

PRINCIPIOS DEL TRATAMIENTO BIOLÓGICO DE AGUAS RESIDUALES

Volumen 3
1a Edición en Español



MARCOS VON SPERLING

**Departamento de Ingeniería Sanitaria y Ambiental
Universidad Federal de Minas Gerais - UFMG (Brasil)**

Traducción: IVÁN ANDRÉS SÁNCHEZ ORTÍZ
Departamento de Recursos Hidrobiológicos
Universidad de Nariño (Colombia)

TRATAMIENTO BIOLÓGICO DE AGUAS RESIDUALES

VOLUMEN 3
1ª EDICIÓN EN ESPAÑOL

Lagunas de Estabilización

MARCOS VON SPERLING

Departamento de Ingeniería Sanitaria y Ambiental
Universidad Federal de Minas Gerais - UFMG (Brasil)

Traducción IVÁN ANDRÉS SÁNCHEZ ORTIZ

Departamento de Recursos Hidrobiológicos
Universidad de Nariño (Colombia)

Copyright © 1995, 2017 by Marcos von Sperling

Este libro no puede ser reproducido por cualquier medio sin autorización escrita del autor.

Impreso en Colombia

Ficha catalográfica

Von Sperling, Marcos
Lagunas de estabilización: tratamiento biológico de aguas residuales / Marcos Von Sperling.- 1 ed. - San Juan de Pasto: Editorial Universidad de Nariño, 2021. 231p.:fig; vol 3.

Referencias Bibliográficas

ISBN: 978-958-5123-48-9

1. Tratamiento biológico de aguas residuales 2. Purificación de aguas residuales (lagunas) 3. Tratamiento por lagunas (aguas residuales) 4. Sistema de tratamientos naturales aguas residuales.

628.32 V 89 – SCDD-Ed.22

Biblioteca Alberto Quijano Guerrero

ISBN: 978-958-5123-48-9

Departamento de Ingeniería Sanitaria y Ambiental – UFMG

Av. Contorno 842 – 7o andar

30110-060 – Belo Horizonte - MG

www.desa.ufmg.org

Como solicitar el libro:

Editorial Universitaria, Universidad de Nariño

Telefax: (032)-7311449

e-mail: iaso@udenar.edu.co; ivansaor@hotmail.com

Fotografía de la carátula: Vista de una de las dos lagunas facultativas mejoradas con baffles que conforman la planta de tratamiento de aguas residuales del municipio de El Cerrito, Valle del Cauca- Colombia.
Autor: Iván Andrés Sánchez Ortiz.

A
mis hermanos
Cláudio, Eduardo y Glorinha

PRÓLOGO DEL AUTOR

El presente libro, “Lagunas de estabilización”, está basado en el Volumen 3 de la serie de libros publicados por la Editora UFMG, de la Universidad Federal de Minas Gerais, Brasil, titulada “*Principios del tratamiento biológico de aguas residuales*”. Esta serie de libros fue posteriormente adaptada y traducida para el idioma inglés, siendo publicada por la IWA Publishing, de la International Water Association, conformando la “*Biological wastewater treatment series*”. A partir de 2012, la Universidad de Nariño (Colombia) se unió a este esfuerzo, elaborando la traducción de la serie para el idioma español, buscando su difusión en los países de América Latina.

La primera edición brasilera de este Volumen 3 se realizó en 1996. A partir de ello, se realizaron otras dos nuevas ediciones, involucrando aun otras siete reimpressiones, totalizando cerca de 14.000 libros impresos. La última edición es la base para la presente versión en español, efectuada por la Editorial Universitaria de la Universidad de Nariño.

A lo largo de estos 25 años de existencia de la serie de libros, es con gran placer que la vemos consolidada en el escenario internacional. Verificamos que los libros son referencias ampliamente utilizadas en cursos de pregrado y postgrado, órganos ambientales, compañías de saneamiento, firmas de consultoría y por la industria. Ya que la realidad brasilera se asemeja a la de varias regiones latinoamericanas, hemos visto que el uso de este libro y de los demás volúmenes de la serie se ha extendido en una amplia cobertura en los países de América Latina, gracias a la actuación de la Universidad de Nariño y a los esfuerzos y visión del traductor de los libros, Prof. Iván Andrés Sánchez Ortiz.

La conceptualización básica de la serie de libros fue presentada en el prólogo del primer volumen (*Introducción a la calidad del agua y al tratamiento de aguas residuales*). En él, se resaltó la importancia dedicada en esta serie a los fundamentos y conceptos, por creer que, sin ellos, el profesional no podrá ejercer la práctica de una forma totalmente consciente e independiente. Los dos volúmenes iniciales de la serie se centran en los aspectos introductorios y fundamentales del tratamiento de aguas residuales. A partir de este tercer volumen, se abordan sistemas específicos para el tratamiento de aguas residuales, como las lagunas de estabilización (este volumen), seguidos en los demás volúmenes por lodos activados, reactores anaerobios y tratamiento y disposición del lodo de aguas residuales.

El presente volumen enfoca el sistema de tratamiento de aguas residuales compuesto por las lagunas de estabilización, que representan un proceso ampliamente utilizado a nivel mundial, con decenas de miles de sistemas operando en todos los continentes,

principalmente debido a su gran simplicidad conceptual y robustez. Se describen los principios básicos y los criterios de dimensionamiento de los principales sistemas para remoción de la materia orgánica (lagunas facultativas; sistema de lagunas anaerobias - lagunas facultativas; lagunas aireadas facultativas; sistema de lagunas aireadas de mezcla completa - lagunas de decantación; lagunas para el postratamiento de efluentes de reactores anaerobios) y para remoción de los organismos patógenos (lagunas de maduración) y nutrientes. Después de ello, se describen los fundamentos de la aireación por gravedad para los efluentes de las lagunas, se presentan los principales aspectos constructivos, y se dan las directrices para el mantenimiento y operación de los sistemas, incluyendo el gerenciamiento del lodo generado en el proceso.

En consonancia con la propia simplicidad conceptual del proceso de tratamiento por lagunas, el volumen adopta un abordaje de presentación de informaciones de una forma directa y simplificada, para los sistemas descritos. Para cada uno de los sistemas, se presenta un ejemplo completo de dimensionamiento, con el objetivo de obtener las dimensiones fundamentales de las unidades para su ubicación y encuadramiento en el terreno, así como una estimativa de las características del efluente a ser vertido en el cuerpo receptor. Como en todos los volúmenes de esta serie, no hay mucha preocupación con el detallado de los diseños, para lo cual hay otras referencias disponibles, además de catálogos de fabricantes.

Por tratarse de una serie de libros, este volumen presupone una continuidad temática con los dos volúmenes que lo antecedieron. Sin embargo, se intentó darle una cierta autosuficiencia, de tal manera que se reduzca el número de consultas cruzadas a los demás volúmenes.

Quisiera agradecer al Departamento de Ingeniería Sanitaria y Ambiental y a la Editora UFMG, ambos de la Universidad Federal de Minas Gerais (Brasil), por el apoyo a lo largo de todos estos años. Con relación a esta edición, deseo expresar, una vez más, mi sincera gratitud a la Universidad de Nariño (Colombia) por haber acogido este proyecto, dando a él una dimensión latinoamericana que pretende alcanzar a países hermanos. Las traducciones de otros volúmenes de la serie, ya efectuadas por la Universidad de Nariño, comprueban el alto grado de compromiso y profesionalismo de la Editorial Universitaria. A nivel personal, extiendo, de forma enfática y entusiasmada, un caluroso agradecimiento al profesor y amigo Iván Andrés Sánchez Ortiz, de esta universidad, por la iniciativa y gran incentivo para producir esta edición en español, que seguramente no existiría si no fuese por su gran dedicación, persistencia y eficiencia.

Marcos von Sperling

Abril de 2020

PRÓLOGO DEL TRADUCTOR

El volumen Lagunas de Estabilización es uno de los excelsos textos que forman parte de la serie de libros “Principios del tratamiento biológico de aguas residuales”, serie con un positivo impacto en la solución de problemas de saneamiento de diversos países. En este volumen, de manera magistral su autor ha logrado equilibrar los niveles de profundidad conceptual, criterios de diseño, resultados de investigaciones, experiencias de consultoría en diversos países de climas cálidos y su aplicación en el contexto de regiones con tales características. Confieso que éste es el libro en el que más anhelaba poder trabajar, pues pese a que admiro la calidad de todos los textos de autoría de los profesores Marcos y Carlos Chernicharo, por su estructura sencilla pero completa y actual, con valiosos y selectos contenidos, el de lagunas de estabilización ha inspirado en mí la mayor motivación pues los sistemas de tratamiento basados en dicha tecnología son pertinentes para muchas comunidades de países en vías de desarrollo, especialmente de nuestra amada, y algunas veces sufrida, América Latina.

Las lagunas de estabilización son sistemas de tratamiento naturales, relativamente fáciles de construir y operar, con robustez suficiente para asimilar importantes variaciones de caudal y de cargas orgánicas en las aguas residuales y con capacidad de proporcionar eficiencias de tratamiento compatibles a las producidas por sistemas convencionales; por tales motivos y con justa causa, son muchas veces el más apropiado método para el tratamiento de efluentes urbanos y domésticos para países en vías de desarrollo.

La minuciosa descripción de los principios de funcionamiento, de valiosos aspectos asociados a la operación y mantenimiento, junto a criterios de diseño de los sistemas conformados por lagunas: facultativas primarias, anaerobias seguidas de facultativas secundarias, aireadas facultativas, aireadas de mezcla completa seguidas por las de decantación, las denominadas lagunas de pulimento, y de maduración, con sus grandes virtudes en la remoción eficiente de materia orgánica, nitrógeno, fósforo y organismos patógenos, hacen de este libro una excelente guía para el entendimiento y la concepción con profundo criterio ingenieril de tan fascinante alternativa de tratamiento de efluentes.

Los “toques finales” para la estructura y formato del presente libro se han desarrollado en circunstancias absolutamente atípicas e inesperadas: en medio de la pandemia por Covid-19, momentos en la que la humanidad se ha

visto identificada en términos de su fragilidad e igualdad, como lo mencionó recientemente el Padre Raniero Cantalamessa el viernes Santo refiriéndose a la pandemia: “un fruto positivo de la crisis sanitaria es el sentimiento de solidaridad, pues cuándo en la memoria humana los hombres de todas las naciones se sintieron tan unidos, tan iguales, tan poco litigiosos como en este momento de dolor?: nunca”. Justamente en este escenario global, que ha fragilizado aún más a las naciones con menos recursos y a los más pobres, una buena parte de los gobernantes y de la sociedad están al fin comprendiendo la importancia de aunar esfuerzos en favor de mejorar condiciones de seguridad, infraestructura y salubridad para sus habitantes, que sean compatibles con la dignidad humana. El saneamiento es uno de los renglones que asumen un relevante papel en el desarrollo de las comunidades, por ello se espera que el presente libro sea de gran utilidad para los ingenieros que tienen a su cargo diseñar, operar, modernizar u optimizar plantas de tratamiento de aguas residuales en lugares con condiciones que se ajusten a las diversas características y ventajas que ofrecen los sistemas de lagunas de estabilización.

Sea esta la ocasión para reiterar mi enorme admiración y gratitud al Profesor Marcos von Sperling, por confiar en mí y permitirme asumir el rol de traductor de sus excelsos libros. Así mismo, expreso mi profunda gratitud a la Universidad de Nariño; al Consejo Editorial liderado por nuestra Vicerrectora Académica; la Doctora Marta Sofía Gonzales Córdoba (quien para el momento de la impresión de este libro ha asumido la dignidad como la primera Mujer Rectora elegida popularmente y con absoluto respaldo por parte de los estamentos de la comunidad universitaria en la historia de esta institución); al Doctor Hilbert Blanco-Álvarez, Asesor Editorial de la Universidad de Nariño quien por sus valiosas labores le ha otorgado mayor visibilidad e impacto a las publicaciones de UDENAR; a la Facultad de Ciencias Pecuarias y al Departamento de Recursos Hidrobiológicos, pues con su apoyo he dedicado parte de mi tiempo de labor docente a la traducción de la serie de libros. Mi agradecimiento también al equipo de trabajo de la Editorial Universitaria, principalmente a su Director Edgar Unigarro Ordóñez por su siempre amable y diligente gestión y a la señora María Elena Mesías por su dedicada y minuciosa labor de diagramación de los documentos. Doy gracias a Dios por esta oportunidad y le dedico este trabajo a Él y a mi preciosa familia, a mi amada esposa Paula y nuestros amados hijos Bianca, Juan Esteban y María José, así como a mis estudiantes.

