecuación 5:

$$V_{lodo} = \frac{P_{lodo}}{\gamma \times C_{lodo}} \quad (5)$$

Donde:

V_{lodo} = producción volumétrica de lodo en el FP (m³.d⁻¹);

γ = masa específica de lodo (usualmente del orden de 1.000 a 1.040 kg.m⁻³);

C_{lodo} = concentración de lodo removido del decantador secundario (usualmente en el rango de 0,8 a 1,5%).

3.12. Resumen de los criterios y parámetros de diseño para FP como postratamiento de efluentes de reactores UASB

Un resumen de los principales criterios y parámetros que rigen el proyecto de filtros percoladores, aplicados al postratamiento de efluentes de reactores anaeróbicos, es presentado en el [Cuadro 3](#).

Cuadro 35 – Tasas de aplicación recomendadas para el diseño de filtros percoladores de alta tasa, utilizados como postratamiento de efluentes de reactores anaeróbicos

Criterio / Parámetro de diseño	Rango de valores, en función del caudal		
	Para Q_{Promedio}	Para $Q_{\text{Máximo diario}}$	Para $Q_{\text{Máximo horario}}$
Tipo de medio de soporte	Piedra	Piedra	Piedra
Profundidad del medio de soporte (m)	2,0 a 3,0	2,0 a 3,0	2,0 a 3,0
Tasa de aplicación superficial ($\text{m}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{dia}^{-1}$)	15 a 18	18 a 22	25 a 30
Carga orgánica volumétrica ($\text{kgDBO} \cdot \text{m}^{-3} \cdot \text{d}^{-1}$)	0,5 a 1,0	0,5 a 1,0	0,5 a 1,0

3.13. Ejemplo de dimensionamiento preliminar

En esta sección se presenta un ejemplo de dimensionamiento preliminar de un FP para postratamiento del efluente de un reactor UASB. Para ejemplos más detallados de dimensionamiento de filtros percoladores después de reactores UASB, se puede consultar Chernicharo (2007, 2013) y Bressani-Ribeiro *et al.* (2019).

Ejemplo: Dimensionar un filtro biológico percolador de alta tasa para el postratamiento del efluente de un reactor UASB, siendo conocidos los siguientes elementos del diseño:

Datos de entrada:

- Caudal promedio de diseño: $Q_{\text{prom}} = 250 \text{ L} \cdot \text{s}^{-1} = 21.600 \text{ m}^3 \cdot \text{d}^{-1}$
- Concentración de contaminantes en el afluente: DQO: $500 \text{ mg} \cdot \text{L}^{-1}$; DBO: $250 \text{ mg} \cdot \text{L}^{-1}$
- Eficiencia de remoción de DBO esperada para el reactor UASB: $EU_{\text{ASB}} = 70\%$
- Eficiencia de remoción de DBO esperada para el filtro percolador: $E_{\text{FP}} = 60\%$
- Concentración de DBO promedio efluente del reactor UASB: $S_{e-\text{UASB}} = 75 \text{ mg} \cdot \text{L}^{-1} = 0,075 \text{ kgDBO} \cdot \text{m}^{-3}$
- Concentración de DBO promedio efluente del filtro percolador: $S_{e-\text{FP}} = 30 \text{ mg} \cdot \text{L}^{-1} = 0,030 \text{ kgDBO} \cdot \text{m}^{-3}$
- Coeficiente de producción de lodo en el reactor UASB: $Y_{\text{UASB}} = 0,15 \text{ kgSST} \cdot \text{kgDQO}_{\text{aplicada}}^{-1}$
- Coeficiente de producción de lodo en el FP: $Y_{\text{FP}} = 0,75 \text{ kgSST} \cdot \text{kgDBO}_{\text{removida}}^{-1}$
- Concentración esperada para el lodo de descarte del decantador secundario: $Cl_{\text{lodo}} = 1\%$
- Masa específica de lodo removido del decantador secundario: $\gamma = 1.020 \text{ kgSST} \cdot \text{m}^{-3}$

Solución:**a) Adoptar carga orgánica volumétrica (Cv)**

De acuerdo con el **Cuadro 35**, los FP de alta tasa deben ser diseñados con COV entre 0,5 y 1,0 kgDBO.m⁻³.d⁻¹. Valor adoptado: COV = 0,60 kgDBO.m⁻³.d⁻¹.

b) Cálculo del volumen del medio de soporte (V)

$$V = (Q_{\text{prom}} \times S_{e\text{-UASB}}) / \text{COV} = (21.600 \text{ m}^3 \cdot \text{d}^{-1} \times 0,075 \text{ kgDBO} \cdot \text{m}^{-3}) / (0,50 \text{ kgDBO} \cdot \text{m}^{-3} \cdot \text{d}^{-1}) = 3.240 \text{ m}^3$$

c) Adoptar profundidad para el medio de soporte

De acuerdo con el Cuadro 35, los FP de alta tasa deben ser diseñados con alturas del medio de soporte entre 2,0 y 3,0 m. Valor adoptado: H = 2,50 m

d) Cálculo del área del FP (A)

$$A = V / H = (3.240 \text{ m}^3) / (2,5 \text{ m}) = 1.296 \text{ m}^2$$

e) Verificación de la tasa de aplicación hidráulica superficial en el FP (qs)

$$\text{Para } Q \text{ promedio: } q_s = Q_{\text{prom}} / A = (21.600 \text{ m}^3 \cdot \text{d}^{-1}) / (1.296 \text{ m}^2) = 16,7 \text{ m}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$$

Se verifica, de acuerdo con el **Cuadro 35**, que el valor de la tasa de aplicación hidráulica superficial está dentro del rango recomendado.

f) Cálculo del diámetro del FP (D)

Adoptar 5 filtros, cada uno con área de $1.296 \text{ m}^2 / 5 = 259,2 \text{ m}^2$

$$D = [(4 \times A) / \text{PI}]^{0,5} = [(4 \times 259,2 \text{ m}^2) / (\text{PI})]^{0,5} = 18,20 \text{ m}$$

g) Evaluación de producción de lodo:

La producción esperada de lodo en el FP puede ser estimada a partir de las Ecuaciones 4 y 5.

$$P_{\text{lodo-FP}} = Y_{\text{FP}} \times [Q_m \times (S_{e\text{-UASB}} - S_{e\text{-FP}})]$$

$$P_{\text{lodo-FP}} = 0,75 \text{ kgSST} \cdot \text{kgDBO}_{\text{remov}}^{-1} \times [(21.600 \text{ m}^3 \cdot \text{d}^{-1} (0,075 - 0,030 \text{ kgDBO} \cdot \text{m}^{-3}))]$$

$$P_{\text{lodo-FP}} = 729 \text{ kgSST} \cdot \text{d}^{-1}$$

Considerando 75% de sólidos volátiles, se tiene que:

$$P_{\text{lodo-FP-volátil}} = 0,75 \times 729 \text{ kgSST} \cdot \text{d}^{-1} = 510 \text{ kgSSV} \cdot \text{d}^{-1}$$

La producción volumétrica de lodo es dada por la Ecuación 7.5:

$$V_{\text{lodo}} = P_{\text{lodo-FP}} / (\gamma \times C_{\text{lodo}}) = (729 \text{ kgSST} \cdot \text{d}^{-1}) / (1.020 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3} \times 0,01) = 71,5 \text{ m}^3 \cdot \text{d}^{-1}$$

j) Pre - dimensionamiento del decantador secundario

De acuerdo con el **Cuadro 34**, los decantadores deben ser diseñados con una tasa de aplicación superficial entre 20 e 30 m³.m⁻².d⁻¹. Valor adoptado: $q_s = 24 \text{ m}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$, para profundidad útil junto a la pared = 3,5 m

$$A = Q_{\text{prom}} / q_s = (21.600 \text{ m}^3 \cdot \text{d}^{-1}) / (24 \text{ m}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}) = 900 \text{ m}^2$$

Adoptar 5 decantadores circulares mecanizados, con raspadores de lodo de tracción periférica, cada uno con área de $900 \text{ m}^2 / 5 = 180 \text{ m}^2$

$$D = [(4 \times A) / \pi]^{0,5} = [(4 \times 180 \text{ m}^2) / (\pi)]^{0,5} = 15,15 \text{ m}$$

k) Procesamiento del lodo:

Producción de lodo en los reactores UASB ((ver Nota Técnica de Reactores UASB de esta colección):

$$P_{\text{lodo-UASB}} = Y_{\text{UASB}} \times L_0 = 0,15 \text{ kgSST.kgDQO}_{\text{aplicada}}^{-1} \times 21.600 \text{ m}^3 \cdot \text{d}^{-1} \times 0,500 \text{ kgDQO} \cdot \text{m}^{-3} = 1.620 \text{ kgSST} \cdot \text{d}^{-1}$$

Producción total a ser deshidratada, incluyendo el lodo secundario retornado a los reactores UASB, considerando 30% de reducción de lodo volátil aeróbico en el reactor UASB:

$$P_{\text{lodo}} = P_{\text{lodo-UASB}} + (P_{\text{lodo-FP}} - 0,30 \times P_{\text{lodo-FP-volátil}})$$

$$P_{\text{lodo}} = 1.620 \text{ kgSST} \cdot \text{d}^{-1} + (729 \text{ kgSST} \cdot \text{d}^{-1} - 0,30 \times 510 \text{ kgSSV} \cdot \text{d}^{-1}) = 2.196 \text{ kgSST} \cdot \text{d}^{-1}$$

4. Aspectos de construcción y operación

Los filtros percoladores normalmente son contruidos en hormigón armado, aunque las unidades menores pueden ser confeccionadas con diferentes materiales, como acero, fibra de vidrio, entre otros. Cualquiera que sea el material de construcción del FP, las mayores preocupaciones constructivas se refieren a la longevidad y a la integridad de la estructura del filtro y del medio de soporte, conseguidas con el uso de materiales adecuadamente seleccionados y resistentes a las condiciones adversas impuestas por el agua residual.

Se debe prestar particular atención a la selección del material de relleno del filtro, pues los problemas debido a la obstrucción y colmatación del medio de soporte han sido reportados con frecuencia. En este sentido, las recomendaciones presentadas en la [Sección 3.5](#) deben ser seguidas rigurosamente, principalmente en el caso de filtros rellenos con piedras, debido a que el tamaño y el formato indebido de las piedras pueden ocasionar la falla del sistema de tratamiento.

Otro aspecto relevante, se refiere a la construcción del sistema de drenaje de fondo, que debe ser lo suficientemente resistente para soportar todo el peso de la estructura localizada en la parte superior, incluyendo el medio de soporte, el crecimiento de biofilm y el agua residual. Además de esto, deben ser cumplidas rigurosamente las recomendaciones del diseño relativas a las inclinaciones del sistema de drenaje y a las áreas libres para permitir la ventilación del FP.

Los filtros percoladores se caracterizan por su simplicidad operacional, debido a que su grado de mecanización es mínimo, y la mecanización es debida principalmente a la distribución del caudal en el FP y a la remoción de lodo en el decantador secundario. De esa forma, la operación del sistema consiste, básicamente, en las siguientes actividades simples:

- El monitoreo de la eficiencia del sistema de tratamiento, realizado por medio de un adecuado programa de análisis físico-químicos del afluente al FP, y del efluente del decantador secundario.
- El monitoreo de la producción de lodo en el sistema de tratamiento, realizado por medio de mediciones de sólidos suspendidos en el efluente y de sólidos totales en el lodo de descarte del decantador secundario.
- La verificación de la presencia de empozamientos en la superficie del FP, que generalmente ocurre cuando el volumen de vacíos en el medio de soporte es ocupado por el crecimiento en exceso de la biomasa.
- La verificación de la proliferación excesiva de moscas, que ocurre principalmente cuando el FP es operado de forma intermitente y/o con bajas tasas de aplicación superficial.
- La verificación del sistema de drenaje de fondo del FP, eliminando cualquier acumulación indebida de sólidos en la losa inferior y en las canaletas de recolección del efluente.

La puesta en marcha de los FP es simple y por lo general no es necesario ningún tipo de inoculación o arranque gradual. Es decir, el efluente anaeróbico se puede distribuir directamente sobre la superficie del medio soporte, sin riesgo de causar sobrecargas al FP. La eficiencia esperada de eliminación de materia orgánica generalmente se logra después de tres a cuatro semanas de operación continua, sin embargo, la maduración de la biopelícula solo ocurre después de unos pocos meses, especialmente cuando se desea la eliminación parcial de nitrógeno amoniacal.

En relación al lodo retirado de los decantadores secundarios, este puede ser descartado y enviado al inicio de la PTAR para ser digerido anaeróbicamente en el reactor UASB. Todavía, es necesario asegurar una rutina adecuada para este procedimiento, de manera que no haya sobrecarga hidráulica momentánea en el reactor UASB que puede causar el arrastre de lodo hacia el efluente (ver [Sección 5.2](#) -[Cuadro 18](#) de la [Nota Técnica 3](#)).

Además de esos aspectos operacionales básicos, deben ser desarrolladas actividades de mantenimiento preventivo, con el fin de garantizar la integridad de las unidades de tratamiento y de todos los equipos instalados. Se debe prestar atención especial a la inspección de los distribuidores de caudal y de los removedores de lodo en el decantador secundario.

5. AVANCES RECIENTES

Filtros percoladores rellenos con espuma

Los medios de soporte a base de espuma de poliuretano presentan área superficial específica muy elevada (superior a $5000 \text{ m}^2\text{m}^{-3}$, basado en estimaciones geométricas) y bajo peso específico (generalmente inferior a 40 kg.m^{-3}). Originalmente fueron concebidos con el nombre de DHS (de sus siglas en inglés, *downflow hanging sponge*).

En los filtros percoladores rellenos con espuma de poliuretano, el tiempo de percolación del líquido es elevado (aproximadamente 1,5 - 2,5 horas) y el biofilm es formado en las fibras y poros de espuma. Con esto, la biomasa es eficientemente retenida en el medio de soporte y la edad del lodo es elevada, del orden de aproximadamente 100 días. Además de esto, la colonización de la espuma generalmente es rápida, optimizando la puesta en marcha del reactor. Como las elevadas edades de lodo favorecen los mecanismos de respiración endógena, la producción de lodo excedente es bastante reducida. Además, los FP rellenos con espuma algunas veces no necesitan de decantadores secundarios debido a la eficiente remoción de la biomasa.

Como las condiciones para la obtención de alta concentración de biomasa y oxigenación del medio son favorecidas con el uso de espuma, son reportados desempeños superiores

con relación a los filtros percoladores rellenos con otros medios de soporte. El crecimiento de bacterias de metabolismo lento es posible, entre ellas las bacterias nitrificantes, y eventualmente, anammox. Los FPs rellenos con espuma, generalmente son diseñados para la remoción simultánea de materia orgánica y nitrógeno amoniacal, aplicando bajas cargas orgánicas volumétricas. Con una carga orgánica de $0,25 \text{ kgDBO} \cdot \text{m}^{-3} \cdot \text{d}^{-1}$, se relata una remoción de amonio de aproximadamente 80% en escala real, mientras que en FP rellenos con grava, el valor esperado es cercano a 50% (Metcalf y Eddy, 2003, von Sperling *et al.*, 2019).

Se observan gradientes en las concentraciones de oxígeno disuelto (OD); en el interior de la espuma los niveles de OD son menores, así como en las capas más internas del biofilm. Eso resulta en la creación de zonas anóxicas, favoreciendo la actividad de las bacterias desnitrificantes.

6. CONSIDERACIONES FINALES

Aunque originalmente fueron concebidos para la operación después de decantadores primarios, los filtros percoladores son una tecnología consolidada para la aplicación en el postratamiento de efluentes de reactores UASB. En este caso, la posibilidad de remoción complementaria de materia orgánica es realizada en un sistema compacto, sin la necesidad de aireación mecánica, y con un tren de tratamiento relativamente simple, debido a que el lodo aeróbico puede ser enviado para espesado y digestión en el reactor anaeróbico. Adicionalmente, la posibilidad de cumplir con legislaciones menos estrictas con relación a la remoción de nitrógeno amoniacal es muy atractiva, considerando la configuración convencional con medio de soporte basado en piedras.

En las últimas dos décadas se han realizado importantes avances respecto a la mejora de los filtros percoladores como postratamiento de efluentes de reactores UASB, principalmente en lo que se refiere a la utilización de medios de soporte sintéticos, que permiten la optimización de la remoción de materia orgánica y compuestos nitrogenados. Estas mejoras tecnológicas todavía requieren de mayores experiencias en escala real en la mayoría de los países de América Latina. Sin embargo, el tren de tratamiento compuesto por reactor UASB seguido de filtro percolador se presenta como una importante alternativa tecnológica para los países de la región, pudiendo ser aplicado en PTARs de pequeña, mediana y gran escala.

7. REFERENCIAS

Bressani-Ribeiro, T., Almeida, P.G.S., Volcke, E.I.P., Chernicharo, C.A.L. (2018). Trickling filters following anaerobic sewage treatment: state of the art and perspectives. *Environmental Science-Water Research & Technology* v. 4, p. 1721-1738.

Bressani-Ribeiro, T., Mota Filho, C.R., Melo, V.R., Bianchetti, F.J., Chernicharo, C.A.L. Planning for achieving low carbon and integrated resources recovery from sewage treatment plants in Minas Gerais, Brazil. *Journal of Environmental Management*, v. 242, p. 465-473, 2019.

Chernicharo, C. A. L. (2013). *Reactores Anaerobios*. Pasto, Colombia: Editora de la Universidad de Nariño

Chernicharo, C. A. L. (2007). *Anaerobic Reactors*. Belo Horizonte, Brasil: Editora IWA. Material descargable de manera gratuita en: <https://iwaponline.com/ebooks/book/79/Anaerobic-Reactors>

Davis, M. (2010). *Water and Wastewater Engineering: Design Principles and Practice*. New York, NY: McGraw-Hill, 1301 p.

Gonçalves R.F., Chernicharo C.A.L., Andrade Neto C.O., Alem Sobrinho P., Kato M.T., Costa R.H.R., Aisse M.M. y Zaiat M. (2001). Pós-tratamento de efluentes de reatores anaeróbios por reatores com biofilme. Cap. 4. In: Chernicharo, C.A.L. (coordenador). *Pós-tratamento de efluentes de reatores anaeróbios*. FINEP/PROSAB, Rio de Janeiro, Brasil, 544 p.

Metcalf y Eddy. (2003). *Wastewater engineering: treatment and reuse*. 4th Ed., 1846p.

Metcalf y Eddy (1991). *Wastewater Engineering: treatment, disposal, and reuse*. 3rd Ed., 1334 p.

von Sperling, M., Almeida, P.G.S., Bressani-Ribeiro, T., Chernicharo, C.A.L. (2019). Post-treatment of anaerobic effluents, in: Chernicharo, C.A.L., Bressani-Ribeiro, T. (Eds.), *Anaerobic Reactors for Sewage Treatment: Design, Construction and Operation*. IWA Publishing, London, 420 p.

■ NOTA TÉCNICA 7

ELEMENTOS DE DISEÑO, CONSTRUCCIÓN Y OPERACIÓN DE SISTEMAS DE LODOS ACTIVADOS



AUTORES:

- Thiago Bressani Ribeiro
- Carlos Augusto de Lemos Chernicharo

COLABORADOR:

- Tiago Borges Ferreira

NOTA TÉCNICA 7

ELEMENTOS DE DISEÑO, CONSTRUCCIÓN Y OPERACIÓN DE SISTEMAS DE LODOS ACTIVADOS

INTRODUCCIÓN	165
DESCRIPCIÓN DEL PROCESO	165
Unidades básicas	165
Variantes del proceso.....	165
Aireación prolongada.....	166
Lodos activados convencional.....	167
Lodos activados de flujo intermitente.....	168
Lodos activados como post-tratamiento de efluentes de reactores anaeróbicos	169
Análisis comparativo de las principales variantes de lodos activados.....	170
FUNDAMENTOS DEL PROCESO	172
Principios generales.....	172
Tiempo de retención hidráulica y edad del lodo	174
Remoción de materia orgánica carbonácea.....	174
Principales parámetros ambientales que afectan el proceso aeróbico.....	175
DISEÑO DEL REACTOR BIOLÓGICO	176
Preliminares.....	176
Configuración del reactor	176
Control del lodo.....	177
Consumo y producción de oxígeno.....	179
DECANTADOR SECUNDARIO	182
REMOCIÓN BIOLÓGICA DE NITRÓGENO	187
ASPECTOS DE CONSTRUCCIÓN Y OPERACIÓN	188
Aspectos constructivos críticos en sistemas de lodos activados.....	188
Aspectos operacionales críticos de los sistemas de lodos activados	190
AVANCES RECIENTES	191
CONSIDERACIONES FINALES.....	192
REFERENCIAS	193

1. INTRODUCCIÓN

Los sistemas de lodos activados son ampliamente utilizados en plantas de tratamiento de aguas residuales (PTARs) municipales y de otros tipos. Su aplicación predominante ocurre en sistemas con necesidad de un efluente con elevada calidad y restricción de área, pues presentan una demanda energética y complejidad elevada al compararlos con otros sistemas de tratamiento (von Sperling et al., 2001).

Su modo de aplicación se puede dar en distintas variantes y regímenes de operación, constituidos como tratamiento secundario, e inclusive como post-tratamiento de efluentes anaeróbicos. En este último caso, esta configuración es promisorio y su utilización está consolidada en algunos países, como es el caso de Brasil.

Esta Nota Técnica (NT) tiene como objetivo presentar las principales características de los sistemas de lodos activados, sus principales variantes y aspectos de dimensionamiento, construcción y operación.

2. DESCRIPCIÓN DEL PROCESO

2.1. Unidades básicas

El sistema de lodos activados es un proceso aeróbico con un tanque de aireación. La principal diferencia con relación a otros procesos es la recirculación del lodo biológico. Esa estrategia es posible gracias a la presencia de una unidad de separación sólido-líquido luego del reactor biológico, usualmente un decantador secundario ([Figura 55](#)).

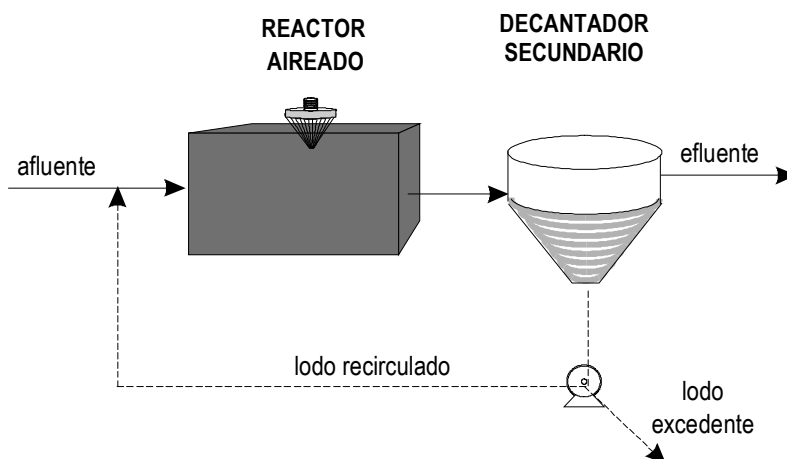


Figura 55 - Unidades básicas del sistema de lodos activados

Fuente: Adaptado de von Sperling (1997)

2.2. Variantes del proceso

Diversas variantes del proceso de lodos activados son descritas en la literatura. Las principales categorías de clasificación de estas variantes son (von Sperling, 1997):

- *División con respecto a la edad del lodo*
Lodos activados convencional
Aireación prolongada (o extendida)

- *División con respecto al flujo*
Flujo continuo
Flujo intermitente (batch o lotes)
- *División respecto al afluente a la etapa biológica del sistema*
Agua residual cruda
Efluente de decantador primario
Efluente de reactor anaeróbico

Con relación a la división respecto a la edad del lodo, las principales categorías y sus características generales se presentan en el [Cuadro 36](#).

Cuadro 36 - Principales categorías de lodos activados en función de la edad de lodo

Edad del lodo	Rango de edad del lodo (días)	Rango de relación A/M ($\text{kgDBO} \cdot \text{kgSSVTA}^{-1} \cdot \text{día}^{-1}$)	Denominación
Reducida	4 a 10	0,25 a 0,50	Lodos activados convencional
Elevada	18 a 30	0,07 a 0,15	Aireación prolongada

En el caso de los sistemas de flujo intermitente, el uso de los sistemas de aireación prolongada suele ser más usual. En contraste, para los efluentes de reactores anaeróbicos, sistemas con una edad de lodo reducida y lodos activados convencional, se aplican más frecuentemente (von Sperling, 1997).

Con relación al afluente destinado a la etapa biológica del proceso de lodos activados, puede ser recibida agua residual cruda (típicamente destinados a los procesos de aireación prolongada), efluentes de decantadores primarios (destinados a la concepción clásica de los sistemas de lodos activados convencional), efluentes de reactores anaeróbicos, así como efluentes de otros procesos de tratamiento, por ejemplo, tratamiento físico-químico o filtros biológicos, para el pulimento adicional de esos efluentes (von Sperling *et al.*, 2001). Más detalles sobre las características y aplicabilidad del proceso de lodos activados para el postratamiento de efluentes de reactores anaeróbicos se presentan en la [Nota Técnica 4](#) de esta colección.

2.3. Aireación prolongada

El proceso con aireación prolongada se caracteriza por la mayor permanencia del lodo en el sistema, del orden de 18 a 30 días. Esta edad de lodo mayor produce relaciones A/M menores ($0,07$ a $0,15 \text{ kg DBO} \cdot \text{kgSSVTA}^{-1} \cdot \text{d}^{-1}$). Esto genera volúmenes de reactor mayores, así como tiempos de retención hidráulica superiores a los de los lodos activados convencional, con valores entre 16 y 24 h. Como consecuencia de la menor disponibilidad de sustrato para los procesos metabólicos de las bacterias presentes en el tanque de aireación, esos microorganismos consumen una parte de su propia materia orgánica celular biodegradable por medio de la respiración, convirtiéndolos en dióxido de carbono y agua. Esta adaptación celular corresponde a un proceso de estabilización de la biomasa o lodo. De este modo, mientras que en el sistema convencional esta etapa debe ser realizada en una unidad distinta y posterior, conocida como digestor de lodos, en la aireación prolongada ocurre en el propio tanque de aireación. Sin embargo, el consumo de oxígeno para la estabilización del lodo por medio de la respiración endógena es significativo. Incluso es posible que esta demanda sea mayor a la demanda para la metabolización de la materia orgánica del afluente, durante la respiración exógena (von Sperling *et al.*, 2001).

Debido a que no requieren de un proceso de estabilización del lodo biológico excedente en una unidad adicional, los sistemas de aireación prolongada evitan la inclusión de decantadores primarios, con el fin de no generar lodo primario que deba ser estabilizado. Por lo tanto, el diagrama de flujo del proceso típico para la aireación prolongada presenta algunas simplificaciones cuando se compara al convencional: no hay decantación primaria o digestor de lodos ([Figura 56](#)).

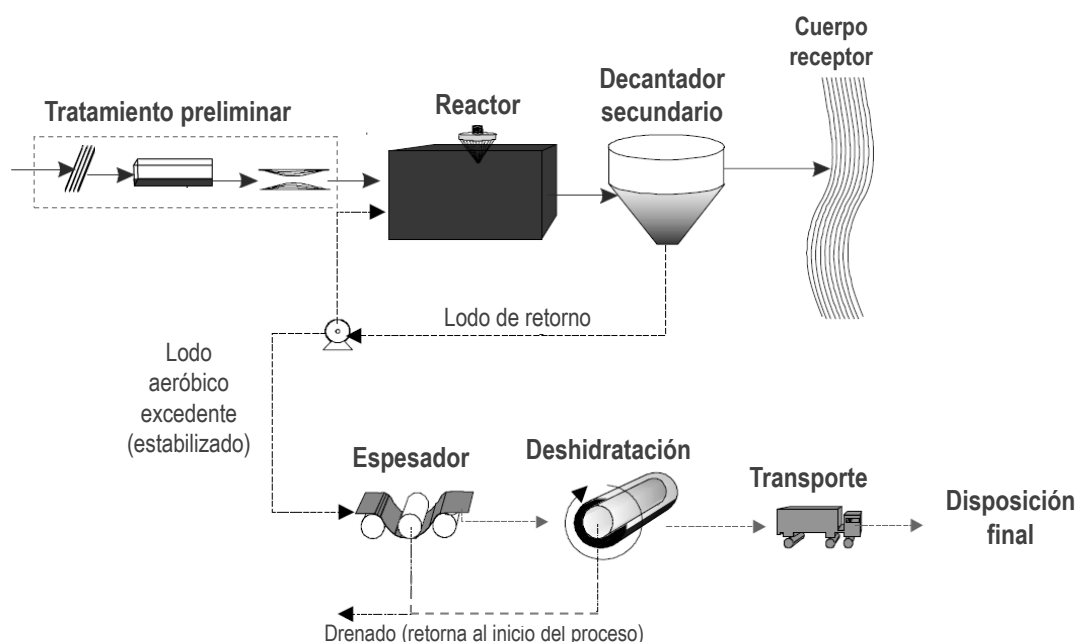


Figura 56 - Diagrama de flujo típico de un sistema de aireación prolongada
Fuente: Adaptado de von Sperling (1997)

Sin embargo, aunque exista una simplificación del sistema, hay un mayor consumo energético al compararlo al proceso convencional. Esto ocurre debido a que la estabilización de la materia orgánica del lodo ocurre por medio del proceso aeróbico, incrementando la demanda de oxígeno en el tanque de aireación. Por otro lado, la baja relación A/M contribuye para la mayor asimilación de la materia orgánica, por lo que la aireación prolongada es más eficiente en la remoción de la DBO (von Sperling *et al.*, 2001).

2.4. Lodos activados convencional

En la modalidad convencional, el sistema es operado en flujo continuo, con la utilización de una decantación primaria anterior a la etapa biológica. La existencia del decantador primario posibilita la remoción de una parte importante de la materia orgánica particulada contenida en el agua residual cruda por mecanismos físicos. Esto tiene como consecuencia una reducción del consumo de energía destinada a la aireación, así como una reducción en el volumen del reactor biológico. La [Figura 57](#) muestra el diagrama de flujo típico de un sistema de lodos activados de modalidad convencional.

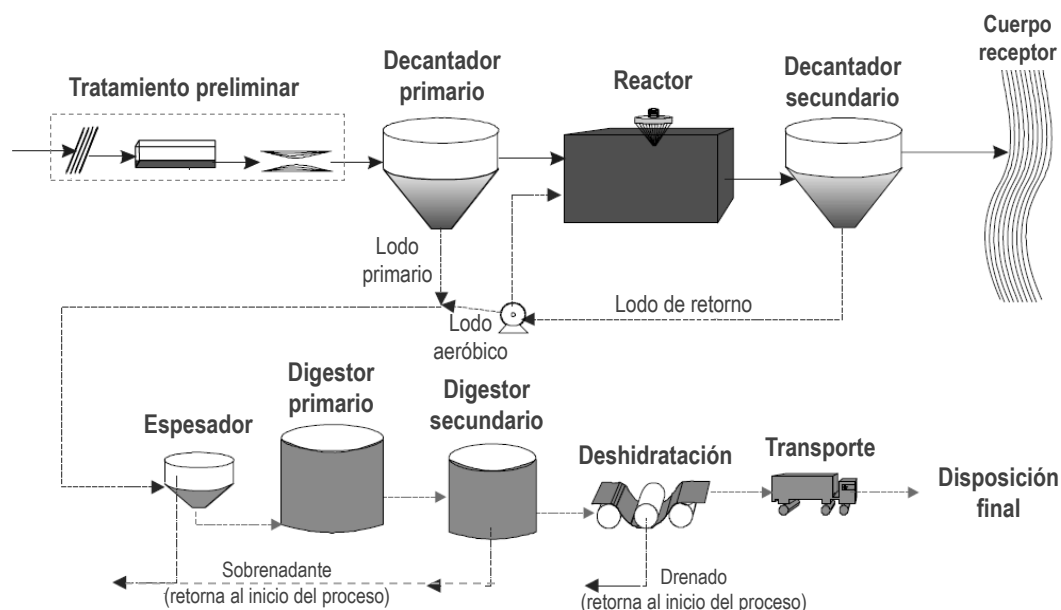


Figura 57 - Diagrama de flujo típico del sistema de lodos activados convencional

Fuente: Adaptado de von Sperling (1997)

La edad del lodo en la configuración de lodos activados convencional se mantiene entre 4 y 10 días, la relación A/M entre 0,25 y 0,50 kgDBO·kgSSVT⁻¹·d⁻¹, y el tiempo de retención hidráulica del reactor entre 6 y 8 h (von Sperling et al., 2001). Como consecuencia de esta edad de lodo, el lodo excedente no es estabilizado y tiene un elevado contenido de materia orgánica. Por este motivo es necesario utilizar una etapa adicional de estabilización del lodo excedente, usualmente por medio de digestores anaeróbicos de lodo. Con el fin de reducir el volumen de lodo a ser tratado y, como consecuencia, el volumen del digestor, una etapa de espesado previo del lodo es realizada para el aumento del porcentaje de sólidos (Figura 57).

2.5. Lodos activados de flujo intermitente

Con relación al flujo de agua, las dos variantes reportadas anteriormente poseen un flujo continuo, con entradas de afluente constantes. También es posible aplicar el sistema de lodos activados con una operación en flujo intermitente.