Iván Andrés Sánchez Ortiz

CONTENIDO

CAPÍTULO 1	
INTRODUCCIÓN	13
CAPÍTULO 2	
LAGUNAS FACULTATIVAS	21
2.1. INTRODUCCIÓN	21
2.2. DESCRIPCIÓN DEL PROCESO	22
2.3. LA INFLUENCIA DE LAS ALGAS	25
2.4. LA INFLUENCIA DE LAS CONDICIONES AMBIENTALES	29
2.5. CRITERIOS DE DISEÑO	35
2.6. ESTIMACIÓN DE LA CONCENTRACIÓN EFLUENTE DE DBO	44
2.6.1. La influencia del régimen hidráulico	44
2.6.2. DBO efluente soluble y particulada	48
2.6.3. La remoción de DBO según el modelo de mezcla completa	50
2.6.4. La remoción de DBO según el régimen hidráulico de flujo disperso	54
2.7. ORGANIZACIÓN DE LAS LAGUNAS	63
2.8. ACUMULACIÓN DE LODO	64
2.9. CARACTERÍSTICAS DE OPERACIÓN	65
2.10. PULIMENTO DE EFLUENTES DE LAGUNAS	66
2.11. EJEMPLO DE DIMENSIONAMIENTO	68
CAPÍTULO 3	
SISTEMA DE LAGUNAS ANAEROBIAS SEGUIDAS POR	
LAGUNAS FACULTATIVAS	73
3.1. INTRODUCCIÓN	73
3.2. DESCRIPCIÓN DEL PROCESO	75
3.3. CRITERIOS DE DISEÑO PARA LAS LAGUNAS ANAEROBIAS	76
3.4. ESTIMACIÓN DE LA CONCENTRACIÓN EFLUENTE DE DBO	80
DE LA LAGUNA ANAEROBIA	81
3.5. DIMENSIONAMIENTO DE LAS LAGUNAS FACULTATIVAS	
DESPUÉS DE LAGUNAS ANAEROBIAS	81
3.6. ACUMULACIÓN DE LODO EN LAS LAGUNAS ANAEROBIAS	82
3.7. EJEMPLO DE DIMENSIONAMIENTO	83

CAPÍTULO 4

LAGUNAS AIREADAS FACULTATIVAS	89
4.1. INTRODUCCIÓN	89
4.2. DESCRIPCIÓN DEL PROCESO	90
4.3. CRITERIOS DE DISEÑO	91
4.4. ESTIMACIÓN DE LA CONCENTRACIÓN EFLUENTE DE DBO.	92
4.5. REQUISITOS DE OXÍGENO	95
4.6. SISTEMA DE AIREACIÓN	97
4.7. REQUISITOS ENERGÉTICOS	99
4.8. ACUMULACIÓN DE LODO	101
4.9. EJEMPLO DE DIMENSIONAMIENTO	

CAPÍTULOS

SISTEMA DE LAGUNAS AIREADAS DE MEZCLA

COMPLETA SEGUIDAS DE LAGUNAS DE DECANTACIÓN	105
5.1. INTRODUCCIÓN	105
5.2. DESCRIPCIÓN DEL PROCESO	107
5.3. CRITERIOS DE DISEÑO DE LAS LAGUNAS AIREADAS	107
5.4. ESTIMACIÓN DE LA CONCENTRACIÓN DE DBO EFLUENTE DE LA LAGUNA AIREADA	108
5.5. REQUISITOS DE OXÍGENO EN LA LAGUNA AIREADA	112
5.6. REQUISITOS ENERGÉTICOS EN LA LAGUNA AIREADA	112
5.7. DIMENSIONAMIENTO DE LA LAGUNA DE DECANTACIÓN	113
5.8. EJEMPLO DE DIMENSIONAMIENTO	115

CAPÍTULO 6

REMOCIÓN DE ORGANISMOS PATÓGENOS	123
6.1. INTRODUCCIÓN	123
6.2. DESCRIPCIÓN DEL PROCESO	124
6.3. ESTIMACIÓN DE LA CONCENTRACIÓN EFLUENTE DE COLIFORMES ...	125
6.3.1. La influencia del régimen hidráulico	125
6.3.2. Los regímenes hidráulicos idealizados	126
6.3.3. El régimen hidráulico de flujo disperso	128
6.3.4. El coeficiente de decaimiento de coliformes Kb según el régimen de flujo disperso	131
6.3.5. El coeficiente de decaimiento bacteriano Kb según el régimen de mezcla completa	135
6.3.6. Resumen de los coeficientes de decaimiento bacteriano Kb	138
6.4. REQUISITOS DE CALIDAD PARA EL EFLUENTE	139
6.5. CRITERIOS DE DISEÑO PARA LA REMOCIÓN DE COLIFORMES	143

6.6.	EJEMPLO DE DIMENSIONAMIENTO	148
6.7.	REMOCIÓN DE HUEVOS DE HELMINTOS	158

CAPÍTULO 7

REMOCIÓN DE NUTRIENTES	165
7.1. REMOCIÓN DE NITRÓGENO	165
7.2. REMOCIÓN DE FÓSFORO	172

CAPÍTULO 8

LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN COMO POSTRATAMIENTO DE EFLUENTES DE REACTORES ANAEROBIOS	175
---	------------

CAPÍTULO 9

AIREACIÓN DEL EFLUENTE EN CASCADAS O CAIDAS DE AGUA	179
--	------------

CAPÍTULO 10

ASPECTOS CONSTRUCTIVOS	187
10.1. INTRODUCCIÓN	187
10.2. LOCALIZACIÓN DE LAS LAGUNAS	187
10.3. DEFORESTACIÓN, LIMPIEZA Y EXCAVACIÓN DEL TERRENO	189
10.4. TALUDES	190
10.5. FONDO DE LAS LAGUNAS	194
10.6. DISPOSITIVOS DE ENTRADA	195
10.7. DISPOSITIVOS DE SALIDA	199

CAPÍTULO 11

MANTENIMIENTO Y OPERACIÓN	201
11.1. INTRODUCCIÓN	201
11.2. EQUIPO DE TRABAJO	203
11.3. INSPECCIÓN, COLECTAS Y MEDICIONES	203
11.4. INICIO DE OPERACIÓN	206
11.4.1. Carga inicial de las lagunas	207
11.4.2. Inicio de operación de lagunas anaerobias	207
11.4.3. Inicio de operación de lagunas facultativas	208
11.4.4. Inicio de operación de lagunas en sistemas en serie	208
11.5. PROBLEMAS OPERACIONALES	

CAPÍTULO 12

GESTIÓN DEL LODO DE LAGUNAS

DE ESTABILIZACIÓN	215
12.1. PRELIMINARES	215
12.2. CARACTERÍSTICAS Y DISTRIBUCIÓN DEL LODO EN LAS LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN	216
12.3. REMOCIÓN DEL LODO DE LAS LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN	218
12.3.1. Introducción	218
12.3.2. Informaciones sobre el volumen de lodo a ser removido	218
12.3.3. Técnicas aplicables para la remoción del lodo	219
12.3.4. Remoción de lodos con desactivación temporal de la laguna	219
12.3.5. Remoción de lodos con mantenimiento de la laguna en funcionamiento	221
12.3.6. Ventajas y desventajas de las técnicas presentadas	223
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	227

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

Los sistemas de lagunas de estabilización se constituyen en la forma más simple para el tratamiento de las aguas residuales. Hay diversas variantes de dichos sistemas, con diferentes niveles de simplicidad operacional y requisitos de área. Los siguientes son los sistemas de lagunas abordados en el presente texto:

- *lagunas facultativas*
- *sistema de lagunas anaerobias seguidas por lagunas facultativas*
- *lagunas aireadas facultativas*
- *sistema de lagunas aireadas de mezcla completa seguidas por lagunas de decantación*

Además de éstas lagunas, cuyo principal objetivo es la remoción de la materia carbonácea, se analizan también las *lagunas de maduración*, direccionadas a la remoción de organismos patógenos.

Aún hay otras variantes del sistema de lagunas, según fue listado en el Volumen 1. Sin embargo, en el presente texto, se analizan en mayor detalle solamente las lagunas anteriormente citadas.

De manera general, las lagunas de estabilización son bastante apropiadas para regiones de clima caliente y países en desarrollo, debido a los siguientes aspectos:

- suficiente disponibilidad de área en un gran número de localidades
- clima favorable (temperatura e insolación elevadas)
- operación simple
- necesidad de pocos o ningún equipo

El Cuadro 1.1 presenta una breve descripción de los principales sistemas de lagunas analizados. Los respectivos diagramas de flujo se encuentran en las Figuras 1.1 y 1.2.

Cuadro 1.1. Breve descripción de los principales sistemas de lagunas de estabilización

Sistema	Descripción
<i>Laguna facultativa</i>	La DBO soluble y finamente particulada es estabilizada de manera aerobia por bacterias dispersas en el medio líquido, mientras que la DBO en suspensión tiende a sedimentar, siendo convertida de manera anaerobia por bacterias en el fondo de la laguna. El oxígeno requerido por las bacterias aerobias es suministrado por las algas, a través de la fotosíntesis.
<i>Laguna anaerobia - laguna facultativa</i>	Cerca del 50 al 70% de la DBO es removida en la laguna anaerobia (más profunda y con menor volumen), mientras la DBO remanente es removida en la laguna facultativa. El sistema ocupa un área inferior al de una única laguna facultativa.
<i>Laguna aireada facultativa</i>	Los mecanismos de remoción de la DBO son similares a los de una laguna facultativa. Sin embargo, el oxígeno es suministrado por aireadores mecánicos, en vez de ser a través de la fotosíntesis. Como la laguna también es facultativa, una gran parte de los sólidos del agua residual y de la biomasa sedimenta, siendo descompuesta de manera anaerobia en el fondo.
<i>Laguna aireada de mezcla completa - laguna de decantación</i>	La energía introducida por unidad de volumen de la laguna es alta, lo que hace que los sólidos (principalmente la biomasa) permanezcan dispersos en el medio líquido, o en mezcla completa. La consecuente mayor concentración de bacterias en el medio líquido aumenta la eficiencia del sistema en la remoción de la DBO, lo que permite que la laguna tenga un volumen menor al de una laguna aireada facultativa. Sin embargo, el efluente contiene elevadas concentraciones de sólidos (bacterias), que necesitan ser removidos antes del vertimiento en el cuerpo receptor. La laguna de decantación que se encuentra aguas abajo proporciona condiciones para dicha remoción. El lodo de la laguna de decantación debe ser removido en períodos de pocos años.
<i>Laguna de maduración</i>	El objetivo principal de la laguna de maduración es la remoción de organismos patógenos. En las lagunas de maduración predominan condiciones ambientales adversas para bacterias patógenas, como radiación ultravioleta, alto pH, elevado OD, temperatura más baja que la del cuerpo humano, falta de nutrientes y predación por otros organismos. Los huevos de helmintos y quistes de protozoarios tienden a sedimentar. Las lagunas de maduración constituyen un postratamiento para procesos que pretendan la remoción de la DBO, siendo usualmente diseñadas como una serie de lagunas, o como una laguna única con divisiones por medio de anteparos (también conocidos como baffles). La eficiencia en la remoción de coliformes es muy alta.

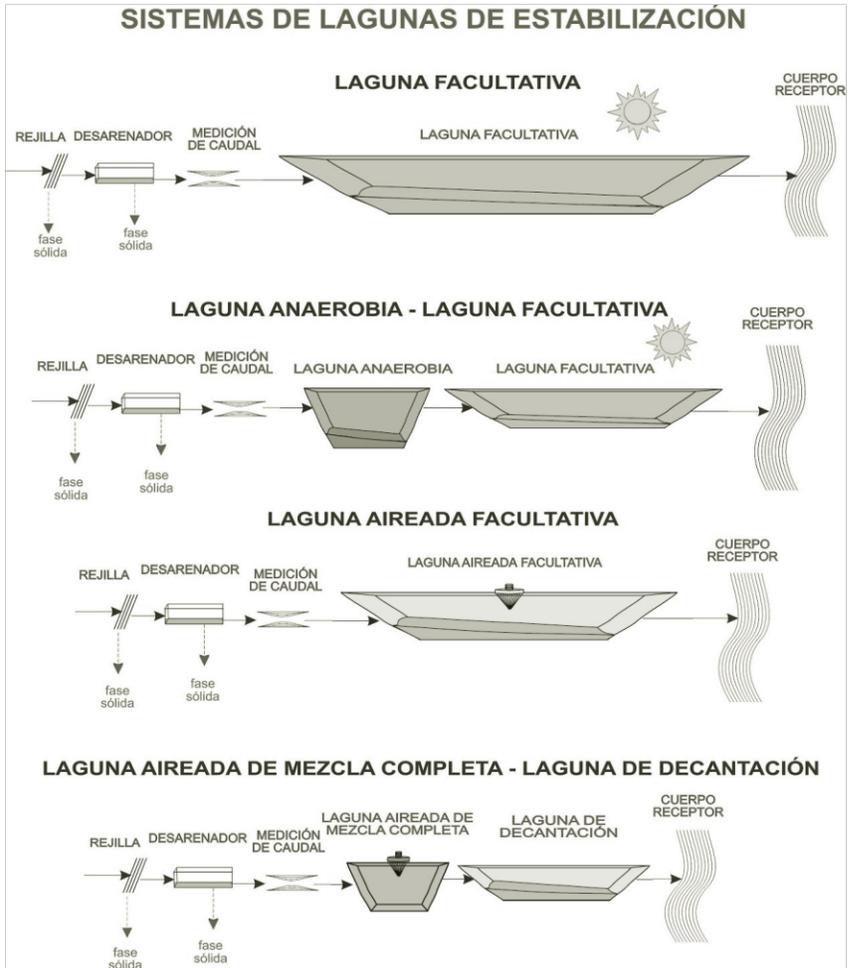


Fig. 1.1. Diagrama de flujo de los principales sistemas de lagunas de estabilización para la remoción de la DBO



Fig. 1.2. Diagrama de flujo de un sistema de lagunas (anaerobia-facultativa) seguida por lagunas de maduración

El Cuadro 1.2 presenta una comparación entre las principales características de los sistemas de lagunas analizados. Con relación a la remoción de organismos patógenos propiamente dichos, una serie de lagunas, incluyendo las lagunas de maduración, es capaz de alcanzar las siguientes eficiencias de remoción (Mara et al, 1992):

- *bacterias* - hasta 6 unidades logarítmicas (99,9999%)
- *virus*: hasta 4 unidades logarítmicas (99,99%)
- *quistes de protozoarios*: 100%
- *huevos de helmintos*: 100%.

El Cuadro 1.3 presenta un balance de ventajas y desventajas de cada sistema de lagunas. El Cuadro 1.4 lista los principales parámetros utilizados en los diseños de lagunas, los cuales se encuentran detallados en el resto del texto.