De forma general, el sistema operado en flujo intermitente reúne todas las unidades, procesos y operaciones asociadas a los lodos activados de flujo continuo, como decantación primaria, oxidación biológica y decantación secundaria, en un único tanque. Debido a que se desarrolla en un único tanque, este proceso consta de una secuencia de procesos en el tiempo, en lugar de distintas unidades, como ocurre en los sistemas en flujo continuo (von Sperling et al., 2001).

La utilización del proceso de lodos activados con flujo intermitente puede ocurrir en sistemas convencionales o de aireación prolongada, aunque es más común su utilización en esta última, debido a la mayor simplicidad operacional, en la cual también se incorpora la unidad de digestión del lodo (von Sperling et al., 2001) (Figura 58).

Como en este proceso se utiliza únicamente un reactor en el que ocurren todas las etapas del tratamiento, es necesario establecer ciclos de operación con duraciones definidas. Según von Sperling et al. (2001), los ciclos de tratamiento definidos para el reactor son:

- *Llenado*: entrada de agua residual cruda, decantada o anaeróbica;
- *Reacción*: aireación y/o mezcla de la masa líquida;

- *Sedimentación*: sedimentación y separación de los sólidos en suspensión del agua residual tratada;
- Retirada del efluente tratado;
- *Reposo*: ajuste de ciclos y remoción del lodo excedente.

La duración de cada una de estas etapas del ciclo se define con base en la variación de carga afluente y los objetivos del tratamiento, así como las características del agua residual y de la biomasa del sistema.

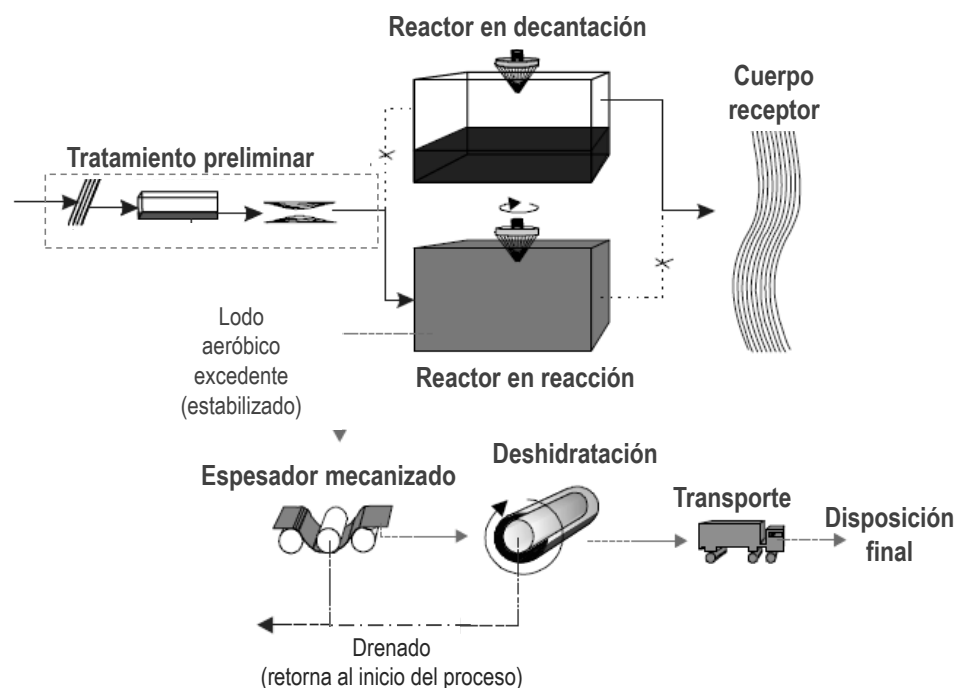


Figura 58 – Representación esquemática de un sistema de lodos activados con flujo intermitente
Fuente: Adaptado de von Sperling (1997)

2.6. Lodos activados como post-tratamiento de efluentes de reactores anaeróbicos

El uso de sistemas de lodos activados para el tratamiento complementario de efluentes de reactores anaeróbicos, proporcionando un pulimento del efluente, también es una realidad. Estudios con esta configuración han sido realizados desde hace más de veinte años en Brasil (Coura y van Haandel, 1999; Freire, von Sperling y Chernicharo, 1999; Souza y Foresti, 1996; von Sperling, 1997). De este modo, el inventario actual en Brasil muestra un registro de 63 PTARs en escala real con reactor anaeróbico seguido de lodos activados para el tratamiento de aguas residuales municipales (ANA, 2020).

Una configuración típicamente utilizada es la asociación de lodos activados convencional, con edad del lodo de 6 a 10 días, a los reactores anaeróbicos tipo UASB (*upflow anaerobic sludge blanket*). En este caso, el reactor UASB substituye el decantador primario del sistema de lodos activados convencional. Esta configuración de reactores posibilita la digestión y espesado del lodo aeróbico excedente, el cual es generado en el sistema de lodos activados, en el reactor anaeróbico. Como el caudal de lodo excedente aeróbico introducido en el reactor UASB es pequeño en comparación con el caudal de agua residual afluente, no deberían generarse disturbios operacionales en el reactor anaeróbico. Al final, el lodo mixto retirado del reactor UASB, espesado y digerido, presenta excelentes características para la deshidratación (von Sperling et al., 2001). La [Figura 59](#) muestra el diagrama de flujo típico de un proceso compuesto por un reactor UASB seguido de lodos activados.

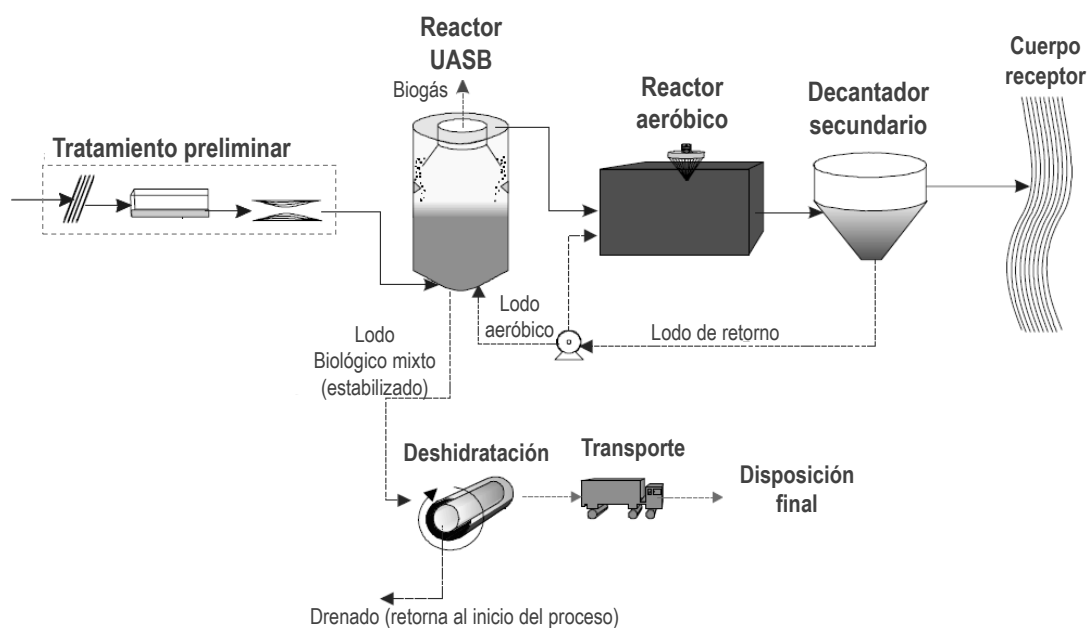


Figura 59 – Diagrama de flujo típico de un sistema de lodos activados para el post-tratamiento del efluente de un reactor UASB Fuente: Adaptado de von Sperling (1997)

En la [Nota Técnica 4](#) de esta colección se presentan más detalles sobre las ventajas del tratamiento combinado anaeróbico/aeróbico y las principales características del proceso de lodos activados cuando se aplica para el postratamiento de efluentes de reactores anaeróbicos.

2.7. Análisis comparativo de las principales variantes de lodos activados

Las variantes del proceso de lodos activados presentan características distintas, las cuales pueden ser más adecuadas para aplicaciones específicas. El análisis comparativo de sus características ([Cuadro 37](#)) puede facilitar la selección de la variante más adecuada.

Cuadro 37 – Principales características de las modalidades más comunes de lodos activados para el tratamiento de aguas residuales municipales

Aspecto	Aspecto específico	Modalidad		
		Convencional	Aireación prolongada	UASB - lodos activados
Edad del lodo	Edad del lodo (d)	4 a 10	18 a 30	6 a 10
Relación A/M	Relación A/M ($\text{kgDBO} \cdot \text{kgSSVTA}^{-1} \cdot \text{d}^{-1}$)	0,25 a 0,50	0,07 a 0,15	0,25 a 0,40
Eficiencia de remoción	DBO (%)	85 a 95	93 a 98	85 a 95
	DQO (%)	85 a 90	90 a 95	83 a 90
	Sólidos en suspensión (%)	85 a 95	85 a 95	85 a 95
	Amoníaco (%)	85 a 95	90 a 95	75 a 90
	Nitrógeno (%) ⁽¹⁾	25 a 30	15 a 25	15 a 25
	Fósforo (%) ⁽¹⁾	25 a 30	10 a 20	10 a 20
	Coliformes (%)	60 a 90	70 a 95	70 a 95
Área requerida	Área ($\text{m}^2 \cdot \text{hab}^{-1}$) ⁽²⁾	0,2 a 0,3	0,25 a 0,35	0,2 a 0,3
Volumen total	Volumen ($\text{m}^3 \cdot \text{hab}^{-1}$) ⁽³⁾	0,10 a 0,15	0,10 a 0,15	0,10 a 0,12
Energía ⁽⁴⁾	Potencia instalada ($\text{W} \cdot \text{hab}^{-1}$)	2,5 a 4,5	3,5 a 5,5	1,8 a 3,5
	Consumo energético ($\text{kWh} \cdot \text{hab}^{-1} \cdot \text{año}^{-1}$)	18 a 26	20 a 35	14 a 20
Volumen de lodo ⁽⁵⁾	A ser tratado - ($\text{L lodo} \cdot \text{hab}^{-1} \cdot \text{d}^{-1}$)	3,5 a 8,0	3,5 a 5,5	0,5 a 1,0
	A ser dispuesto - ($\text{L lodo} \cdot \text{hab}^{-1} \cdot \text{d}^{-1}$)	0,10 a 0,25	0,10 a 0,25	0,05 a 0,15
Masa de lodo	A ser tratado - ($\text{g ST} \cdot \text{hab}^{-1} \cdot \text{d}^{-1}$)	60 a 80	40 a 45	20 a 30
	A ser dispuesto - ($\text{g ST} \cdot \text{hab}^{-1} \cdot \text{d}^{-1}$)	30 a 45	40 a 45	20 a 30

Fuente: adaptado de von Sperling (2016)

Notas: ⁽¹⁾: es posible alcanzar eficiencias más elevadas con la adopción de etapas específicas (desnitrificación y desfosfatación); ⁽²⁾: áreas inferiores pueden ser obtenidas con la deshidratación mecánica; ⁽³⁾: el volumen total considera todas las unidades, incluyendo la deshidratación mecanizada; ⁽⁴⁾: la potencia instalada debe alimentar la demanda de O₂ en cargas de pico. Debe considerarse el control del aprovisionamiento de O₂ para reducir el consumo energético, reduciéndolo en momentos de menor demanda; ⁽⁵⁾: el volumen de lodo es función de la concentración de sólidos totales, la cual depende de los procesos utilizados en el tratamiento de la fase líquida y sólida.

3. FUNDAMENTOS DEL PROCESO

3.1. Principios generales

Uno de los aspectos que caracterizan el proceso de lodos activados es el retorno de la biomasa para el reactor biológico. La [Figura 60](#) ilustra un sistema genérico de lodos activados operado en flujo continuo

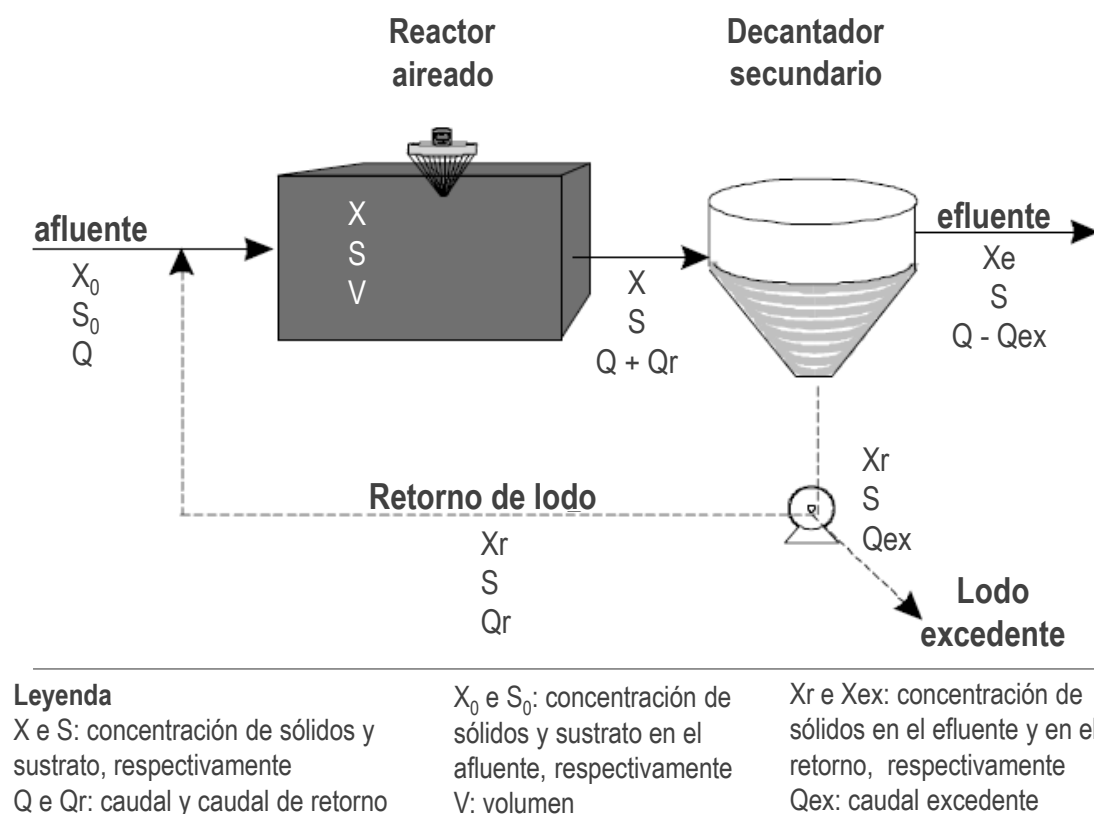


Figura 60 – Configuración genérica de lodos activados en flujo continuo

Fuente: Adaptado de von Sperling (1997)

Como se puede verificar, las concentraciones de sólidos en suspensión (X) y de sustrato (S) en el efluente del reactor aeróbico que es enviado al decantador secundario son iguales a las del interior de esta unidad. Esta es una característica de los reactores de mezcla completa ideales, lo que resulta en la vinculación del tiempo de permanencia del agua residual y de los sólidos en sistemas como las lagunas aireadas (que no poseen una recirculación de la biomasa). El efluente del tanque de aireación, que posee una elevada concentración de sólidos (X), también tiene una elevada DBO, por lo que su descarga directa en un cuerpo receptor no es posible. El decantador secundario permite la sedimentación y concentración de estos sólidos, removiéndolos de la fase líquida y mejorando significativamente su calidad ($X_e \ll X$). Además, esta unidad permite el retorno de la biomasa para el reactor biológico (X_r), lo que separa el tiempo de permanencia del líquido (tiempo de retención hidráulica) del de los sólidos (edad del lodo) en el sistema. Ese es el principio de funcionamiento general de los sistemas de lodos activados, en los cuales se lleva a cabo la remoción de materia orgánica carbonácea y de algunas formas de nitrógeno por medios aeróbicos, aumentada por la sedimentación y recirculación de los sólidos. El concepto y los principios son abordados en las secciones siguientes.

3.2. Sólidos biológicos y su distribución en el sistema

La unidad de masa de las células microbianas es normalmente expresada en términos de sólidos en suspensión (SS o X). Sin embargo, una fracción de estos sólidos es inorgánica y no actúa en el proceso, siendo generalmente denominada como sólidos en suspensión inorgánicos o fijos (SSi o Xi). Por otro lado, la fracción orgánica se conoce como sólidos en suspensión volátiles (SSV o Xv). Debido a que la actividad y biodegradabilidad de estos SSV puede variar, también es posible caracterizar esta fracción con relación a estas características. La [Figura 61](#) presenta las clasificaciones de forma esquemática.

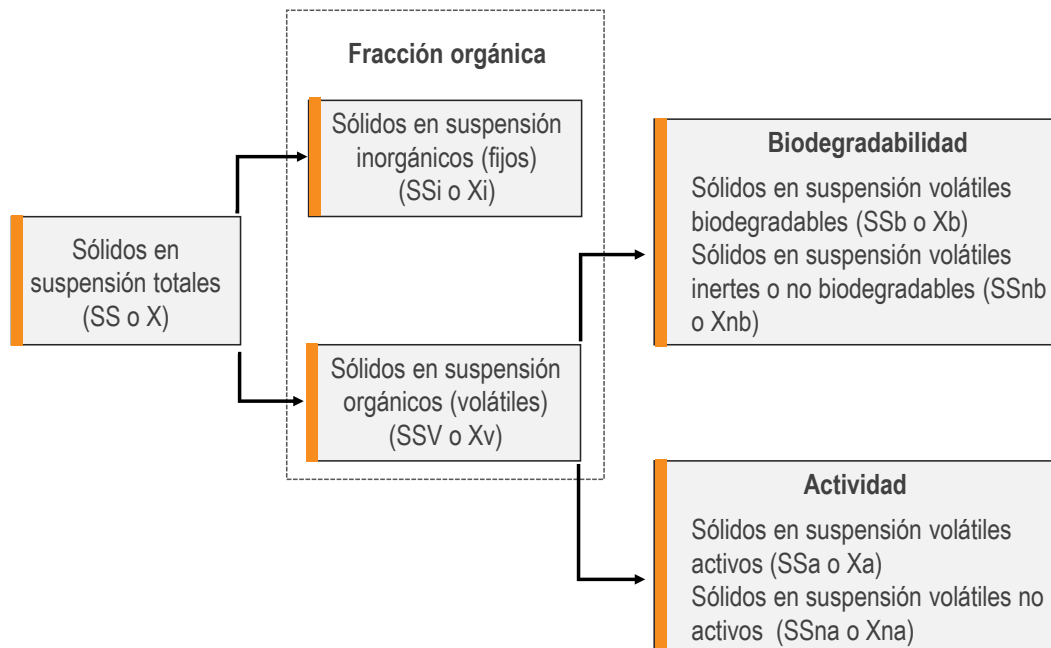


Figura 61 – Distribución de los sólidos en suspensión con relación a la fracción orgánica, biodegradabilidad y actividad Fuente: Adaptado de von Sperling (1997)

Debido a que una fracción de esta biomasa no puede participar de la degradación biológica (X_i o X_{nb}), la recirculación del lodo en el sistema resulta en la acumulación de esta. De este modo, cuanto mayor sea la edad de lodo (concepto detallado posteriormente), mayor será la participación de las fracciones inorgánicas en la composición de los sólidos. Es decir, menor será la relación X_b/X_v . Esta relación, expresada como f_b , puede ser determinada por medio de la Ecuación 1 (Eckenfelder Jr, 1989).

$$f_b = \frac{f_b'}{1 + (1 - f_b') \times K_d \times \theta_c} \quad [1]$$

Donde, f_b : fracción biodegradable de los SSV generados en el sistema (X_b/X_v); K_d : coeficiente de respiración endógena (d^{-1}), el cual, para aguas residuales municipales, varía entre 0,06 y 0,1 d^{-1} ; θ_c : edad del lodo (d); f_b' : fracción biodegradable de los SSV inmediatamente después de su generación en el sistema ($\theta_c = 0$), típicamente es igual a 0,8.

Otras representaciones usuales para los sólidos en suspensión totales y volátiles en el tanque de aireación (TA), son SSTA (X) y SSVTA (X_v), respectivamente.

Con relación a la producción bruta de estos sólidos biológicos, es decir, al crecimiento bacteriano, es posible representarla en función de la remoción de sustrato o de su propia masa / concentración en el reactor.

Adicionalmente, el decaimiento bacteriano también es función de la masa o concentración de bacterias en el tanque, relacionado con la respiración endógena de la fracción biodegradable de esa biomasa.

De este modo, el crecimiento líquido de la biomasa puede ser obtenido a partir de la sustracción del decaimiento bacteriano de la producción de biomasa bruta. Una explicación más detallada, junto con el desarrollo teórico respectivo, puede ser consultada en von Sperling (1997).

3.3. Tiempo de retención hidráulica y edad del lodo

Como se mencionó anteriormente, el tiempo de permanencia del líquido y de los sólidos en el interior del reactor son fundamentales para el diseño y operación de los lodos activados. En el caso del tiempo de retención hidráulica (TRH), suele representarse por θ_h , mientras que el tiempo de permanencia de los sólidos, o edad del lodo, se representa por θ_c .

La determinación del TRH puede ser realizada por medio de la Ecuación 2, mientras que la **Ecuación 3** se utiliza para estimar la edad del lodo.

$$\text{Edad del lodo } (\theta_c) = \frac{X_v \times V}{(Q - Q_{ex}) \times X_{ve} + Q_{ex} \times X_{vr}} \quad [3]$$

Donde, V: volumen del reactor (m^3); Q: caudal ($\text{m}^3 \cdot \text{h}^{-1}$); X_v : concentración de SSV en el reactor ($\text{g} \cdot \text{m}^{-3}$); Q_{ex} : caudal de purga o de lodo excedente que se retira del sistema ($\text{m}^3 \cdot \text{h}^{-1}$); X_{ve} : concentración de SSV en el efluente ($\text{g} \cdot \text{m}^{-3}$); X_{vr} : concentración de SSV en el lodo de retorno ($\text{g} \cdot \text{m}^{-3}$).

La edad del lodo está relacionada con el concepto de barrido celular. Este concepto es de suma importancia para cualquier reactor biológico, y establece el tiempo mínimo de permanencia de una célula microbiana en el interior de un reactor para que exista el tiempo suficiente para su duplicación. De este modo, no debe haber un retiro/salida excesiva de la biomasa del sistema para permitir su crecimiento.

3.4. Remoción de materia orgánica carbonácea

3.4.1. Relación Alimento/Microorganismo (A/M)

Otro parámetro relacionado con la edad del lodo esencial al diseño y operación de los sistemas de lodos activados es la relación Alimento/Microorganismo (A/M). Este parámetro caracteriza la disponibilidad de sustrato para la biomasa microbiana. Elevadas edades del lodo están asociadas a bajas relaciones A/M, y viceversa (von Sperling, 1997). La determinación de la relación A/M puede ser realizada por medio de la Ecuación 4.

$$\text{Relación } \frac{A}{M} = \frac{Q \times S_0}{V \times X_v} \quad 4$$

Donde, Q: caudal ($\text{m}^3 \cdot \text{h}^{-1}$); S_0 : concentración de DBO_5 total en el afluente al reactor ($\text{g} \cdot \text{m}^{-3}$); V: volumen del reactor (m^3); X_v : concentración de SSV en el reactor ($\text{g} \cdot \text{m}^{-3}$).

Desarrollos teóricos más detallados sobre los conceptos involucrados en el proceso de lodos activado, incluyendo aspectos estequiométricos y cinéticos, pueden ser consultados en von Sperling (1997).

3.4.2. Eficiencia de remoción de DBO

La demanda bioquímica de oxígeno (DBO) es el parámetro más usado para caracterizar la materia orgánica en sistemas de lodos activados. La DBO afluente al sistema está compuesta por fracciones particuladas y solubles, según las características presentes en la materia orgánica de las aguas residuales. Por otro lado, la DBO efluente se atribuye únicamente a la fracción soluble, considerando que la materia orgánica es degradada y convertida en biomasa en el tanque de aireación, para ser posteriormente sedimentada en el decantador secundario.

Von Sperling (1997) reporta dos diferentes formas de determinar la eficiencia de remoción de DBO, una de tipo biológica con relación al proceso ocurrido en el tanque de aireación (**Ecuación 5**), y otra global, relacionada con todo el sistema (**Ecuación 6**).

$$E_{f. \text{biológica}} = \frac{(DBO \text{ total afluente reactor} - DBO \text{ soluble efluente reactor})}{DBO \text{ total afluente reactor}} \quad [5]$$

$$E_{f. \text{global}} = \frac{(DBO \text{ total afluente} - DBO \text{ total efluente})}{DBO \text{ total afluente}} \quad [6]$$

3.4.3. Resumen de los principales parámetros de diseño (aguas residuales municipales)

Los principales parámetros de diseño pueden ser divididos en función de la modalidad del sistema:

Edad del lodo

Lodos activados convencional $\theta_c = 4$ a 10 días

Aireación prolongada $\theta_c = 18$ a 30 días

Tiempo de retención hidráulica

Lodos activados convencional $t = 6$ a 8 horas ($< 0,3$ días)

Aireación prolongada $t = 16$ a 24 horas (0,67 a 1,0 días)

Relación A/M

Lodos activados convencional $A/M = 0,3$ a $0,8 \text{ kgDBO}_5 \cdot \text{kgSSV}^{-1} \cdot \text{d}^{-1}$

Aireación prolongada $A/M = 0,07$ a $0,15 \text{ kgDBO}_5 \cdot \text{kgSSV}^{-1} \cdot \text{d}^{-1}$

Concentración de SSV

Lodos activados convencional $X_v = 1.500$ a $3.500 \text{ mgSSV} \cdot \text{L}^{-1}$

Aireación prolongada $X_v = 2.500$ a $4.000 \text{ mgSSV} \cdot \text{L}^{-1}$

3.5. Principales parámetros ambientales que afectan el proceso aeróbico

Junto con los conceptos operacionales presentados anteriormente, otros parámetros, tales como la disponibilidad de oxígeno disuelto y nutrientes, también pueden afectar el proceso aeróbico. Para los sistemas de lodos activados típicos con objetivo principal de remoción de materia orgánica carbonácea, se recomienda mantener $1,0$ a $2,0 \text{ mgO}_2 \cdot \text{L}^{-1}$ en el líquido presente en el tanque de aireación. De forma general, en un estado estacionario de operación, el consumo de oxígeno por los microorganismos debe ser igual a la cantidad suministrada por el sistema de aireación.

Con relación a la demanda de nutrientes, aunque es un aspecto importante que puede afectar el desempeño del proceso, para el caso de las aguas residuales municipales no suele haber problemas relacionados con su deficiencia.

Informaciones detalladas sobre la influencia de la temperatura, altitud y demanda de nutrientes en sistemas de lodos activados pueden ser verificadas en von Sperling (1997).

1. DISEÑO DEL REACTOR BIOLÓGICO

4.1. Preliminares

El dimensionamiento de sistemas de lodos activados para sus distintas variantes (convencional, aireación prolongada, post-tratamiento de efluentes anaeróbicos) ha sido ampliamente estudiado por la comunidad científica, y existen diversos modelos matemáticos conceptuales complejos y avanzados. Esta sección se enfoca en aspectos más prácticos de diseño y operación, basados en documentos consolidados de la literatura (von Sperling, 1997; von Sperling *et al.*, 2001) y la norma brasileña relacionada a este tema (ABNT, 2011).

4.2. Configuración del reactor

Los sistemas de lodos activados presentan diversas variantes en función de la configuración física del reactor.

La **Figura 62** muestra los principales tipos de reactores observados en sistemas de lodos activados.

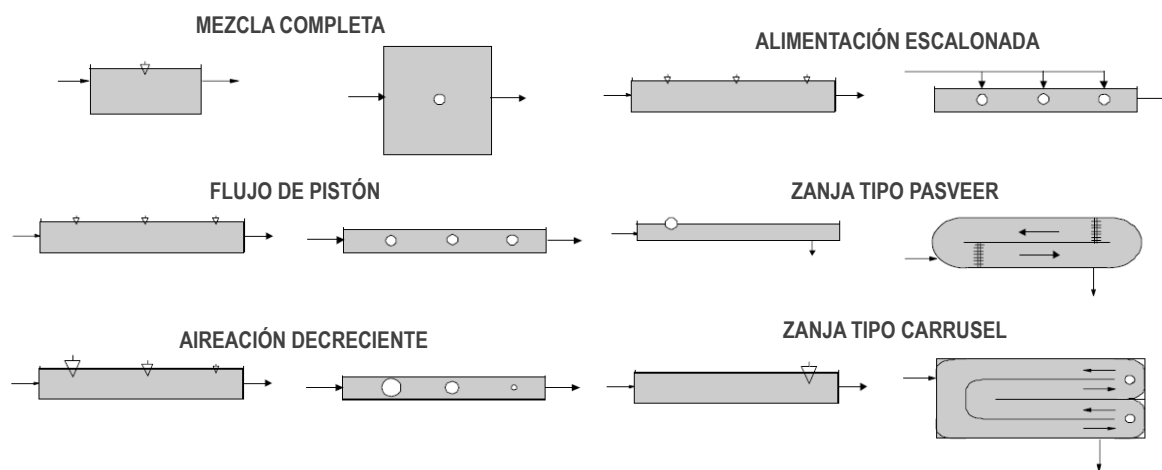


Figura 62 Principales configuraciones físicas en sistemas de lodos activados (corte y planta)

Fuente: Adaptado de von Sperling (1997)

En función de las principales configuraciones físicas, es posible destacar algunas características específicas para cada una de ellas:

- Mezcla completa: utiliza predominantemente reactores de forma cuadrada, presenta mayor resistencia a sobrecargas y a cargas tóxicas debido a la mayor homogeneidad en todo el volumen del reactor;
- Flujo de pistón: reactores con dimensiones predominantemente alargadas (elevada relación largo / ancho). Presenta mayor eficiencia que la configuración de mezcla completa, además de que produce lodo con mejores características de sedimentabilidad;

- Aireación decreciente: reactor similar al flujo de pistón. Sin embargo, el suministro de oxígeno es proporcional a la demanda, lo que resulta en economía en el consumo energético;
- Alimentación escalonada: se comporta como un reactor de mezcla completa, con entradas en diferentes puntos a lo largo del reactor, lo que lo torna más flexible operacionalmente.

Las zanjas de oxidación son variantes que merecen ser destacadas, tanto del tipo Pasveer como del tipo Carrusel. La velocidad horizontal del flujo en la zanja de oxidación es elevada, lo que posibilita la dilución y mantenimiento de concentraciones prácticamente constantes de variables de dinámicas relativamente lentas, como la DQO y los sólidos en suspensión. Sin embargo, variables de dinámica rápida, como el oxígeno disuelto, presentan distintos valores a lo largo de la zanja de oxidación, pues son dependientes de la distancia a los puntos de oxidación. Ese gradiente de concentración de oxígeno disuelto resulta de gran utilidad en sistemas adaptados para la remoción de nitrógeno (von Sperling, 1997).

Algunas recomendaciones generales son aplicables para todas las configuraciones físicas de los reactores, como: *i*) uso de más de un reactor para PTARs con caudal superior a 100 L·s⁻¹; *ii*) determinación de la profundidad útil del reactor en función del sistema de aireación ([Sección 4.4.3](#)); *iii*) inclusión de un borde libre de cerca de 0,5 m; *iv*) provisión de una entrada sumergida en el reactor, o sin turbulencia, con el fin de evitar la emisión de olores. Detalles generales de diseño, además de aspectos específicos para las zanjas de oxidación, pueden ser consultados en von Sperling (1997).

4.3. Control del lodo

El control del lodo generado en el sistema de lodos activados es un factor esencial para el éxito de su operación. Sus condiciones operacionales, tanto en el tanque de aireación como en el decantador secundario dependen de ese control. El retorno del lodo producido y el retorno del lodo excedente del sistema son los principales factores de control.

4.3.1. Recirculación

La recirculación del lodo sedimentado en el decantador secundario es una forma típica de incrementar la concentración de sólidos en el tanque de aireación, además de permitir edades de lodo superiores a los tiempos de retención hidráulicos en sistemas de flujo continuo (von Sperling, 1997).

La cantidad de lodo a ser recirculada depende de las condiciones del lodo sedimentado en el decantador secundario. La **Ecuación 7** muestra la relación entre estas variables de manera simplificada.

$$R = \frac{Q}{Q_r} = \frac{X}{X_r - X} \quad [7]$$

Donde, R: tasa de recirculación de lodo (-); X: concentración de SS en el lodo a ser recirculado (mg·L⁻¹); X_r: concentración de SS en el reactor (mg·L⁻¹).

Los sistemas operados en climas tropicales presentan algunas particularidades cuando se comparan a sistemas en condiciones de clima temperado, según se detalla en von Sperling (2016), lo que resulta en la recomendación de valores de tasa de recirculación más elevadas. Los valores típicos adoptados para condiciones tropicales están entre **0,7 y 1,2**.