Cuadro 1.2. Características de los principales sistemas de lagunas para la remoción de la DBO

Ítem general	Ítem específico	Sistema de lagunas			
		Facultativa	Anaerobia - facultativa	Aireada facultativa	Aireada de mezcla completa - decantación
Eficiencia	DBO (%)	75 - 85	75 - 85	75 - 85	75 - 85
	DQO (%)	65 - 80	65 - 80	65 - 80	65 - 80
	SS (%)	70 - 80	70 - 80	70 - 80	80 - 87
	Amoníaco (%)	< 50	< 50	< 30	< 30
	Nitrógeno (%)	< 60	< 60	< 30	< 30
	Fósforo (%)	< 35	< 35	< 35	< 35
	Coliformes (%)	90 - 99	90 - 99	90 - 99	90 - 99
Requisitos	Área (m ² /hab)	2,0 - 4,0	1,5 - 3,0	0,25 - 0,5	0,2 - 0,4
	Potencia (W/hab)	≈ 0	≈ 0	1,2 - 2,0	1,8 - 2,5

Obs: otros datos comparativos están presentados en el Volumen 1

Cuadro 1.3. Balance de ventajas y desventajas de los sistemas de lagunas de estabilización

Sistema	Ventajas	Desventajas
<i>Laguna facultativa</i>	<ul style="list-style-type: none"> • Satisfactoria eficiencia en la remoción de DBO • Eficiencia razonable en la remoción de patógenos • Construcción, operación y mantenimiento sencillos • Reducidos costos de implementación y operación • Ausencia de equipos mecánicos • Requisitos energéticos prácticamente nulos • Satisfactoria resistencia a variaciones de carga • Remoción de lodo necesaria únicamente después de períodos superiores a los 20 años 	<ul style="list-style-type: none"> • Elevados requisitos de área • Dificultad para satisfacer estándares de vertimiento restrictivos • La simplicidad operacional puede generar falta de atención en las labores de mantenimiento (crecimiento de vegetación) • Posible necesidad de remoción de algas del efluente para el cumplimiento de estándares rigurosos • Desempeño variable con las condiciones climáticas (temperatura e insolación) • Posibilidad de crecimiento de insectos
<i>Sistema de laguna anaerobia – laguna facultativa</i>	<ul style="list-style-type: none"> • Igual que para lagunas facultativas • Requisitos de área menores a los de las lagunas facultativas únicas 	<ul style="list-style-type: none"> • Igual que para las lagunas facultativas • Posibilidad de malos olores en la laguna anaerobia • Necesidad de un alejamiento razonable a las residencias vecinas • Necesidad de remoción continua o periódica (intervalo de algunos años) del lodo de la laguna anaerobia
<i>Laguna aireada facultativa</i>	<ul style="list-style-type: none"> • Construcción, operación y mantenimiento relativamente sencillos • Requisitos de área inferiores a los sistemas de lagunas facultativas y anaerobio-facultativas • Mayor independencia de las condiciones climáticas que los sistemas de lagunas facultativas y anaerobio-facultativas • Satisfactoria resistencia a variaciones de carga • Reducidas posibilidades de malos olores 	<ul style="list-style-type: none"> • Introducción de equipos • Ligeramente aumento en el nivel de sofisticación • Requisitos de área aún elevados • Requisitos de energía relativamente elevados • Baja eficiencia en la remoción de coliformes • Necesidad de remoción continua o periódica (intervalo de algunos años) del lodo

Sistema	Ventajas	Desventajas
<i>Sistema de laguna aireada de mezcla completa – laguna de decantación</i>	<ul style="list-style-type: none"> • Ídem que para las lagunas aireadas facultativas • Menores requisitos de área de todos los sistemas de lagunas 	<ul style="list-style-type: none"> • Igual que para lagunas aireadas facultativas (excepción: requisitos de área) • Rápido llenado de la laguna de decantación con el lodo (2 a 5 años) • Necesidad de remoción continua o periódica (2 a 5 años) del lodo
<i>Laguna – laguna de maduración</i>	<ul style="list-style-type: none"> • Igual que para el sistema de lagunas anterior • Alta eficiencia en la remoción de patógenos • Razonable eficiencia en la remoción de nutrientes 	<ul style="list-style-type: none"> • Igual que para el sistema de lagunas anterior • Requisitos de área muy elevados

Cuadro 1.4. Principales parámetros de diseño de las lagunas de estabilización

Parámetro de diseño	Lagunas anaerobias	Lagunas facultativas	Lagunas aireadas facultativas	Lagunas aireadas de mezcla completa	Lagunas de decantación	Lagunas de maduración
Tiempo de retención t (d)	3 - 6	15 - 45	5 - 10	2 - 4	≈ 2	(b)
Tasa de aplicación superficial L_s (kgDBO ₅ /ha.d)	-	100 - 350	-	-	-	-
Tasa de aplicación volumétrica L_v (kgDBO ₅ /m ³ .d)	0,10 - 0,35	-	-	-	-	-
Profundidad H (m)	3,0 - 5,0	1,5 - 2,0	2,5 - 4,0	2,5 - 4,0	3,0 - 4,0	0,8 - 1,2
Relación L/B (Largo/ancho) usual	1 a 3	2 a 4	2 a 4	1 a 2	-	(c)
Coef. K rem. DBO (mezcla completa) (20°C) (d ⁻¹)	-	0,25 - 0,40	0,6 - 0,8	1,0 - 1,5	-	-
Coef. temperatura θ (mezcla completa)	-	1,05 - 1,085	1,035	1,035	-	-
Coef. K rem. DBO (flujo disperso) (20°C)(d ⁻¹)	-	0,13 - 0,17	-	-	-	-
Coef. temperatura θ (flujo disperso)	-	1,035	-	-	-	-
Número de dispersión d (L/B=1)	-	0,4 - 1,3	-	-	-	0,4 - 1,1
Número de dispersión d (L/B=2 a 4)	-	0,1 - 0,7	-	-	-	0,1 - 0,5
Número de dispersión d (L/B≥5)	-	0,02 - 0,3	-	-	-	0,03 - 0,23
DBO particulada efluente (mgDBO ₅ /mgSS)	-	0,3 - 0,4	0,3 - 0,4	0,3 - 0,6	-	-
Requisitos medios de O ₂ (kgO ₂ /kgDBO _{5,remov})	-	-	0,8 - 1,2	1,1 - 1,4	-	-
Densidad de potencia (W/m ²)	-	-	< 2,0	≥ 3,0	-	-
Tasa de acumulación de lodo (m ³ /hab.año)	0,01 - 0,04	0,03 - 0,08	0,03 - 0,08	-	(a)	-
Coef. decaim. colif. K _b (mezcla compl.) (20°C) (d ⁻¹)	-	0,4 - 5,0	-	-	-	0,6-1,2 (d)
Coef. temperatura θ (mezcla completa)	-	1,07	-	-	-	1,07
Coef. decaim. colif. K _b (flujo disp.) (20°C) (d ⁻¹)	-	0,2 - 0,3	-	-	-	0,4 - 0,7
Coef. temperatura θ (flujo disp.)	-	1,07	-	-	-	1,07

Detalles específicos de los parámetros: ver texto

L = largo (m); B = ancho (m)

(a) Ver fórmula en el texto para estimar la acumulación de lodo en lagunas de decantación

(b) El tiempo de retención en una laguna de maduración es función del formato de la laguna y de la eficiencia requerida

(c) Relación L/B en lagunas de maduración con baffles en celda única > 10; relación L/B en cada laguna de una serie de más de 3 lagunas: 1-3 (o superior)

(d) Coeficiente K_b (mezcla completa) para lagunas de maduración: el valor presentado es para lagunas en serie (las lagunas con baffles divisores no son bien representadas por el régimen de mezcla completa)

También se debe destacar que las lagunas pueden funcionar como postratamiento de efluentes de reactores anaerobios, tipo UASB (reactores anaerobios de manto de lodo y de flujo ascendente). Cuando se pretende una cierta mejoría en la calidad del efluente y principalmente la remoción de organismos patógenos (**lagunas de pulimento** – ver Figura 1.3), los parámetros son muy similares a los listados en el Cuadro 1.4 para las lagunas de maduración. En caso que se adopten lagunas aireadas como postratamiento, el tiempo de retención podrá ser reducido, en función del aporte de una menor carga orgánica afluente a la laguna.



Fig. 1.3. Reactores UASB seguidos por lagunas de pulimento.

CAPÍTULO 2

LAGUNAS FACULTATIVAS

2.1. INTRODUCCIÓN

Las lagunas facultativas son la variación más sencilla de los sistemas de lagunas de estabilización. Básicamente, el proceso consiste en la retención de las aguas residuales por un período de tiempo lo suficientemente largo para que se desarrollen los procesos naturales de estabilización de la materia orgánica. Las principales ventajas y desventajas de las lagunas facultativas están asociadas, por lo tanto, al predominio de los fenómenos naturales.

Las ventajas se relacionan a la gran simplicidad y a la confiabilidad de la operación. Los procesos naturales son confiables: no hay equipos que puedan dañarse o esquemas especiales requeridos. Sin embargo, la naturaleza es lenta, necesitando de largos tiempos de retención para que se completen las reacciones, lo que implica en grandes requisitos de área. La actividad biológica es altamente afectada por la temperatura, principalmente en las condiciones naturales de las lagunas. De ésta forma, las lagunas de estabilización son más apropiadas donde los terrenos son baratos, el clima es favorable, y donde se desea tener un método de tratamiento que no requiera equipos o una capacitación especial de los operadores (Arceivala, 1981).

Los costos de las lagunas de estabilización son bastante competitivos, siempre y cuando los costos del terreno o la necesidad de movimientos de tierra no sean excesivos. La construcción es simple, involucrando principalmente el movimiento de tierras, y los costos operacionales son muy bajos, en comparación con otros métodos de tratamiento. La eficiencia del sistema es usualmente satisfactoria, pudiendo llegar a niveles comparables a los de la mayor parte de los sistemas de tratamiento secundario.

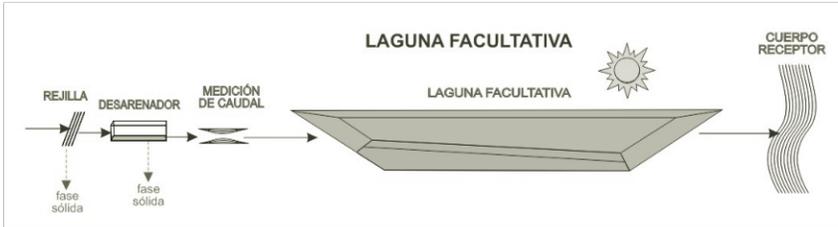


Fig. 2.1. Laguna facultativa

Una terminología frecuentemente adoptada para las lagunas de estabilización se relaciona a su posición en la serie de unidades de tratamiento:

- *Laguna primaria*: primera laguna de la serie – laguna facultativa que recibe aguas residuales crudas
- *Laguna secundaria*: segunda laguna de la serie – recibe efluente de otra laguna localizada aguas arriba, usualmente una laguna anaerobia
- *Lagunas terciarias, cuaternarias* etc. ocupan la tercera, cuarta, etcétera posiciones en la serie – son usualmente lagunas de maduración

2.2. DESCRIPCIÓN DEL PROCESO

El agua residual afluyente entra en un extremo de la laguna y sale en el extremo opuesto. A lo largo de ese recorrido, que demora varios días, una serie de mecanismos contribuye para la purificación de las aguas residuales. Estos mecanismos ocurren en las tres zonas de las lagunas, denominadas: zona anaerobia, zona aerobia y zona facultativa.

La materia orgánica en suspensión (*DBO particulada*) tiende a sedimentar, pasando a constituir el lodo de fondo (*zona anaerobia*). Este lodo sufre el proceso de descomposición por microorganismos anaerobios, y es lentamente convertido en gas carbónico, agua, metano y otros. Después de un cierto periodo de tiempo, únicamente la fracción inerte (no biodegradable) permanece en la capa de fondo. El gas sulfhídrico generado no causa problemas de mal olor, por el hecho de ser oxidado, por procesos químicos y bioquímicos, en la capa aerobia superior.

La materia orgánica disuelta (*DBO soluble*), conjuntamente con la materia orgánica en suspensión de pequeñas dimensiones (*DBO finamente particulada*)

no sedimenta, permaneciendo dispersa en la masa líquida. En la capa más superficial, se tiene la zona aerobia. En dicha zona, la materia orgánica es oxidada por medio de la respiración aerobia. Hay la necesidad de la presencia de oxígeno, el cual es suministrado al medio por la fotosíntesis realizada por las algas. Se tiene, así, un perfecto equilibrio entre el consumo y la producción de oxígeno y gas carbónico:

bacterias → *respiración*:

- consumo de oxígeno
- producción de gas carbónico

algas → *fotosíntesis*:

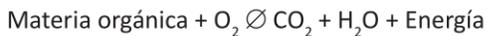
- producción de oxígeno
- consumo de gas carbónico

Se debe destacar que las reacciones de *fotosíntesis* (producción de materia orgánica) y *respiración* (oxidación de la materia orgánica) son similares, solamente con direcciones opuestas:

- *Fotosíntesis*:



- *Respiración*:



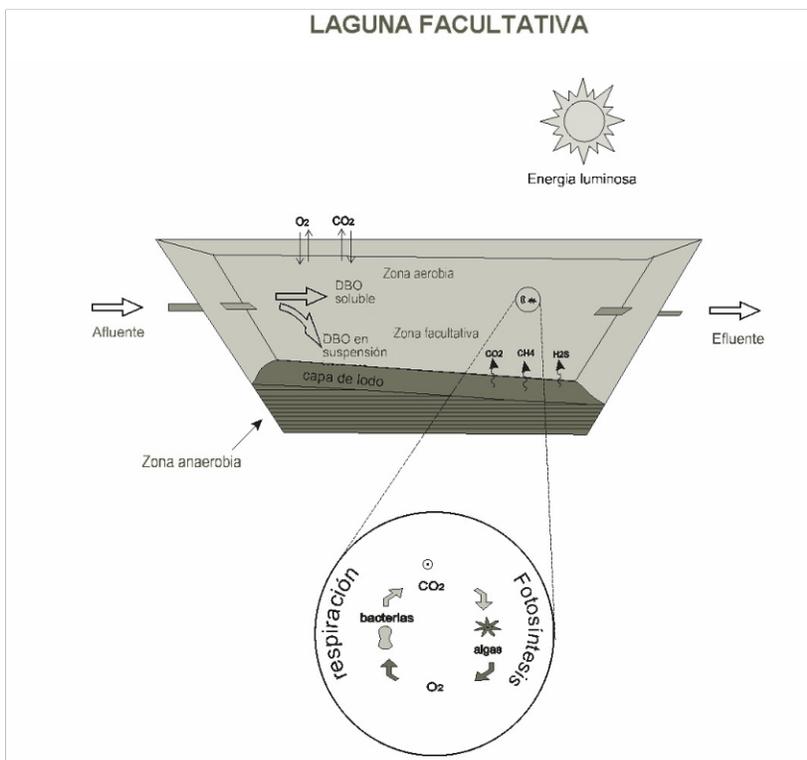


Fig. 2.2. Esquema simplificado del funcionamiento de una laguna facultativa

Para que ocurra la fotosíntesis es necesaria una fuente de *energía luminosa*, en este caso representada por el sol. Por dicha razón, lugares con elevada radiación solar y baja nubosidad son muy propicios a la implantación de lagunas facultativas.