4.3.2. Producción de lodo

La producción líquida de lodo, presentada en la [Sección 3.2](#), es la cantidad equivalente que debe ser removida del sistema para que éste se mantenga en equilibrio (condiciones estacionarias). Aunque exista una pequeña fracción que sale con el efluente del sistema, la principal forma para esta remoción es el descarte del lodo excedente. La producción de lodo excedente depende de los sólidos inorgánicos y no biodegradables presentes en el agua residual cruda. Por lo tanto, existen tasas de generación distintas para sistemas de lodos activados con o sin decantador primario. Otro factor que interviene en la producción de lodo es la edad del lodo.

Producciones de lodo entre **0,75 y 0,95 kgSS·kgDBO₅ removida⁻¹** y relación **SSV/SS de 0,76** fueron verificadas para un sistema de lodos activados convencional, con edad del lodo de 6 días. Por otro lado, para un sistema de lodos activados con aireación prolongada, sin decantador primario y edad de lodo de 26 días, fue posible confirmar una producción de lodo entre **0,88 y 1,01 kgSS·kgDBO₅ removida⁻¹** y relación **SSV/SS de 0,68** (von Sperling, 1997).

En el [Cuadro 38](#) se presentan intervalos de producciones de lodo comúnmente encontrados en sistemas de lodos activados en el tratamiento del agua residual municipal.

Cuadro 38 Producciones típicas de lodo de los sistemas de lodos activados durante el tratamiento de las aguas residuales municipales

Aspecto general	Aspecto específico	Modalidad		
		Convencional	Aireación prolongada	Post-UASB
Volumen de lodo	A ser tratado (L lodo·hab ⁻¹ ·d ⁻¹)	3,5 a 8,0	3,5 a 5,5	0,5 a 1,0
	A ser dispuesto* (L lodo·hab ⁻¹ ·d ⁻¹)	0,10 a 0,25	0,10 a 0,25	0,05 a 0,15
Masa de lodo	A ser tratado (g ST·hab ⁻¹ ·d ⁻¹)	60 a 80	40 a 45	20 a 30
	A ser dispuesto* (g ST·hab ⁻¹ ·d ⁻¹)	30 a 45	40 a 45	20 a 30

(*) cantidad de lodo después de la etapa de deshidratación (ver Nota Técnica 8)

4.3.3. Tratamiento del lodo

El lodo excedente puede ser removido del sistema directamente del tanque de aireación o de la línea de recirculación. Sin importar la fuente de extracción, el lodo de descarte debe ser tratado y dispuesto de forma adecuada. El lodo producido en sistemas de lodos activados convencional requiere de estabilización, pudiendo realizarla de manera independiente o en conjunto con el lodo primario generado en el decantador primario. De forma general, esta etapa se lleva a cabo en digestores anaeróbicos de lodo. Estos sistemas generan biogás que puede ser aprovechado energéticamente, llegando incluso a compensar una parte considerable de la demanda energética de la PTAR.

En contraste, el lodo producido en sistemas de lodos activados con aireación prolongada no requiere de estabilización en una unidad específica, considerando que esta operación es realizada por vía aeróbica en el interior del tanque de aireación.

La deshidratación del lodo estabilizado es una etapa recomendable y bastante utilizada. Esta etapa puede ser realizada por medio de lechos de secado, centrífuga, filtro prensa, entre otros.

Informaciones adicionales con respecto al tratamiento del lodo pueden ser obtenidas en la Nota Técnica 8 de esta Colección, y en Andreoli, von Sperling y Fernandes (2007).

4.4. Consumo y producción de oxígeno

El suministro de oxígeno para sistemas de tratamiento biológico aeróbicos debe cumplir las siguientes demandas: Oxidación de la materia orgánica carbonácea, tanto del carbono orgánico presente en el sustrato para la obtención de energía, como en la respiración endógena; Nitrificación.

4.4.1. Oxidación de la DBO y del Amoníaco

La demanda para oxidación de materia orgánica considera la carga de materia orgánica (DBO) removida y la producción de nuevas células bacterianas producidas, las cuales no implican un consumo adicional de oxígeno debido a que son retiradas del sistema en el lodo excedente. La **Ecuación 8** puede ser usada para la determinación de la demanda carbonácea de oxígeno (von Sperling, 2016).

$$RO = \frac{1,46 \times Q \times (S_o - S) - 1,42 \times P_{xv}}{10^3} \quad [8]$$

Donde, RO: requisito de oxígeno ($\text{kgO}_2 \cdot \text{d}^{-1}$); Q: caudal ($\text{m}^3 \cdot \text{d}^{-1}$); S_o : concentración de DBO_5 (total) afluente al tanque de aireación ($\text{gDBO}_5 \cdot \text{m}^{-3}$); S: concentración de DBO_5 (soluble) efluente ($\text{gDBO}_5 \cdot \text{m}^{-3}$); 1,46: factor de corrección ($\text{DBO}_u/\text{DBO}_5$); 1,42: cantidad de O_2 necesario para la estabilización del lodo ($\text{gO}_2 \cdot \text{gSSV}^{-1}$); P_{xv} : masa de sólidos en suspensión producida por día ($\text{gSSV} \cdot \text{d}^{-1}$); 10^3 : factor de conversión ($\text{g} \cdot \text{kg}^{-1}$).

Adicionalmente, la demanda total de oxígeno considera la demanda para la nitrificación. La nitrificación es la oxidación del nitrógeno amoniacal ($\text{NH}_3 / \text{NH}_4^+$) a nitrito (NO_2^-) y, en una segunda etapa, a nitrato (NO_3^-). Una parte del nitrógeno entrante al sistema está compuesta por nitrógeno orgánico, el cual es convertido a nitrógeno amoniacal, y posteriormente es oxidado a nitrito y nitrato. Esta oxidación tiene una demanda de oxígeno. De forma general, el nitrógeno a ser oxidado suele ser representado por medio del nitrógeno total de Kjeldahl (NTK), el cual es la suma del nitrógeno orgánico y el nitrógeno amoniacal. La **Ecuación 9** permite calcular la demanda de oxígeno para la nitrificación (von Sperling, 2016).

$$RO = 4,57 \times Q \times \frac{NTK}{10^3} \quad [9]$$

Donde, RO: demanda de oxígeno ($\text{kgO}_2 \cdot \text{d}^{-1}$); Q: caudal ($\text{m}^3 \cdot \text{d}^{-1}$); NTK: concentración de NTK en el afluente al reactor ($\text{mgNTK} \cdot \text{L}^{-1}$).

Estas determinaciones consideran el caudal promedio para condiciones estacionarias. Deben ser adoptados coeficientes de seguridad para garantizar que la eficiencia de la operación no se vea comprometida en momentos de caudal pico.

Las demandas de oxígeno típicas observadas en los principales sistemas de lodos activados se presentan en el [Cuadro 39](#).

Cuadro 39 Demandas típicas de oxígeno para la oxidación de la DBO y del nitrógeno amoniacal en las principales modalidades de lodos activados

Aspecto	LA convencional	Aireación prolongada	Post-UASB
Demanda carbonácea ($\text{kgO}_2\cdot\text{kgDBO}_{\text{aplicada}}$)	0,7 a 1,0	1,1 a 1,2	0,9 a 1,2
Demanda de nitrificación ($\text{kgO}_2\cdot\text{kgNTK}_{\text{aplicado}}$)	3,8 a 3,4	3,8 a 4,3	3,8 a 4,3

Valores con respecto al caudal medio. Para el caudal máximo deben ser adoptados valores de 20 a 80% mayores (coeficiente de multiplicación entre 1,2 a 1,8).

4.4.2. Consumo energético

El consumo energético depende de factores como el modelo del aireador, la configuración del reactor y la modalidad del sistema. El [Cuadro 39](#) presenta los valores típicos para las principales variantes de lodos activados.

Cuadro 40 Rangos de consumo energético típicos en las distintas variantes de lodos activados

Aspecto	Modalidad		
	Convencional	Aireación prolongada	Post-UASB
Potencia instalada ($\text{W}\cdot\text{hab}^{-1}$)	2,5 a 4,5	3,5 a 5,5	1,8 a 3,5
Consumo energético ($\text{kWh}\cdot\text{hab}^{-1}\cdot\text{año}^{-1}$)	18 a 26	20 a 35	14 a 20

4.4.3. Sistema de aireación

El sistema de aireación puede estar compuesto por aireadores superficiales (o mecánicos) o por aire difuso. Los aireadores mecánicos pueden ser de alta o baja rotación. Generalmente, los aireadores de alta rotación son flotantes, con mayor demanda energética y menor costo de implantación. Por otro lado, los reactores de baja rotación, con reductores de velocidad, están típicamente fijos y presentan menor demanda energética. Sin embargo, estos últimos poseen un mayor costo de implantación.

Los aireadores por aire difuso pueden ser divididos en función del tamaño de la burbuja generada. Burbujas gruesas presentan un mayor consumo energético y mayor simplicidad. En contraste, las burbujas medias y finas presentan un menor consumo energético y demandan mayores cuidados para evitar su colmatación. En la aireación por aire difuso, el flujo de aire inyectado proviene de compresores o sopladores.

La profundidad útil del reactor aireado está relacionada al sistema de aireación utilizado. Para sistemas de aireación mecánica la profundidad útil del reactor normalmente es de 3,0 a 4,5 m, mientras que, para sistemas de aireación por aire difuso, profundidades entre 4,5 y 6,0 m son más usuales (von Sperling *et al.*, 2001).

Normalmente, las PTAR de pequeño porte utilizan aireación mecanizada, mientras que los sistemas medios y grandes tienden a usar la aireación por aire difuso. Las características de diferentes sistemas de aireación mecánica y por aire difuso pueden ser consultadas en von Sperling (1997).

4.4.4. Selectores biológicos

Como en otros sistemas de tratamiento, los lodos activados deben producir un efluente con características que cumplan con la norma de calidad en cuerpo receptor o reúso, según el tipo de disposición final del efluente. La presencia de sólidos en suspensión en el efluente puede afectar su calidad, hasta el punto de incumplir con la calidad reglamentaria. Por este motivo, en el caso de los sistemas de lodos activados, la eficiente separación de las fases sólida (flóculos biológicos) y líquida (efluente tratado) en el decantador secundario es de suma importancia. La adecuada composición de los flóculos biológicos, que depende de un adecuado equilibrio entre los microorganismos filamentosos y los formadores de flóculos, es un factor decisivo para la obtención de un lodo con buenas características de sedimentabilidad.

Según von Sperling (1997), uno de los principales problemas relacionados con la mala sedimentación del lodo se conoce como “entumecimiento del lodo” (*bulking sludge*). Esta condición se relaciona con la predominancia de bacterias filamentosas en el flóculo biológico, las cuales se proyectan hacia el exterior del flóculo, dificultando su adherencia. Como consecuencia, ocupan un volumen excesivo y poseen malas condiciones de sedimentación. Este desequilibrio de la composición de los flóculos puede atribuirse a diversas causas, entre las cuales se destaca una baja relación A/M (equivalente a una elevada edad del lodo).

Con el objetivo de evitar el entumecimiento del lodo, es posible adoptar unidades especiales en los reactores que tienen por objetivo favorecer el crecimiento de microorganismos formadores de flóculos. Debido al efecto de selección de la comunidad microbiana, estas unidades se conocen como selectores biológicos.

Los selectores biológicos pueden ser clasificados según las siguientes características:

- Con relación a la configuración de los reactores ([Figura 63](#)): i) reactores de flujo de pistón; ii) compartimientos separados y secuenciales, en reactores de flujo de pistón; y iii) tanques selectores separados, aguas arriba de reactores de mezcla completa.
- Con relación a la disponibilidad de oxígeno: i) aeróbico; ii) anóxico; y iii) anaeróbico.

El uso de cada una de estas configuraciones de selectores y sus posibles asociaciones depende de las características del proyecto, tales como la gestión de los sólidos y los requisitos de remoción de nutrientes.

De forma general, los reactores de flujo de pistón son más eficientes en la remoción de la materia orgánica carbonácea. Por otro lado, los reactores de mezcla completa son más resistentes a sobrecargas y a compuestos tóxicos. Independientemente de la configuración adoptada, se recomienda la flexibilidad del selector con relación a las condiciones de operación anóxica o aeróbica.

Los principales parámetros de diseño utilizados para los selectores biológicos se presentan en el [Cuadro 41](#).

Cuadro 41 Principales parámetros de diseño relacionados con los selectores biológicos

Parámetro	aeróbico	anóxico	anaeróbico
Número de compartimientos (unid.)	≥ 3	≥ 3	≥ 3
Tiempo de contacto (min.)	10 a 15	45 a 60	60 a 120
Relación A/M en cada selector	12; 6; 3	6; 3; 1,5	-

Fuente: Adaptado de Henze *et al.* (2008)

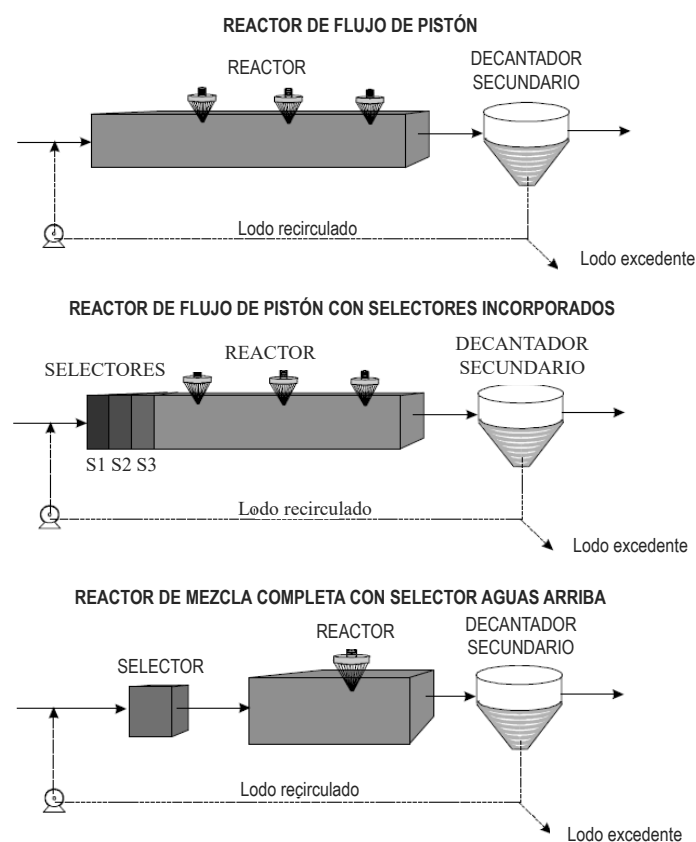


Figura 63 Configuraciones de selectores biológicos Fuente: Adaptado de von Sperling (1997)

Informaciones adicionales respecto a los selectores biológicos y su uso en los sistemas de lodos activados pueden ser consultadas en von Sperling (1997).

5. DECANTADOR SECUNDARIO

Los decantadores secundarios son normalmente rectangulares, de flujo horizontal, y circulares, de alimentación central. Estas unidades requieren de una remoción continua de lodo por medio de raspadores o tubos de succión de fondo. Las unidades circulares presentan ventajas estructurales debido al efecto tipo anillo. Por otro lado, la forma rectangular del tanque permite una economía de área cuando se tienen diversas unidades, debido a que es posible que dos unidades contiguas compartan pared (von Sperling *et al.*, 2001).

Los sistemas de pequeña escala pueden usar también decantadores del tipo *Dortmund*, el cual no posee sistemas mecanizados de remoción de lodo, realizándolo por presión hidrostática en su fondo, el cual está compuesto por pirámides invertidas troncadas (inclinación de las tolvas en torno de 60° con respecto a la horizontal) (Figura 64). Informaciones adicionales con respecto a este modelo de decantador pueden ser consultadas en von Sperling (1997) y von Sperling et al. (2001).

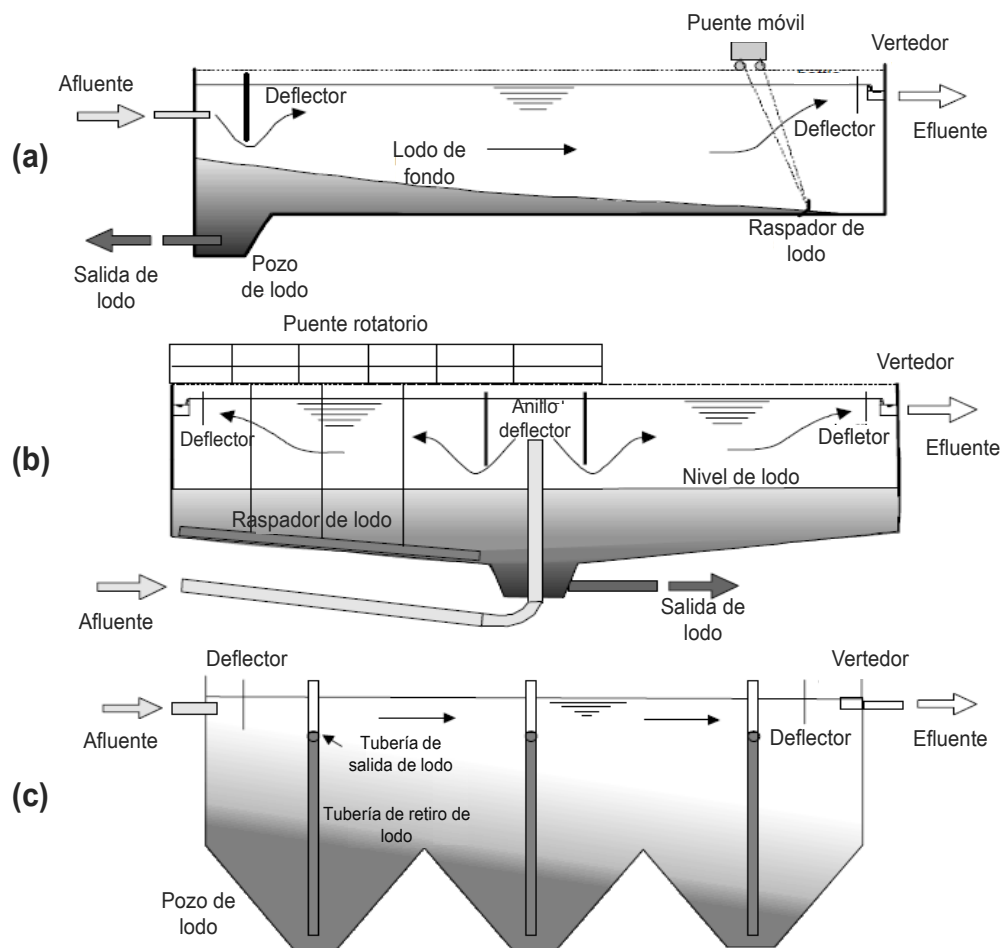


Figura 64 Representación en corte de las principales formas de decantadores secundario: (a) rectangular; (b) circular; (c) tipo Dortmund
Fuente: Adaptado de von Sperling (1997)

El principal aspecto de diseño de los decantadores es el área superficial, la cual se obtiene a partir de la consideración de los siguientes parámetros (Sperling et al., 2001):

- Tasa de aplicación hidráulica superficial (qA), determinada por el cociente del caudal afluente a la PTAR y el área superficial de los decantadores (A); y
- Tasa de aplicación de sólidos (TAS), corresponde al cociente de la carga de sólidos aplicada al decantador secundario ($Q + Q_r$).X y el área superficial de los decantadores (A).

El Cuadro 42 presenta los rangos típicos utilizados para ambos parámetros, en función de la variante de lodos activados. Una vez determinadas las tasas de aplicación hidráulica superficial y la tasa de aplicación de sólidos, se calcula el área de los decantadores secundarios, adoptando el valor más conservador (mayor área resultante).

Cuadro 42 – Parámetros de diseño para sistemas de lodos activados y sus principales variantes

Aspecto	Parámetro	Convencional	Aireación prolongada	Post-tratamiento ^a
Tanque de aireación	Edad del lodo (d)	4 a 10	18 a 30	6 a 10
	Relación A/M (kg DBO·kgSSVTA ⁻¹ ·d ⁻¹)	0,3 a 0,8	0,08 a 0,15	0,25 a 0,40
	Tiempo de retención hidráulica (h)	6 a 8	16 a 24	3 a 5
	Concentración de SSVTA (mg·L ⁻¹)	1.500 a 3.500	2.500 a 4.000	1.100 a 1.500
	Concentración de SSTA (mg·L ⁻¹)	2.000 a 4.000	3.500 a 5.000	1.500 a 2.000
	Relación SSV/SS en el reactor	0,7 a 0,85	0,60 a 0,75	0,75 a 0,77
Sistema de aireación	Requisitos promedio de O ₂ - demanda carbonácea (kgO ₂ ·kgDBO _{aplicada} ⁻¹)		0,80 a 1,8	
	Requisitos promedio de O ₂ - demanda para nitrificación		3,8 a 4,1	
	Requisitos promedio de O ₂ - demanda para nitrificación (kgO ₂ ·kgN _{disponible} ⁻¹)		4,6	
	Relación consumo máximo O ₂ / consumo promedio O ₂		1,2 a 1,5	
	Eficiencia de oxigenación padrón (kgO ₂ ·kWh ⁻¹)		1,5 a 2,0	
	Factor de corrección: consumo O ₂ padrón / consumo O ₂ campo		1,5 a 1,8	
Producción de lodo	Producción de lodo aeróbico excedente (kgSS·kgDBO _{aplicada} ⁻¹)	0,7 a 1,0 ^b	0,9 a 1,1 ^b	0,55 a 0,70
	Concentración de SS en el lodo excedente (mg·L ⁻¹)	6000 a 12000	-	3000 a 5000
	Eficiencia de remoción de SSV del lodo aeróbico en el reactor UASB	-	-	0,20 a 0,30
	Producción de lodo anaeróbico (kgSS·kgDBO _{aplicada} al UASB ⁻¹)	-	-	0,28 a 0,36
	Producción de lodo mixto total (a ser tratado) (kgSS·kgDBO _{aplicada} al sistema ⁻¹)	-	-	0,40 a 0,60
	Concentración de lodo mixto retirado del reactor UASB (%)	-	-	3,0 a 4,0
Decantador secundario	Tasa de aplicación hidráulica superficial (m ³ ·m ⁻² ·d ⁻¹)	16 a 28	8 a 16	24 a 36
	Tasa de aplicación de sólidos (kgSS·m ⁻² ·d ⁻¹)	96 a 144	24 a 120	100 a 140
	Altura de la pared lateral (m)		3 a 4,5	3,0 a 4,0
	Tasa de recirculación (Qr/Q)	0,6 a 1,0	0,8 a 1,2	0,6 a 1,0
Tratamiento del lodo	Concentración de SS en el lodo excedente (mg·L ⁻¹)		3000 a 4000	
	Contenido de sólidos (centrifuga, filtro prensa de bandas) (%)		20 a 30	
	Contenido de sólidos (lecho de secado) (%)		30 a 45	

^a post-tratamiento de efluente de reactor UASB; ^b producción de lodo en función de la DBO removida. Fuente: adaptado de von Sperling (1997); von Sperling *et al.* (2001).

6. EJEMPLOS DE PREDIMENSIONAMIENTO

Ejemplo 1: Predimensionamiento de las principales unidades de un sistema de lodos activados modalidad convencional de flujo continuo

Desarrollo detallado de ejemplos similares pueden ser consultados en von Sperling (1997).

Datos de entrada

Caudal promedio de diseño: $Q_{\text{prom}} = 21.600 \text{ m}^3 \cdot \text{d}^{-1}$

Concentración DBO afluente: $250 \text{ mg} \cdot \text{L}^{-1}$

Concentración SS afluente: $200 \text{ mg} \cdot \text{L}^{-1}$

Criterios y parámetros adoptados

SSVTA: $X_v = 1.500 \text{ mg} \cdot \text{L}^{-1}$

SSVTA/SSTA = 0,75

Profundidad del TA = 3,5 m

Relación L/B = 3

Criterios y parámetros adoptados

Eficiencia de remoción en el decantador primario: DBO = 30%; SS = 60%

Relación A/M = $0,4 \text{ kgDBO} \cdot \text{kgSSVTA}^{-1} \cdot \text{d}^{-1}$

Tasa de recirculación: $R = 0,8$

Tasa de aplicación hidráulica sup.: $q_A = 20 \text{ m}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$

Tasa de aplicación de sólidos: $TAS = 120 \text{ kgSS} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$

Profundidad del decantador secundario = 3,5 m

a) Cargas y concentraciones efluentes del decantador primario

Considerando las eficiencias típicas adoptadas, se tiene:

DBO

Carga DBO afluente = Caudal promedio \times Concentración DBO agua residual cruda

$$= 21.600 \frac{\text{m}^3}{\text{d}} \times 0,250 \frac{\text{kgDBO}}{\text{m}^3} = 5.400 \frac{\text{kgDBO}}{\text{d}}$$

Carga DBO efluente (afluente LA) = Carga DBO afluente \times (1 - Eficiencia)

$$\therefore 5.400 \frac{\text{kg}}{\text{d}} \times (1 - 0,30) = 3.780 \frac{\text{kgDBO}}{\text{d}}$$

Concentración DBO efluente (afluente LA)

= Concentración DBO agua residual cruda \times (1 - Eficiencia)

$$\therefore 250 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \times (1 - 0,30) = 175 \frac{\text{mgDBO}}{\text{L}}$$

SS

$$4.320 \frac{\text{kg}}{\text{d}} \times (1 - 0,60) = 1.728 \frac{\text{kgSS}}{\text{d}}$$

$$200 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \times (1 - 0,60) = 80 \frac{\text{mgSS}}{\text{L}}$$

b) Dimensionamiento del reactor

El volumen del reactor puede ser calculado con base en el concepto de relación A/M:

$V = \frac{\text{Caudal promedio} \times \text{Concentración DBO efluente de dec. primario}}{X_v \times (A/M)}$

$$= \frac{\text{carga DBO efluente de dec. prim.} \times 1000}{X_v \times (A/M)} \therefore \frac{3.780 \frac{\text{kgDBO}}{\text{d}} \times 1000}{1500 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \times 0,4} = 6.300 \text{ m}^3$$

Pueden ser adoptados **2 tanques**, cada uno con un volumen de $\frac{6.300 \text{ m}^3}{2} = 3.150 \text{ m}^3$.

Adoptando una profundidad de 3,5m, se tiene que el área superficial de cada tanque es:

$$\frac{3.150 \text{ m}^3}{3,5 \text{ m}} = 900 \text{ m}^2$$

Adoptando un largo L: 52,5m y ancho B: 17,5m (relación L/B: 3), se tiene un volumen total de **~3.215 m³**.

El tiempo de retención hidráulica (θ_h) resultante del tanque de aireación es:

$$\theta h = \frac{V}{Q_{prom}} \therefore \frac{3.215 \times 2}{21.600} = 0,30 \text{ d} = 7,2 \text{ h}$$

La concentración de SSTA (X) en el TA es: $SSTA = \frac{SSVTA}{\frac{SSV}{SS}} \therefore \frac{1.500 \frac{mg}{L}}{0,75} = 2.000 \frac{mg}{L}$

c) Dimensionamiento del decantador secundario

El área superficial requerida, según el concepto de tasa de aplicación hidráulica superficial, es:

$$\text{Área} = \frac{Q_{prom}}{q_A} \therefore \frac{21.600 \frac{m^3}{d}}{20 \frac{m^3}{m^2 \cdot d}} = 1.080 \text{ m}^2$$

Considerando que el caudal de lodo de retorno es: $Q_r = 0,8 \times 21.600 \text{ m}^3 \cdot \text{d}^{-1} = 17.280 \text{ m}^3 \cdot \text{d}^{-1}$, para la tasa de aplicación de sólidos de $120 \text{ kgSS} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$, se tiene:

$$\text{Área} = \frac{\text{carga de SS}}{TAS} = \frac{(Q_{prom} + Q_r) \times SSTA}{TAS} \therefore \frac{(21.600 + 17.280) \frac{m^3}{d} \times 2,0 \frac{kgSS}{m^3}}{120 \frac{kgSS}{m^2 \cdot d}} = 648 \text{ m}^2$$

Se adopta el mayor valor entre los dos calculas (1.080 e 648 m^2), o sea, 648 m^2 .

Se adoptan **2 decantadores**, se tiene que el área superficial de cada uno es:

$$\frac{648 \text{ m}^2}{2} = 324 \text{ m}^2$$

Se adoptan decantadores circulares, se tiene que el diámetro de cada decantador es:

$$\text{Diámetros} = \left(\text{área} \times \frac{4}{\pi} \right)^{\frac{1}{2}} \therefore \left(324 \times \frac{4}{\pi} \right)^{\frac{1}{2}} = 20,3 \text{ m}$$

Se adopta una profundidad **H = 3,5m**, se tiene que el volumen total de los decantadores es de:

$$\text{Volumen total de los decantadores} = 3,5 \text{ m} \times 648 \text{ m}^2 = 2.268 \text{ m}^3$$

Ejemplo 2: Predimensionamiento de las principales unidades de un sistema de lodos activados modalidad convencional de flujo continuo para el post-tratamiento de efluente de reactor UASB.

Desarrollo detallado de ejemplos similares pueden ser consultados en von Sperling (1997).

Datos de entrada

Caudal promedio de diseño: $Q_{prom} = 21.600 \text{ m}^3 \cdot \text{d}^{-1}$

Concentración DBO afluente: $250 \text{ mg} \cdot \text{L}^{-1}$

Concentración SS afluente: $200 \text{ mg} \cdot \text{L}^{-1}$

Criterios y parámetros adoptados

SSVTA: $X_v = 1500 \text{ mg} \cdot \text{L}^{-1}$

SSVTA/SSTA = 0,75

Profundidad del TA = 3,5 m

Relación L/B = 3

Criterios y parámetros adoptados

Tasa de aplicación hidráulica sup.: $q_A = 30 \text{ m}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$

Tasa de aplicación de sólidos: $TAS = 120 \text{ kgSS} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$

Eficiencia de remoción en el reactor UASB:

DBO = 70%

Profundidad del Decantador secundario = 3,5 m

Relación A/M = $0,35 \text{ kgDBO} \cdot \text{kgSSVTA}^{-1} \cdot \text{d}^{-1}$

a) Características del afluente a la etapa de lodos activados (LA)

Se consideran las siguientes eficiencias en el reactor UASB:

DBO

Carga DBO afluente LA = Carga DBO agua residual cruda \times (1 – Eficiencia)

$$\therefore 5.400 \frac{kg}{d} \times (1 - 0,70) = 1.620 \frac{kgDBO}{d}$$

Concentración DBO afluente LA = Concentración DBO agua residual cruda \times (1 – Eficiencia)

$$\therefore 250 \frac{mg}{L} \times (1 - 0,70) = 75 \frac{mgDBO}{L}$$

b) Dimensionamiento del reactor

El volumen del reactor puede ser calculado con base en el concepto de relación A/M:

$$V = \frac{\text{Caudal promedio} \times \text{Concentración DBO afluente LA}}{X_V \times \left(\frac{A}{M}\right)} = \frac{\text{carga DBO afluente LA} \times 1000}{X_V \times \left(\frac{A}{M}\right)}$$

$$\therefore \frac{1.620 \frac{\text{kg DBO}}{\text{d}} \times 1000}{1500 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \times 0,35} = 3.086 \text{ m}^3$$

Se adoptan 2 tanques, cada uno con un volumen de $\frac{3.086 \text{ m}^3}{2} = 1543 \text{ m}^3$

Se adopta una profundidad de 3,5, el área superficial de cada tanque es:

$$\frac{1543 \text{ m}^3}{3,5 \text{ m}} = 441 \text{ m}^2$$

Para el largo: L: 36,6 m y ancho B: 12,2 m (relación L/B:3), el volumen total resultante es de 1563 m³.

El tiempo de retención hidráulica (θh) resultante en el tanque de aireación es:

$$\theta h = \frac{V}{Q_{prom}} \therefore \frac{1.563 \times 2}{21.600} = 0,15 \text{ d} = 3,5 \text{ h}$$

La concentración de SSTA (X) en el TA es: $SSTA = \frac{SSVTA}{\frac{SS}{SS}} \therefore \frac{1500 \frac{\text{mg}}{\text{L}}}{0,75} = 2000 \frac{\text{mg}}{\text{L}}$

c) Dimensionamiento del decantador secundario

Área superficial requerida, según el criterio de tasa de aplicación hidráulica superficial:

$$\text{Área} = \frac{Q}{q_A} \therefore \frac{21.600 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}}{30 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{d}}} = 720 \text{ m}^2$$

El caudal de lodo de retorno es $Q_r = 0,8 \times 21.600 \text{ m}^3 \cdot \text{d}^{-1} = 17.280 \text{ m}^3 \cdot \text{d}^{-1}$. Para la tasa de aplicación de sólidos de 120 kgSS·m⁻²·d⁻¹, se tiene:

$$\text{Área} = \frac{\text{carga de SS}}{TAS} = \frac{(Q_{prom} + Q_r) \times SSTA}{TAS} \therefore \frac{(21.600 + 17.280) \frac{\text{m}^3}{\text{d}} \times 2,0 \frac{\text{kg SS}}{\text{m}^3}}{120 \frac{\text{kg SS}}{\text{m}^2 \cdot \text{d}}} = 648 \text{ m}^2$$

Se adopta la mayor área. Considerando 2 decantadores, se tiene que el área superficial de cada uno es:

$$\frac{648 \text{ m}^2}{2} = 324 \text{ m}^2$$

El diámetro de los decantadores, en el caso de una sección en planta circular, es:

$$\text{Diámetros} = \left(\text{área} \times \frac{4}{\pi}\right)^{\frac{1}{2}} \therefore \left(324 \times \frac{4}{\pi}\right)^{\frac{1}{2}} = 20,3 \text{ m}$$

Se adopta una profundidad **H = 3,5 m**, se tiene que el volumen total de los decantadores es de:

$$\text{Volumen total de los decantadores} = 3,5 \text{ m} \times 324 \text{ m}^2 = 1.197 \text{ m}^3$$

El tiempo de retención hidráulica en los decantadores secundarios es:

$$\theta h = \frac{V}{Q_{prom}} \therefore \frac{1.197 \text{ m}^3}{21.600 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}} = 0,06 \text{ d} = 1,4 \text{ h}$$

7. REMOCIÓN BIOLÓGICA DE NITRÓGENO

De forma general, los sistemas de lodos activados son esencialmente diseñados para la remoción de materia orgánica carbonácea, convirtiéndola en CO₂ y agua por medio de la respiración, así como para la remoción de nitrógeno amoniacal, convirtiéndolo a nitrato (NO₃-), debido a su oxidación durante el proceso de nitrificación. En este escenario, el nitrógeno está en su forma oxidada y no contribuye con la demanda de oxígeno al ser vertido en un cuerpo receptor. Sin embargo, la permanencia de este compuesto en el efluente puede favorecer procesos de eutrofización en cuerpos de agua. Por este motivo, algunas configuraciones de lodos activados fueron desarrolladas para la remoción del nitrógeno total del agua.

La principal modificación del proceso consiste en incluir una fase anóxica. Es decir, una fase con ausencia de oxígeno en su forma libre, pero con presencia de formas oxidadas de nitrógeno (nitrito y nitrato). En este proceso, grupos específicos utilizan el oxígeno presente en estos compuestos nitrogenados para convertirlos en nitrógeno gaseoso (N₂), que escapa hacia la atmósfera. Este proceso de conversión de formas oxidadas de nitrógeno a nitrógeno gaseoso se denomina desnitrificación. Debido a que la desnitrificación ocurre

en presencia de materia orgánica carbonácea, es necesario considerar diagramas de flujo que consideren la mezcla de flujos ricos en nitrato/nitrito y materia orgánica. La [Figura 65](#) presenta los diagramas de flujo de las principales configuraciones para la nitrificación y desnitrificación biológica en un único reactor (von Sperling, 1997).

El uso de estos sistemas se ha realizado en variantes clásicas de sistemas de lodos activados, como el sistema de los lodos activados convencional y la aireación prolongada. También existen otros sistemas con la nitrificación y desnitrificación en líneas separadas de la remoción de nutrientes, en las cuales es necesario adicionar una fuente externa de carbono fácilmente biodegradable (usualmente metanol) en el reactor anóxico. Sin embargo, estos últimos presentan un mayor grado de complejidad, por lo que los sistemas con un único reactor para ambos procesos sin fuente de carbono externa son más utilizados (von Sperling et al., 2001).

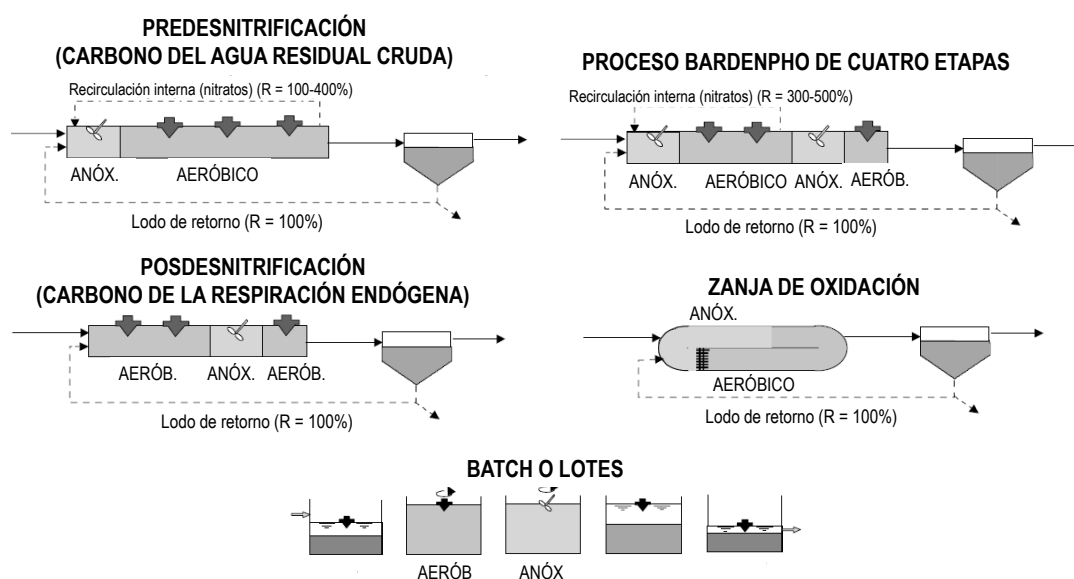


Figura 65 Principales procesos de remoción biológica de nitrógeno

Fuente: Adaptado de von Sperling (1997)

Nota: Consideraciones sobre la eliminación biológica y fisicoquímica del fósforo se tratan en la [Nota Técnica 4](#) – Post-tratamiento de efluentes de reactores anaeróbicos.

8. ASPECTOS DE CONSTRUCCIÓN Y OPERACIÓN

8.2. Aspectos constructivos críticos en sistemas de lodos activados

Detalles para el diseño y aspectos constructivos sobre el tanque de aireación y el decantador secundario puede consultarse en von Sperling *et al.* (2001), entre los que destacan los siguientes:

Tanque de aireación:

- Las dimensiones del reactor deben permitir la distribución homogénea de los aireadores.
- Los reactores deben ser preferencialmente rectangulares.
- La profundidad del reactor debe ser establecida en conformidad con el tipo de aireador adoptado.

- El borde libre del tanque debe ser de aproximadamente 0,5 m.
- PTARs con caudal máximo superior a 250 L/s deben tener más de un reactor.
- En caso de haber más de una unidad, estas pueden compartir paredes.
- Los aireadores mecánicos de baja rotación deben ser apoyados en pasarelas y pilares.
- Los aireadores mecánicos de alta rotación deben ser anclados en los márgenes.
- Los aireadores mecánicos pueden tener la capacidad de oxigenación controlada por medio de distintas estrategias: variación de la sumergencia de los aireadores, velocidad, o por paros-arranques.
- La aireación por aire difuso puede tener la capacidad de oxigenación controlada por medio de ajuste de las válvulas de salida de los sopladores o de las válvulas de entrada a los reactores.
- La salida del tanque debe ser por medio de vertedores colocados en la extremidad opuesta a la salida.
- En caso de haber más de una unidad, los detalles de entrada y salida deben permitir el aislamiento de cada unidad para su eventual mantenimiento. El sistema de aireación sumergible debe ser fácilmente extraíble para su mantenimiento.
- Debe existir algún sistema para el rompimiento de la nata o espuma que pueda formarse, por medio de mangueras o aspersores, o enviándolos a cajas de nata en los decantadores secundarios.

Decantador rectangular

- La distribución del caudal afluente debe ser homogénea, con el fin de evitar cortocircuitos hidráulicos.
- La profundidad útil del tanque debe estar entre 3,0 y 4,5 m.
- La relación largo / ancho debe ser igual o superior a 3,0.
- La relación largo / profundidad no debe exceder un valor de 10 a 15.
- En el caso de que el ancho del tanque exceda 6 m, pueden adoptarse colectores de lodo múltiples, de forma a permitir anchos de hasta 24 m.
- El mecanismo colector de lodo debe tener una elevada capacidad, además de ser lo suficientemente robusto para remover lodos más densos acumulados durante interrupciones de la operación.
- Los mecanismos de remoción de lodo más comunes son: (a) raspador con puente móvil, (b) raspador con cadenas sumergidas y (c) removedores por succión.

Decantador circular:

- El rango más usual de diámetros varía de 10 a 40 m.
- La profundidad útil del tanque (pared lateral) debe estar entre 3,0 y 4,5 m.
- La relación diámetro / profundidad lateral no debe exceder el valor de 10.
- La remoción del lodo puede ser por raspadores rotatorios, que conducen el lodo para un pozo en el centro del tanque, o por mecanismos de succión apoyados en puentes rotatorios.
- El fondo del tanque debe poseer una pendiente en torno de 1:12 en el caso de remoción de lodo por raspadores, o ser plano para la remoción por succión.
- De forma adicional, puede incluirse alguna de las observaciones y recomendaciones presentadas en la norma brasileña NBR 12.209 (ABNT, 2011).

Decantador secundario con remoción mecanizada de lodo:

- El dispositivo de remoción de lodo debe tener una velocidad igual o inferior a 20 mm/s, en el caso del decantador rectangular, y velocidad periférica igual o inferior a 40mm/s para decantadores circulares.
- Para decantadores rectangulares, la relación largo / altura mínima de agua debe

ser igual o superior a 4:1, la relación ancho / altura mínima de agua debe ser igual o superior a 2:1, la relación largo / ancho debe ser igual o superior a 2:1.

Decantador secundario sin remoción mecanizada de lodo (tipo Dortmund):

- La altura mínima de agua (pared lateral) debe ser igual o superior a 0,5 m.
- El decantador puede ser circular o cuadrado, con pozo de lodo cónico o piramidal de base cuadrada, descarga de lodo por gravedad, inclinación de paredes igual o superior a 1,5 vertical por 1,0 horizontal, y diámetro o diagonal no superior a 7,0.
- El decantador puede ser rectangular, con alimentación por el lado menor, siempre que la parte inferior esté compuesta totalmente por pozos piramidales con base cuadrada, de lado no superior a 5,0 m, con descargas individuales.
- La carga hidrostática mínima para la remoción del lodo debe ser considerada como igual a dos veces la pérdida de carga hidráulica para el agua y no inferior a 0,5 m.
- La tubería de descarga de lodo debe tener un diámetro mínimo de 150 mm.

8.2. Aspectos operacionales críticos de los sistemas de lodos activados

Los principales problemas operacionales de los sistemas de lodos activados se presentan en von Sperling (1997), con especial énfasis para el aumento de la concentración de sólidos en suspensión, DBO o nitrógeno amoniacal en el efluente final. A partir de la relación de los principales problemas operacionales y sus causas, pueden ser definidos algunos puntos críticos de la operación de sistemas de lodos activados.

Siguiendo la misma división mencionada anteriormente, las principales causas observadas para los problemas relacionados a la elevación de la concentración de sólidos en suspensión en el efluente son: aireación excesiva, elevado caudal afluente, elevada variación del caudal afluente, mala distribución del caudal afluente y bajas temperaturas.

Con excepción de algunas causas específicas, como la baja temperatura y la mala distribución del caudal afluente, las otras causas están relacionadas con las variables de control del sistema (von Sperling, 1997):

- Nivel de aireación (coeficiente de transferencia oxígeno - K_{La});
- Caudal de recirculación de lodo (Q_r); y
- Caudal de descarte de lodo excedente (Q_{ex}).

Estas variables también están directamente relacionadas al aumento de la concentración de DBO y nitrógeno amoniacal en el efluente final. Por lo tanto, estas variables pueden ser consideradas algunos de los puntos críticos de la operación del sistema con relación al aumento de la concentración de sólidos suspendidos, DBO y amoníaco en el efluente. Por este motivo, deben ser definidas rutinas de control para estas variables, considerando la posibilidad de ajustes puntuales en condiciones de alteración atípica de alguna variable del sistema.

Todos los problemas operacionales, sus formas de detección y causas pueden ser consultados en von Sperling (1997).

9. AVANCES RECIENTES

Diversos estudios han evaluado modificaciones y mejoras en las configuraciones clásicas de lodos activados y procesos aeróbicos de forma general. El uso de medio de soporte basado en espuma de poliuretano (Almeida et al., 2021) y lodo granular aeróbico (Rollemberg et al., 2021) son algunas de ellas. Adicionalmente, también se mencionan los llamados reactores de biomembrana (*membrane bioreactors* - MBR), que integran los procesos biológicos que ocurren en el tanque de aireación del sistema de lodos activados con filtración por membrana (típicamente micro o ultrafiltración - hasta 10-2 Qm). El mayor atractivo de este tipo de sistemas está en la producción de agua para reúso, considerando un efluente con bajo contenido de sólidos, además de la remoción de nutrientes y patógenos. Si bien es un proceso compacto en términos de área requerida (hasta un 50% de reducción en comparación con el proceso convencional de lodos activados), la obstrucción del módulo de membranas y el consecuente requerimiento energético o químico para la limpieza son aspectos clave a considerar (Huang et al. 2020).

El uso de espuma de poliuretano como medio de soporte en procesos aeróbico tiene diversas ventajas, entre las cuales se destacan: *i)* mayor retención de biomasa debido a la gran área superficial disponible en sus intersticios; *ii)* mantenimiento de edades de lodo más elevadas, viabilizando la respiración endógena de la biomasa; *iii)* bajo peso específico, posibilitando unidades de tratamiento más elevadas; *iv)* eliminación de la etapa de decantación secundaria. Existen distintas aplicaciones para los medios de soporte basados en espuma de poliuretano, desde tratamientos secundarios, en reactores híbridos anaeróbico / aeróbico, hasta post-tratamientos, como lodos activados con lecho fijo y filtro biológico percolador. Estos sistemas presentan resultados promisorios, tanto para la simplificación de PTARs, como para el aumento de la capacidad de unidades existentes y la implantación de nuevos sistemas compactos, debido a su baja demanda *per cápita* por área. Detalles de las configuraciones, eficiencia y costos *per cápita* pueden ser verificados en Almeida et al. (2021).

Otro avance de gran destaque en los sistemas de lodos activados es la utilización de lodo granular aeróbico. Se trata de un sistema con biomasa auto inmovilizada, lo que proporciona algunas ventajas frente a los sistemas con biomasa en suspensión: *i)* mantenimiento de elevada concentración de biomasa en el reactor (5.000 a 10.000 mg SSTA·L⁻¹); *ii)* elevada velocidad de sedimentación del lodo y la posibilidad de remoción de nutrientes (nitrógeno y fósforo) sin ninguna modificación adicional; y *iii)* menor generación de lodo. La utilización de lodo granular aeróbico permite la reducción del área requerida y la demanda energética cuando se compara con otras tecnologías de lodos activados. Sin embargo, desafíos técnico-operacionales importantes se reportan para sistemas de lodo granular aeróbico, como: *i)* necesidad de tratamiento preliminar más eficiente; *ii)* desintegración del lodo en operaciones de largo plazo; y *iii)* largo período de partida del reactor. Por lo tanto, a pesar de sus ventajas, los sistemas con lodo granular todavía se encuentran en fase de consolidación de la tecnología, principalmente para países emergentes. Sus demandas operacionales, asociadas a algunos aspectos todavía incipientes de la tecnología, deben ser analizadas con cautela durante las fases de conceptualización de sistemas de tratamiento de aguas residuales municipales. Una profundización teórica y datos referentes a los costos de sistemas operados con lodo granular aeróbico pueden ser obtenidos en Rollemberg et al. (2021).

10. CONSIDERACIONES FINALES

El sistema de lodos activados tiene una amplia fundamentación teórica para el dimensionamiento y el control operativo, además de que existen distintas variantes del proceso que tienen como objetivo satisfacer un amplio espectro de posibilidades (por ejemplo, eliminación solo de materia orgánica y nitrógeno, o eliminación biológica de nitrógeno y fósforo). Esto se debe especialmente al hecho de que los lodos activados han sido extensamente estudiados durante más de un siglo, considerando el uso generalizado de este proceso de tratamiento de aguas residuales en los países desarrollados.

Teniendo en cuenta el avance de los procesos anaeróbicos de tratamiento de aguas residuales en las últimas décadas, la posibilidad de utilizar reactores UASB en lugar de decantadores primarios en el diagrama de flujo del proceso trae importantes ventajas en términos de reducción del volumen de los tanques de aireación y de la complejidad de gestión de lodos en la PTAR. A pesar de la alta flexibilidad operativa del sistema de lodos activados, es necesario considerar el alto consumo de energía para obtener un efluente cuya calidad, en términos de materia orgánica y amoníaco, también se puede obtener en sistemas con aireación no mecanizada, pero con menor flexibilidad operativa (por ejemplo, filtros percoladores post-reactores UASB). En el contexto de los países latinoamericanos, especialmente en regiones con condiciones climáticas favorables, se debe justificar cuidadosamente el uso de procesos exclusivamente aeróbicos que requieren aireación mecanizada para el tratamiento de aguas residuales municipales.

11. REFERENCIAS

ABNT. (2011). NBR 12209: Projetos hidráulico-sanitários de estações de tratamento de esgotos sanitários. ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas.

Almeida, P. G. S., Bressani-Ribeiro, T., Araújo Jr., M. M. y Chernicharo, C. A. . (2021). Aplicabilidade de meio suporte baseado em espuma de poliuretano para sistemas utilizados no pós-tratamento de efluentes anaeróbios. *Cadernos Técnicos*.

ANA. (2020). Atlas esgotos: atualização da base de dados de estações de tratamento de esgotos no Brasil / Agência Nacional de Águas. Brasília: ANA.

Andreoli, C. V., von Sperling, M. y Fernandes, F. (2007). *Sludge Treatment and Disposal*. (F. Andreoli, C. V.; von Sperling, M.; Fernandes, Ed.). London, UK.

Coura, M. A. y van Haandel, A. C. (1999). Viabilidade técnica e econômica do digestor anaeróbio de fluxo ascendente (UASB) no sistema anaeróbio/aeróbio. In *20º Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental* (pp. 973-987). Rio de Janeiro: ABES.

Eckenfelder Jr, W. W. (1989). *Industrial water pollution control* (2nd ed.). McGraw-Hill International.

Freire, V. H.; von Sperling, M. y Chernicharo, C. A. L. (1999). Avaliação do desempenho de um sistema combinado UASB - Lodos Ativados no tratamento de efluentes sanitários. In *20º Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental* (pp. 905-912). Rio de Janeiro: ABES.

Henze, M., van Loosdrecht, M., Ekama, G. y Brdjanovic, D. (2008). *Biological Wastewater Treatment: Principles, Modelling and Design*. London: IWA Publishing.

Huang, X., Meng, F., Xiao, K., Garcia, H.A., Zhang, J. Membrane Bioreactors. In: *Biological Wastewater Treatment: Principles, Modelling and Design - 2nd edition*. Edited by G. Chen, M.C.M. van Loosdrecht, G.A. Ekama and D. Brdjanovic. IWA Publishing, London, UK.

Rollemberg, S. L. S., Volschan Jr, I., Bassin, J. P., Pivelli, R. P., Santos, M. L. F., Magnus, B. S. y Santos, A. B. (2021). Aplicabilidade da tecnologia lodo granular aeróbio no contexto brasileiro. *Cadernos Técnicos*.

Souza, J. T. y Foresti, E. (1996). Domestic sewage treatment in an upflow anaerobic sludge blanket - sequencing batch reactor system. *Water Science and Technology*, 33(3), 73-84.

von Sperling, M. y Gonçalves, R. F. (2007). Sludge characteristics and production. En F. Andreoli, C. V.; von Sperling, M.; Fernandes (Ed.), *Sludge Treatment and Disposal* (pp. 4-30). London, UK: IWA Publishing.

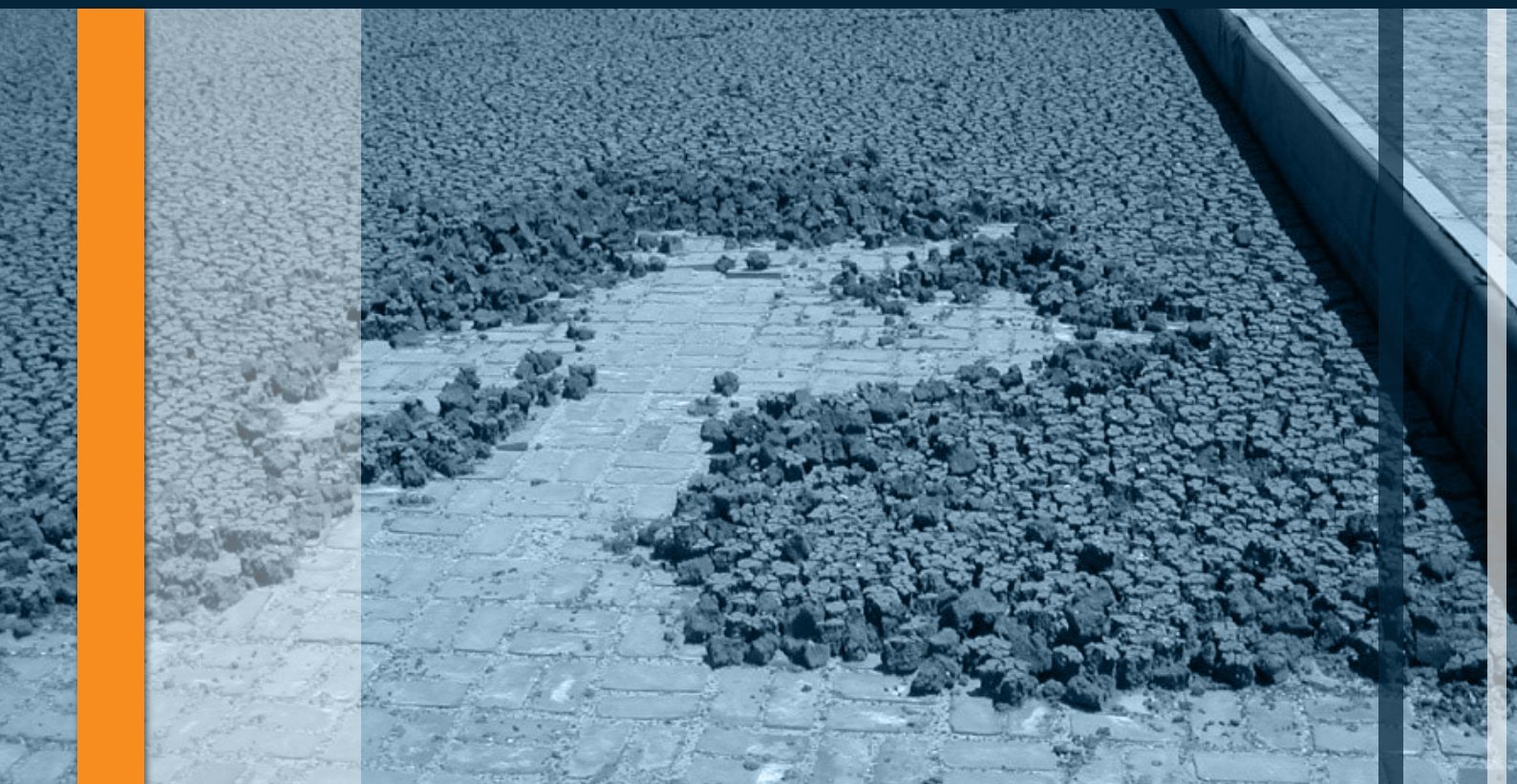
von Sperling, Marcos. (1997). *Princípios do tratamento de biológico de águas residuárias. Vol. 4. Lodos ativados*. Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental - UFMG.

von Sperling, Marcos. (2016). *Princípios do tratamento de biológico de águas residuárias. Vol. 4. Lodos ativados (4a ed. rev)*. Belo Horizonte: Editora UFMG.

von Sperling, Marcos, van Haandel, A. C., Jordão, E. P., Campos, J. R., Cybis, L. F., Aisse, M. M. y Alem Sobrinho, P. (2001). Pós-tratamento de efluentes de reatores anaeróbios por lodos ativados. In C. A. L. Chernicharo, A. C. van Hander, E. Foresti y L. F. Cybis (Eds.), *Pós-tratamento de Efluentes de Reatores Anaeróbios*. Rio de Janeiro: FINEP/PROSAB.

■ NOTA TÉCNICA 8

ELEMENTOS PARA LA GESTIÓN INTEGRADA DEL LODO DE PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES



AUTORES:

- Carlos Augusto de Lemos Chernicharo
- Thiago Bressani Ribeiro

COLABORADOR:

- Lucas de Almeida Chamhum Silva

NOTA TÉCNICA 8

ELEMENTOS PARA LA GESTIÓN INTEGRADA DEL LODO DE PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES

INTRODUCCIÓN	196
CARACTERÍSTICAS DEL LODO DE AGUAS RESIDUALES.....	197
Clasificación según el origen del lodo de agua residual.....	197
Aspectos cuantitativos	198
Aspectos cualitativos	200
TRATAMIENTO Del LODO DE AGUA RESIDUAL.....	201
Espesado	202
Estabilización.....	203
Acondicionamiento	203
Deshidratación	203
Higienización	205
DISPOSICIÓN FINAL	209
Uso en actividades agrosilvopastoriles	211
Uso en recuperación de áreas degradadas	212
ASPECTOS IMPORTANTES EN EL APROVECHAMIENTO DE BIOSÓLIDO EN SUELOS.....	213
Inventario de la generación de lodo.....	213
Levantamiento de las características regionales	213
Regulación de la práctica	214
Análisis de viabilidad técnica y económica	214
Identificación y sensibilización de las partes interesadas.....	215
Propuesta del diagrama de flujo de gestión del lodo	216
CONSIDERACIONES FINALES	217
REFERENCIAS	218

1. INTRODUCCIÓN

El tratamiento de agua residual produce una variedad de subproductos sólidos que, en caso de no ser adecuadamente manejados, pueden causar una serie de problemas, como generación de olores, atracción de vectores e impactos de diferentes grados de magnitud sobre el medio ambiente y la salud pública (Barros *et al.*, 2021). Esos subproductos son generados en las diferentes unidades que integran una planta de tratamiento de aguas residuales (PTAR), como es presentado en la [Figura 66](#). Entre los diversos subproductos sólidos generados en una PTAR, que necesitan ser rigurosamente gestionados para el adecuado funcionamiento de la PTAR, el lodo representa el principal punto de atención.

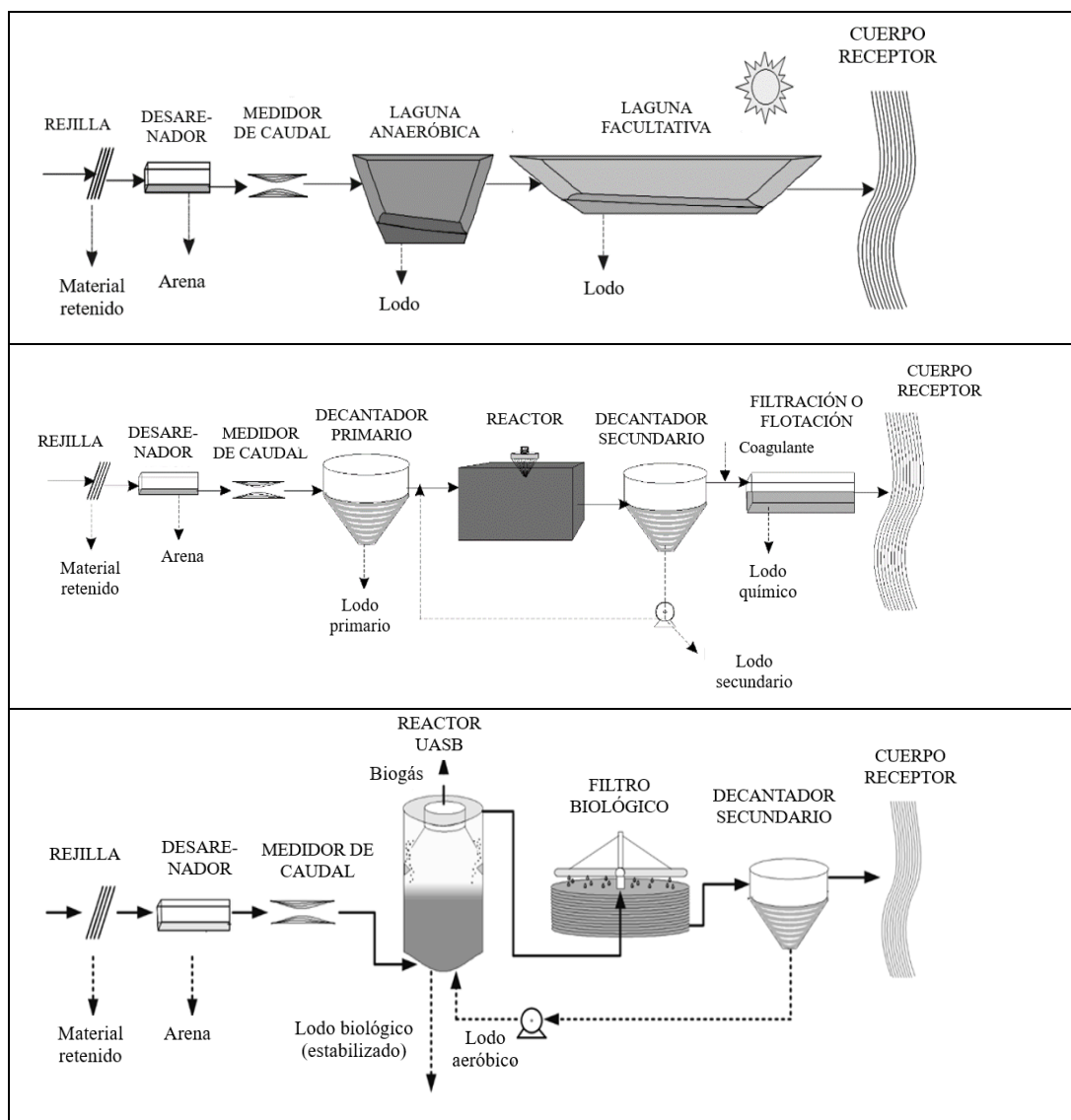


Figura 66- Diagrama de flujo de algunos sistemas de tratamiento de agua residual, con identificación de los puntos de generación de subproductos sólidos

El término lodo de agua residual es un término genérico utilizado para designar el material generado en las operaciones y procesos siguientes al tratamiento preliminar y que, aunque se presente con aspecto líquido, posee elevado contenido de sólidos en comparación con el efluente del tratamiento. Puede ser clasificado de acuerdo con la operación y / o procesos de origen, el cual puede ser primario, biológico (o secundario), mixto o químico, según lo abordado en la [Sección 2.1](#).

Su importancia está asociada a los grandes volúmenes generados, a la necesidad de su tratamiento (remoción de humedad e higienización, en el caso de aprovechamiento

en suelos) y al elevado costo de su gestión, lo que puede alcanzar hasta un 60% de los costos de operación de una PTAR, así como a su impacto sobre la calidad del efluente final cuando no es removido apropiadamente del sistema (Andreoli, von Sperling y Fernandes, 2014).

Como regla general, la producción de lodo es proporcional al tratamiento del agua residual. Por lo tanto, regiones con un acentuado déficit de recolección y tratamiento de aguas residuales, tales como América Latina, que en el año 2020 registró un índice de apenas 41% de tratamiento de las aguas residuales generadas (UN, 2021), enfrentarán un desafío adicional a la compleja gestión del lodo, debido al aumento substancial de la generación de lodo a medida que se amplíen las PTARs.

Además, cabe señalar la tendencia de cambio en el paradigma respecto a la disposición final de lodo. El lodo está dejando de ser tratado como un residuo y pasando a ser valorado como una importante fuente de recursos (energía, nutrientes, materia orgánica). Por un lado, la visión del lodo como un residuo, remite a la simplicidad operacional (también puede ser llevada a la negligencia en cuanto al manejo del lodo en la PTAR) y, por otro lado, el necesario cambio en el paradigma implica el aumento de las funciones de operación y gestión que incluso extrapolan las fronteras de la PTAR; por ejemplo: el control de calidad del biosólido producido a partir del lodo, la prospección de receptores de este subproducto y su posterior suministro, entre otros.

Dadas estas circunstancias preliminares acerca de la importancia de la gestión del lodo, en la presente Nota Técnica (NT) son abordados y discutidos temas centrales para el análisis integrado de la generación y destinación final del lodo, con el objetivo de la valoración de este subproducto. Frente a la dificultad de profundizar en las diversas rutas de destinación final, se optó por enfatizar en los aspectos relacionados con el aprovechamiento de biosólidos en los suelos. Según Spinosa (2011) y Laura (2020), esta es la alternativa más aplicable para la recuperación de recursos en el ámbito de América Latina, en sustitución a la destinación final predominante en rellenos sanitarios.

2. CARACTERÍSTICAS DEL LODO DE AGUAS RESIDUALES

El primero y uno de los principales aspectos a ser observado en la gestión integrada del lodo, se refiere a su caracterización cualitativa y cuantitativa. Esta caracterización inicial ejerce una fuerte influencia en la toma de decisión relacionada al tren de tratamiento del lodo y a la estrategia de disposición final.

Debido a que el lodo es resultado de una serie de operaciones y procesos utilizados para la depuración de agua residual, es natural que su composición esté relacionada a las características del agua residual. La cual, a su vez, es función del perfil socioeconómico y de salud de la población que genera el agua residual, así como de las características de efluentes no domésticos que eventualmente son lanzados al sistema de recolección de aguas residuales. Adicionalmente, las tecnologías de tratamiento tanto del agua residual como del propio lodo, también influyen en las características de este subproducto, como es discutido a lo largo de esta NT.