La fotosíntesis, por depender de la energía solar, es más elevada en lugares cercanos a la superficie de la laguna. A medida que se profundiza en la laguna, la penetración de la luz es menor, lo que ocasiona el predominio del consumo de oxígeno (respiración) sobre su producción (fotosíntesis), con la eventual ausencia de oxígeno disuelto a partir de una cierta profundidad. Además, la fotosíntesis solamente ocurre durante el día, haciendo que durante la noche pueda prevalecer la ausencia de oxígeno. Por tales hechos, es esencial que haya diversos grupos de bacterias, responsables por la estabilización de la materia orgánica, que puedan sobrevivir y proliferar, tanto en la *presencia*,

como en la *ausencia* de oxígeno. En ausencia de oxígeno libre, se utilizan otros receptores de electrones, como nitratos (condiciones anóxicas), sulfatos y CO_2 (condiciones anaerobias). Esta zona, donde puede ocurrir la presencia o la ausencia de oxígeno, se denomina zona facultativa. Dicha condición también da el nombre a las lagunas (lagunas facultativas).

Como ya fue comentado, el proceso de tratamiento en lagunas facultativas es esencialmente natural, sin necesitar de algún equipo. Por esta razón, la estabilización de la materia orgánica se procesa en tasas más lentas, implicando en la necesidad de un elevado tiempo de retención hidráulica en la laguna (usualmente superior a 20 días). La fotosíntesis, para que sea efectiva, necesita de una elevada área de exposición para el mejor aprovechamiento de la energía solar por las algas, razón por la cual se necesita de unidades de grandes dimensiones. En consecuencia, el área total requerida por las lagunas facultativas es la mayor entre todos los procesos de tratamiento de las aguas residuales (excluyéndose los procesos de disposición sobre el suelo). Por otro lado, el hecho de ser un proceso totalmente natural está asociado a una mayor simplicidad operacional, factor de fundamental importancia en nuestro medio.

El efluente de una laguna facultativa posee las siguientes características principales (CETESB, 1989):

- color verde debido a las algas
- alta concentración de oxígeno disuelto
- sólidos en suspensión, aunque prácticamente dichos sólidos no sean sedimentables (las algas prácticamente no sedimentan en el ensayo del cono Imhoff)

2.3. LA INFLUENCIA DE LAS ALGAS

En una laguna de estabilización facultativa, las algas desempeñan un papel fundamental. Su concentración es más elevada que la de las bacterias, haciendo que el líquido en la superficie de la laguna sea predominantemente verde. En términos de sólidos en suspensión secos, la concentración es usualmente menor a 200 mg/L, pese a que en términos de números las algas puedan alcanzar conteos en el rango de 10^4 a 10^6 organismos por mL (Arceivala, 1981). La presencia de algas es usualmente medida en la forma de clorofila-*a*, pigmento presentado por todos los vegetales, y principal parámetro para la cuantificación de la biomasa algal (König, 2000). Las concentraciones de clorofila-*a* en lagunas facultativas dependen de la carga aplicada y de la

temperatura, pero usualmente se sitúan en el rango de 500 a 2000 $\mu\text{g/L}$ (Mara et al, 1992).

Los grupos de algas de importancia encontrados en lagunas de estabilización son (Mara et al, 1992; Silva Jr. y Sasson, 1993; Jordão y Pessoa, 1995):

- **Algas verdes (clorofíceas).** Dichas algas le confieren a la laguna el color predominantemente verduzco. Los principales géneros son las *Chlamydomonas*, *Euglenas* y *Chlorellas*. Los dos primeros géneros son normalmente los primeros en aparecer en la laguna, tienden a ser dominantes en los períodos fríos, y poseen flagelos, lo que les proporciona la capacidad de locomoción (optimización de la posición con relación a la incidencia de la luz y a la temperatura).
- **Cianobacterias** (anteriormente denominadas algas cianofíceas, o algas verde-azuladas). En realidad, estos organismos presentan características de bacterias y de algas, y actualmente están clasificados como bacterias. Las cianobacterias no presentan organelas de locomoción como cilios, flagelos o pseudópodos, pero se pueden desplazar por deslizamiento. Los requisitos de nutrientes son muy reducidos: las cianobacterias pueden proliferar en cualquier ambiente donde haya CO_2 , N_2 , agua, algunos minerales y luz. Dichos organismos son típicos de situaciones con bajos valores de pH y pocos nutrientes en las aguas residuales. En tales condiciones, las algas verdes no encuentran ambiente favorable, o sirven de alimento para otros organismos, como protozoarios, conduciendo al desarrollo de las cianobacterias. Entre los principales géneros, se pueden citar: *Oscillatoria*, *Phormidium*, *Anacystis* y *Anabaena*.

Otros tipos que pueden encontrarse en las lagunas son las algas de los filos Euglenophyta, Bacillariophyta y Chrysophyta (König, 2000; Mara et al, 1992). Las especies predominantes varían de un lugar para otro, y también, con la posición en la serie de lagunas (lagunas facultativas y lagunas de maduración).

Las algas realizan la fotosíntesis durante las horas del día sujetas a la radiación luminosa. En este período, ellas producen la materia orgánica necesaria para su sobrevivencia, convirtiendo la energía luminosa en energía química condensada en la forma de alimento. Durante las 24 horas del día ellas respiran, oxidando la materia orgánica producida, y liberando la energía para crecimiento, reproducción, locomoción entre otros procesos. El balance entre producción (fotosíntesis) y consumo (respiración) de oxígeno favorece ampliamente a la respiración. De hecho, las algas pueden producir cerca de

15 veces más oxígeno del que consumen (Abdel-Razik, 1991), conduciendo al sistema a un saldo positivo.

Debido a la necesidad de energía luminosa, la mayor cantidad de algas se sitúa próxima a la superficie de la laguna, lugar de alta producción de oxígeno. En la medida en que se profundiza en la laguna, la energía luminosa disminuye, reduciendo, en consecuencia, la concentración de algas. En la capa superficial, a menos de 50 cm, se sitúa la franja de mayor intensidad luminosa, con el resto de la laguna prácticamente oscura.

Hay un punto a lo largo de la profundidad de la laguna en que la producción de oxígeno por las algas se iguala al consumo de oxígeno por las propias algas y por los microorganismos descomponedores. Este punto se denomina **oxipausa** (ver Figura 2.3).

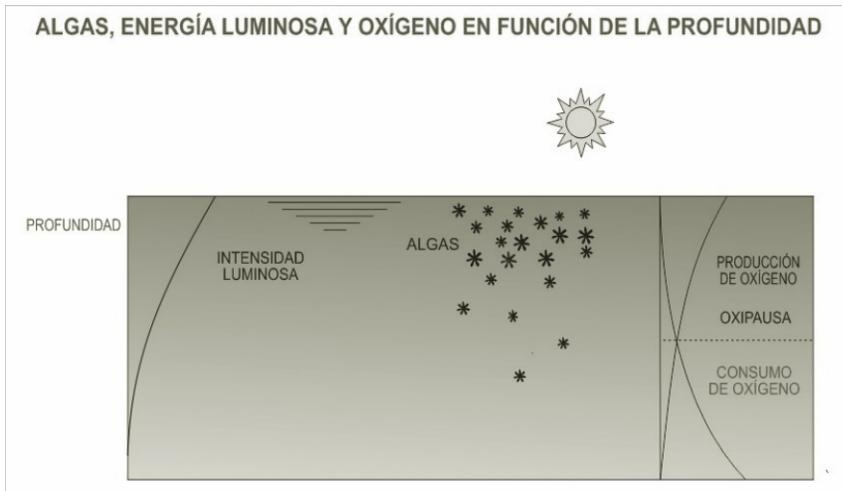


Fig. 2.3. Algas, energía luminosa y oxígeno en una laguna facultativa (sección transversal)

Sobre la oxipausa predominan condiciones aerobias, mientras que debajo de ella, prevalecen las condiciones anóxicas o anaerobias. El nivel de la oxipausa varía durante las 24 horas del día, en función de la variabilidad de la fotosíntesis durante tal periodo. En la noche, la oxipausa se eleva en la laguna, mientras que durante el día la misma se profundiza.

La profundidad de la zona aerobia, además de variar a lo largo del día, varía también con las condiciones de carga de la laguna. Lagunas con una alta carga de DBO tienden a poseer una mayor capa anaerobia, que puede ser prácticamente total durante la noche. La Figura 2.4 ilustra esquemáticamente la influencia de las condiciones de carga en el espesor de la capa aerobia.

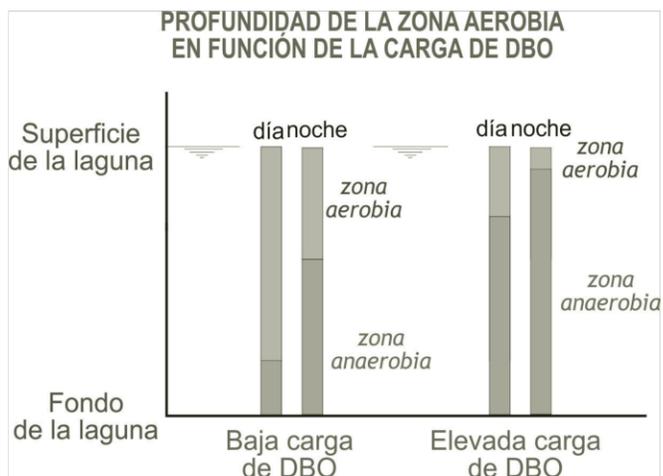


Fig. 2.4. Influencia de la carga aplicada a la laguna y de la hora del día en el espesor de las capas aerobias y anaerobias (adaptado de Arceivala, 1981)

El pH en la laguna también varía a lo largo de la profundidad y a lo largo del día. El pH depende de la fotosíntesis y de la respiración, a través de la siguiente relación:

- Fotosíntesis:
 - Consumo de CO_2
 - El ion bicarbonato (HCO_3^-) del agua residual tiende a convertirse a OH^-
 - El pH se eleva
- Respiración:
 - Producción de CO_2
 - El ion bicarbonato (HCO_3^-) del agua residual tiende a convertirse a H^+
 - El pH se reduce

Durante el día, en las horas de máxima actividad fotosintética, el pH puede alcanzar valores cercanos a 10. En dichas condiciones de elevado pH, pueden ocurrir los siguientes fenómenos:

- Conversión del ion amonio (NH_4^+) a amoníaco libre (NH_3), el cual es tóxico, pero tiende a ser liberado hacia la atmósfera (remoción de nutrientes)
- Precipitación de los fosfatos (remoción de nutrientes)
- Conversión del ácido sulfhídrico – o sulfuro de hidrógeno (H_2S) causador de mal olor a hidrogenosulfuro – o bisulfuro (HS^-), el cual es inodoro

2.4. LA INFLUENCIA DE LAS CONDICIONES AMBIENTALES

Las principales condiciones ambientales en una laguna de estabilización son la *radiación solar*, *temperatura* y el *viento*, las cuales son comentadas en el Cuadro 2.1 (Jordão y Pessoa, 1995).

Cuadro 2.1. Influencia de los principales factores ambientales externos

Factor	Influencia
<i>Radiación solar</i>	<ul style="list-style-type: none"> • Velocidad de fotosíntesis
<i>Temperatura</i>	<ul style="list-style-type: none"> • Velocidad de fotosíntesis • Tasa de descomposición bacteriana • Solubilidad y transferencia de gases • Condiciones de mezcla
<i>Viento</i>	<ul style="list-style-type: none"> • Condiciones de mezcla • Reaireación atmosférica (*)

(*) mecanismo de menor importancia en el balance de OD

La influencia de la temperatura y de la radiación solar en la velocidad de fotosíntesis puede ser vista esquemáticamente en la Figura 2.5.

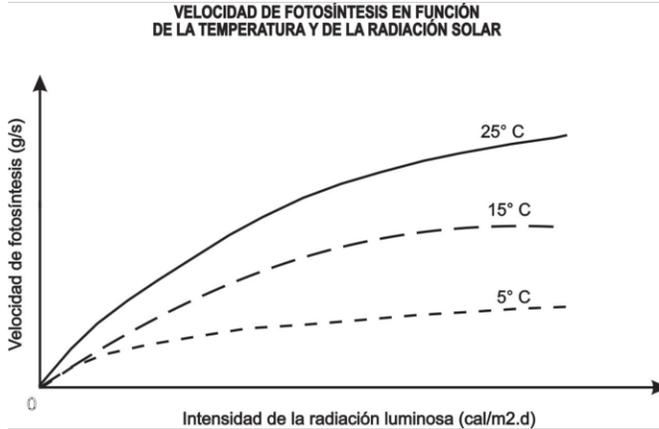


Fig. 2.5. Influencia de la temperatura y de la radiación luminosa en la velocidad de fotosíntesis (adaptado de Jordão y Pessoa, 1995)

a) Mezcla y estratificación térmica

La mezcla en una laguna de estabilización ocurre principalmente a través de los siguientes mecanismos: viento y diferencial de temperatura. La mezcla es importante en el desempeño de la laguna debido a los siguientes aspectos benéficos (Silva y Mara, 1979):

- Minimización de la ocurrencia de cortos-circuitos hidráulicos
- Minimización de la ocurrencia de zonas estancadas (zonas muertas)
- Homogenización de la distribución en el sentido vertical de la DBO, algas y oxígeno
- Transporte para la zona fótica superficial de las algas no motoras que tienden a sedimentar
- Transporte para las capas más profundas del oxígeno producido por la fotosíntesis en la zona fótica

Para maximizar la influencia del *viento*, la laguna no deberá ser cercada por obstáculos naturales o artificiales que obstruyan el acceso del viento. De la misma manera, la laguna no deberá tener un contorno muy irregular, que dificulte la homogenización de las áreas más periféricas con el cuerpo principal de la laguna.