2.1. Clasificación según el origen del lodo de agua residual

Como fue mencionado anteriormente, existen diferentes tipos de lodo de agua residual; su clasificación está asociada al tipo de tratamiento que lo originó. Según Andreoli, Von Sperling y Fernandes (2014), existen los siguientes tipos de lodo:

- Lodo primario: compuesto principalmente por sólidos sedimentables. Debido a su composición, típicamente es generado en decantadores primarios (no estabilizado) y tanques sépticos (estabilizado anaeróbicamente). Para más información sobre las características y el manejo de los lodos fecales (de vaciado y limpieza de soluciones individuales), ver Strande et al. (2014).
- Lodo biológico o secundario: constituido por los microorganismos que se desarrollan a lo largo del tratamiento biológico, debido a la materia orgánica presente en el agua residual. Como esa biomasa de microorganismos está en constante crecimiento, se hace necesaria su remoción periódica del sistema, el intervalo de tiempo dependerá de la tecnología de tratamiento utilizada. Si no es removida en intervalos y cantidades apropiadas, esa biomasa puede ser enviada junto al efluente (fenómeno conocido como pérdida de sólidos), perjudicando el funcionamiento de las unidades siguientes o deteriorando la calidad de efluente final. El lodo biológico removido de la línea de tratamiento de la fase líquida puede ser aeróbico (estabilizado o no) o anaeróbico (estabilizado), dependiendo de la unidad de tratamiento que lo originó.
- Lodo mixto: caracterizado por la mezcla de lodo primario y secundario, los cuales son enviados conjuntamente para una unidad exclusiva de tratamiento de lodo (por ejemplo, mezcla para estabilización en digestores de lodos).
- Lodo químico: generado en los sistemas en que son aplicados productos químicos con el objetivo de mejorar el proceso de tratamiento de la fase líquida, sea en la etapa de decantación primaria o en el tratamiento del efluente secundario.

2.2. Aspectos cuantitativos

Cuando el lodo es removido de la línea de tratamiento en la fase líquida, posee un aspecto de líquido a levemente pastoso, dependiendo de la concentración de sólidos. Para establecer una base de comparación respecto a la generación de lodo en diferentes sistemas de tratamiento, la cantidad de lodo generalmente es reportada en términos de sólidos totales (ST). Este parámetro representa la masa de sólidos en una determinada muestra luego de la remoción de humedad (o contenido de agua) presente. La relación entre la humedad y el contenido de sólidos totales, se presenta en la **Ecuación 1**.

$$\begin{aligned} \text{Humedad o contenido de agua (\%)} \\ = 100 - \text{Contenido de ST (\%)} \end{aligned} \quad (1)$$

La definición de contenido de sólidos es fundamental en la relación entre los parámetros de vacíos de lodo y carga de ST (**Ecuación 2**), usualmente adoptados en el dimensionamiento y en la operación de las unidades de proceso del lodo.

$$\begin{aligned} \text{Caudal de lodo (m}^3 \cdot \text{d}^{-1}) \\ = \frac{\text{Carga de ST (gST} \cdot \text{d}^{-1})}{\frac{\text{ST (\%)}}{100} * \text{Masa específica del lodo (kg lodo} \cdot \text{m}^{-3})} \end{aligned} \quad (2)$$

Considerando que el lodo removido de la fase líquida es principalmente agua, se puede asumir que la masa específica del lodo es equivalente a la del agua (1000 kg.m⁻³). En este caso, la Ecuación 2 puede ser simplificada como es presentado en la **Ecuación 3**.

$$\text{Caudal de lodo (m}^3 \cdot \text{d}^{-1}) = \frac{\text{Carga de ST (gST} \cdot \text{d}^{-1})}{\text{ST (\%) * 10}} \quad (3)$$

Al comprender estas relaciones fundamentales, es posible proceder a la comparación de la generación de lodo en diferentes sistemas, como se indica en el [Cuadro 43](#). En las unidades de tratamiento biológico, se presenta la masa de sólidos suspendidos (SS)

generada por cada kg de materia orgánica aplicada (DQO afluente a la unidad). En las otras unidades, en las cuales predominan mecanismos físicos de remoción de materia orgánica, la relación SS/DQO es reportada en términos de la eficiencia típica de remoción de sólidos en suspensión.

Cuadro 43- Aspectos cuantitativos del lodo generado en diversos sistemas de tratamiento de aguas residuales

Sistema	Características del lodo producido y descartado de la fase líquida (dirigido a la etapa de tratamiento de lodo)			
	kgSS.kgDQO ⁻¹ aplicada	Contenido de ST (%)	Masa de lodo (gSS.hab ⁻¹ .d ⁻¹) ^(a)	Volumen de lodo (L.hab ⁻¹ .d ⁻¹) ^(b)
Tratamiento primario (convencional)	0,35 - 0,45	2 - 6	35 - 45	0,6 - 2,2
Tratamiento primario (tanques sépticos)	0,20 - 0,30	3 - 6	20 - 30	0,3 - 1,0
Laguna facultativa	0,12 - 0,32	5 - 15	12 - 32	0,1 - 0,25
Laguna anaeróbica - laguna facultativa				
• Laguna anaeróbica	0,20 - 0,45	15 - 20	20 - 45	0,1 - 0,3
• Laguna facultativa	0,06 - 0,10	7 - 12	6 - 10	0,05 - 0,15

Sistema	Características del lodo producido y descartado de la fase líquida (dirigido a la etapa de tratamiento de lodo)			
	kgSS.kgDQO ⁻¹ aplicada	Contenido de ST (%)	Masa de lodo (gSS.hab ⁻¹ .d ⁻¹) ^(a)	Volumen de lodo (L.hab ⁻¹ .d ⁻¹) ^(b)
• Total	0,26 - 0,55	-	26 - 55	0,15 - 0,45
Laguna aireada facultativa	0,08 - 0,13	6 - 10	8 - 13	0,08 - 0,22
Laguna aireada mezcla completa - laguna de sedimentación	0,11 - 0,13	5 - 8	11 - 13	0,15 - 0,25
Tanque séptico + filtro anaeróbico				
• Tanque séptico	0,20 - 0,30	3 - 6	20 - 30	0,3 - 1,0
• Filtro anaeróbico	0,07 - 0,09	0,5 - 4,0	7 - 9	0,2 - 1,8
• Total	0,27 - 0,39	1,4 - 5,4	27 - 39	0,5 - 2,8
Lodos activados convencional				
• Lodo primario	0,35 - 0,45	2 - 6	35 - 45	0,6 - 2,2
• Lodo secundario	0,25 - 0,35	0,6 - 1	25 - 35	2,5 - 6,0
• Total	0,60 - 0,80	1 - 2	60 - 80	3,1 - 8,2
Lodos activados - aireación prolongada	0,50 - 0,55	0,8 - 12	40 - 45	3,3 - 5,6
Filtro percolador de alta carga				
• Lodo primario	0,35 - 0,45	2 - 6	35 - 45	0,6 - 2,2
• Lodo secundario	0,20 - 0,30	1 - 2,5	20 - 30	0,8 - 3,0
• Total	0,55 - 0,75	1,5 - 4,0	55 - 75	1,4 - 5,2
Reactor UASB	0,12 - 0,18	3 - 6	12 - 18	0,2 - 0,6
Reactor UASB + postratamiento aeróbico ^(c)				
• Lodo anaeróbico (UASB)	0,12 - 0,18	3 - 4	12 - 18	0,3 - 0,6
• Lodo aeróbico (lodos activados) ^(d)	0,08 - 0,14	3 - 4	8 - 14	0,2 - 0,5
• Total	0,20 - 0,32	3 - 4	20 - 32	0,5 - 1,1
Notas:(a) Asumiendo 0,1 kg DQO.hab ⁻¹ .d ⁻¹ y 0,06 kg SS.hab ⁻¹ .d ⁻¹				
(b) Litros de lodo.hab ⁻¹ .d ⁻¹ = [(gSS.hab ⁻¹ .d ⁻¹) / (ST (%))] x (100/1000) (asumiendo densidad de 1000 kg.m ⁻³)				
(c) Postratamiento aeróbico: lodos activados, biofiltro aireado sumergido, filtro percolador				
(d) Lodo aeróbico retirado del reactor UASB, luego de la reducción de masa y volumen en la digestión y espesado que ocurren en el propio reactor UASB (el lodo aeróbico excedente enviado al reactor UASB también es menor, pues en este caso la influencia de la pérdida de sólidos en el efluente del decantador secundario pasa a tener mayor importancia)				

Fuente: Adaptado de Andreoli, von Sperling y Fernandes, 2014

Es importante destacar que tales características se refieren al lodo removido de la fase líquida del tratamiento. Como se puede observar, las unidades con elevado tiempo de retención del lodo (como lagunas, tanques sépticos, filtros anaeróbicos, lodos activados con modalidad de aireación extendida, reactores UASB) tienden a alcanzar mayores contenidos de ST y menores valores de masa y volumen de lodo.

En las etapas de tratamiento de lodo ([Sección 3](#)), se presenta una reducción gradual del contenido de agua (y por lo tanto, un aumento en el contenido de sólidos totales), con el objetivo de facilitar la manipulación del lodo y la reducción de los costos de destinación (específicamente transporte y disposición final). Como ejemplo, supóngase el descarte de 1 m³ (o 1.000 kg, asumiendo una masa específica de 1.000 kg.m⁻³) de lodo del decantador primario, con contenido de sólidos de 3%; la cantidad de sólidos totales en ese caso es de 30 kg (=1000 x 0,03). Al enviar ese lodo descartado a una etapa de espesado, es posible elevar el contenido de sólidos para 5%; así, considerando una captura de sólidos de 100%, los mismos 30 kg ST, ahora están contenidos en 0,6 m³ (o 600 kg) de lodo, representando una reducción de 40% del volumen.

2.3. Aspectos cualitativos

Los aspectos cualitativos que son de importancia para el aprovechamiento del lodo están relacionados principalmente a la presencia de la materia orgánica y nutrientes. A pesar de las particularidades comentadas anteriormente, que afectan la calidad del lodo, es posible citar valores reportados en la literatura que justifican el interés en la recuperación de recursos presentes en el lodo. En el [Cuadro 44](#) están enumerados algunos de los elementos de interés en el aprovechamiento de lodo.

Cuadro 44 Principales elementos de interés en el aprovechamiento del lodo

Local	Tipo de lodo	COT	N _{total}	NTK	P _{total}	K _{total}	Ca
		----- dag.kg ⁻¹ -----					
Brasil (BA)	Lodo anaeróbico	21,9	4,2	-	1,6	0,3	3,5
Brasil (PR)	Lodo aeróbico	14,7	-	2,1	0,9	0,2	22,4
Brasil (PR) ^(a)	Lodo anaeróbico	11,7	-	1,2	0,4	0,1	13,4
Brasil (SP) ^(b)	-	33,8	4,2	4,2	1,3	0,2	0,3
España	Lodo aeróbico	34,6	1,8	-	1,7	0,8	-
España	Lodo anaeróbico	31,5	1,3	-	1,4	0,8	-
Dinamarca	Lodo primario (digestión anaeróbica)	28,7	3,2	-	2,9	0,2	-
China	-	37,7	5,1	-	0,6	-	-

Notas:

(a) Valores promedio obtenidos en los lodos de 3 PTARs;

(b) Valores promedio obtenidos en los lodos de 19 PTARs.

Fuente: Adaptado de Chamhum-Silva (2018)

Además de estos parámetros de interés, el lodo posee componentes potencialmente perjudiciales al medio ambiente y a la salud pública, los cuales pueden ocasionalmente, limitar su aprovechamiento. Nuevamente, es necesario señalar que la presencia de estos componentes está vinculada a las características de agua residual afluente a la PTAR y al tratamiento de agua residual y del lodo generado. Los metales pesados hacen parte de los compuestos inorgánicos que suscitan preocupación, siendo comúnmente investigados en trabajos relacionados al potencial del aprovechamiento del lodo. En el [Cuadro 45](#) se presentan algunos valores de concentración reportados en la literatura.

Cuadro 45 - Sustancias inorgánicas comúnmente presentes en el lodo

Sitio	Tipo de lodo	As	Ba	Cd	Pb	Cu	Cr	Hg	Mo	Ni	Se	Zn
mg.kg ⁻¹ ST												
Brasil (MS) ¹	Lodo anaeróbico	<0,5	178,9	<0,05	26,8	247,2	76,0	<0,5	5,5	22,4	<0,5	817,4
Brasil (PR) ²	-	-	161,4	0,46	34,5	96,8	49,1	0,2	2,3	30,1	6,1	369
Brasil (SP) ^{(a) 3}	-	6,9	471	2,7	41	312	205,7	6,2	4,1	102	3,1	1589,5
España ⁴	Lodo aeróbico	-	-	0,80	33,3	208	25	-	-	41,7	-	825
España ⁴	Lodo anaeróbico	-	-	2,2	96,3	314	57,1	-	-	157	-	550
China ⁵	-	-	-	3,9	71,0	907,5	57,4	-	-	97,7	-	752
CONAMA 498 - clase 1 (BR)		41	1300	39	300	1500	1000	17	50	420	36	2800
Norma 503 (EUA)		75	-	85	840	4300	-	57	75	420	100	7500

Nota: (a) Valores promedios obtenidos en los lodos de 19 PTARs.

Fuente: 1. Amorim Júnior et al., 2021; 2. Bittencourt et al., 2014; 3. Nascimento, 2016; 4. Lloret et al., 2016; 5. Liu et al., 2015

El lodo también es compuesto por una amplia gama de microorganismos, de los cuales una fracción es capaz de causar enfermedades a los seres humanos, siendo clasificados como patógenos. Esta fracción es representada por virus, bacterias, hongos, protozoos y helmintos, y su presencia está relacionada con el perfil de salud de la población contribuyente, y por lo tanto, puede variar substancialmente conforme la región (Andreoli, von Sperling y Fernandes, 2014). En general, los parámetros microbiológicos despiertan mayor atención cuando se desea el aprovechamiento en suelos, ya sea en la recuperación de áreas degradadas o en actividades agrosilvopastoriles, debido a la posibilidad del contacto con la población expuesta. A pesar de los riesgos asociados, existen diversas técnicas de higienización que permiten su adecuación para cumplir con los estándares de aprovechamiento, como es abordado en la [Sección 3.2](#).

Recientemente, se ha observado una creciente preocupación relacionada a la presencia de compuestos orgánicos en el lodo. Aunque los impactos de compuestos orgánicos a la salud humana estén reportados en la literatura específica, la dinámica relacionada a su presencia en el agua residual y en el lodo, es un área de investigaciones recientes (Amorim Junior et al., 2021; Seleiman, Santanen y Mäkelä, 2020).

3. TRATAMIENTO DEL LODO DE AGUA RESIDUAL

El tratamiento del lodo puede ser entendiendo como el conjunto de procesos y operaciones aplicadas al lodo removido de la fase líquida, con el fin de cumplir con un determinado propósito. En la perspectiva de la [economía lineal](#), el propósito puede ser la simple remoción del lodo del sistema de tratamiento de agua residual y su disposición final segura, por ejemplo, en rellenos sanitarios. En esta perspectiva, las etapas de tratamiento tienen como objetivo, principalmente, la reducción de la humedad del lodo (y por lo tanto, del volumen), así como la reducción de los costos de manipulación, transporte y disposición final. En la perspectiva de la economía circular, como en el aprovechamiento agrícola, el propósito va más allá y aborda etapas que buscan la estabilización del material y la inactivación de patógenos.

En la [Figura 67](#), se presentan las principales etapas de tratamiento del lodo y sus respectivos objetivos. La inclusión de determinadas etapas en el tren de tratamiento del lodo, dependerá de las características del lodo generado de la fase líquida (por ejemplo, lodo descartado de reactores UASB, ya espesado y estabilizado) y del propósito buscado. Cabe resaltar que una misma etapa puede ejercer más de una función en el tratamiento,

dependiendo de la estrategia operacional adoptada. Como ejemplo, se puede citar el uso de estabilización alcalina con el fin de la estabilización química y de la inactivación de patógenos, o el secado térmico, que puede provocar tanto la remoción de humedad como la inactivación de patógenos.

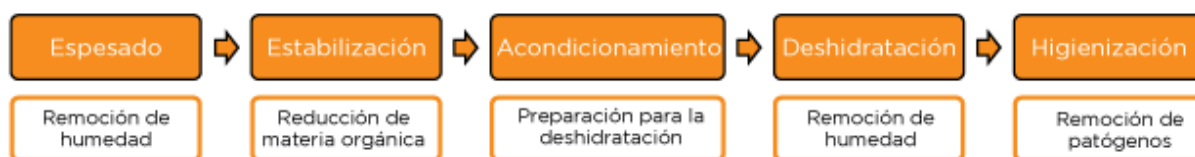


Figura 67 - Principales etapas de tratamiento del lodo

Fuente: Adaptado de Andreoli, Von Sperling y Fernandes, 2014

3.1. Espesado

La etapa de espesado, así como la de deshidratación (ver [Sección 3.4](#)) tienen por objetivo reducir el contenido de humedad del lodo, de modo que se propicie lo siguiente (Andreoli, von Sperling y Fernandes, 2014):

- Reducción de costos de transporte para el sitio de disposición final;
- Mejora de las condiciones de manejo del lodo, pues cuanto más seco, es más simple el transporte;
- Aumento del poder calorífico del lodo, cuando es enviado para incineración;
- Reducción del volumen para disposición final en relleno sanitario o aprovechamiento en actividades agrosilvopastoriles;
- Reducción de área y/o volumen requerido en las etapas posteriores del tratamiento del lodo, como digestores de lodo y patios de almacenamiento (compostaje y aplicación de cal, por ejemplo);
- Disminución de la producción de lixiviados, en el caso de disposición en rellenos sanitarios.
- Dependiendo de la unidad de tratamiento de agua residual, el espesado puede ocurrir junto con el tratamiento de la fase líquida. En un tren de tratamiento que no posee una unidad con esta característica (por ejemplo, decantadores primarios y decantadores secundarios), el espesado puede ser realizado en una unidad específica, consistiendo en la primera etapa del tratamiento del lodo, siendo que en ese caso, el líquido removido debe ser retornado al punto de ingreso del afluente de la PTAR.
- La selección del método para espesado, así como los parámetros del diseño y operación pueden variar conforme el tipo de lodo a ser tratado, aunque todos permiten, de forma general, alcanzar contenido máximo de ST en el rango de 3% a 8%. Los métodos más difundidos para esta finalidad son (Andreoli, von Sperling y Fernandes, 2014):
 - Espesado por gravedad;
 - Flotación por aire disuelto;
 - Filtro prensa de bandas;
 - Centrífugas.

Como comentado en la [Sección 2](#), aunque el lodo espesado permanezca con aspecto fluido, hay una importante reducción en el total del volumen enviado para la etapa posterior. En el caso del lodo no estabilizado, el espesado permite la reducción considerable del volumen de digestores, por ejemplo.

3.2. Estabilización

La estabilización comprende la degradación de la materia orgánica no estabilizada contenida en el lodo, independientemente de su origen (tratamiento primario, secundario y terciario). Si no es digerida de forma controlada en la etapa de estabilización, ese material orgánico entrará en el proceso de descomposición en las etapas posteriores del tratamiento o inclusive, en su disposición final, generando serios inconvenientes relacionados a los malos olores y atracción de animales. De forma general, la etapa de estabilización de lodo se destina a la reducción de contenido de sólidos volátiles, buscando alcanzar relaciones SV/ST en el lodo, por debajo de 60 – 65%. Cuanto menor sea esa relación, mayor será el grado de estabilización del lodo.

Como fue mencionado anteriormente, dependiendo de la unidad de tratamiento del agua residual, la estabilización puede ocurrir junto con el tratamiento de la fase líquida, como ocurre en reactores UASB, lagunas, tanques sépticos, lodos activados en modalidad de aireación extendida, entre otros. Cuando es realizada en unidades específicas, después de ser descartado de la línea de tratamiento en la fase líquida, el lodo usualmente es estabilizado por medio de la digestión anaeróbica o aeróbica. Además de estas dos rutas, se pueden citar el compostaje, el tratamiento alcalino y el secado térmico como alternativas, aunque menos difundidas (Andreoli, von Sperling y Fernandes, 2014).

3.3. Acondicionamiento

El acondicionamiento es una etapa de preparación del lodo, generalmente prevista justo antes de las operaciones de deshidratación mecánica. Según Andreoli, von Sperling y Fernandes (2014), la forma más común de acondicionamiento consiste en la adición de productos químicos (coagulantes, polímeros), los cuales mejoran las características de la deshidratación del lodo, por medio de la formación de flóculos, y proporcionando mayor captura de sólidos. La eficiencia de la separación entre sólido y líquido está asociada a la dosificación adecuada de los productos químicos; sin embargo, la dosis no es constante, pues varía conforme las características del lodo generado (Evans, 2016).

3.4. Deshidratación

La deshidratación (o desaguado), puede ser realizada por medio de sistemas naturales o mecanizados. Según Andreoli, von Sperling y Fernandes (2014), en los sistemas naturales predominan los mecanismos de evaporación y percolación para la remoción del agua, caracterizados por ser sistemas con tiempo de deshidratación más largos y con mayor dependencia de las condiciones climáticas, en comparación con los sistemas mecanizados. A pesar de su simplicidad operacional, tales características implican unidades con un requisito de área mayor; mientras que los sistemas mecanizados son basados en operaciones de filtrado, prensado o centrifugado para acelerar la deshidratación, resultando en unidades compactas, pero más complejas en términos de operación y mantenimiento.

Las principales alternativas para la deshidratación del lodo, así como los principales aspectos de interés están en el [Cuadro 46](#). El objetivo en esta NT, no es detallar los aspectos asociados a cada alternativa, sino proporcionar una visión general y comparativa entre las alternativas. Se destaca que la importancia de cada aspecto puede variar conforme las particularidades de cada caso.

Cuadro 46 Aspectos de interés con relación a sistemas naturales y mecanizados de deshidratación de lodo

Aspectos de interés	Sistemas naturales		Sistemas mecanizados			
	Lechos de secado	Lagunas de lodo	Centrífugas	Filtros de vacío	Prensas desaguadoras	Filtros prensa
Demanda por área	+++	+++	+	++	+	+
Demanda por energía	-	-	++	+++	++	+++
Costo de implantación	+	+	+++	++	++	++
Complejidad operacional	+	+	++	++	++	+++
Demanda por mantenimiento	+	+	++	++	+++	+++
Complejidad de instalación	+	+	++	++	++	++
Influencia del clima	+++	+++	+	+	+	+
Sensibilidad a la calidad del lodo	+	+	+++	++	++	++
Productos químicos	+	-	+++	+++	+++	+++
Complejidad de remoción del lodo	++	+++	+	+	+	+
Contenido de ST en la torta de lodo	+++	++	++	+	++	+++
Olores y vectores	++	+++	+	+	+	+
Ruidos y vibraciones	-	-	+++	++	++	++
Contaminación del manto freático	++	+++	+	+	+	+

Notas: - No aplicable; + poco/reducido; +++ alto/elevado/mucho

Fuente: Adaptado de Andreoli, von Sperling y Fernandes, 2014

En la **Figura 68**, están representadas algunas alternativas para la deshidratación del lodo.



Figura 68 - Representación de algunas técnicas de deshidratación del lodo: centrifuga (a), filtro prensa (b) lecho de secado (c).

Nota: La columna de la izquierda representa las estructuras / equipos de cada técnica y la columna de la derecha presenta el aspecto del lodo después de la deshidratación.

3.5. Higienización

La etapa de higienización tiene como objetivo principal la inactivación y reducción de los organismos patógenos presentes en el lodo, resultado en la generación de un producto seguro desde el punto de vista ambiental y de salud pública, y adecuado para el aprovechamiento en suelos (el biosólido). Esta etapa del tren de tratamiento de lodo debe ser prevista en situaciones en que la calidad microbiológica es un aspecto determinante en la forma de destinación final escogida.

Este aspecto es fundamental en el uso de lodo en suelos, debido al potencial contacto directo o indirecto con el material durante la cadena de manejo del lodo, del suelo, del cultivo y del consumo final (en el caso de aprovechamiento en cultivos alimenticios). En este caso, la higienización no tiene por objetivo, necesariamente, la remoción completa de todos los microorganismos patógenos, y sí la reducción hasta niveles considerados seguros para la salud de la población (concepto relacionado al riesgo aceptable o tolerable). Por otro lado, en el caso de disposición de lodo en relleno sanitario, puede no ser necesaria esta etapa, debido a que las posibilidades de contacto de las personas con el lodo son reducidas, en comparación con el uso del lodo en suelos.

Se observa que aunque el riesgo es inherente al lodo, el riesgo a la salud pública es función de dos variables principales: (i) calidad microbiológica y (ii) formas de exposición. La calidad microbiológica está directamente asociada a la selección del método de higienización, así como de la estrategia operacional, esto porque un mismo

método puede alcanzar niveles diferentes de calidad, dependiendo de los parámetros operativos adoptados (tiempo, temperatura, pH). Las formas de exposición representan las posibilidades de contacto de las personas con los agentes patógenos presentes en el lodo, las cuales pueden ser reducidas a partir de barreras que limiten el contacto.

Es importante resaltar conceptos presentes en las legislaciones relacionadas a los estándares de calidad y restricciones de contacto, así como el uso de equipos de protección individual y colectivos, criterios de ubicación, culturas aptas y formas de aplicación, entre otros.

De acuerdo con Andreoli, von Sperling y Fernandes (2014), las tres principales vías de higienización de lodo, son las siguientes: (i) biológica, (ii) química y (iii) térmica. Dentro del amplio rol de técnicas que utilizan una o más vías de higienización, en esta NT se optó por presentar con mayor profundidad los tres modelos más comunes y consolidados: compostaje, higienización alcalina y secado térmico. Estas tres alternativas de higienización de lodo permiten su transformación en biosólidos, y son presentadas en la **Figura 69**.

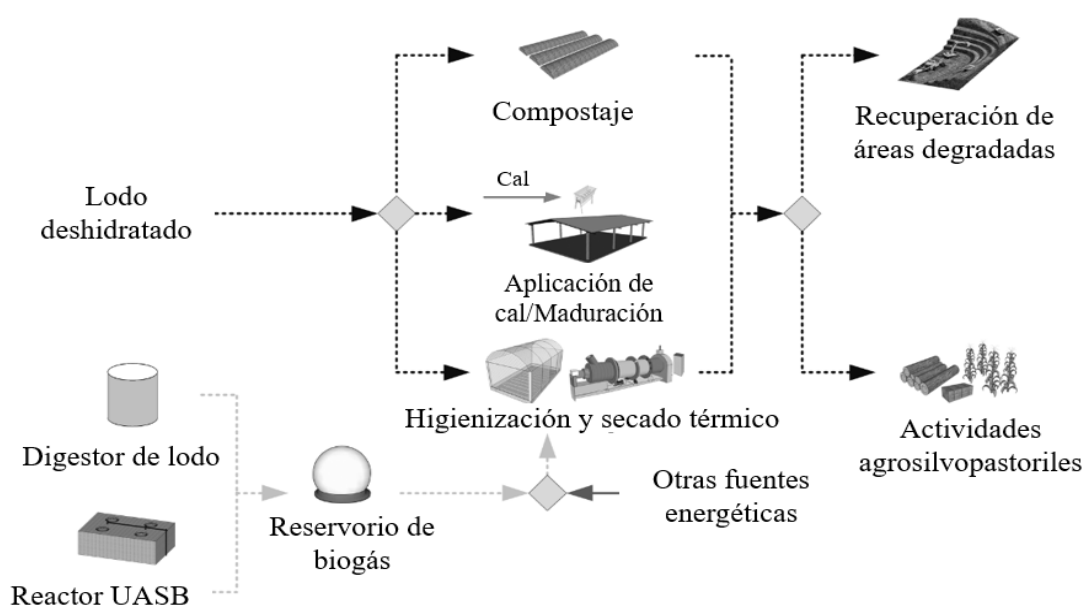


Figura 69 – Ilustración esquemática de alternativas de higienización de lodo de aguas residuales: compostaje, higienización alcalina (aplicación de cal) y secado térmico.
Fuente: Barros et al. (2021)

3.5.1. Compostaje

La higienización del lodo por medio de compostaje es un proceso aeróbico de degradación biológica de la materia orgánica presente en el subproducto compostado. La actividad de los organismos involucrados en la degradación de la materia orgánica proporciona el aumento de la temperatura de la masa de residuos. El proceso se caracteriza por poseer dos fases distintas: (i) termofílica y (ii) mesofílica.

La fase termofílica es observada en el inicio del proceso y normalmente dura entre 5 y 60 días, dependiendo de las condiciones de operación. En esta etapa ocurren reacciones bioquímicas de oxidación más intensas, que por ser exotérmicas, provocan una importante elevación de temperatura, entre 45 a 65°. La temperatura, junto con el tiempo, son factores determinantes para la reducción de organismos patógenos presentes en el lodo. Después de esta fase más intensa de degradación, se inicia una etapa de maduración o de “curado” del material, en el que ocurre el proceso de humidificación del material orgánico y la mineralización del carbono remanente. Esta fase normalmente dura

entre 60 y 90 días, y la temperatura es reducida para el rango mesofílico, entre 35 y 45° (Matos, 2014). Al final del proceso, además de la reducción de organismos patógenos, también se observa la reducción del volumen del material.

En el caso del lodo, como producto de la elevada relación entre el carbono y el nitrógeno, es común la incorporación de materiales con elevada concentración de carbono, con el fin de alcanzar una relación C/N ideal para la degradación de residuos (en general, entre 25 y 35). Además, esa fuente externa de carbono contribuye también para la estructura de la masa de residuos que son compostados, lo cual es fundamental para una adecuada aireación de esta masa. Respecto a las configuraciones más comunes, se pueden mencionar las pilas o hileras, como es mostrado en la [Figura 70](#). Más detalles sobre la técnica de higienización de lodo por medio de compostaje pueden ser consultados en Matos et al., 2021.

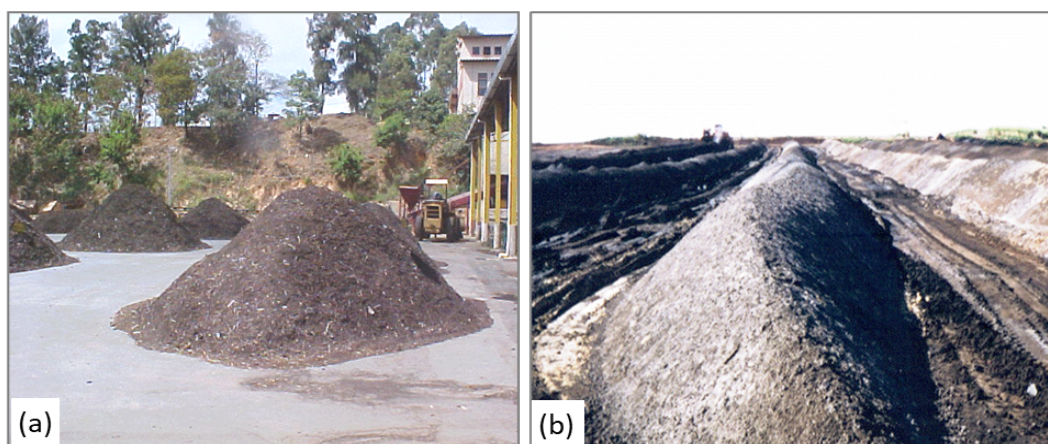


Figura 70 – Disposición de residuos para compostaje en (a) pilas e (b) hileras.
Fuente: Matos et al. (2021)

3.5.2. Higienización alcalina

Este proceso consiste en la aplicación de cal virgen o hidratada en el lodo, buscando la inactivación de los microorganismos patógenos a niveles seguros para su manipulación y aplicación en el suelo. Adicionalmente, puede actuar como estabilización de la materia orgánica (en el caso de lodo no estabilizado) y propiciar la desodorización del lodo.

Los principales mecanismos de higienización consisten en el aumento del pH y de la temperatura de la mezcla, observados después de la aplicación de cal, como producto de la reacción de hidratación de cal con el agua presente en el lodo. Como consecuencia del aumento del pH, ocurre la conversión de parte del nitrógeno presente en el lodo en amoníaco (NH_3), lo que también puede contribuir para la inactivación de organismos patógenos.

Los principales factores que influyen en el proceso de higienización alcalina, así como la calidad final del biosólido, son: (i) características del lodo (por ejemplo: contenido de humedad), (ii) cantidad de cal utilizada (en general, varía entre 25 a 50% con base en ST); (iii) homogenización de la mezcla de lodo y cal, (iv) pH de la mezcla de lodo y cal a lo largo del tiempo, preferiblemente superior a 12 durante por un mínimo de 72 horas, (v) temperatura de la mezcla de lodo y cal, preferiblemente mayor a 50°C por al menos 12 horas o durante el período en que su pH sea mayor a 12.

En el [Cuadro 47](#), se presentan algunas ventajas y desventajas del proceso, como indicado por Andreoli et al. (2021). Este proceso está apuntado a lodo espesados con concentración mayor a 15-20% de contenido de sólidos. En la [Figura 71](#) se presentan fotografías sobre las alternativas para realizar la mezcla de cal con lodo.

Cuadro 47- Ventajas y desventajas de la higienización de lodo por medio de la aplicación

Ventajas	Desventajas
<ul style="list-style-type: none">• Proceso comprobado y bien establecido.• Tecnología simple, requiere pocas habilidades especiales para una operación confiable.• Facilidad de construcción y de adquisición de insumos y componentes.• Ocupa poco espacio.• Operación flexible, fácil de poner en marcha o interrumpir.• El producto final presenta elevado potencial para corregir la acidez del suelo.• Adición de macronutrientes vegetales Ca y Mg al suelo.	<ul style="list-style-type: none">• El producto final no puede ser utilizado en todos los tipos de suelo, especialmente en aquellos cuyo pH ya sea el adecuado.• Aumento del 15% a 50% del volumen de sólidos que debe ser manejado o transportado, en comparación con otras alternativas de estabilización.• El aumento del volumen tiene como resultado, mayores costos de transporte cuando el lodo debe ser removido del sitio.• Generación de olor tanto en la fase de procesamiento como en el sitio de aplicación, debido a la liberación de amoníaco (NH_3).• Emisión de partículas finas (polvo).• Menor cantidad de nitrógeno en el producto final debido a la volatilización de NH_3.• La disponibilidad de fósforo también puede ser reducida debido a la formación de fosfato de calcio.

Fuente: Andreoli et al. (2021)



Figura 71 - Opciones de homogenización de lodo con cal: (a) manual; (b) mezcladora; (c) retroexcavadora; (d) mezclador mecánico horizontal.

Fuente: Andreoli et al. (2021)

3.5.3. Secado e higienización térmica

Los procesos de higienización del lodo por mecanismos térmicos funcionan por dos factores: tiempo y temperatura. La exposición del lodo a elevadas temperaturas, durante un determinado intervalo de tiempo, promueve la inactivación de organismos patógenos, siendo posible la reducción del contenido de agua presente en la muestra (dependiendo de la técnica utilizada). Ese secado del lodo contribuye para mejorar la calidad sanitaria del biosólido generado, debido a que los bajos contenidos de agua (llegando a menos de 10%) perjudican a los organismos patógenos en el material. Otro aspecto importante asociado a la baja humedad del biosólido es la drástica reducción del volumen a ser enviado para su disposición, además de obtener un material granular, lo que le confiere facilidad de manejo y aplicación, principalmente en el uso en suelos.

Existen diversas tecnologías para realizar el secado e higienización del lodo, algunas son más adecuadas para PTARs de gran escala (población equivalente > 100.000 hab.), el ejemplo de los secadores térmicos equipados con cámaras de combustión para quemar biogás. Ya para PTARs de mediana a pequeña escala (población equivalente < 100.000 hab.), se pueden utilizar las calderas de biogás para promover el secado y la higienización del lodo en diferentes configuraciones de lechos de secado (Possetti *et al.*, 2019; Rietow *et al.*, 2021). Un aspecto fundamental para evaluar la aplicabilidad de determinada técnica es un análisis de la demanda y disponibilidad energética en la PTAR en cuestión. La demanda total de energía dependerá del tipo de lodo procesado, las características y la eficiencia del equipo seleccionado. La disponibilidad está asociada al costo energético, siendo más atractiva en el caso de fuentes de energía de bajo costo, como el biogás generado en reactores UASB o en digestores anaeróbicos. Para más detalles sobre las técnicas de secado e higienización térmica de lodo, puede ser consultado Possetti *et al.* (2019) y Rietow *et al.* (2021).

4. DISPOSICIÓN FINAL

Después del tratamiento del lodo, este deberá ser enviado hacia su disposición final. Existen varias alternativas para esto, las principales son presentadas en el Cuadro 48.

Cuadro 48 Ventajas y desventajas de las alternativas de disposición de lodo de aguas residuales comúnmente adoptadas

Alternativa de disposición	Ventajas	Desventajas
Descarga oceánica	Bajo costo	Contaminación de agua, flora y fauna oceánica
Incineración	Reducción drástica del volumen Esterilización	Costos elevados Necesidad de disposición de las cenizas Contaminación atmosférica
Relleno sanitario	Bajo costo para el operador	Necesidad de grandes áreas Localización cercana a centros urbanos Características especiales del suelo Aislamiento ambiental Producción de gases odorantes y de efecto invernadero Producción de lixiviados Dificultad de reintegración del área después de su uso
Recuperación de áreas degradadas	Elevadas tasas de aplicación Resultados positivos sobre la reconstitución del suelo y la flora	Posibilidad de generación de olores Limitación de la composición y uso del área Posibilidad de contaminación del manto freático, fauna y flora
Uso en actividades agrosilvopastoriles	Gran disponibilidad de áreas Efectos positivos sobre el suelo Solución de largo plazo Potencial como fertilizante Respuesta positiva en los cultivos Minimización de gases efecto invernadero al favorecer el crecimiento de cultivos que funcionan como sumideros de carbono	Limitaciones referentes a la composición y tasas de aplicación Posibilidad de contaminación del suelo con metales Posibilidad de contaminación de alimentos con elementos tóxicos y organismos patógenos Posibilidad de generación de olores.

Fuente: Adaptado de Andreoli, von Sperling y Fernandes, 2014

Entre los factores que pueden influir en la decisión final de cuál método de disposición utilizar, se pueden citar: cantidad y calidad del lodo, distancia de transporte, aspectos legales, matriz energética (consumo, costos e impactos en la generación), disponibilidad de área, simplicidad operacional, requisitos tecnológicos, impactos ambientales, posibilidad de sustitución total o parcial de recursos (energía, fertilizantes), incentivos económicos y aceptación pública (Andreoli, von Sperling y Fernandes, 2014; Lundin *et al.*, 2004; Leblanc, Mathews y Richard, 2008). El peso de estos factores, así como las ventajas y desventajas de cada método, pueden variar conforme las particularidades de cada situación. En este sentido, es importante realizar un análisis regional y comparativo de las opciones propuestas durante el proceso de planificación de la disposición final del lodo.

A partir del Cuadro 48, se desprende que los usos en suelos (recuperación de áreas degradadas y uso en actividades agrosilvopastoriles) y la incineración representan las principales rutas en la concepción de economía circular. Los datos de disposición final del lodo en la Unión Europea, referente a los años 2000 a 2012, corroboran ese análisis conforme lo presentado en la [Figura 72](#).

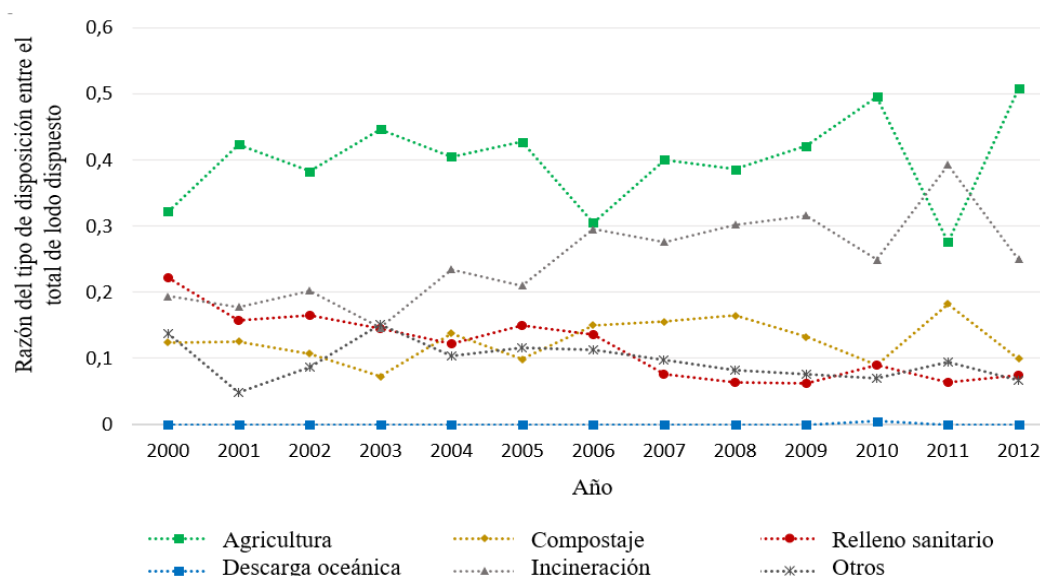


Figura 72 -Rutas de disposición final de lodo adoptadas en la Unión Europea, entre los años 2000 y 2012.
Fuente: Eurostat (2016).

En el período analizado se observa que incluso sin considerar el compostaje (cuyo destino puede ser la aplicación en suelos), el uso agrícola representa la ruta predominante de disposición final del lodo en los países que conforman la Unión Europea, variando de 28% a 51% del total del lodo dispuesto. En el mismo período, la disposición en rellenos sanitarios ha sido cada vez más limitada. En países desarrollados, de forma general, el uso de estas estructuras ha sido reducido e incluso restringido, similar a lo observado para la descarga oceánica, que ya ha sido prohibida en diversos países (Christodoulou y Stamatiellatou, 2016). Estas restricciones pueden propiciar la ampliación del aprovechamiento de los recursos a partir del lodo.

En los países en desarrollo, China asume una posición destacada. En el año 2010, 45% del total de lodo generado, fue destinado al uso agrícola, mientras que 3,5% fue destinado para incineración, 34,5% dispuesto en relleno sanitario y 17% en otras formas (Chen *et al.*, 2012). En América Latina, no hay inventarios amplios y actualizados acerca de la generación y disposición final del lodo (Spinosa, 2011), lo que limita el análisis de escenarios, de planificación y de toma de decisiones más acertadas relacionadas a la gestión del lodo. En Brasil, por ejemplo, la percepción general es que los rellenos sanitarios constituyen la principal forma de disposición final del lodo (IBGE, 2017; Sampaio, 2013); por otro lado, experiencias exitosas con aprovechamiento de biosólidos en los estados

de Paraná, São Paulo y en el Distrito Federal apuntan a un escenario prometedor de esta alternativa en el territorio brasileño (Bittencourt *et al.*, 2021; Chamhum-Silva *et al.*, 2021).

Considerando el contexto de desafíos básicos del sector de saneamiento en América Latina y la complejidad y costos de implantación y de operación de alternativas de recuperación de recursos a partir del lodo (por ejemplo: tratamientos térmicos, de forma general), se entiende que el aprovechamiento en suelos consiste en la ruta más prometedora en la concepción de economía circular en la región, pues es técnica, ambiental, económica y socialmente un método viable.

En este contexto, a continuación, son presentados los dos métodos de disposición final en suelo que buscan el aprovechamiento de recursos, los cuales son: (i) uso en actividades agrosilvopastoriles y (ii) recuperación de áreas degradadas (RAD). En la [Sección 5](#) son presentados aspectos importantes relacionados al aprovechamiento de biosólidos en suelos.

4.1. Uso en actividades agrosilvopastoriles

Preliminarmente, es importante reforzar la diferencia entre el término biosólido y el término lodo. Para el uso en suelos, el lodo debe ser sometido a procesos de mejoramiento y tratamiento. En general, el mejoramiento consiste en una etapa de higienización, con el objetivo principal de la reducción de patógenos, pero esto no garantiza que sea adecuado para su uso en suelos, debido a que otras sustancias potencialmente causantes de impactos negativos al medio ambiente y a la salud pública, pueden no haber sido removidas durante este proceso (por ejemplo: sustancias químicas).

Siendo así, el biosólido puede ser entendido como un material proveniente del lodo, que además de haber sido sometido a procesos de mejoramiento, cumple con determinados estándares de calidad, generalmente definidos en instrumentos legales específicos.

Existen diversos efectos positivos sobre el suelo y las plantas, que son consecuencia de la aplicación de biosólidos, tomando en cuenta los contenidos de nutrientes y de materia orgánica presentes en el material. A continuación, están enumerados algunos beneficios conforme es indicado por Matos (2014): aumento de superficie específica de la fracción sólida del suelo, mejora de la estructura y estabilización de los agregados, mayor retención de agua en el suelo, mejora de la consistencia del suelo, aumento de la fertilidad del suelo, potencial de complejación / quelación de elementos químicos, entre otros.

A pesar de los efectos positivos del uso de biosólido, su uso no debe ser indiscriminado, ni se deben descuidar los riesgos de su uso. Tales riesgos están relacionados principalmente a la contaminación del suelo, de las aguas superficiales y subterráneas, así como de los productos cultivados con el biosólido (siendo muy importante en el caso de cultivos destinados a la alimentación humana), ya sea por patógenos o por sustancias químicas.

En este contexto, surge la definición de la dosis de aplicación del biosólido.

La dosis de biosólido debe ser determinada tanto por la necesidad nutricional de las plantas, como por la capacidad del sistema suelo-planta en asimilar las sustancias químicas aportadas por el biosólido, prevaleciendo la dosis mínima segura. Además, los instrumentos legales, como en el caso de Brasil (Resolución CONAMA no 498/2020 (BRASIL, 2020) y Norma 503/1993 (USEPA, 1993)), definen los estándares de calidad del biosólido y del suelo sometido a la aplicación de ese subproducto, considerando la posibilidad de aplicaciones recurrentes, asegurando que la cantidad aportada de forma puntual (en una determinada aplicación) y acumulada (a lo largo de aplicaciones sucesivas) no causará impactos negativos.

En la **Figura 73** se muestran fotografías de la carga y transporte de biosólido para su uso agrícola en el suelo.

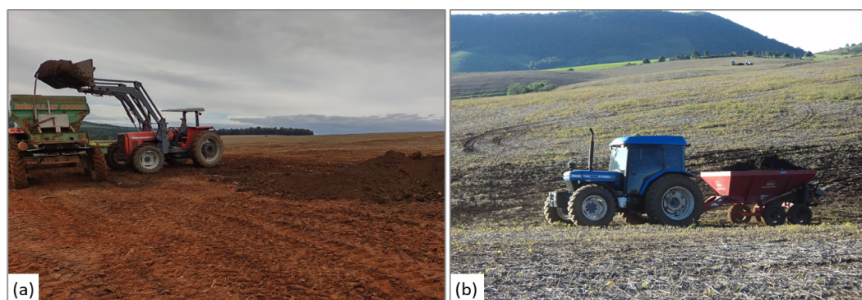


Figura 73 - Ejemplo de carga (a) y distribución (b) de biosólido en área agrícola.

Fuente: SANEPAR (2021).

4.2. Uso en recuperación de áreas degradadas

A diferencia del uso agrícola, en el cual el objetivo es satisfacer la demanda nutricional de las plantas; en el uso para recuperación de áreas degradadas, el principal objetivo es aumentar el contenido de materia orgánica en el suelo. La materia orgánica ejerce un papel fundamental en la mejora de las características físicas del suelo, que conforma la base para retornar a su estado de equilibrio (antes de su degradación).

Además de nutrientes, el biosólido posee elevados contenidos de materia orgánica, por lo que puede ser considerado como un acondicionador de suelos y no solamente un fertilizante (Matos y Matos, 2017). Para funcionar efectivamente como acondicionador de suelos de áreas degradadas, la dosificación del biosólido debe ser definida a partir del contenido de materia orgánica observado en el suelo y el contenido que se pretende alcanzar. Esta diferencia en la forma de estimar la dosis de aplicación es un importante aspecto a ser considerado en las legislaciones específicas, debido a que para la recuperación de áreas degradadas la dosis calculada normalmente es más elevada, en comparación con el uso agrícola; sin embargo, la aplicación se realiza menos veces o en una única vez, mientras que, en las áreas de producción agrícola, las aplicaciones pueden ser sucesivas, conforme los ciclos de cultivos.

En la **Figura 74** se presentan algunas de las etapas de recuperación de un área degradada en Brasil, a partir de la aplicación de biosólido.

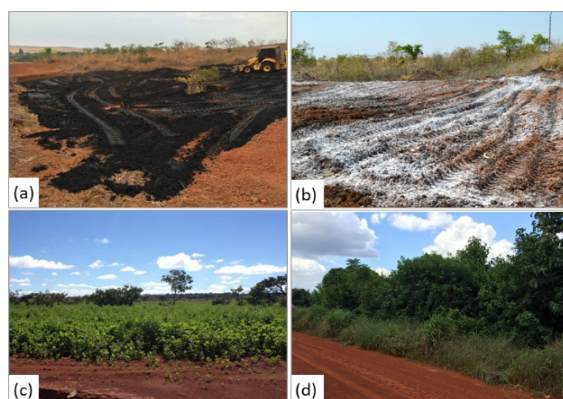


Figura 74 Ejemplo de recuperación del área degradada con biosólido: (a) distribución de biosólido, en 2012; (b) después de la incorporación de biosólido y aplicación de cal hidratada; (c) antes de plantación de frijol; (d) situación en 2016.

Fuente: Chamhum-Silva et al. (2021).

5. ASPECTOS IMPORTANTES EN EL APROVECHAMIENTO DE BIOSÓLIDO EN SUELOS

Como fue discutido anteriormente, se observa que la gestión de lodo no es trivial. Específicamente en el caso del aprovechamiento de biosólidos en suelos, existen varios aspectos, además de los abordados anteriormente, que influyen en la implantación de este modelo de disposición final. Se entiende que la adecuada diseminación de esta estrategia necesita de la estructura de un programa amplio de aprovechamiento de biosólidos en suelos. A continuación, se presentan algunos aspectos importantes que deben ser considerados para su adecuada gestión.

5.1. Inventario de la generación de lodo

Uno de los principales puntos a ser evaluado para la adecuada gestión del lodo es su generación. Factores como la localización de la PTARs, tren de tratamiento adoptados para las fases líquidas y sólida, cantidad y frecuencia de generación y sitio de disposición final son requisitos indispensables que deben ser considerados en este análisis inicial. En el caso de PTARs que ya producen y destinan biosólido para su uso en suelos, se espera que exista una base de datos sobre la calidad del material. En caso de no existir este tipo de información, es recomendable un análisis sobre la calidad del lodo actualmente generado.

Aunque se pueda estimar la calidad del lodo a partir del tren de tratamiento, es importante recordar que esto depende de las características del agua residual y, a su vez, esto depende de las características de la cuenca tributaria.

Para agua residual doméstica, es posible que existan pequeñas variaciones con relación a los valores típicos reportados en la literatura. Sin embargo, si eventualmente hay contribuciones industriales, un análisis exploratorio proporcionará importantes informaciones para las etapas posteriores de planificación y toma de decisiones. Además, también es fundamental el mantenimiento de un banco de datos actualizado, así como un análisis periódico del mismo; de esta forma es posible mantener un programa coherente con el escenario real de la generación de lodo.

5.2. Levantamiento de las características regionales

Esta NT fue desarrollada con base en los preceptos de la economía. Lógicamente, si el objetivo es promover al aprovechamiento de recursos extraídos del lodo, es necesario verificar cuáles son los posibles receptores, cuál es su demanda y los requisitos para el aprovechamiento en la cadena de producción. Esta etapa proporciona importantes informaciones para la definición de rutas preferenciales de disposición de lodo, buscando la optimización de recursos, y permitiendo también la identificación de alternativas, en el caso de que la ruta preferencial no sea factible en determinado momento.

Por ejemplo, el levantamiento de sectores económicos de determinada región indicó que los posibles receptores del biosólido son áreas de minería y agricultura, localizadas a 50, 25 y 10 km de distancia del punto de generación del lodo. Pero, aunque las áreas agrícolas más próximas del punto de generación puedan asimilar todo el biosólido generado a lo largo de un año, puede ser que la aplicación sea limitada a los períodos de cultivo. Si las áreas de plantación fueran solamente plantadas dos veces al año, se debe evaluar una estrategia para la disposición de biosólido en el resto del año. El almacenamiento del material puede ser una opción, esto puede depender de factores como viabilidad técnica y económica de cada opción.

Además de las incertezas relacionadas al calendario agrícola, hay que considerar la dinámica del sector; pues las áreas cultivadas pueden variar anualmente, variando la demanda de biosólidos. O, como existen otras alternativas al biosólido, es posible que surja un nuevo material cuya condición de adquisición sea más atractiva para el productor, dejando de utilizar el biosólido. En el caso extremo de que un determinado lote de biosólido no cumpla con los estándares para su uso en el suelo, es necesario buscar otra opción que no sea el aprovechamiento en suelos. Todas estas situaciones refuerzan la importancia de un levantamiento representativo de las características regionales.

5.3. Regulación de la práctica

Por más que el levantamiento de las características regionales apunte a una elevada demanda del biosólido, es fundamental establecer las condiciones para su aprovechamiento, las cuales pueden ser definidas en dispositivos legales, normativos (obligatorios o no). La definición de condiciones puede involucrar cuestiones como parámetros de interés, estándares de calidad, frecuencia de monitoreo, restricciones locales y de acceso, formas de transporte y aplicación, entre otros. La ausencia de esta regulación, puede causar inseguridad jurídica, al punto de no ser utilizado el biosólido debido a que no está determinada la forma más adecuada en que debe ser utilizado, o no se conoce si cumple con las pretensiones de los organismos fiscalizadores.

Si, por un lado, la promulgación de dispositivos legales puede estimular el uso del biosólido, por otro lado puede dificultar o inviabilizar su uso, debido a que las condiciones establecidas no son definidas de acuerdo con la realidad local. En ese sentido, vale la pena rescatar la discusión presentada en la [Sección 3.2](#), relacionada al concepto de riesgo tolerable y sus variables (calidad microbiológica y formas de exposición), los cuales son considerados en un Análisis de Riesgo (microbiológico, por ejemplo), lo cual es un importante instrumento de apoyo a la elaboración de los dispositivos legales. Como complemento, se recomienda que tales dispositivos sean revisados periódicamente, considerando el contexto de las experiencias obtenidas localmente, la actualización de los inventarios, el avance del conocimiento científico y tecnológico, y las expectativas de las partes interesadas, entre otros.

Las experiencias exitosas y consolidadas de aprovechamiento de biosólidos en suelos, en el contexto de América Latina, se concentran en unos pocos países, como Brasil, centran especialmente en los estados de Paraná y São Paulo, además del Distrito Federal (Bittencourt et al., 2022). La reciente actualización de la resolución que regula el uso de biosólidos en suelos (CONAMA 498/2020) ha contribuido para despertar el interés de gestores que hasta ahora no consideraban esta ruta como una opción para la disposición final del lodo.

5.4. Análisis de viabilidad técnica y económica

Conociendo la cantidad y calidad del lodo generado y los requisitos necesarios para el aprovechamiento del biosólido (indicado por los receptores y en los instrumentos legales), cabe evaluar cuáles son las rutas viables técnicamente para la producción del biosólido. En este punto, se sugiere observar los aspectos de interés relacionados a los métodos de remoción de humedad ([Sección 3.4](#)) y de higienización de lodo ([Sección 3.5](#)).

Además de esto, se debe evaluar la localización de los receptores y la logística de transporte del material. En el caso del aprovechamiento en suelos, se destaca el uso de herramientas de Sistemas de Información Geográfica, las cuales permiten la identificación de áreas potencialmente aptas para la aplicación de biosólido, con base en las características pedológicas, geomorfológicas e hidrográficas del área, uso y ocupación del suelo, entre otras (Chamhum-Silva, 2018).

Dependiendo de las condiciones observadas en el levantamiento inicial de informaciones relacionadas a la generación de lodo y a la caracterización regional, es importante verificar la pertinencia de realizar el mejoramiento del lodo internamente, en cada PTAR, o en una Unidad de Gestión de Lodo (UGL) externa, que recibe el lodo proveniente de varias PTARs.

Adicionalmente a la viabilidad técnica, es fundamental la elaboración de un estudio de viabilidad económica, incluyendo costos de implantación, operación y mantenimiento, además de los ingresos o costos evitados. Es importante destacar que los resultados obtenidos son representativos de una determinada condición de contorno. Además, los parámetros de entrada del estudio deben ser coherentes con los datos levantados inicialmente. Por ejemplo, conocer si los receptores del biosólido (productores rurales, por ejemplo) están dispuestos a pagar por este producto y cuánto. Una alternativa puede ser un modelo basado en donación de biosólidos a productores familiares, como forma de apoyo a este grupo de productores (conducta similar a la adoptada en el estado de Paraná, Brasil) (Bittencourt, 2018). En este sentido, se recomienda realizar un análisis de sensibilidad, enumerando los aspectos de mayor importancia y cómo su variación puede impactar la viabilidad del proyecto.

5.5. Identificación y sensibilización de las partes interesadas

El concepto de aprovechamiento del biosólido implica el desarrollo de diversas partes interesadas, más allá de las PTARs. Cada parte puede estar interesada por diferentes motivaciones; eventualmente, pueden tener posiciones de conflicto con relación a determinado tema. Por lo tanto, la gestión de estas relaciones no es simple, y demanda una buena capacidad de articulación. Aunque esa articulación puede ser compleja, el consenso entre las partes interesadas debe ser buscado, pues esto garantizará mayor robustez a la solución propuesta.

Uno de los primeros pasos en esta etapa es la identificación de las partes o segmentos interesados que puedan incluir representantes de empresas de saneamiento, organismos públicos (de áreas como medio ambiente, saneamiento, salud, entre otros), de organizaciones no gubernamentales (ONGs), especialistas del mercado y de la academia, receptores del biosólido (por ejemplo: productores rurales) y sociedad civil. Entre las partes, es recomendable la movilización de actores estratégicos, como líderes locales (en el caso de productores rurales y sociedad civil) y operadores y gestores de PTARs (en el caso de la empresa de saneamiento), siendo que estos actores pueden actuar en la sensibilización junto a sus pares.

En esta identificación inicial es posible observar cuáles son las partes que poseen una relación preexistente y cuáles necesitan ser iniciadas o fortalecidas. Por ejemplo, en los casos en que la PTAR no tenga experiencia con la disposición en suelos, es probable que no haya relación directa entre representantes de la empresa de saneamiento y productores rurales. A partir de este momento, es importante verificar la mejor forma de administrar el contacto con las partes interesadas, dependiendo de su nivel de interés y de poder en la gestión del lodo.

De forma general, un aspecto crucial en la sensibilización y el compromiso junto a las partes interesadas es el nivel de información que cada parte dispone con relación a la temática del aprovechamiento del biosólido. Las percepciones de los involucrados antes de la etapa de sensibilización pueden variar con la comprensión amplia del tema hasta el total desconocimiento sobre de que se trata el biosólido. La aceptación o no de determinada propuesta está estrechamente relacionada al nivel de información que el individuo dispone sobre el tema (Chamhum-Silva, 2018). Por eso, aunque una determinada propuesta sea viable desde el punto de vista técnico y económico, existe el

riesgo de que no sea exitosa debido a que no fue realizado un trabajo de sensibilización previo, junto a las partes interesadas. Además de eso, en los momentos de integración es posible comprender los factores limitantes, o las oportunidades que no fueron mapeadas anteriormente.

5.6. Propuesta del diagrama de flujo de gestión del lodo

A partir de las opciones tecnológicas disponibles para las etapas de tratamiento y disposición final del lodo (algunas de ellas presentadas en esta NT), se recomienda el desarrollo de un diagrama de flujo de la gestión del lodo, el cual debe ser perfeccionado de acuerdo a los aspectos presentados en esta sección.

Eventualmente, se pueden definir diagramas de flujo específicos según las tipologías y / o escala de las PTARs, similares al modelo presentado en la Figura 75. Después de ese procedimiento, pueden elaborarse diagramas de flujo adecuados desde el punto de vista técnico, social y económico, ampliando las posibilidades de éxito del programa.

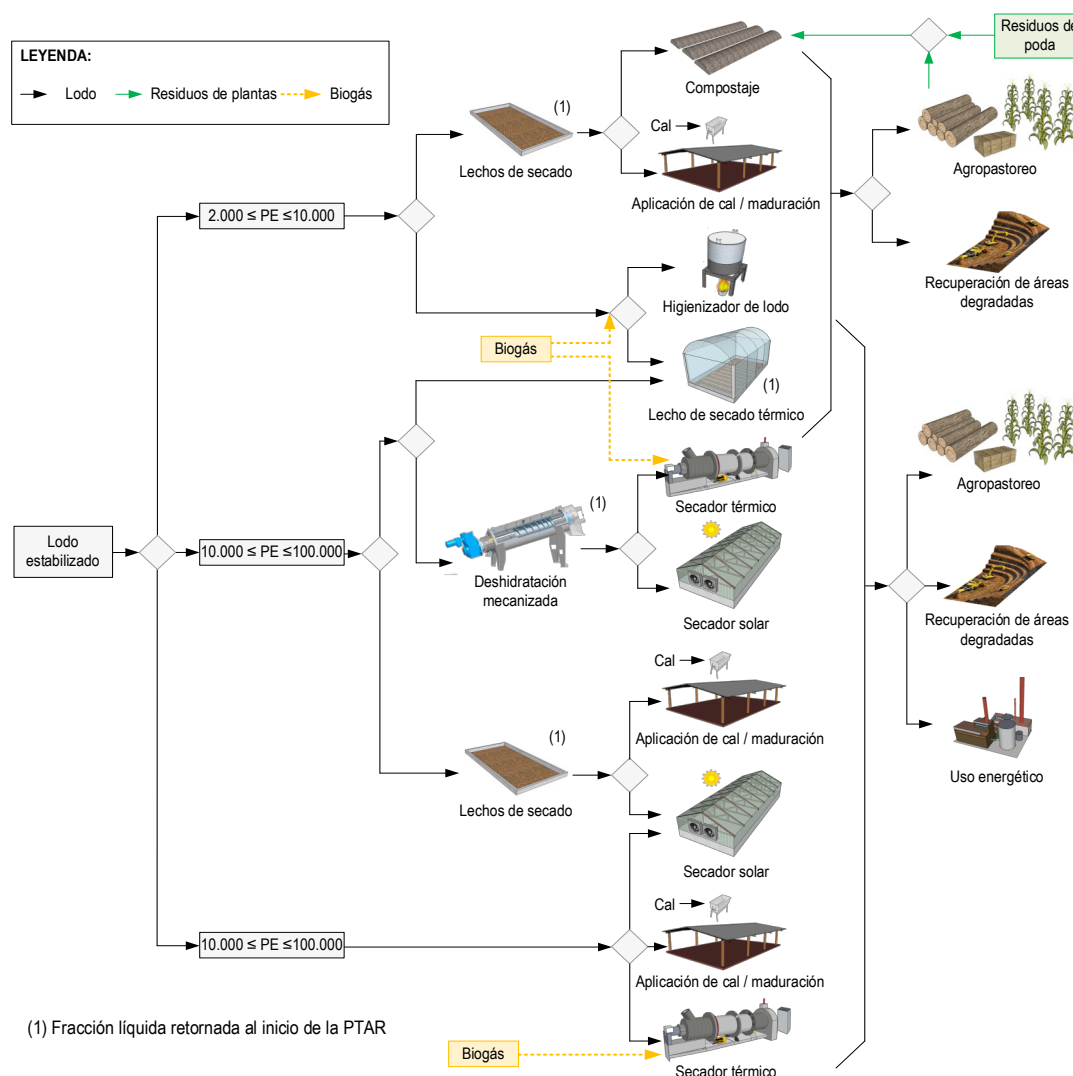


Figura 75 - Posibles rutas de mejoramiento y disposición final del lodo.

Fuente: Bressani-Ribeiro et al., 2019.

6. CONSIDERACIONES FINALES

La gestión del lodo es una cuestión central en los sistemas de tratamiento de agua residual. Si no es considerado, puede tener como consecuencia un impacto en la operación de la PTAR y en los costos asociados a su gestión. Aunque en el contexto de América Latina todavía el lodo es tratado desde la óptica del residuo, es importante el cambio al paradigma de la visión del lodo como una fuente de recursos, como energía y nutrientes.

El aprovechamiento de recursos a partir del lodo puede ser alcanzado a partir de varias configuraciones tecnológicas. Cada etapa del tratamiento debe ser pensada de forma integrada al resto de procesos y a la realidad local. En este sentido, a pesar de lo atractivas que son determinadas rutas de la gestión del lodo, no se vislumbra una solución única o ideal para todos los casos.

La gestión del lodo en la concepción de la economía circular involucra una serie de aspectos importantes más allá de los requisitos técnicos del tratamiento de lodo. A pesar de los desafíos existentes, cabe destacar que la definición de las bases sólidas puede propiciar no solamente el cambio de las actuales rutas de destinación del lodo de agua residual, sino también la búsqueda de estrategias más sostenibles para las futuras PTARs que serán instaladas en América Latina.

7. REFERENCIAS

Amorim Junior, S.S.; Mazucato, V. S. H.; Machado, B. S.; Guilherme, D. O.; Costa, R. B. y Magalhães Filho, F. J. C. (2021). Agronomic potential of biosolids for a sustainable sanitation management in Brazil: Nutrient recycling, pathogens and micropollutants. *Journal of Cleaner Production*, Vol. 289, p. 1-9.

Andreoli, C. V.; von Sperling, M.; Fernandes, F. Lodo de Esgotos: tratamento e disposição final, 2º ed., Vol. 6. Belo Horizonte: UFMG, 2014. 444 p.

Andreoli, C. V.; Bico, A.K.; Bittencourt, S.; Pegorini, E.S.; Possetti, G.R.C.; Cerqueira, P. L. W.; Rietow, J. C.; Aisse, M. M. (en publicación, 2021). Valoração e gerenciamento de subprodutos sólidos do tratamento do esgoto. Parte A: Higienização e uso de lodo no solo – Nota Técnica 3 - Higienização de lodo via estabilização alcalina. *Revista Engenharia Sanitária e Ambiental - Cadernos Técnicos*.