La laguna aún está sujeta a la *estratificación térmica*, en la cual la capa superior (caliente) no se mezcla con la inferior (fría). En la medida en que se profundiza en la laguna, hay un punto en el que hay una gran disminución en la temperatura, acompañada por un elevado aumento de densidad y viscosidad. Este punto se denomina *termoclina*. Ocurren, así, dos capas distintas: la superficial (densidad menor) y la del fondo (densidad mayor), las cuales no se mezclan (ver Figura 2.6).

El comportamiento de las algas es influenciado por la estratificación, de la siguiente forma:

- Las algas *no motoras* sedimentan, alcanzando la zona oscura de la laguna, dejando de producir oxígeno, y generando, por el contrario, consumo de dicho gas.
- Las algas *motoras* tienden a huir de la capa más superficial (30 a 50 cm) de elevada temperatura (eventualmente 35°C), formando una densa capa de algas, la cual dificulta la penetración de la energía solar.

Debido a estos aspectos, en lagunas estratificadas hay una baja presencia de algas en la zona fótica, lo que reduce la producción de oxígeno del sistema y, en consecuencia, su capacidad de estabilizar la materia orgánica. En locales con poco o ningún viento en la superficie de la laguna, ésta permanece estratificada.

La estratificación se puede romper por medio de un mecanismo de mezcla natural, denominado *inversión térmica* (ver Figura 2.6). En lagos tropicales estratificados, la inversión térmica puede ocurrir en el período frío (invierno). Además de eso, en lagos de pequeña profundidad, como las lagunas de estabilización, la mezcla puede ocurrir una vez por día, de acuerdo con la siguiente secuencia (Silva y Mara, 1979):

- *Inicio de la mañana, con viento*. Mezcla completa. La temperatura es uniforme a lo largo de la profundidad.
- *Media mañana, con sol, sin viento*. Aumento de la temperatura en la capa superficial (encima de la termoclina). La temperatura en el fondo (debajo de la termoclina) varía poco, siendo influenciada por la temperatura del suelo. Estratificación.
- *Inicio de la noche, sin viento*. La capa encima de la termoclina pierde calor más rápidamente que la capa de fondo. En el caso que las temperaturas de las capas se aproximen, ocurre la mezcla.
- *Noche, con viento*. El viento ayuda en la mezcla de las capas. La capa superior se profundiza, y la inferior se eleva.

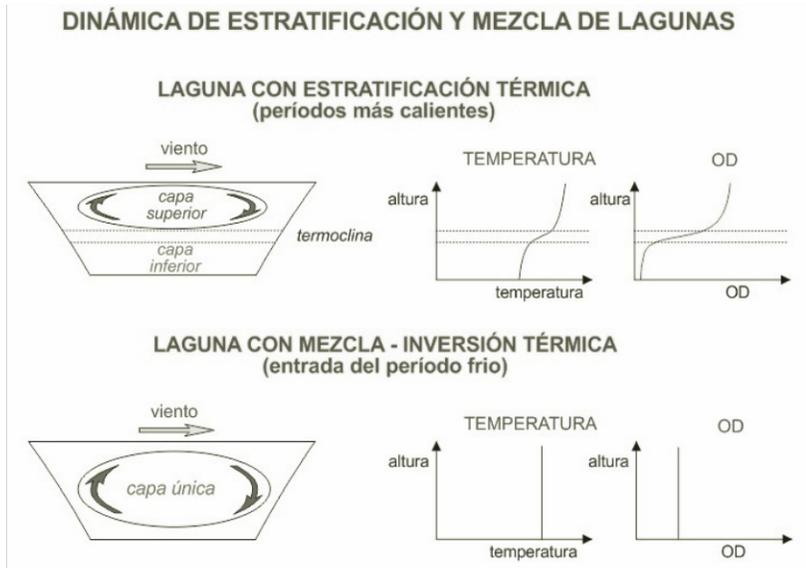


Fig. 2.6. Estratificación y mezcla en una laguna

La Figura 2.7 muestra resultados experimentales (valores medios) de temperatura en una laguna piloto baja (1,0 m de profundidad, con baffles (también conocidos como anteparos), relación largo/ancho = 32), situada en el Sureste de Brasil (Itabira – Minas Gerais). Las mediciones se realizaron en las profundidades de 0,2 m, 0,6 m y 1,0 m debajo de la superficie del agua, y a lo largo del recorrido del líquido en la laguna. La figura retrata datos del verano, en el horario de las 10 h, mostrando claramente la estratificación (temperaturas más elevadas en las menores profundidades, o sea, más cerca de la superficie libre del agua). Por otro lado, a las 23 h, también en el verano, la laguna se presenta en mezcla total. No se presentan los datos del invierno, pero indicaron mezcla total, tanto en la mañana, como en la noche.

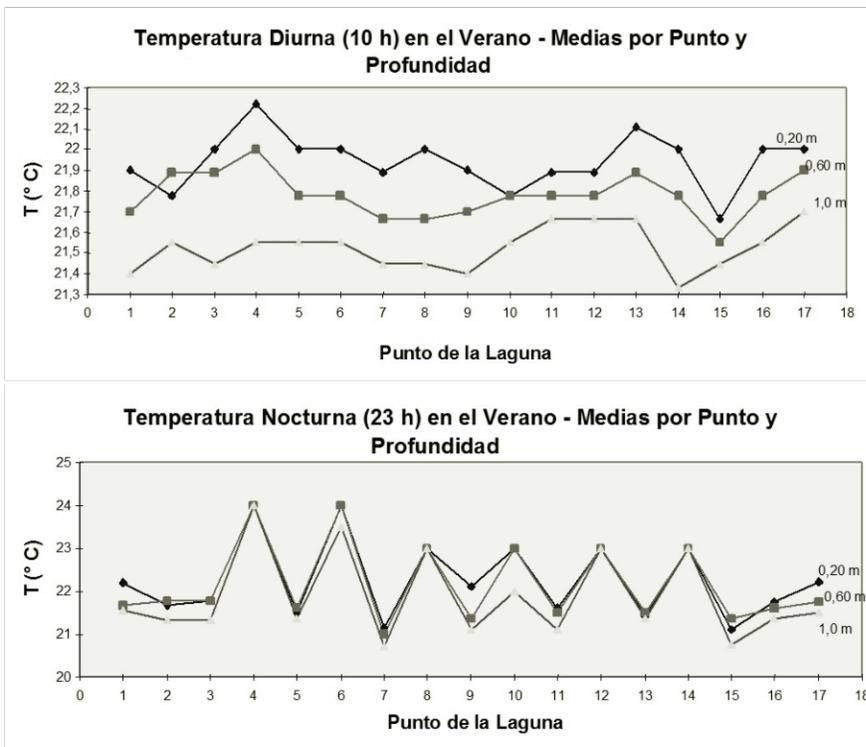


Fig. 2.7. Perfil longitudinal de temperatura en una laguna piloto con baffles, en horarios diurno y nocturno. Mediciones a las profundidades de 0,20 m, 0,60 m y 1,00 m debajo de la superficie del agua. Profundidad de la laguna: 1,00 m.

Kellner y Pires (1998,1999) presentan un modelo matemático para estimar la estratificación térmica en lagunas de estabilización, y resaltan que la misma conduce a una pérdida del volumen útil de la laguna, y que el volumen de la capa superior puede ser insuficiente para la ocurrencia de las reacciones bioquímicas deseadas.

b) Relación entre temperatura del aire y del líquido

En varios dimensionamientos, normalmente se considera la *temperatura media del líquido en el mes más frío*. Yanez (1993) y Brito et al (2000) presentan datos de correlaciones entre temperatura del aire y del líquido, en dos lagunas en Brasil, dos en Perú y una en Jordania. Las regresiones se presentan en la

Figura 2.8. La figura presenta también la recta de los valores medios, calculada por el autor, cuya ecuación es:

$$T_{\text{agua}} = 12,7 + 0,54 \times T_{\text{aire}} \quad (2.1)$$

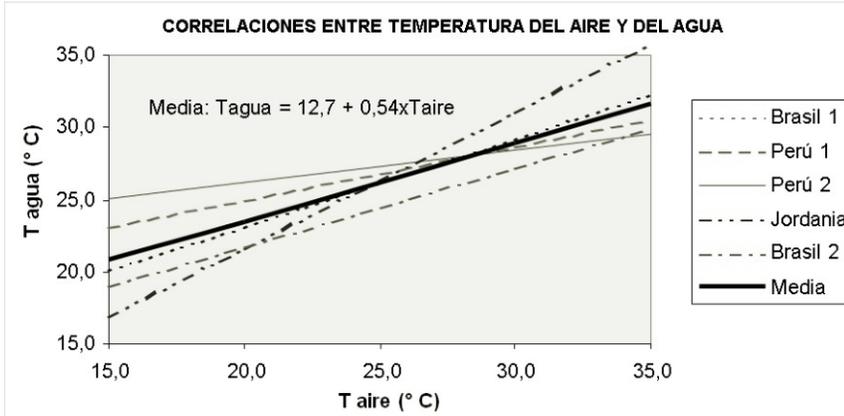


Fig. 2.8. Rectas de mejor ajuste en regresiones entre temperatura del agua y del aire en cinco lagunas. Datos de Yanez (1993) y Brito *et al* (2000). Curva media calculada por el autor.

Aplicando la Ecuación 2.1 para distintos valores de la temperatura del aire, se tienen los valores de la temperatura del agua presentados en el Cuadro 2.2. Los valores obtenidos en el rango de 20 a 30 °C están de acuerdo con el comentario de Mara *et al* (1997), de que la temperatura de la laguna es cerca de 2 a 3 °C más caliente que la temperatura del aire en el período frío, ocurriendo lo inverso en el período caliente. Una interpretación adicional de los datos de Yanez (1993) permite concluir que la temperatura en la superficie de la laguna es de 1 a 5 °C más elevada que la temperatura media, presentando las mayores diferencias en el período caliente.

Cuadro 2.2. Temperatura del agua en la laguna, en función de la temperatura del aire

Temperatura del aire (°C)	Temperatura media del líquido (°C)
15	20,8
20	23,5
25	26,2
30	28,9
35	31,6

Estimación de la temperatura del líquido usando la Ecuación 2.1

2.5. CRITERIOS DE DISEÑO

Los principales parámetros de diseño de las lagunas facultativas son:

- *Tasa de aplicación superficial*
- *Profundidad*
- *Tiempo de retención*
- *Geometría (relación largo/ancho)*

Tasa de aplicación superficial. El criterio de la *tasa de aplicación superficial* (carga orgánica por unidad de área) es el principal ítem de diseño, y se basa en la necesidad de tener una determinada área de exposición a la luz solar en la laguna, para que ocurra el proceso de fotosíntesis. El objetivo de garantizar la fotosíntesis e, indirectamente, el crecimiento de algas, es el de tener una producción de oxígeno suficiente para suplir la demanda de oxígeno. Así, el criterio de la tasa de aplicación superficial se basa en la necesidad de oxígeno para la estabilización de la materia orgánica. Por lo tanto, la tasa de aplicación superficial se relaciona a la actividad de las algas y al balance entre producción y consumo de oxígeno.

Profundidad. La profundidad tiene influencia en aspectos físicos, biológicos e hidrodinámicos de la laguna. Después de la obtención del valor del área superficial (a través de la adopción de un valor para la tasa de aplicación superficial) y de la adopción de la profundidad, se obtiene el volumen de la laguna.

Tiempo de retención. El tiempo de retención no es un parámetro directo de diseño, pero sí un parámetro de verificación (resultante de la determinación del volumen de la laguna). El criterio del *tiempo de retención* se relaciona al

tiempo necesario para que los microorganismos procedan a la estabilización de la materia orgánica en el reactor (laguna). Por lo tanto, el tiempo de retención se relaciona con la actividad de las bacterias.

Geometría de la laguna. La relación largo/ancho (L/B) es otro criterio importante, por ejercer influencia sobre el régimen hidráulico de la laguna, lo cual puede ser diseñado para aproximarse a condiciones de flujo en pistón o mezcla completa.