Barros, K. K., Chernicharo, C. A. L., Andreoli, C. V., Chamhum-Silva, L.A, Bittencourt, S.; Kato, M. T. (en publicación, 2021). Valoração e gerenciamento de subprodutos sólidos do tratamento do esgoto. Parte A: Higienização e uso de lodo no solo – Nota Técnica 6 - Uso agrícola de bio sólido. *Revista Engenharia Sanitária e Ambiental - Cadernos Técnicos*.

Bittencourt, S. (2018). Agricultural Use of Sewage Sludge in Paraná State, Brazil: A Decade of National Regulation. *Recycling*, Vol. 3, nº 53, p. 1-8.

Bittencourt, S.; Matos, A.T.; Silva, B.S.; Oliveira, F.C.; Chamhum-Silva, L.A.; Miki, M.K.; Bico, A.K. (en publicación, 2021). Valoração e gerenciamento de subprodutos sólidos do tratamento do esgoto. Parte A: Higienização e uso de lodo no solo – Nota Técnica 6 - Uso agrícola de bio sólido. *Revista Engenharia Sanitária e Ambiental - Cadernos Técnicos*.

Bittencourt, S.; Serrat, B. M; Aisse, M. M., Gomes, D. (2014). Sewage Sludge Usage in Agriculture: a Case Study of Its Destination in the Curitiba Metropolitan Region, Paraná, Brazil. *Water Air Soil Pollut*, vol. 225, nº 2074, p. 1-8.

Bittencourt, S.; Matos, A.T.; Silva, B.S.; Oliveira, F.C.; Chamhum-Silva, L.A.; Miki, M.K.; Bico, A.K. (2022). Valoração e gerenciamento de subprodutos sólidos do tratamento do esgoto. Parte A: Higienização e uso de lodo no solo – Nota Técnica 6 - Uso agrícola de bio sólido. *Revista Engenharia Sanitária e Ambiental - Cadernos Técnicos*, v.2, n.1, p. 75-87.

Brasil. Ministério do Meio Ambiente. Conselho Nacional do Meio Ambiente. Resolução Conama n. 498, de 19 de agosto de 2020. Define critérios e procedimentos para produção e aplicação de bio sólido em solos, e dá outras providências. *Diário Oficial da República Federativa do Brasil*, Brasília, DF.

Bressani-Ribeiro, T.; Mota Filho, C. R.; Melo, V. R.; Bianchetti, F. J.; Chernicharo, C. A. L. (2019). Planning for achieving low carbon and integrated resources recovery from sewage treatment plants in Minas Gerais, Brazil. *Journal of Environmental Management*, Vol. 242, p. 465-473.

Chamhum-Silva, L. A. (2018). Identificação e avaliação de áreas potenciais de uso agrícola do lodo de estações de tratamento de esgoto sanitário nas bacias dos rios Velhas, Jequitai e Pacuí. Tesis de maestría (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.

Chamhum-Silva, L.A.; Silva, J.B.G.; Oliveira, L.S.; Borges, M.N.; Lima, T.G.; Bittencourt, S.; Matos, A. T. (en publicación, 2021). Valoração e gerenciamento de subprodutos sólidos do tratamento do esgoto. Parte A: Higienização e uso de lodo no solo – Nota Técnica 7 -

- Recuperação de áreas degradadas. *Revista Engenharia Sanitária e Ambiental - Cadernos Técnicos*.
- Chen, H.; Yan, S. H.; Ye, Z. L.; Meng, H. J., Zhu, Y. G. (2012). Utilization of urban sewage sludge: Chinese perspectives, *Environ Sci Pollut Res*, v. 19, p. 1454-1463.
- Christodoulou, A.; Stamatelatou, K. (2016). Overview of legislation on sewage sludge management in developed countries worldwide. *Water Science & Technology*, vol. 73, nº 3, p. 453-462.
- Companhia de saneamento do Paraná – SANEPAR. (2021). *Banco de imagens de gestão de bio sólido na SANEPAR*.
- EUROSTAT. Sewage sludge production and disposal from urban wastewater (in dry substance (d.s)). Last update: 10/05/17. 2017. Disponible en: < <http://ec.europa.eu/eurostat/web/products-datasets/-/ten00030>>. Acesado el 29 mayo de 2017.
- Evans, T. D. (2016). *Sewage Sludge: Operational and Environmental Issues*. 4º ed., U.K., Foundation for Water Research, 48 p.
- Instituto Brasileiro de Geografia e Estatísticas - IBGE. (2017). *Pesquisa Nacional de Saneamento Básico - PNSB*. Disponible en: <https://www.ibge.gov.br/estatisticas/multidominio/meio-ambiente/9073-pesquisa-nacional-de-saneamento-basico.html?edicao=28244&t=sobre>. Accesado el 2 de mayo de 2021.
- Laura, F.; Tamara, A.; Müller, A.; Hiroshan, H.; Christina, D.; Serena, C. (2020). Selecting sustainable sewage sludge reuse options through a systematic assessment framework: Methodology and case study in Latin America. *Journal of Cleaner Production*, Vol. 242, p. 1-12.
- Leblanc, R. J.; Mathews, P.; Richard, R. P. (2008). Introduction. In: United Nations Human Settlements Programme (UN-HABITAT). *Global atlas of excreta, wastewater sludge, and biosolids management: moving forward the sustainable and welcome uses of a global resource*. p. 1-14.
- Liu, J.; Zhuo, Z.; Sun, S.; Ning, X.; Zhao, S.; Xie, W.; Wang, Y.; Zheng, L.; Huang, R.; Li, B. (2015). Concentrations of Heavy Metals in Six Municipal Sludges from Guangzhou and Their Potential Ecological Risk Assessment for Agricultural Land Use. *Pol. J. Environ. Stud*, Vol. 24, Nº 1, p. 165-174.
- Lloret, E.; Pascual, J. A.; Brodie, E. L.; Bouskill, N. J.; Insam, H.; Juárez, M. F. D.; Goberna, M. (2016). Sewage sludge addition modifies soil microbial communities and plant performance depending on the sludge stabilization process. *Applied Soil Ecology*, vol.101, p. 37-46.
- Lundin, M.; Olofsson, M.; Pettersson, G. J.; Zetterlund, H. (2004). Environmental and economic assessment of sewage sludge handling options. *Resources Conservation & Recycling*. v. 41, p. 255-278.
- Matos, A. T. (2014). *Tratamento e Aproveitamento Agrícola de Resíduos Sólidos*. 1º ed. Viçosa: Editora UFV, 241 p.
- Matos, A. T.; Matos, M. P. (2017). *Disposição de águas residuárias no solo e sistemas alagados construídos*. 1a ed., Editora UFV, 357 p.
- Matos, A.T.; Bortolini, R.L.R.; Moraes, B.A.B. de.; Leite, W.R.M.; Kato, M.T. (en publicación, 2021). *Valoração e gerenciamento de subprodutos sólidos do tratamento do esgoto*. Parte

A: Higienização e uso de lodo no solo – Nota Técnica 5 - Higienização de lodo por meio da compostagem. Revista Engenharia Sanitária e Ambiental - Cadernos Técnicos.

Nascimento, A. L. (2016). *Caracterização microbiológica, química e presença de poluente orgânicos em amostras de lodo de esgoto de São Paulo*. 88 f. Tesis de doctorado (Doutorado em Ciências) – Escola Superior de Agricultura Luiz de Queiroz, Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil.

Possetti, G. R. C.; Rietow, J.; Cabral, C. B. G.; Moreira, H. C.; Platzer, C.; Bressani-Ribeiro, T.; Chernicharo, C.A.L. (2019) Energy recovery from biogas in UASB reactors treating sewage. In Chernicharo, C.A.L., Bressani-Ribeiro, T. (Eds.). (2019). *Anaerobic reactors for sewage treatment: design, construction and operation*. IWA Publishing, London, p. 194-236.

Rietow, J.C.; Possetti, G.R.C.; Lobato, L.C.S.; Andreoli, C.V.; Carneiro, C.; Bico, A.K.; Wagner, L.G.; Aisse, M.M. (en publicación, 2021). Valoração e gerenciamento de subprodutos sólidos do tratamento do esgoto. Parte A: Higienização e uso de lodo no solo – Nota Técnica 4 - Secagem e higienização térmica de lodo em diferentes portes de ETEs. *Revista Engenharia Sanitária e Ambiental - Cadernos Técnicos*.

Sampaio, A.O. (2013). Afinal, queremos ou não viabilizar o uso agrícola do lodo produzido em estações de esgoto sanitário? Uma avaliação crítica da Resolução CONAMA 375. *Revista DAE*, nº 193, p. 16-27.

Seleiman, M. F.; Santanen, A.; Mäkelä, P. S. A. (2020). Recycling sludge on cropland as fertilizer – Advantages and risks. *Resources, Conservation & Recycling*, vol. 155, p. 1-10.

Spinosa, L. (2011). *Wastewater sludge: a global overview of the current status and future prospects*, 2º ed., Londres, IWA Publishing, 98 p.

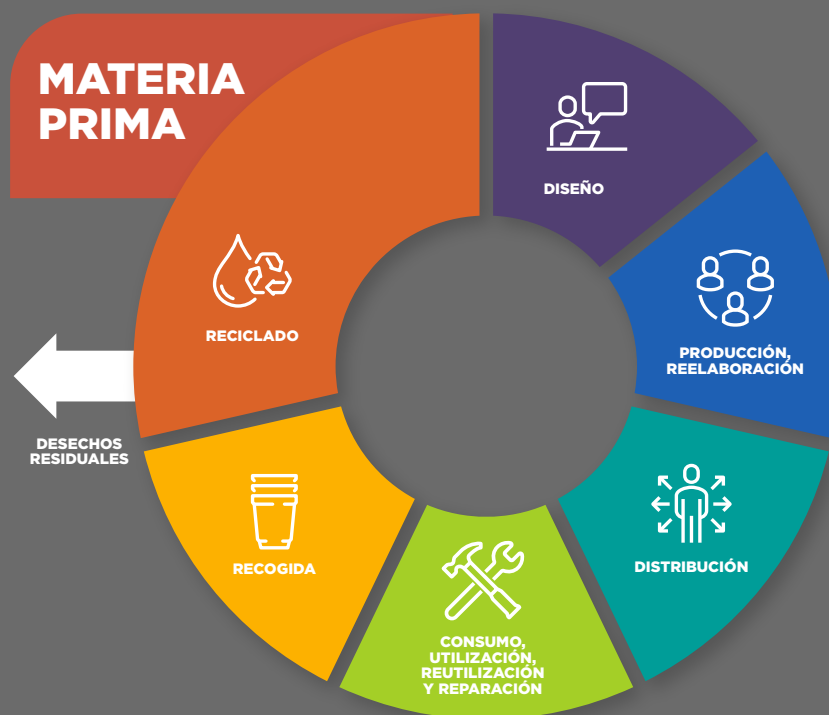
Strande, L., Ronteltap, M., Brdjanovic, D. (2014) *Faecal sludge management: Systems approach for implementation and operation*. IWA publishing, London.

United Nations – UN. (2021). *SDG Indicator database*. Department of economic and social affairs. Disponible en: <<https://unstats.un.org/sdgs/unsdg>>.

United States Environmental Protection Agency – USEPA. (1993). *The standards for the use or disposal of sewage sludge*. Washington, DC: Federal Register, Code of Federal Regulations [CFR], Title 40, Part 503.

■ NOTA TÉCNICA 9

ECONOMÍA CIRCULAR EN PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES



AUTORES:

- Thiago Bressani Ribeiro
- Carlos Augusto de Lemos Chernicharo

COLABORADOR:

- Ayana Lemos Emrich

NOTA TÉCNICA 9

ECONOMIA CIRCULAR EN PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES

INTRODUCCIÓN	223
CONCEPTO DE PTARS SOSTENIBLES	223
ASPECTOS ASOCIADOS A LAS FASES LÍQUIDA, SÓLIDA Y GASEOSA	226
Aprovechamiento energético del biogás	226
Aprovechamiento de lodo para fines agrícolas.....	227
Producción de agua para reúso	228
Aspectos de gestión, legales e institucionales.....	229
ESTUDIOS DE CASO	230
PTAR de pequeña escala	232
PTAR de gran escala.....	234
CONSIDERACIONES FINALES	236
REFERENCIAS	237

1. INTRODUCCIÓN

La provisión de sistemas de recolección y tratamiento de aguas residuales municipales es esencial para garantizar la salud pública, calidad ambiental y los estándares de vida mínimos adecuados. Sin embargo, el escenario actual del saneamiento en América Latina muestra un déficit de recolección en una parte importante de los países y, no en pocas ocasiones, se da una descarga de las aguas residuales sin tratar en el ambiente.

Por este motivo, hay una necesidad imperiosa de ampliar la cobertura de recolección de aguas residuales, además de establecer tecnologías de tratamiento apropiadas, considerando los múltiples contextos socioeconómicos y de capacidad técnica de la región. Este avance requiere no solamente el incremento de la cobertura en la recolección de aguas residuales en los mayores centros de población, sino también garantizar el acceso de municipios con poblaciones menores a un saneamiento universal. Se trata de un desafío que incorpora un escenario de espectro amplio, que considera tanto municipios bien estructurados desde el punto de vista económico y de la infraestructura urbana, como pequeñas comunidades, fragilizadas por una carencia en diversos sectores y por una capacidad limitada para cambiar esta situación. Por lo tanto, es posible sintetizar el desafío del saneamiento en la región según dos líneas de acción complementarias: i) reducir el déficit histórico de tratamiento de aguas residuales en América Latina, considerando la implantación de nuevas plantas de tratamiento de aguas residuales (PTARs) a partir de los conceptos más actuales de economía circular (PTARs Sostenibles), y ii) gestionar de forma apropiada y sostenible los sistemas existentes y los que serán implantados.

Esta Nota Técnica (NT) presenta una discusión acerca del concepto de PTARs Sostenibles y de los principales aspectos asociados a la gestión de las fases líquida, sólida y gaseosa durante el tratamiento de las aguas residuales municipales, bajo una perspectiva de cierre de ciclos. Se discuten brevemente algunos elementos de gestión, considerando ejemplos de alteraciones de la estructura legal e institucional recientemente efectuadas en Brasil. Finalmente, se proponen estudios de caso considerando configuraciones tecnológicas adecuadas para PTARs de pequeña y gran escala para mostrar el potencial para América Latina.

2. CONCEPTO DE PTARS SOSTENIBLES

De manera general, las estaciones convencionales de tratamiento de aguas residuales presentan diagramas de flujo que consideran el vertido del efluente tratado en algún cuerpo de agua receptor y, por lo tanto, son concebidas considerando exclusivamente la legislación de calidad del agua para su vertido y para los cuerpos hídricos receptores. Si son adecuadamente diseñadas, construidas y operadas, las PTARs convencionales pueden alcanzar elevadas eficiencias de remoción de materia orgánica, nutrientes y patógenos, cumpliendo con su papel principal de control de la contaminación del agua. Sin embargo, esta no es la situación usual en América Latina, donde la mayoría de las PTARs presentan algún tipo de deficiencia de diseño, construcción y/o operación que resulta en el incremento de los costos del tratamiento, la pérdida de la eficiencia y en el incumplimiento de la legislación ambiental. Además, los subproductos sólidos (lodo y nata) y gaseosos (principalmente biogás) generados durante el tratamiento presentan como rutas de disposición final más usuales los rellenos sanitarios y la quema directa sin aprovechamiento energético, respectivamente.

Aunque estas rutas de disposición de subproductos son de aceptación general en América Latina, se sabe que no son las más adecuadas, debido a sus impactos ambientales (por ejemplo, emisión de gases de efecto invernadero y olores), y a la carencia de una visión integrada con los ciclos biogeoquímicos planetarios y actividades económicas de la sociedad. Este es el caso específico del envío del lodo hacia los rellenos

sanitarios, que implica la disminución de la vida útil de estos, además del desperdicio del potencial de recuperación de nutrientes de este material. El conocimiento acerca del potencial de aprovechamiento de subproductos del tratamiento de aguas residuales ha avanzado considerablemente, aunque los esfuerzos en este campo son incipientes y, cuando se realizan, ocurren de forma desarticulada, normalmente considerando apenas algunas de las múltiples posibilidades.

En este sentido, se refuerza la necesidad de un cambio estructural de la visión que se tiene acerca del propósito de una PTAR, de simple condicionadora de agua residual para su retorno al ambiente de forma segura, a una fuente de recursos y generadora de ingresos. De esta forma, una PTAR pasaría a ser un elemento adicional de planificación local, adecuada a las características y realidades particulares, permitiendo a la población percibir sus beneficios de forma más directa e, inclusive, contribuyendo para el desarrollo y mejora de la economía circular en su entorno. En muchos casos, las PTARs pasarían a ser autofinanciadas, permitiendo contribuir para su propio mantenimiento y ampliación, y para la reducción de las tarifas. Al delinear posibilidades concretas para la concepción, implantación y operación de PTARs sostenibles, se contribuye para ampliar el acceso al saneamiento, con la perspectiva de su universalización y el avance en la reducción de las desigualdades sociales. Los aspectos asociados a la necesidad de formulación de políticas públicas de fomento para las PTARs sostenibles se discuten en mayor detalle en la [Sección 3.4](#) de esta Nota Técnica. Se destaca que la implantación de PTARs sostenibles se circunscribe en el alcance del sexto Objetivo de Desarrollo Sostenible (ODS 6 – Agua Potable y Saneamiento) impulsado por la Organización de las Naciones Unidas (ONU), el cual tiene por objetivo asegurar la disponibilidad y gestión sostenible del agua y saneamiento para todas las personas, contribuyendo con la universalización del saneamiento.

En síntesis, se entiende por PTARs sostenibles las estaciones que son concebidas y operadas según los conceptos de la economía circular y del desarrollo sostenible, considerando las dimensiones económica, social y ambiental. En ese sentido, el agua residual es vista como el insumo de un proceso productivo, en el cual, además de producir efluente tratado y/o agua para reúso, se generan dos subproductos principales: lodo y biogás. En la [Figura 1](#) se presentan diagramas de flujo esquemáticos de PTARs sostenibles para municipios de pequeña (< 10.000 habitantes) ([Figura 1a](#)) y media y gran escala (> 10.000 habitantes) ([Figura 1b](#)), contemplando algunas de las posibilidades de recuperación de subproductos, como parte de los productos elaborados por el Instituto Nacional de Ciencia y Tecnología en Plantas de Tratamiento Sostenibles (INCT PTARs Sostenibles, INCT ETEs Sustentáveis en portugués)¹. Las secciones siguientes de esta Nota Técnica, y particularmente el estudio de caso presentado en la [Sección 4](#), se presentan más detalles sobre el potencial de valorización y aprovechamiento de cada uno de los subproductos. Además de contar con viabilidad técnica, las opciones de aprovechamiento deben estar alineadas a las realidades socioeconómicas locales y a los anhelos de la población. De esta forma, la PTAR pasaría a ser un sistema público de reconocida importancia para la comunidad. Adicionalmente, en el concepto de PTARs Sostenibles, los aspectos de integración paisajística tienen especial importancia, particularmente cuando se tienen sistemas extensivos (por ejemplo, lagunas de estabilización, humedales construidos o wetlands), en donde el área de la PTAR puede operar también como un parque abierto al público.

Es importante destacar que los diagramas de flujo presentados en la [Figura 1](#) incorporan el tratamiento anaeróbico como una etapa crucial para la recuperación subproductos y cierre de ciclos. Los procesos anaeróbicos están en el centro de este cambio de

¹ El Instituto Nacional de Ciencia y Tecnología en Plantas Sostenibles de Tratamiento de Aguas Residuales (INCT PTARs Sostenibles) fue creado con el objetivo de volverse un centro de referencia nacional e internacional para cuestiones relacionadas con el tratamiento del agua residual, principalmente para países en desarrollo, de forma a contribuir con la promoción de los cambios estructurales y estructurantes en los servicios de saneamiento, a partir de la capacitación profesional, desarrollo de soluciones tecnológicas apropiadas a las diversas realidades nacionales, construcción y transmisión de conocimiento para la sociedad, órganos gubernamentales y empresariales.

<https://etes-sustentaveis.org/>

paradigma en el tratamiento de las aguas residuales, debido a que posibilitan el tratamiento de las aguas residuales junto con la recuperación de energía y otros recursos, tema que es explorado en todo el mundo (Soares et al., 2019). No obstante, en la mayoría de los casos, las soluciones se han concentrado en procesos que utilizan tecnologías de punta en PTARs de gran escala. De manera general, poco esfuerzo ha sido direccionado para PTARs pequeñas y medias, sobre todo en países en desarrollo.

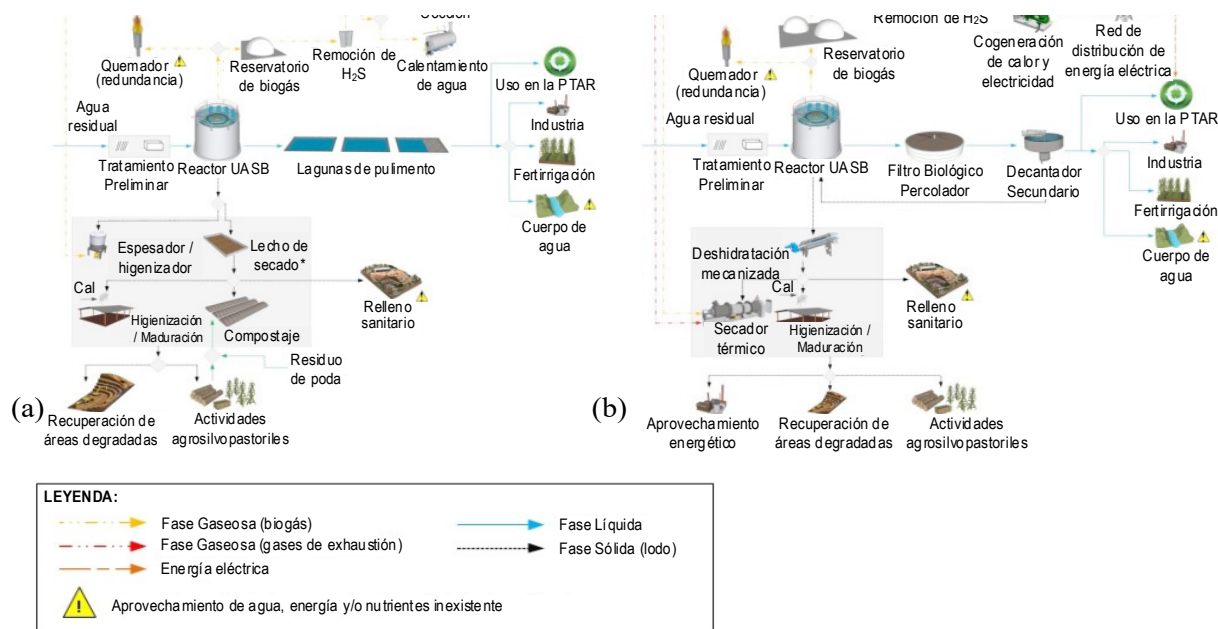


Figura 76 – Representación esquemática de los diagramas de flujo de PTARs sostenibles de pequeña (a) y gran (b) escala. Los rombos representan puntos de toma de decisión, en donde diferentes rutas tecnológicas pueden ser adoptadas. Los triángulos con exclamación representan rutas de disposición final de los subproductos en las PTARs convencionales (que deben ser evitadas). Fuente: Adaptado de Bressani-Ribeiro et al., 2018.

Es importante reiterar que la efectiva posibilidad de recuperación de recursos en PTARs debe ser analizada de forma individual para cada contexto local. Aspectos relevantes deben ser considerados, tales como la escala de la PTAR, la infraestructura local existente, legislaciones (por ejemplo, asociadas al uso del lodo y efluente tratado), demandas de mercado, percepción y aceptación pública, entre otros. Ciertamente, no hay una única alternativa tecnológica ideal que pueda ser aplicada en todos los casos. En los países de América Latina, en los cuales todavía hay un gran déficit de saneamiento, aspectos como costos de implantación y mantenimiento, simplicidad operacional y robustez del proceso generalmente tienen más importancia que aspectos como eficiencia o confiabilidad del proceso, según lo abordado en la Nota Técnica 1 de esta Colección.

Comprender las prioridades locales es fundamental para evaluar e identificar tecnologías apropiadas para PTARs sostenibles en contextos específicos, considerando aspectos clave como la minimización del consumo de energía e insumos externos y la recuperación de recursos cuando será técnica y económicamente viable. Las PTARs pueden generar productos de alto valor agregado por medio de procesos sofisticados de separación física o procesos biotecnológicos en países desarrollados. En contraste, para América Latina, los procesos basados en el tratamiento anaeróbico de aguas residuales tendrían más bien un papel orientado a la integración de la PTAR en los ciclos económicos locales. Los efluentes anaeróbicos ofrecen oportunidades de reúso de agua y recuperación de nutrientes, considerando la preservación del fósforo y nitrógeno en la fase líquida. Adicionalmente, el biogás producido puede ser recuperado para fines energéticos y el lodo (biosólido) puede ser aprovechado para fines agrícolas.

3. ASPECTOS ASOCIADOS A LAS FASES LÍQUIDA, SÓLIDA Y GASEOSA

3.1. Aprovechamiento energético del biogás

La tendencia de utilización de la tecnología anaeróbica para el tratamiento en zonas de clima cálido, particularmente con reactores anaeróbicos de flujo ascendente y manto de lodo (reactores UASB), se alinea a los preceptos del desarrollo sostenible, debido al bajo consumo energético junto con la posibilidad de aprovechamiento del biogás. Esto contribuye con la minimización de los impactos ambientales en el ciclo de vida de las PTARs. El biogás generado está principalmente compuesto por metano (CH_4), el cual tiene un elevado potencial para ser aprovechado energéticamente. Algunas posibilidades de aprovechamiento energético del biogás son la generación de electricidad para consumo en la propia PTAR o para enviar a la red pública, y la generación de energía térmica para higienización / secado térmico del lodo, calentamiento de agua para baño o cocción (ver [Figura 1](#)). Se destaca que la alternativa a ser utilizada debe ser definida caso a caso, considerando los aspectos financieros, sociales y ambientales, así como las características locales.

Un aspecto crucial se asocia a la cantidad (caudal) de biogás generado, el cual es función directa de la escala de la PTAR. No obstante, una serie de factores adicionales pueden afectar significativamente la cantidad de biogás recolectado y disponible para el uso final propuesto. Para analizar de forma sistemática los posibles usos del biogás y las tecnologías adecuadas para su aprovechamiento, es necesario considerar: (i) la fracción de metano que permanece solubilizada en el efluente (que puede llegar hasta 40% - Souza *et al.*, 2011), así como las posibles tecnologías de recuperación (Centeno *et al.*, 2020); (ii) frecuencia e intensidad de eventos pluviométricos, que pueden producir la dilución del agua residual afluente con pérdida de potencial energético (Possetti *et al.*, 2019); (iii) pérdidas de biogás asociadas a deficiencias de diseño, construcción y operación de reactores anaeróbicos; y (iv) necesidad de remoción de sulfuro de hidrógeno.

Especialmente con relación al tema de presencia de sulfuro de hidrógeno, es importante entender que este gas y el metano pueden estar presentes en diferentes puntos del reactor anaeróbico (en el biogás, en el gas residual y también disueltos en el efluente). Por lo tanto, deben considerarse alternativas para la gestión de la fase gaseosa que aborden simultáneamente la recuperación de energía, el control de olores y el control de emisión de gases de efecto invernadero en la PTAR (Soares *et al.*, 2019). Diferentes alternativas de gestión pueden ser consideradas para la remoción del sulfuro y metano disueltos en el efluente anaeróbico, así como para la mitigación de las emisiones difusas provenientes de reactores UASB, como se presenta en la [Figura 77](#). En síntesis, se considera: (i) la utilización de compartimientos de decantación cerrados, con el objetivo de gestionar los gases residuales emitidos en esta zona; (ii) el uso de cámaras de desorción simplificadas para la desorción del sulfuro de hidrógeno y metano disueltos en la fase líquida, seguido de su oxidación en biofiltros; y (iii) el uso de unidades de desgasificación mejoradas (como contactores de membrana) para recuperar el metano disuelto para fines energéticos, seguido de la oxidación del sulfuro. Para el contexto de esta Nota Técnica, se hace énfasis en la recuperación energética, aunque también hay algunos aspectos relacionados con la reducción de las emisiones de gases de efecto invernadero.

es posible, existen otras alternativas que pueden ser exploradas, por ejemplo, la aplicación de la tecnología de secado térmico para la reducción del volumen y de producción de sólidos con un elevado potencial energético.

Específicamente con relación al secado térmico, diversas configuraciones tecnológicas son posibles para todas las escalas de las PTARs. Para sistemas de pequeña y media escala, las siguientes opciones con bajos costos de implantación y operación son posibles: (i) lechos de secado modificados para promover el secado e higienización simultáneos del lodo (Andreoli et al., 2001; Ferreira y Nishiyama, 2003); (ii) los tanques de higienización seguidos de lechos de secado convencionales (Borges et al., 2005); y (iii) los lechos de secado convencionales seguidos por lechos de secado con calentamiento para la higienización del lodo (Possetti et al., 2019; Wagner et al., 2015). Para PTARs de gran escala (> 100.000 hab.), la utilización de secadores térmicos comerciales para la recuperación de energía térmica a partir de la quema del biogás en generadores de electricidad (CHP – *combined heat and power*) es una opción con gran atractivo.

3.3. Producción de agua para reúso

De forma general, la lógica actual de diseño de PTARs se centra en la provisión de operaciones y procesos unitarios para el acondicionamiento del efluente líquido antes de su descarga en un cuerpo hídrico. Tomando por base el precepto de cierre de ciclos, el uso del efluente tratado (o reúso del agua) puede derivar en diversas posibilidades: la utilización en la propia PTAR (por ejemplo, para limpieza de unidades), en actividades urbanas e industriales (por ejemplo, control de polvo, lavado de vehículos y sitios públicos, combate a incendios, enfriamiento en procesos industriales) y fertirrigación (por ejemplo, cultivos agrícolas, pastoreo y silvicultura). Tal como se mencionó para la aplicación del lodo en el suelo, existe desarrollo tecnológico suficiente al punto de garantizar la seguridad sanitaria y ambiental para el reúso del agua, aunque la carencia de regulación inhibe la efectiva práctica del aprovechamiento del efluente tratado en la mayoría de los países de América Latina (ver [Sección 3.4.](#) de esta Nota Técnica).

El reúso de agua, además de proporcionar una fuente complementaria a la matriz hídrica, tiene potencial para generar beneficios financieros para el sector de saneamiento. Adicionalmente, en circunstancias en las que el reúso se destina a prácticas de fertirrigación en sistemas de disposición controlada en el suelo, se vuelve importante el mantenimiento de nutrientes en la propia fase líquida. Esto implica una sustancial economía en el proceso de tratamiento, considerando que la remoción de nutrientes normalmente está asociada a un mayor consumo energético y complejidad operacional. En Brasil, existen experiencias consolidadas asociadas a diferentes posibilidades de uso de los efluentes tratados. Tales experiencias están reportadas, en idioma portugués, en los libros del PROSAB (*Programa de Pesquisas em Saneamento Básico* - <http://www.finep.gov.br/apoio-e-financiamento-externa/historico-de-programa/prosab/produtos>), en especial las siguientes publicaciones: i) Tratamiento y utilización de aguas residuales municipales; ii) Utilización de aguas residuales municipales tratadas en fertirrigación, hidroponía y piscicultura; y iii) Tratamiento de aguas residuales municipales por proceso anaeróbico y disposición controlada en el suelo iv) Tratamento e utilização de esgotos sanitários ; v) Utilização de esgotos tratados em fertirrigação, hidroponia e piscicultura ; e vi) Tratamento de esgotos sanitários por processo anaeróbio e disposição controlada no solo).

3.4. Aspectos de gestión, legales e institucionales

Entre los principales desafíos para la implementación del aprovechamiento de subproductos del tratamiento de las aguas residuales pueden citarse: la necesidad de evaluación de modelos de negocio, la necesidad de políticas orientadas a la eficiencia energética en el saneamiento y el uso de energías alternativas (por ejemplo, vía subsidios tarifarios), la estructura legal relativa al licenciamiento ambiental y aprovechamiento de subproductos del tratamiento del agua residual, y la percepción social. Adicionalmente, el desconocimiento acerca de los beneficios provenientes de una PTAR sostenible genera desconfianza y desacuerdo con relación con la existencia de este tipo de emprendimiento en el ambiente urbano, lo que muestra la importancia de actividades que consideren mecanismos de transferencia de conocimiento para la sociedad, sector empresarial y gobierno.

Desde un punto de vista estratégico, las prácticas de gestión de PTARs sostenibles deben considerar no solamente los límites de la estación, sino también abarcar de forma sistémica el ambiente en el cual se circunscriben. De esta forma, es necesario establecer directrices técnicas que consideren la complejidad de los factores involucrados en la escogencia de la tecnología, tales como la calidad requerida en el efluente tratado, planificación urbanística, fragilidades y potencialidades ambientales, autosuficiencia financiera, entre otros.

Experiencias asociadas al contexto brasileño

3.4.1. Reúso de agua:

Específicamente con relación al reúso del agua, en el contexto brasileño existen diversas leyes en todos los niveles federativos, así como manuales creados por iniciativa de órganos públicos y privados, que tienen por objetivo incentivar y/o orientar el reúso de agua no potable. Actualmente, el marco jurídico en el nivel federal para la implementación del reúso directo no potable de agua es establecido por el Consejo Nacional de Recursos Hídricos (*Conselho Nacional de Recursos Hídricos* - CNRH), por medio de la Resolución n° 54/2005 (CNRH, 2005). Esta Resolución establece modalidades, directrices y criterios generales para esta práctica, remitiendo para reglamentos complementarios los límites de calidad y los códigos de buenas prácticas para las diversas modalidades de reúso: i) reúso para fines agrícolas y forestales; ii) reúso para fines urbanos; iii) reúso para fines ambientales; iv) reúso para fines industriales; y v) reúso en la acuicultura. En el ámbito de los Estados brasileños, la reglamentación del reúso todavía es incipiente. Sin embargo, cabe resaltar los casos de legislaciones específicas, por ejemplo, en São Paulo y Ceará, así como algunas directrices técnicas, como las establecidas en Rio Grande do Sul. Más recientemente, el Instituto Mineiro de Gestión de Aguas (*Instituto Mineiro de Gestão das Águas* - IGAM), en alianza con el INCT PTARs Sostenibles, elaboró una minuta de Deliberación Normativa que guía la práctica del reúso del agua tratada en el Estado de Minas Gerais.

Durante la elaboración de esta Deliberación, se pretendió abarcar las diversidades del Estado de Minas Gerais con relación a los aspectos económico (diferentes tipologías industriales, por ejemplo), ambiental (desde regiones con elevada disponibilidad hídrica hasta aquellas en el semiárido), social (diferentes niveles de vulnerabilidad y percepciones sobre la importancia del agua) y de saneamiento (diferentes formas de prestación de los servicios, escalas diversas de las PTARs, etc.). Entre otros aspectos positivos de la norma, destacan la amplitud de las posibilidades de uso del efluente de PTARs que involucran el aprovechamiento en actividades agrosilvopastoriles, usos para fines ambientales, usos urbanos e industriales.

3.4.2. Aprovechamiento energético del biogás:

Con relación con el aprovechamiento energético del biogás, las Resoluciones Normativas n° 482/2012 y n° 687/2015 de la Agencia Nacional de Energía Eléctrica (*Agência Nacional de Energia Elétrica* – ANEEL, 2012, 2015), que establecen las condiciones generales para el acceso a los sistemas de distribución de energía eléctrica y el sistema de compensación de energía eléctrica, abrieron nuevos horizontes para el sector de saneamiento en Brasil. Sin embargo, a pesar de los incentivos propuestos por el marco regulatorio, las plantas de generación distribuida de energía eléctrica a partir del biogás de PTARs todavía son incipientes en Brasil, así como los modelos de negocios asociados con proyectos de esta naturaleza, incluyendo aquellos orientados al autoconsumo y la generación compartida. En el año 2019 fue realizada una Audiencia Pública para la recepción de contribuciones sobre la mejora de las Resoluciones Normativas mencionadas anteriormente. La discusión e inclusión de los siguientes aspectos podría fomentar el aprovechamiento energético del biogás generado en PTARs: i) la consideración de la micro y minigeneración distribuida por fuente generadora de energía, diferenciando, en especial, el uso del biogás derivado de otras fuentes renovables de energía; ii) la clasificación de las unidades consumidoras de energía eléctrica vinculadas con actividades de saneamiento como unidades especiales y estratégicas para el desarrollo del país.

3.4.3. Aprovechamiento agrícola de lodo:

Con relación al uso agrícola del lodo de PTARs, hasta hace poco estaba vigente la Resolución n° 375/2006 (CONAMA, 2006), del Consejo Nacional del Medio Ambiente (*Conselho Nacional do Meio Ambiente*), que definía los estándares de calidad microbiológica del lodo, el límite de sustancias inorgánicas y orgánicas potencialmente tóxicas, el potencial agronómico, las áreas y cultivos aptos para su aplicación, la frecuencia de monitoreo del lodo, entre otros. A pesar de que el uso agrícola es un tipo de disposición de lodo mundialmente consolidado, todavía hay pocas experiencias brasileñas. Entre los factores que contribuyen a este escenario de estancamiento, pueden citarse los criterios de calidad definidos en la resolución mencionada anteriormente, que dificultaba y hasta inviabilizaba la adopción de esta práctica. Después de 11 años de vigencia de esta resolución, una propuesta de revisión fue elaborada por iniciativa de la Asociación Brasileña de Ingeniería Sanitaria y Ambiental y el INCT PTARs Sostenibles, con apoyo de un amplio grupo de técnicos, especialistas y académicos. Después de un largo proceso de debate técnico y tramitación jurídica, la Resolución n° 498/2020 se aprobó en el seno del Consejo Nacional del Medio Ambiente, revocando la Resolución n° 375/2006 y presentando criterios y procedimientos congruentes con el desarrollo técnico-científico y con la realidad brasileña, con lo que promueve la difusión la aplicación de biosólidos en los suelos.

4. ESTUDIOS DE CASO

Con el fin de ejemplificar mejor los beneficios económicos, ambientales y sociales asociados al aprovechamiento de los subproductos generados en las PTARs sostenibles (biogás, lodo y agua), se presentan a continuación dos estudios de caso, el primero para una estación de pequeña escala (P = 5.000 hab.) y el segundo para una estación de gran escala (P = 500.000 hab.). En función de las diversas posibilidades de disposición / usos de los subproductos generados en las PTARs (según se mostró en la [Figura 1](#)), las cuales dependen de varios factores (por ejemplo, actividades económicas en el entorno de la PTAR, tecnología de tratamiento, escala, etc.), se optó por realizar los estudios de caso considerando únicamente una de las alternativas posibles de disposición / uso para cada uno de los subproductos, considerando una comparación entre PTARs convencionales y PTAR sostenibles, según se presenta en el [Cuadro 49](#) y la [Figura 78](#).

Cuadro 49 – Alternativas de disposición / uso de los subproductos generados en las PTARs

Escala de la PTAR	Subproductos del tratamiento de aguas residuales y disposición final / usos					
	PTAR Convencional			PTAR Sostenible		
	Biogás	Lodo	Agua	Biogás	Lodo	Agua
Pequeña (P=5.000 hab.)	Quemador	Relleno Sanitario	Cuerpo de agua	Higienización de lodo Cocción*	Agricultura	Fertirrigación (agricultura)
Grande (P=500.000 hab.)	Quemador	Relleno Sanitario	Cuerpo de agua	Secado / higienización del lodo	Agricultura	Fertirrigación (pastos)

*Alternativa a ser considerada en el caso de contar con excedentes de energía térmica

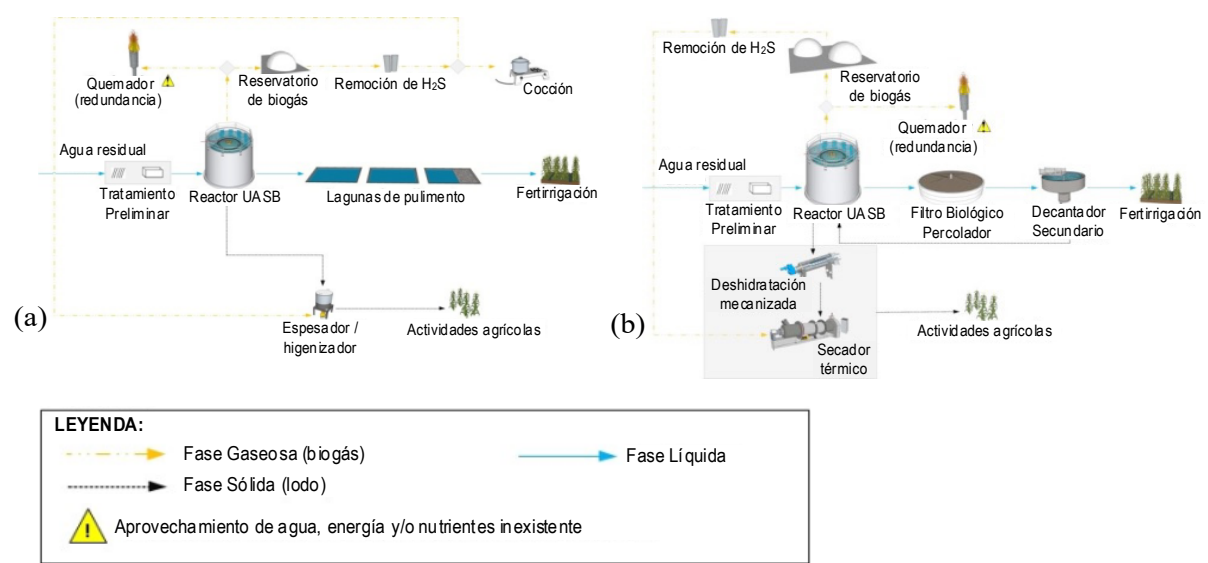


Figura 78 – Representación esquemática de diagramas de flujo sostenibles de pequeño (a) y gran (b) escala.
Fuente: Adaptado de Bressani-Ribeiro et al., 2018.

Para la comparación/medición de los beneficios/impactos asociados a cada tipo de PTAR (convencional vs. sostenible), fueron considerados parámetros e indicadores típicos de las PTARs convencionales y de las PTARs sostenibles, principalmente aquellos inherentes a la disposición y/o uso de los subproductos, conforme se muestra en el Cuadro 50. Otros indicadores que posibilitaron la realización de este estudio comparativo (por ejemplo, coeficiente de producción de lodo, producción de metano por volumen de agua residual tratada, poder calorífico del metano, eficiencias de conversión energética, factores de emisión de CO₂-eq. del diesel, de los rellenos sanitarios, de los quemadores abiertos, etc.), así como las ecuaciones de cálculo, fueron obtenidas de las siguientes referencias bibliográficas: Andreoli et al. (2001), Lobato et al., (2012), Ornelas et al., (2018), Posseti et al., (2019).

Cuadro 50 Parámetros e indicadores utilizados en los estudios de caso

Parámetros/Indicadores	Pequeña escala		Gran escala	
	PTAR convencional	PTAR sostenible	PTAR convencional	PTAR sostenible
Población (hab)	5.000		500.000	
Caudal de aguas residuales (L/s)	10		1.000	
Concentración DQO afluente (mg/L)	600		500	
Tecnología de tratamiento	UASB/LP		UASB/FBP	
Costo higienización de lodo (R\$/m ³ de agua residual)	NA	0,02	NA	NA
Costo secado térmico de lodo (R\$/m ³ de agua residual)	NA	NA	NA	0,05
Distancia transporte lodo (km)	5	0,5*	20	5
Costo transporte lodo (R\$/km)	50	25	30	30
Costo disposición lodo (R\$/m ³)	50	0	50	0
Costo abono nitrogenado - úrea (R\$/kg)	5,90			

(*) se asumió el transporte del lodo higienizado hasta un depósito localizado a proximidad de la PTAR, donde el mismo sería suministrado a los agricultores. LP: Laguna de pulimento; FBP: Filtro Biológico Percolador

4.1. PTAR de pequeña escala

La [Figura 79](#) muestra el balance general de emisiones per cápita anuales de gases de efecto invernadero (GEI) para una PTAR de pequeña escala, comparando cada tipo de estación (convencional vs. sostenible). Se observa una reducción significativa de las emisiones en la PTAR sostenible con respecto a la PTAR convencional. La higienización del lodo permite la utilización agrícola de este subproducto, evitando su disposición en rellenos sanitarios y, por lo tanto, eliminando las emisiones fugitivas de GEI atribuidas a esa ruta. Adicionalmente, las menores distancias de transporte, considerando la existencia de un depósito localizado cerca de la PTAR en el cual el lodo sería suministrado a los agricultores, permite una reducción complementaria sustancial (cerca de 80%) de emisiones de GEI.

En la PTAR sostenible, la utilización del biogás como fuente de energía térmica posibilita la higienización del lodo con la generación de un excedente significativo de energía, del orden de 75% del potencial energético estimado para la PTAR. Este excedente podría ser utilizado en sustitución de gas de cocina (gas licuado de petróleo – GLP) para satisfacer las necesidades de la población residente en las inmediaciones de la PTAR. Esto implicaría una neutralización de la huella de carbono en la PTAR sostenible, con una reducción adicional significativa de las emisiones indirectas de GEI, considerando que la utilización de esta parte del biogás (aproximadamente 67% de la producción volumétrica diaria) para cocción, resultaría en aproximadamente 1.200 kgCO₂ eq/hab.año evitados. En este estudio de caso, cerca de 200 familias (o aproximadamente 800 personas) serían beneficiadas con el suministro de biogás, configurando un importante beneficio social adicional.

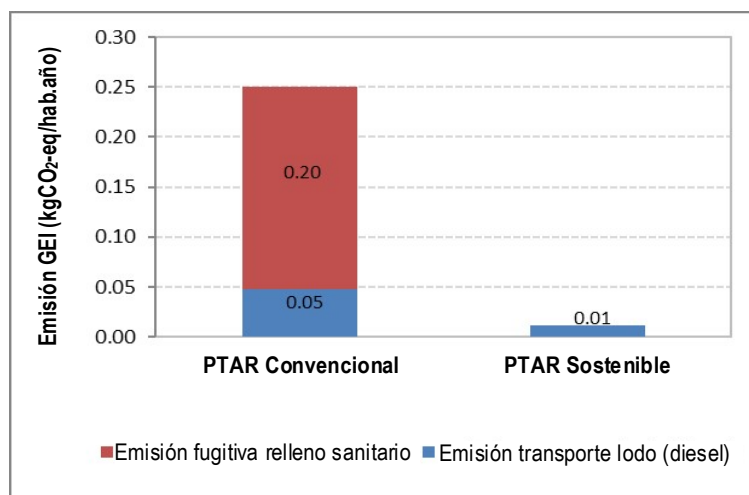
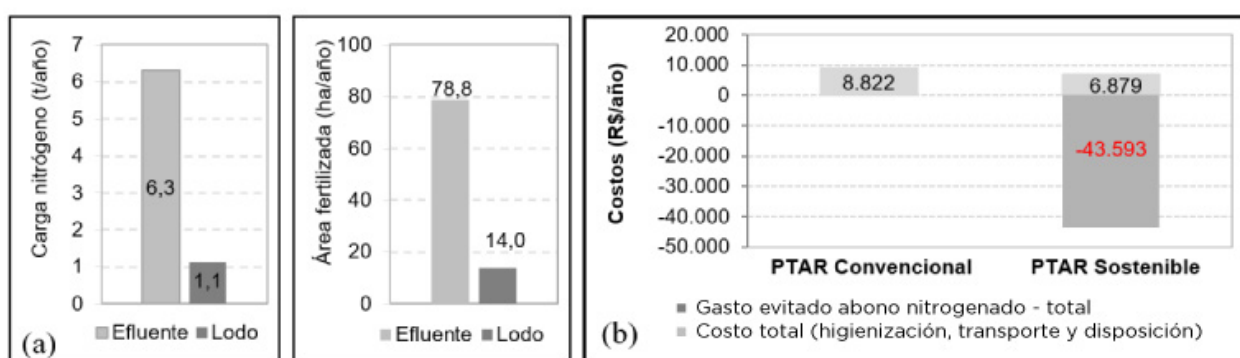


Figura 79 - Emisión de gases de efecto invernadero (GEI) asociada a las configuraciones de PTAR convencional y PTAR sostenible de pequeña escala, según los parámetros definidos en el [Cuadro 1](#).

En lo que se refiere al aprovechamiento del lodo y el efluente tratado, se simuló la disposición de ambos para actividades agrícolas. En el caso de las PTARs sostenibles de pequeña escala que utilizan la tecnología de postratamiento por Lagunas de pulimento (que producen un efluente líquido de mejor calidad – desinfectado), y considerando la baja generación de lodo y efluente en comparación con las PTAR de gran escala, se priorizó el uso de estos subproductos en cultivos más nobles no destinados para el consumo humano directo (por ejemplo, caña de azúcar). Los principales resultados se muestran en la [Figura 80](#). Nótese que el potencial para aprovechamiento de 7,4 tN/año (efluente + lodo) sería suficiente para la fertilización anual de un cultivo de 92,4 ha – área equivalente a aproximadamente 116 campos de fútbol. Para viabilizar tal aprovechamiento se estima necesario un costo anual de cerca de R\$ 6.879,00, mientras que en la PTAR convencional el valor para la gestión de estos subproductos es del orden de R\$ 8.822,00. Tal diferencia se asocia principalmente a la eliminación de los costos asociados a la disposición final del lodo en rellenos sanitarios. Se suma a esto el costo evitado con la compra de abonos químicos nitrogenados por parte de los agricultores, debido al suministro del lodo higienizado y el efluente tratado en la PTAR sostenible. Esta suma asciende a aproximadamente R\$ 43.593,00.



PTAR Sostenible

Figura 80 - Carga de nitrógeno y área respectiva que puede ser fertilizada para una PTAR sostenible de pequeña escala (a), y comparación de los gastos evitados y los costos totales asociados a la fertilización con nitrógeno entre una PTAR convencional y una PTAR sostenible (b).

4.2. PTAR de gran escala

De manera análoga a la sección anterior, la [Figura 81](#) presenta el balance general de emisiones per cápita anuales de GEI para una PTAR convencional en comparación con una PTAR sostenible, ambas de gran escala. En este caso, las emisiones de GEI asociadas a la PTAR convencional también son integralmente eliminadas en la concepción propuesta para la PTAR sostenible, considerando que el lodo generado en la estación se destina a áreas agrícolas después de su secado e higienización en un secador térmico. La menor distancia de transporte hasta el depósito de recepción de lodo, en comparación con la distancia al relleno sanitario, permite una reducción de aproximadamente 90% de las emisiones de GEE atribuidas a la quema de combustible fósil. De esta forma, la huella de carbono global de la PTAR sostenible se reduce significativamente (en cerca de 98%) con respecto a la de la PTAR convencional, al punto de aproximarse a la neutralización de las emisiones de GEI.

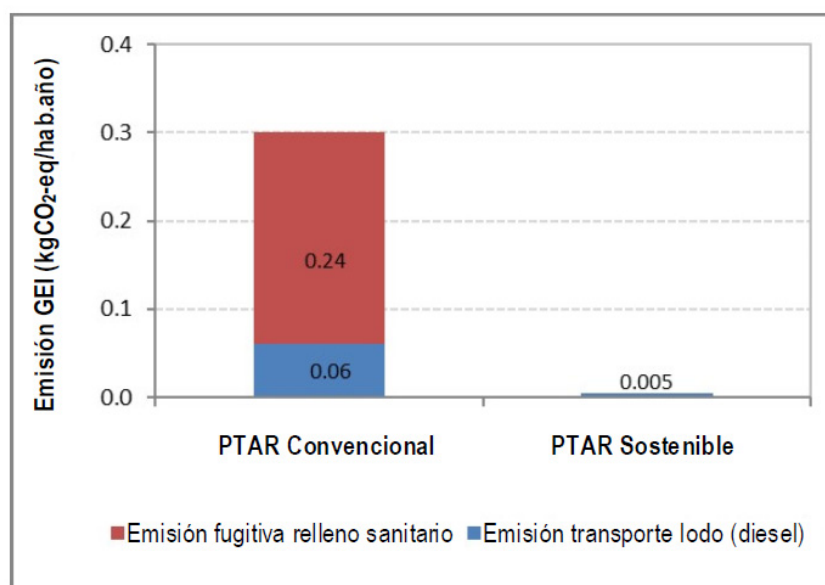


Figura 81 Emisión de gases de efecto invernadero (GEI) asociada a las configuraciones de PTAR convencional y PTAR sostenible de gran escala, según los parámetros definidos en el [Cuadro49](#)

En el caso de la disposición final de lodo y efluente tratado en PTARs sostenibles de gran escala, debido a la elevada generación de estos subproductos con relación a estaciones de menor escala que requiere de áreas mayores para su disposición, se consideró su aprovechamiento en áreas de pasto. Los principales resultados se muestran en la [Figura 82](#). Puede observarse el potencial de aprovechamiento de aproximadamente 1.709 tN/año (efluente + lodo), suficientes para la fertilización anual de cerca de 34.186 ha de pasto – aproximadamente el área del municipio de Belo Horizonte, capital del Estado de Minas Gerais, en el sudeste de Brasil. El costo anual asociado a este aprovechamiento es de cerca de R\$ 1.605.687,00, mientras que en la PTAR convencional el costo para la gestión de estos subproductos es de R\$ 1.009.476,00. A pesar del costo total superior para la PTAR sostenible (asociado principalmente a la etapa de higienización del lodo), se destaca el significativo costo evitado debido a la compra de fertilizantes nitrogenados por parte de los agricultores, debido al suministro de lodo y efluente tratado provenientes de la PTAR sostenible, superior a R\$ 10.000.000,00/año.

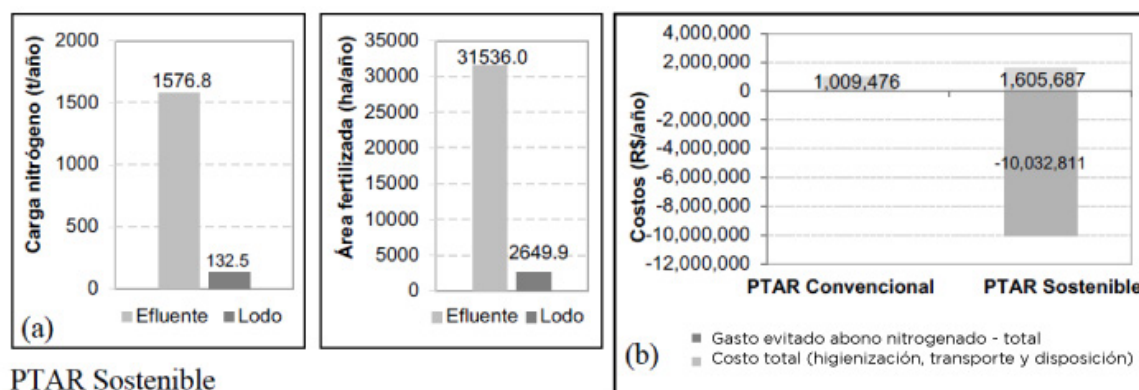


Figura 82 – Carga de nitrógeno y área respectiva que puede ser fertilizada para una PTAR sostenible de gran escala (a), y comparación de los gastos evitados y los costos totales asociados a la fertilización con nitrógeno entre una PTAR convencional y una PTAR sostenible (b).

En síntesis, los estudios de caso presentados tienen por objetivo comunicar que las soluciones sostenibles de tratamiento de aguas residuales aseguran la calidad ambiental y de seguridad sanitario, al tiempo que garantizan una disposición final más adecuada para los subproductos generados, transformando residuos en recursos, aspecto fundamental para aumentar la cobertura de recolección y tratamiento de aguas residuales en América Latina. Los principales impactos negativos asociados a la disposición de los subproductos en PTARs convencionales y los principales impactos positivos relacionados con el aprovechamiento de subproductos sostenibles se sintetizan en el [Cuadro 51](#), a partir de los estudios de caso desarrollados anteriormente.

Cuadro 51 – Impactos asociados a la disposición final de los subproductos de las PTARs convencionales vs. PTARs sostenibles

Impactos negativos asociados a la disposición de los subproductos de las PTAR convencionales		
Quema de biogás en quemador abierto	Disposición final de lodo en relleno sanitario	Descarga de efluente tratado en cuerpo de agua
<ul style="list-style-type: none"> Emisión de GEI Emisión de gases odorantes Pérdida de potencial energético 	<ul style="list-style-type: none"> Generación de lixiviado Potencial contaminación del nivel freático Reducción de la vida útil del relleno Emisión fugitiva de GEI en el relleno Emisión de GEI debido al uso de diésel para el transporte del lodo Pérdida de nutrientes 	<ul style="list-style-type: none"> Aumento del costo del tratamiento de aguas residuales cuando existe la necesidad de remoción de nutrientes Aumento del costo del tratamiento de agua para abastecimiento público
Impactos positivos asociados al aprovechamiento de los subproductos de las PTARs Sostenibles		
Uso del biogás para generación de calor	Uso del lodo higienizado en la agricultura	Uso del efluente tratado en la agricultura
<ul style="list-style-type: none"> Reducción de la emisión de GEI debido a la quema controlada en cámaras de combustión. Higienización del lodo. Reducción sustancial del volumen de lodo cuando el biogás es usado para secado térmico. Mejora de las relaciones de convivencia con la población vecina de la PTAR, debido al suministro de biogás para cocción. 	<ul style="list-style-type: none"> Reducción de los costos de transporte y disposición final del lodo. Reducción de la presión sobre la vida útil de rellenos sanitarios. Reducción de las emisiones de GEI debido al no envío del lodo para el relleno sanitario. Cierre de los ciclos de N y del P, debido al retorno de esos nutrientes para el suelo y, por lo tanto, de la demanda de fertilizantes minerales. 	<ul style="list-style-type: none"> Reducción del costo de tratamiento del agua residual, en caso de que sea necesaria la remoción de nutrientes. Reducción de la contaminación de los cursos de agua y del costo del tratamiento de agua para abastecimiento público. Aprovechamiento de una fuente de irrigación suplementaria en regiones de escasez hídrica.

5. CONSIDERACIONES FINALES

Las barreras y dificultades para la adopción de una visión de sostenibilidad en el sector de América Latina son conocidas. De forma general, algunos problemas de nivel básico todavía son enfrentados en la región, al considerar el déficit de cobertura de recolección y tratamiento de las aguas residuales. La posibilidad de implantar PTARs sostenibles no contraviene ni anula la necesidad de dar continuidad a la búsqueda de soluciones para los desafíos históricos de saneamiento. La formulación de políticas públicas que consideren y valoricen el aprovechamiento de recursos derivados del saneamiento es fundamental para el incremento de la cobertura de recolección y tratamiento de las aguas residuales en América Latina. Entre los ejemplos de herramientas que pueden aplicarse para este fin están los subsidios para el aprovechamiento energético de biogás y la revisión de trabas legales para el uso del lodo en el suelo y para el reúso del agua, reconociendo que las barreras no son de orden tecnológico.

Por lo tanto, la recuperación de recursos en PTARs podría servir como una palanca poderosa para aumentar la cobertura históricamente rezagada de la infraestructura de tratamiento de aguas residuales en la región, con repercusiones positivas asociadas a la mejoría de la calidad ambiental y la salud pública, además de la posibilidad de fortalecer nuevos modelos de economía sostenible.

6. REFERENCIAS

Andreoli C. V.; von Sperling M.; Fernandes F. (2001). (Eds) *Lodo de esgoto: tratamento e disposição final* (Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental da UFMG (ed.), 484 p. (Princípios do tratamento biológico de águas residuárias, v.6).

Borges, E.S.M., Godinho, V.M., Chernicharo, C.A.L. (2005). Thermal hygienization of excess anaerobic sludge: a possible self-sustained application of biogas produced in UASB reactors. *Water Sci. Technol.*, v. 52 (10-11), p. 227-234.

Brasil. Conselho Nacional de Recursos Hídricos (CNRH). (2005). Por meio da Resolução nº 54 de 28 de novembro de 2005, estabelece modalidades, diretrizes e critérios gerais para a prática de reúso direto não potável de água, e dá outras providências. Brasília, Brasil.

Brasil. Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA). (2006). Resolução nº 375, de 29 de agosto de 2006. Define critérios e procedimentos, para o uso agrícola de lodos de esgoto gerados em estações de tratamento de esgoto sanitário e seus produtos derivados, e dá outras providências. Brasília, Brasil, 2006.

Brasil. Agência Nacional de Energia Elétrica (ANEEL). (2012). Resolução Normativa nº 482, de 17 de abril de 2012. Estabelece as condições gerais para o acesso de microgeração e minigeração distribuída aos sistemas de distribuição de energia elétrica, o sistema de compensação de energia elétrica, e dá outras providências. Brasília, Brasil.

Brasil. Agência Nacional de Energia Elétrica (ANEEL). (2015). Resolução Normativa nº 687, de 24 de novembro de 2015. Altera a Resolução Normativa nº 482, de 17 de abril de 2012, e os Módulos 1 e 3 dos Procedimentos de Distribuição – PRODIST. Brasília, Brasil.

Bressani-Ribeiro, T.; Mota Filho, C.R.; Melo, V.R.; Bianchetti, F.J.; Chernicharo, C.A.L. (2018). Planning for achieving low carbon and integrated resources recovery from sewage treatment plants in Minas Gerais, Brazil. *Journal of Environment Management*, 242, 465-473.

Centeno, E., Fonseca, P., Andreão, W. L., Brandt, E., Souza, C. L. y Chernicharo, C. A. L. (2020). Mitigation of diffuse CH₄ and H₂S emissions from the liquid phase of UASB-based sewage treatment plants: challenges, techniques, and perspectives. *Environmental Science and Pollution Research*, 27(29), 35979–35992.

Ferreira R.A.R., Nishiyama L. (2003). Uma revisão sobre a disposição controlada de lodo de esgoto no solo. In: Simpósio Regional de Geografia – Perspectivas para o cerrado no século XXI, Uberlândia, Minas Gerais, Brasil.

Lobato L. C. S.; Chernicharo C. A. L.; Souza C. L. (2012). Estimates of methane loss and energy recovery potential in anaerobic reactors treating domestic wastewater. *Water Science and Technology*, 66, 12, 2745-2753.

Ornelas-Ferreira, B; Lobato L. C. S.; Colturato, L. F. D.; Torres, E. O.; Pombo, L. M.; Pujatti, F. J. P.; Araújo, J. C.; Chernicharo, C. A. L. (2020). Strategies for energy recovery and gains associated with the implementation of a solid-state batch methanization system for treating organic waste from the city of Rio de Janeiro – Brazil. *Renewable Energy*, 146, 1976-1983.

Possetti, G. R. C.; Rietow, J.; Cabral, C. B. G.; Moreira, H. C.; Platzer, C.; Bressani-Ribeiro, T.; Chernicharo, C.A.L. (2019) Energy recovery from biogas in UASB reactors treating sewage. In Chernicharo, C.A.L., Bressani-Ribeiro, T. (Eds.). (2019). *Anaerobic reactors for sewage treatment: design, construction and operation*. IWA Publishing, London, p. 194-236.

Soares, A., Mota Filho, C. R., Fdz-Polanco, F., Huang, X., Passos, F., Bressani-Ribeiro, T. y Chernicharo, C. A. L. (2019). Closing cycles in anaerobic-based sewage treatment systems. En: Chernicharo y Bressani-Ribeiro (Eds.), *Anaerobic Reactors for Sewage Treatment: Design, Construction and Operation*. WA Publishing.

Souza, C. L., Chernicharo, C. A. L. y Aquino, S. F. (2011). Quantification of dissolved methane in UASB reactors treating domestic wastewater under different operating conditions. *Water Science and Technology*, 64(11), 2259-2264. <https://doi.org/10.2166/wst.2011.695>

Wagner L.G., Possetti G.R.C., Carneiro C., Urbanetz J. (2015). Sistema térmico de higienização e secagem térmica de lodo de esgoto movido a energia solar e biogás. Congresso sobre Geração Distribuída e Energia no Meio Rural, São Paulo, Brasil.

LISTA DE ABREVIATURAS Y SÍMBOLOS

ACV	Análisis de Ciclo de Vida
AFME	Análisis de Flujo de Materiales y Energía
AnMBR	Biorreactor anaeróbico con membrana
COV	Carga orgánica volumétrica
CH ₄	Metano
CO ₂	Dióxido de carbono
DBO	Demanda Bioquímica de Oxígeno
DQO	Demanda Química de Oxígeno
<i>E. Coli</i>	<i>Escherichia coli</i>
EGSB	Reactor anaeróbico con lecho granular expandido
FAFA	Filtro anaeróbico de flujo ascendente
FP	Filtro percolador
H _f	Pérdida de carga
LAT	Laguna de alta tasa
L _s	Tasa de aplicación superficial
N	Nitrógeno
NH ₃	Amoníaco
NH ₄ ⁺	Ion amonio (Nitrógeno amoniacal)
NO ₂ ⁻	Nitrito
NO ₃ ⁻	Nitrato
NT	Nota técnica
NTK	Nitrógeno total de <i>Kjeldahl</i>
H ₂ S	Sulfuro de hidrógeno
OD	Oxígeno disuelto
ODS	Objetivos del Desarrollo Sostenible
P	Fósforo
PE	Población equivalente
PTAR	Planta de Tratamiento de Aguas Residuales
Q	Caudal
Q _{dom}	Caudal doméstico
Q _{inf}	Caudal de infiltración
Q _{prom}	Caudal promedio
Relación A/M	Relación alimento/microorganismo
RALF	Reactor anaeróbico de lecho fluidizado
Reactores UASB	Reactores anaeróbicos de flujo ascendente y manto de lodo
SAD	Sistema de Apoyo a la Decisión
SST	Sólidos en suspensión totales
SSV	Sólidos en suspensión volátiles
SSVTA	Sólidos en suspensión volátiles en el tanque de aeración
ST	Sólidos totales
TAS	Tasa de aplicación superficial
TRH	Tiempo de retención hidráulico
TP	Tratamiento preliminar
V _{asc}	Velocidad ascensional
V _h	velocidad horizontal
V _s	velocidad de sedimentación

■ NOTAS TÉCNICAS **TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES** 2021



Financiado por
la Unión Europea