Los parámetros de diseño son básicamente empíricos. Para la tasa de aplicación superficial, existen algunos modelos matemáticos que permiten diseñar las lagunas facultativas con base en métodos conceptuales, como producción de algas en función de la radiación solar, producción de oxígeno por unidad de masa de algas y otros. Sin embargo, tales métodos se escapan del alcance del presente texto, de abordaje esencialmente simplificado. Además de ello, los métodos empíricos han sido tradicionalmente utilizados, con base en la experiencia adquirida en diversas regiones del mundo.

a) Tasa de aplicación superficial

El área requerida para la laguna se calcula en función de la tasa de aplicación superficial L_s . La tasa se expresa en términos de la carga de DBO (L, expresada en kgDBO_5/d) que puede ser tratada por unidad de área de la laguna (A, expresada en ha).

$$A = L/L_s \quad (2.2)$$

donde:

A: área requerida para la laguna (ha)

L: carga de DBO total (soluble + particulada) afluente (kgDBO_5/d)

L_s : tasa de aplicación superficial ($\text{kgDBO}_5/\text{ha.d}$)

La tasa a ser adoptada varía con la temperatura local, latitud, exposición solar, altitud y otros. Lugares con clima e insolación extremadamente favorables, como el nordeste de Brasil, permiten la adopción de tasas muy elevadas, eventualmente superiores a $300 \text{ kgDBO}_5/\text{ha.d}$, lo que implica en menores áreas superficiales de la laguna. Por otro lado, locales de clima templado requieren tasas de aplicación menores a $100 \text{ kgDBO}_5/\text{ha.d}$. En el entorno brasilero se han adoptado tasas de acuerdo a los siguientes rangos de valores:

- Regiones con invierno caliente y elevada insolación: $L_s = 240$ a 350 kgDBO₅/ha.d
- Regiones con invierno e insolación moderados: $L_s = 120$ a 240 kgDBO₅/ha.d
- Regiones con invierno frío y baja insolación:
 $L_s = 100$ a 180 kgDBO₅/ha.d

Hay diversas ecuaciones empíricas disponibles en la literatura internacional, correlacionando la tasa de aplicación superficial L_s y la temperatura T . A continuación se presenta una ecuación propuesta por Mara (1997) que, de acuerdo a dicho autor, posee aplicabilidad global. La ecuación utiliza la **temperatura media del aire en el mes más frío**. La justificación de utilizar la temperatura media del aire es que, en el período frío, se estará a favor de la seguridad, ya que la temperatura del agua estará un poco más elevada. La selección del período frío es debido a que corresponde al más crítico, en el funcionamiento de la laguna, en términos de las velocidades de las reacciones bioquímicas. En los dimensionamientos de lagunas facultativas presentes en este libro, se adopta la temperatura media del líquido en el mes más frío (para efecto de cálculo de las tasas de remoción de DBO), pero se asume, para efecto de estimar la tasa de aplicación superficial, este posicionamiento en favor de la seguridad propuesto por Mara (considerar la temperatura del aire igual a la temperatura del líquido). El Ítem 2.4.b discute la relación entre la temperatura del agua y la del aire.

$$L_s = 350 \times (1,107 - 0,002 \times T)^{(T-25)} \quad (2.3)$$

donde:

T : temperatura media del aire en el mes más frío (°C)

La aplicación de la Ecuación 2.3 conduce a los valores de L_s presentados en la Figura 2.9. A pesar de que la ecuación conduce a valores bastante elevados cuando se tienen altas temperaturas (por encima de los 25°C), se recomienda que, para efecto de diseño, la carga máxima admisible sea de 350 kgDBO/ha.d.

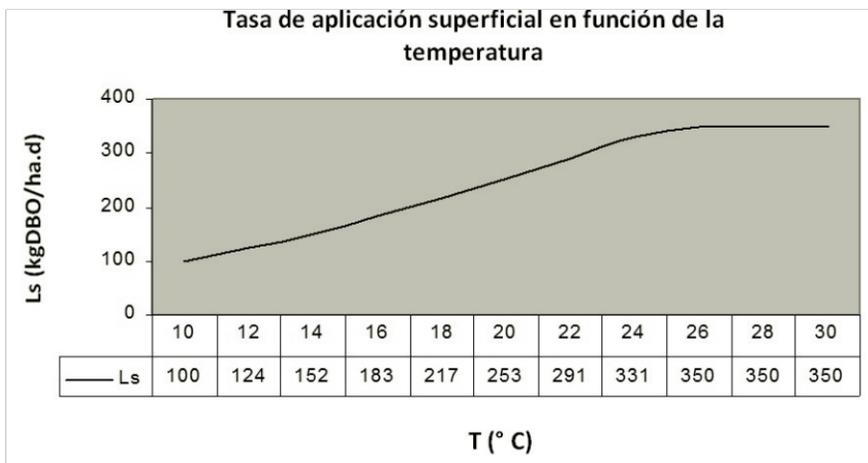


Fig. 2.9. Valores de la tasa de aplicación superficial en función de la temperatura media del aire en el mes más frío (según Ecuación 2.3, de Mara, 1997)

Para la utilización de la Ecuación 2.3 en Brasil, se puede usar los datos de temperatura media del aire en el mes de julio, los cuales pueden obtenerse en el website del INMET (www.inmet.gov.br); para el caso de Colombia, según el departamento y su respectiva región, los datos correspondientes podrán obtenerse en la página del IDEAM (<http://ideam.gov.co>). La aplicación de la ecuación a los datos de Brasil en el mes de julio se presenta en la Figura 2.10. Los valores de L_s se presentan redondeados, y limitados al valor máximo de 350 kgDBO₅/ha.d. La experiencia local brasilera ha mostrado que, en el nordeste de dicho país, en función de la gran radiación solar, los valores pueden ser un poco superiores a los de la figura. También es probable que, en la región amazónica, debido a la gran pluviosidad y menor tiempo de exposición solar, la tasa de aplicación deba ser un poco menor que la estimada simplemente por la temperatura.

Naturalmente que la utilización de una fórmula empírica es solamente para una estimación inicial de la tasa de aplicación superficial. Como fue comentado, en caso que haya experiencias locales, así como otras evidencias climatológicas, que sugieran la adopción de otros valores, siempre se debe considerar estas especificidades al seleccionar el valor de L_s . Para el caso de Brasil y Colombia, las mencionadas páginas del INMET y del IDEAM presentan datos y mapas de precipitación, evaporación, insolación y otros, los cuales pueden ser útiles en la evaluación de factores regionales, además de la simple temperatura.

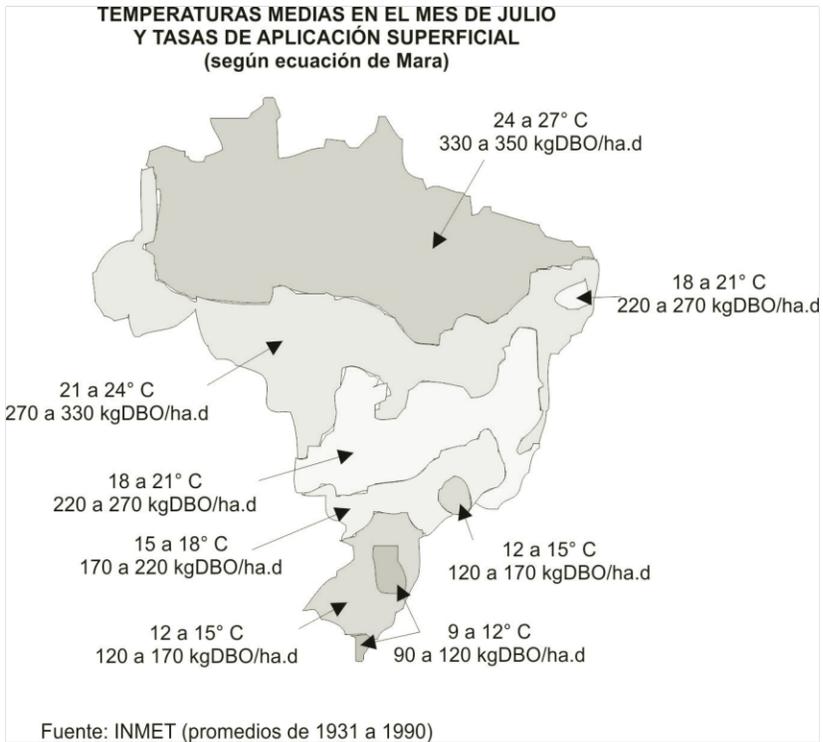


Fig. 2.10. Tasas de aplicación superficiales en Brasil, en función de la temperatura media del aire en el mes más frío, tomando como base la ecuación de Mara (Ecuación 2.3)

No hay un valor máximo absoluto de área, a partir del cual el sistema de lagunas facultativas se vuelva inviable. En Brasil, hay un sistema de lagunas ocupando 100 ha. En Argentina y Australia, hay sistemas con más de 300 ha. La deseabilidad de adoptar procesos de tratamiento más compactos, en el caso de necesitarse de grandes lagunas, depende esencialmente de las condiciones locales, de la topografía, de la geología y del costo del terreno. En Brasil, la minuta del Proyecto de Norma para Lagunas (1991) recomienda que el área de una laguna facultativa no sea superior a 15 ha. En tales condiciones, se debe dividir el sistema en un mayor número de lagunas.

b) Profundidad

Como ya fue comentado, la zona aerobia de la laguna facultativa depende de la penetración de la luz solar para soportar la actividad fotosintética. La intensidad de la luz incidente sobre el cuerpo de agua tiende a extinguirse exponencialmente en la medida en que ésta penetra a lo largo de la profundidad. Tal fenómeno ocurre inclusive en agua destilada, aunque en menor magnitud. Cuanto mayor sea el color, la turbiedad del agua y la propia concentración de algas, más rápidamente se extingue la luz. Por debajo de una cierta profundidad en la laguna, el ambiente es inapropiado para el crecimiento de algas.

Con base en los criterios de área y volumen anteriormente discutidos, la profundidad H de la laguna es resultado de un compromiso entre el volumen requerido V y el área requerida A , considerando que $H=V/A$. Sin embargo, otros aspectos influyen en la selección de la profundidad de la laguna (Arceivala, 1981), como se lista en el Cuadro 2.3.

Cuadro 2.3. Aspectos relacionados a la profundidad de la laguna

Profundidad	Aspecto
<i>Baja</i>	<ul style="list-style-type: none">• Las lagunas bajas, con profundidades inferiores a 1,0 m, se pueden comportar como totalmente aerobias.• El área requerida es muy elevada, de tal manera que cumpla con el requisito del tiempo de retención.• La penetración de la luz a lo largo de la profundidad es prácticamente total (la energía luminosa tiende a extinguirse con la profundidad, inclusive en aguas límpidas).• La producción de algas es maximizada y el pH es usualmente elevado (debido a la fotosíntesis), provocando la precipitación de fosfatos y la desorción del amoníaco (remoción de nutrientes).• Debido a la baja profundidad, puede haber el desarrollo de una vegetación emergente, potencial abrigo para larvas de mosquitos (lagunas con profundidad en torno de 0,60 m o menos).• Las lagunas bajas son más afectadas por las variaciones de la temperatura ambiente a lo largo del día, pudiendo alcanzar condiciones anaerobias en periodos calientes (aumento de la tasa de descomposición de la materia orgánica y mayor influencia de la resolubilización de subproductos de la descomposición anaerobia en el lodo de fondo).

Profundidad	Aspecto
<i>Profunda</i>	<ul style="list-style-type: none"> • Lagunas con profundidades más elevadas posibilitan un mayor tiempo de retención para la estabilización de la materia orgánica. • El desempeño de la laguna es más estable y menos afectado por las condiciones ambientales, produciendo un efluente con una calidad más uniforme a lo largo del año. • Hay un mayor volumen de almacenamiento del lodo. • La capa inferior permanece en condiciones anaerobias, en las cuales la tasa de remoción de la DBO y de mortalidad de patógenos es más reducida. • La descomposición anaerobia obviamente no consume el oxígeno disuelto en el medio. Así, en el cálculo del balance de OD, se puede considerar la fracción de la materia orgánica sujeta a la descomposición anaerobia. Usualmente, por una cuestión de seguridad, se considera la DBO total afluente como la que ejercerá la demanda de oxígeno, y para tal fin la producción fotosintética en las capas superiores debe ser suficiente. • Los subproductos de la descomposición anaerobia son liberados para las capas superiores, ejerciendo todavía alguna demanda de oxígeno. Los riesgos de mal olor son reducidos, puesto que la capa aerobia oxida química y bioquímicamente el gas sulfhídrico generado en la descomposición anaerobia. • Las lagunas más profundas permiten la expansión futura para la inclusión de aireadores, transformándose en lagunas aireadas.

En conclusión, el conocimiento disponible es aún limitado para optimizar la profundidad de la laguna, de tal forma que permita obtener el mayor número de beneficios. El rango de profundidades a ser adoptadas en el diseño se encuentra entre 1,5 a 3,0 m, aunque el siguiente rango sea más usual:

$$H = 1,5 \text{ m a } 2,0 \text{ m}$$

c) Tiempo de retención hidráulica

El tiempo de retención hidráulica teórico de la laguna está asociado al volumen y al caudal de diseño:

$$t = V/Q \quad (2.4)$$

donde:

t : tiempo de retención (d)

V: volumen de la laguna (m³)

Q: caudal medio afluente (m³/d)

El caudal medio es el promedio entre el caudal afluente y el flujo efluente. El caudal efluente corresponde al caudal afluente menos las pérdidas más las entradas de líquido:

$$Q_{\text{medio}} = (Q_{\text{afl}} - Q_{\text{eff}})/2 \quad (2.5)$$

$$Q_{\text{eff}} = Q_{\text{afl}} + Q_{\text{precipitación}} - Q_{\text{evaporación}} - Q_{\text{infiltración}} \quad (2.6)$$

La mayor parte de las veces los componentes adicionales en la Ecuación 2.6 pueden ser despreciados. Por ejemplo, en un local donde la precipitación anual media sea 1000 mm/año y la evaporación sea 2000 mm/año, el caudal afluente sea 3.000 m³/d (1.095.000 m³/año) y el área superficial de la laguna sea 48.000 m² (caudal y área del Ejemplo 2.3), se tiene (despreciando la infiltración):

$$\begin{aligned} Q_{\text{eff}} &= 1.095.000 \text{ m}^3/\text{año} + 1,0 \text{ m/año} \times 48.000 \text{ m}^2 - 2,0 \text{ m/año} \times 48.000 \text{ m}^2 = \\ &= 1.095.000 + 48.000 - 96.000 = 1.047.000 \text{ m}^3/\text{año} \end{aligned}$$

En este caso, la pérdida anual es de solamente el 4,4% del caudal afluente. Sin embargo, dependiendo de las circunstancias, en determinados meses secos podrá no haber precipitación, al mismo tiempo en que se tiene una apreciable evaporación. En esos casos, el balance hídrico podrá ser afectado, y la pérdida (o eventual ingreso, en una situación opuesta) puede ser más significativo.

El tiempo de retención requerido para la oxidación de la materia orgánica varía con las condiciones locales, especialmente la temperatura. En lagunas facultativas **primarias** que tratan aguas residuales domésticas se tiene, usualmente, tiempos de retención que varían entre:

$t = 15 \text{ a } 45 \text{ días}$

Los menores tiempos de retención se presentan en regiones en que la temperatura del líquido es más elevada, alcanzando con eso una reducción en el volumen requerido para la laguna. Además de ello, el tiempo de retención requerido es función de la cinética de la remoción de la DBO y del régimen hidráulico de la laguna (ver Ítem 2.6.1). En locales con aguas residuales concentradas (bajo caudal per cápita de aguas residuales y alta concentración de DBO), el tiempo de retención tiende a ser elevado.

En el caso de aguas residuales altamente concentradas, el tiempo de retención es usualmente mucho mayor, toda vez que el área (e, indirectamente, el volumen) fue calculada con base en la carga orgánica, y no con base en el caudal (el cual es comparativamente bajo, para una dada carga de DBO). El factor determinante, en el caso de efluentes industriales, continúa siendo la tasa de aplicación orgánica.

Los criterios de tasa de aplicación superficial y de tiempo de retención son complementarios, o sea, el área y el volumen obtenidos deben ser coherentes. El tiempo de retención puede ser utilizado de una de las siguientes dos formas:

- *Adoptar t como un parámetro explícito de diseño.* Después de haber sido adoptado t , se calcula V ($V = t.Q$). Como el área A ya fue determinada con base en el criterio de la tasa de aplicación, se puede calcular H ($H = V/A$), y verificar si este se encuentra dentro del rango de valores presentado en el ítem b.
- *Adoptar un valor para la profundidad H , según los criterios del ítem b.* Teniendo H y A , se calcula el volumen V ($V=A.H$) y, en consecuencia, el tiempo de retención t ($t = V/Q$). Con el valor de t , se estima la concentración efluente de DBO (ver ítem 2.6). En caso que la concentración efluente no satisfaga los requisitos, se debe aumentar el volumen, o sea, el tiempo de retención.

El segundo criterio es más práctico, por adoptar valores objetivos para el área superficial y la profundidad. El Ejemplo 2.3 muestra la interpretación conjunta de estos dos criterios.

d) Geometría de la laguna (relación largo/ancho)

Como será discutido en el ítem 2.6.1, el régimen hidráulico de flujo en pistón es el más eficiente en términos de remoción de compuestos que siguen la cinética de primer orden, como la materia orgánica. Sin embargo, el régimen de mezcla completa es más apropiado cuando se tiene efluentes sujetos a una gran variabilidad de cargas y a la presencia de compuestos tóxicos, por el hecho de que el reactor de mezcla completa proporciona una inmediata dilución del afluente en el cuerpo de agua. Los sistemas de flujo en pistón también están sujetos a una elevada demanda de oxígeno en la zona cercana a la entrada de la laguna, en virtud de tener el agua residual cruda, sin dilución en el cuerpo del reactor. En dicho lugar podrán ocurrir condiciones anaerobias. Por esta última razón, se tiene que:

- *lagunas facultativas primarias*: usualmente no son diseñadas aproximándolas al comportamiento de reactores de flujo en pistón (elevada relación largo/ancho) con la introducción de baffles o anteparos
- *lagunas de maduración o de pulimento, después de reactores UASB*: posterior a la remoción previa de gran parte de la materia orgánica, hay menos preocupaciones con sobrecarga en los tramos iniciales, y las lagunas pueden ser alargadas o con baffles.

El diseño de las lagunas podrá aprovechar el terreno disponible y su topografía para obtener la relación más adecuada de largo/ancho (L/B). Sistemas con elevada relación L/B tienden al flujo en pistón, mientras que lagunas con L/B cercana a 1,0 (lagunas cuadradas) tienden al régimen de mezcla completa. Más frecuentemente, la relación L/B de las lagunas facultativas se sitúa en el siguiente rango (EPA, 1983; Abdel-Razik, 1991):

$$\text{Relación largo/ancho (L/B)} = 2 \text{ a } 4$$

2.6. ESTIMACIÓN DE LA CONCENTRACIÓN EFLUENTE DE DBO

2.6.1. La influencia del régimen hidráulico

La remoción de la DBO se ejecuta de acuerdo a una *reacción de primer orden* (en la cual la tasa de reacción es directamente proporcional a la concentración del sustrato). En tales condiciones, el régimen hidráulico del reactor (laguna) influencia la eficiencia del sistema.

Pese a que la cinética de la remoción de la DBO sea la misma en los diferentes regímenes hidráulicos, la concentración efluente de DBO varía. De acuerdo con la cinética de primer orden, la tasa de remoción de DBO será más elevada cuanto mayor sea la concentración de DBO en el medio. Este aspecto tiene una gran implicación en el desempeño del reactor, como se presenta a continuación:

- **Reactores de flujo en pistón.** En reactores en los cuales se tiene una mayor concentración de DBO (por ejemplo, en la zona aledaña a la entrada), la tasa de remoción será más elevada en dicho punto. Tal es el caso, por ejemplo,

de los reactores de *flujo en pistón*, predominantemente longitudinales (la concentración en cercanías a la entrada del reactor es diferente de la concentración en la salida).

- **Reactores de mezcla completa.** Reactores que, a través de una homogenización en todo el tanque, posibilitan una inmediata dispersión del contaminante, haciendo que su concentración sea rápidamente igualada a la baja concentración efluente, presentan una menor eficiencia en la remoción de la DBO. Este es el caso de los reactores de *mezcla completa*, predominantemente cuadrados (la concentración en el reactor, en la zona cercana a la entrada, es igual a la concentración en la salida).

Estos dos tipos de reactores idealizados caracterizan los límites, dentro de los cuales, en la práctica, todos los reactores se enmarcan. En el tratamiento de aguas residuales por lagunas de estabilización se pueden destacar los modelos hidráulicos descritos en el Cuadro 2.4.

Cuadro 2.4. Características de los modelos hidráulicos más frecuentemente utilizados en el dimensionamiento y evaluación de desempeño de las lagunas de estabilización

Modelo hidráulico	Esquema del reactor	Características
<i>Flujo en pistón</i>		<p>Las partículas de fluido entran continuamente en un extremo del tanque, pasan a través del mismo y son descargadas en el otro extremo, en la misma secuencia con la que entraron. El flujo se procesa como un émbolo, sin mezclas longitudinales. Las partículas mantienen su identidad y permanecen en el tanque por un período igual al tiempo de retención hidráulica. Este tipo de flujo se reproduce en tanques alargados, con una elevada relación largo/ancho, en la cual la dispersión longitudinal es mínima. Dichos reactores también reciben el nombre de tubulares. Los reactores de flujo en pistón son reactores idealizados, toda vez que es bastante difícil obtener en la práctica la ausencia total de dispersión longitudinal.</p>

Mezcla completa



Las partículas que entran en el tanque son inmediatamente dispersadas en todo el cuerpo del reactor. El flujo de entrada y salida es continuo. Las partículas dejan el tanque en proporción a su distribución estadística. La mezcla completa puede ser obtenida en tanques circulares o cuadrados si el contenido del tanque fuese continua y uniformemente distribuido. Los reactores de mezcla completa son reactores idealizados, ya que es difícil de obtener en la práctica una dispersión total en todo el volumen del reactor.

Reactores de mezcla completa en serie



Los reactores de mezcla completa en serie son usados para modelar el régimen hidráulico que existe entre los regímenes ideales de flujo en pistón y mezcla completa. Si la serie estuviera compuesta únicamente por una unidad, el sistema reproduce un reactor de mezcla completa. Si el sistema presentase un número infinito de reactores en serie, se reproduce el flujo en pistón. El flujo de entrada y el de salida son continuos. También es común encontrar unidades en serie en lagunas de estabilización y de maduración.

Flujo disperso



El flujo disperso o arbitrario se obtiene en un sistema cualquiera con un grado de mezcla intermedio entre los dos extremos de flujo en pistón y mezcla completa. En la realidad, la mayor parte de los reactores presenta flujo disperso. Debido a la mayor dificultad en su modelaje, frecuentemente se hacen aproximaciones para uno de los modelos hidráulicos ideales. El flujo de entrada y salida son continuos.

La eficiencia del sistema en la remoción de contaminantes modelados por la reacción de primer orden (ej. DBO y coliformes) sigue el orden que se presenta a continuación:

- | | |
|---------------------------------------|------------------|
| - laguna de flujo en pistón | mayor eficiencia |
| - serie de lagunas de mezcla completa | ↓ |
| - única laguna de mezcla completa | menor eficiencia |

El régimen de flujo disperso no fue enmarcado en el anterior esquema, por poder representar bien a reactores que se aproximan, tanto a los de flujo en pistón, como a los de mezcla completa (ver Ítem 2.6.4).

El Cuadro 2.5 presenta las fórmulas para determinar la concentración efluente de DBO soluble en los diversos regímenes hidráulicos.

Cuadro 2.5. Fórmulas para el cálculo de la concentración efluente S (DBO soluble)

Régimen hidráulico	Esquema	Fórmula de la concentración de DBO _s soluble efluente (S)
Flujo en pistón		$S = S_0 e^{-K \cdot t}$
Mezcla completa (1 celda)		$S = \frac{S_0}{1 + K \cdot t}$
Mezcla completa (celdas iguales en serie)		$S = \frac{S_0}{\left(1 + K \frac{t}{n}\right)^n}$
Flujo disperso		$S = S_0 \cdot \frac{4ac^{1/2d}}{(1+a)^2 e^{a/2d} - (1-a)^2 e^{-a/2d}}$ $a = \sqrt{1 + 4K \cdot t \cdot d}$

S_0 : concentración de DBO total afluente (mg/L)	t : tiempo de retención hidráulica total (d)
S : concentración de DBO soluble efluente (mg/L)	n : número de lagunas en serie (-)
K : coeficiente de remoción de DBO (d ⁻¹)	d : número de dispersión (adimensional)

2.6.2. DBO efluente soluble y particulada

Se debe notar que, en el Cuadro 2.5, **S** es la **DBO efluente soluble**. Se admite que la **DBO afluente S₀** es la **DBO total** (soluble + particulada), debido al hecho que los sólidos en suspensión orgánicos, responsables por la DBO particulada, son convertidos en sólidos disueltos, a través de enzimas liberadas al medio por las propias bacterias. Las bacterias asimilan, por lo tanto, la DBO soluble original de las aguas residuales (asimilación rápida) y la DBO particulada (después de la

conversión a DBO soluble). De esta manera, en principio, toda la DBO (soluble + particulada) estaría disponible para las bacterias. Sin embargo, la **DBO total del efluente** es causada por dos fuentes: (a) DBO remanente del agua residual cruda después del tratamiento (DBO soluble) y (b) DBO causada por los sólidos en suspensión en el efluente (DBO particulada). Los sólidos en suspensión en el efluente de las lagunas facultativas son principalmente algas, que podrán o no ejercer alguna demanda de oxígeno en el cuerpo receptor, dependiendo de sus condiciones de sobrevivencia en el mismo. Se pueden realizar los siguientes comentarios (Arceivala, 1981; Abdel-Razik, 1991; Mara et al, 1997):

- En el caso en que las algas mueran, la estabilización de la fracción orgánica de su masa celular consumirá oxígeno.
- Si las algas fuesen consumidas por el zooplancton y entrasen en la cadena alimenticia, puede ser ventajoso, en el caso de tener un ambiente más productivo, por ejemplo, para piscicultura.
- Si las algas se continuaran multiplicando, ellas podrán causar el efecto benéfico de producción de oxígeno. Las algas realizan tanto fotosíntesis como respiración, pero la cantidad de oxígeno producido por la fotosíntesis durante las horas del día con luz solar es del orden de 15 veces mayor que la consumida por la respiración durante las 24 horas del día.
- En el caso que el efluente sea usado para irrigación, las algas también pueden ser benéficas. Las cianobacterias contribuyen a la fijación de nitrógeno, y otras algas, al morir, liberan lentamente nutrientes, posteriormente utilizados por las plantas, además de aumentar la materia orgánica en el suelo, aumentando su capacidad de retención de agua. Sin embargo, concentraciones excesivas de algas pueden afectar la porosidad del suelo.

Según Mara (1995), los sólidos en suspensión de lagunas facultativas son en torno de 60 a 90% algas. Cada 1 mg de algas genera una DBO_5 particulada del orden de 0,45 mg. De esta forma, 1 mg/L de sólidos en suspensión en el efluente es capaz de generar una DBO_5 (en el ensayo de la DBO, y no necesariamente en el cuerpo receptor) en el rango de $0,6 \times 0,45 \approx 0,3$ mg/L a $0,9 \times 0,45 \approx 0,4$ mg/L.

$$1 \text{ mg SS/L} = 0,3 \text{ a } 0,4 \text{ mgDBO}_5/\text{L}$$

Datos de monitoreo en algunas lagunas en la región Sureste de Brasil condujeron a los siguientes valores, expresados en términos de DQO particulada:

$$1 \text{ mg SS/L} = 1,0 \text{ a } 1,5 \text{ mgDQO/L}$$

Debido a la incertidumbre que existe en relación a tales aspectos relacionados a la sobrevivencia de las algas, un abordaje práctico puede ser el de no considerar la DBO de las algas, o de los sólidos en suspensión, en el efluente de las lagunas facultativas. Así, la DBO efluente de las lagunas facultativas puede ser considerada como solamente la DBO soluble. De hecho, la Comunidad Europea estableció, en 1991, los siguientes estándares para efluentes de lagunas de estabilización (Council of the European Communities, 1991):

- DBO₅ soluble (filtrada) ≤ 25 mg/L
- DQO soluble (filtrada) ≤ 125 mg/L
- Sólidos en suspensión ≤ 150 mg/L

La legislación de la mayor parte de los países, incluyendo la de Brasil, no realiza distinción entre las formas de DBO, considerando como estándar de vertimiento los valores de DBO total. La concentración de SS en el efluente de lagunas facultativas usualmente atiende el estándar establecido por la Comunidad Europea, aunque pueda haber eventuales periodos con valores superiores al estipulado.

Infelizmente no hay ningún modelo matemático que permita la previsión, con confiabilidad, de la concentración de sólidos en suspensión en el efluente de la laguna, dada su gran variabilidad temporal en función de las condiciones ambientales. En términos de diseño, para estimar la DBO particulada, se puede asumir una determinada concentración de SS, en el rango de:

$$\text{SS efluente} = 60 \text{ a } 100 \text{ mg/L}$$

2.6.3. La remoción de DBO según el modelo de mezcla completa

Como la relación largo/ancho (L/B) usualmente empleada en lagunas facultativas primarias es del orden de 2 a 4, se tiene que el régimen hidráulico encontrado en la realidad es el de flujo disperso (ver Ítem 2.6.4). Sin embargo, ha sido más frecuentemente adoptado en los diseños de lagunas facultativas el modelo de mezcla completa (para una o más celdas), debido a las siguientes razones:

- Los cálculos con el modelo de mezcla completa son los más simples.

- Las lagunas facultativas no son especialmente alargadas, lo que hace que no se alejen excesivamente de un reactor de mezcla completa
- La mayor parte de los coeficientes de remoción de DBO disponibles en la literatura son para mezcla completa.

El valor del coeficiente de remoción de DBO (K) fue obtenido por diversos investigadores en varias lagunas existentes en función de la DBO de entrada y de salida y del tiempo de retención. El valor de K es siempre calculado en función del modelo hidráulico asumido. En consecuencia, los valores de K reportados en la literatura están asociados al régimen hidráulico, teniendo que considerar tal hecho en el momento de seleccionar el valor a ser adoptado para el diseño de una nueva laguna. Como ya fue comentado, la mayor parte de los autores asume el régimen de mezcla completa, pero esta hipótesis no siempre es explicitada en el momento de presentar los valores de K. Al obtener el valor de K tomando como base datos experimentales, siempre se debe reportar la temperatura, el caudal y las principales relaciones geométricas de la laguna (profundidad, largo y ancho), además del modelo hidráulico asumido en los cálculos. Otro punto a ser recordado es que, al calcular el valor de K, deben considerarse los siguientes valores de DBO: (a) DBO afluente: DBO total; (b) DBO efluente: DBO soluble.

Para el caso más frecuente de dimensionamiento de acuerdo con el modelo de mezcla completa, se tiene los siguientes rangos de valores usualmente utilizados para dimensionamiento (Silva y Mara, 1979; Arceivala, 1981; EPA, 1983; von Sperling, 2001):

Laguna	K (20° C)
<i>Lagunas primarias</i> (recibiendo aguas residuales crudas)	0,30 a 0,40 d ⁻¹
<i>Lagunas secundarias</i> (recibiendo efluente de una laguna o reactor)	0,25 a 0,32 d ⁻¹

Von Sperling (2001), al analizar la remoción de DBO en 10 lagunas de estabilización primarias y secundarias en el Sureste de Brasil, encontró los siguientes valores medios: lagunas primarias: $K = 0,40 \text{ d}^{-1}$ (4 datos); lagunas secundarias: $K = 0,27 \text{ d}^{-1}$ (6 datos); todas las lagunas: $K = 0,32 \text{ d}^{-1}$ (10 datos). El valor de K igual a $0,25 \text{ d}^{-1}$ (para DQO) fue encontrado por el autor y colaboradores en una laguna facultativa tratando el efluente de un reactor UASB.

Es natural que el coeficiente de remoción de DBO sea más elevado en lagunas facultativas primarias, ya que el agua residual cruda contiene materia orgánica de más fácil degradación. Por otro lado, el efluente de lagunas anaerobias o reactores anaerobios posee materia orgánica de degradación más lenta, toda vez que la fracción de más fácil degradación ya fue removida en tales reactores.

En consecuencia, las lagunas facultativas secundarias, lagunas de maduración o lagunas de pulimento deben tener valores de K más reducidos.

Para diferentes temperaturas, el valor de K puede ser corregido a través de la siguiente ecuación:

$$K_T = K_{20} \cdot \theta^{(T-20)} \quad (2.7)$$

donde:

K_T : coeficiente de remoción de la DBO para cualquier temperatura del líquido T (d^{-1})

K_{20} : coeficiente de remoción de la DBO en la temperatura del líquido de 20°C (d^{-1})

θ : coeficiente de temperatura (-).

Se debe notar que en la literatura se proponen diferentes valores de θ . Para $K=0,35 d^{-1}$, citado por la EPA (1983), se tiene $\theta = 1,085$. Para $K=0,30 d^{-1}$, citado por Silva y Mara (1979), se tiene $\theta = 1,05$.

Al diseñar lagunas, o plantas de tratamiento de aguas residuales, se debe tener siempre en mente que la incertidumbre en el dimensionamiento no se encuentra únicamente en los coeficientes del modelo, sino también en todos los datos de entrada, comenzando por la población y por el caudal de diseño. Los dimensionamientos siempre deben tener esta incertidumbre en perspectiva, de tal forma que no se exagere en la sofisticación para la obtención de ciertos coeficientes, olvidándose de analizar la confiabilidad de otros datos que posiblemente ejerzan mayor influencia (von Sperling, 1995).

El Ejemplo 2.1 ilustra la determinación de las concentraciones efluentes de DBO y el cálculo de la eficiencia resultante, para un tiempo de retención hidráulica dado y un valor de K adoptado.

Ejemplo 2.1

Calcular la concentración de DBO soluble efluente (S) en los siguientes sistemas de lagunas facultativas: (a) una celda de flujo en pistón; (b) dos celdas de mezcla completa en serie; (c) una celda de mezcla completa. Datos:

- DBO total afluente: $S_0 = 300 \text{ mg/L}$
- Coeficiente de remoción de DBO: $K = 0,30 d^{-1}$ (adoptado, para todos los sistemas)

- *Tiempo de retención hidráulica total: t = 30 días*
- *Temperatura del líquido: 20°C*

Solución:

Utilizando las fórmulas del Cuadro 2.5, se tiene:

Modelo hidráulico	Fórmula	DBO soluble S (mg/L)	Eficiencia E (%)
Flujo en pistón ideal (1 celda)	$S = S_0 e^{-K \cdot t}$ $S = 300 \cdot e^{-0,30 \times 30}$	≤1	99,99
Mezcla completa ideal (2 celdas)	$S = \frac{S_0}{(1 + K \frac{t}{n})^n}$ $S = \frac{300}{(1 + 0,30 \times \frac{30}{2})^2}$	10	97
Mezcla completa ideal (1 celda)	$S = \frac{S_0}{1 + K \cdot t}$ $S = \frac{300}{1 + 0,30 \times 30}$	30	90

Eficiencia: $E = (S_0 - S) \cdot 100 / S_0$

Comentarios:

- Mayor eficiencia: flujo en pistón
- Las celdas en serie son más eficientes que una única celda
- Los resultados se obtienen admitiendo que las lagunas se comportan como reactores ideales y que el valor de K es el mismo, independiente del régimen hidráulico
- Para lagunas facultativas primarias, el modelo de flujo en pistón no es adecuado, ya que la geometría de las lagunas primarias no es de un rectángulo alargado, de tal manera que evite sobrecargas orgánicas junto a la entrada del afluente
- Las eficiencias calculadas son conocidas como eficiencias biológicas, y se basan solamente en la DBO soluble efluente, y no consideran la DBO particulada, también presente en el efluente de las lagunas

2.6.4. La remoción de DBO según el régimen hidráulico de flujo disperso

En la realidad, el régimen hidráulico en una laguna de estabilización no sigue exactamente los modelos ideales de los reactores de mezcla completa o flujo en pistón, pero sí un modelo intermedio. Los modelos de mezcla completa y flujo en pistón constituyen un sobre, dentro del cual se sitúan en realidad todos los reactores. El modelo de **mezcla completa** representa un extremo (*dispersión longitudinal infinita*), mientras el modelo de **flujo en pistón** representa el otro extremo (*dispersión longitudinal nula*). Dentro de estos extremos se sitúan los reactores modelados según el régimen de **flujo disperso**, comprendiendo todas las lagunas encontradas en la práctica. Por tal razón, es importante el conocimiento del modelo de flujo disperso, que puede ser utilizado como una mejor aproximación para el diseño de lagunas de estabilización.

Sin embargo, el modelamiento de una laguna según el flujo disperso es más complicado, por el hecho de necesitarse de dos parámetros (coeficiente de remoción de la DBO y número de dispersión), al contrario de los modelos anteriores, en que se necesita solamente el conocimiento del coeficiente de remoción de la DBO.

a) Coeficiente de remoción de DBO (K)

El valor del coeficiente de remoción de DBO (K) puede obtenerse a través de una de las siguientes relaciones empíricas, obtenidas en estudios de lagunas modeladas según el régimen de flujo disperso:

- Arceivala (1981) - fórmula original modificada, expresando la tasa de aplicación superficial L_s en términos de DBO_5 :

$$K = 0,132 \cdot \log L_s - 0,146 \quad (2.8)$$

- Vidal (1983) - fórmula original simplificada, excluyéndose el efecto de la temperatura y del tiempo de retención (prácticamente despreciables en la fórmula original):

$$K = 0,091 + 2,05 \times 10^{-4} \cdot L_s \quad (2.9)$$

Se debe destacar que el coeficiente de temperatura (θ) para la relación de Arceivala es **1,035**, a diferencia de los coeficientes expresados en el Ítem 2.6.3. Con relación a la ecuación de Vidal, la corrección para la temperatura no fue expresada en la forma usual de Arrhenius, pero a través del análisis de la fórmula original se obtiene un valor de θ inferior a 1,035.

Para diferentes tasas de aplicación superficial, el Cuadro 2.6 presenta los valores de K según Arceivala y Vidal (para una temperatura del líquido igual a 20°C, dentro del rango de validez de las ecuaciones). Se observa que los valores de K obtenidos por las dos fórmulas son bastante semejantes. Datos experimentales obtenidos por el autor y colaboradores en una laguna facultativa actuando como postratamiento del efluente de reactor UASB, en escala real, en la ciudad de Itabira (Minas Gerais), mostraron buen ajuste con los coeficientes de remoción obtenidos con ambas ecuaciones.

Cuadro 2.6. Valores del coeficiente de remoción de la DBO (K) en función de la tasa de aplicación superficial, para el modelo de flujo disperso

Ecuación	L_s (kgDBO ₅ /ha.d)	120	140	160	180	200
Arceivala (1981)	K (d ⁻¹) (20°C)	0,128	0,137	0,145	0,152	0,158
Vidal (1983)	K (d ⁻¹) (20°C)	0,116	0,120	0,124	0,128	0,132

b) Número de Dispersión (d)

El otro parámetro a ser determinado es el Número de Dispersión (d), el cual se encuentra expresado por la Ecuación 2.10.

$$d = D/(U.L) = D.t/L^2 \quad (2.10)$$

donde:

d : Número de Dispersión (-)

D : coeficiente de dispersión longitudinal (m²/d)

U : velocidad media de recorrido en el reactor (m/d)

L : extensión del recorrido longitudinal en el reactor (m)

Cuando **d** tiende a *infinito*, el reactor tiende al régimen de mezcla completa. Por otro lado, cuando **d** tiende a *cero*, el reactor tiende al régimen de flujo en pistón.

Para el cálculo de **d**, se necesita determinar el coeficiente de dispersión D. En reactores existentes, D puede ser obtenido experimentalmente por medio de ensayos con trazadores. En el caso del diseño de nuevas instalaciones, naturalmente no se conoce **d**, y su futuro valor debe ser estimado de acuerdo a algún criterio. La literatura presenta algunas relaciones empíricas, que pueden ser utilizadas para dicha estimación preliminar:

- Polprasert y Batharai (1983):

$$d = \frac{0,184 \cdot t \cdot v \cdot (B + 2 \cdot H)^{0,489} \cdot B^{1,511}}{(L \cdot H)^{1,489}} \quad (2.11)$$

- Agunwamba et al (1992), fórmula original simplificada:

$$d = 0,102 \cdot \left(\frac{3 \cdot (B + 2 \cdot H) \cdot t \cdot v}{4 \cdot L \cdot B \cdot H} \right)^{-0,410} \cdot \left(\frac{H}{L} \right) \cdot \left(\frac{H}{B} \right)^{-(0,981 + 1,385 \cdot H/B)} \quad (2.12)$$

- Yanez (1993)

$$d = \frac{(L/B)}{-0,261 + 0,254 \cdot (L/B) + 1,014 \cdot (L/B)^2} \quad (2.13)$$

- Von Sperling (1999)

$$d = \frac{1}{(L/B)} \quad (2.14)$$

donde:

L : largo de la laguna (m)

B : ancho de la laguna (m)

H : profundidad de la laguna (m)

t : tiempo de retención (d)

v : viscosidad cinemática del agua (m²/d)

La viscosidad cinemática del agua es función de la temperatura, de acuerdo con los datos presentados en el Cuadro 2.7.

Cuadro 2.7. Relación entre la viscosidad cinemática y la temperatura del agua

Temperatura del agua (°C)	Viscosidad cinemática (m ² /d)
10	0,113
15	0,098
20	0,087
25	0,077
30	0,069

Fuente: Metcalf & Eddy (1991)

Con base en los datos del Cuadro 2.7, von Sperling (1999) obtuvo la siguiente correlación para la viscosidad cinemática del agua en función de la temperatura:

$$v = 0,325.T^{-0,450} \quad (2.15)$$

(para T=10° a 30° C, R² = 0,986)

Se debe resaltar que el número de dispersión *d* puede variar temporalmente, en una misma laguna, en función de la variación de condiciones ambientales, las cuales afectan la hidrodinámica de la laguna. Kellner y Pires (1998) resaltan las limitaciones asociadas a la estimación de la dispersión en la laguna, las cuales siempre deben estar presentes en la interpretación de resultados operacionales.

Sin embargo, para efecto de diseño, hay la necesidad de un abordaje práctico, lo que conduce a la utilización de las fórmulas empíricas. La Ecuación 2.12, de Agunwamba et al reportó un mejor ajuste a los datos experimentales que el reportado por la Ecuación 2.11 (Polprasert y Agarwalla, 1994). El Cuadro 2.8 presenta rangos de valores medios de *d* obtenidos a través del uso de las Ecuaciones 2.12, 2.13 y 2.14. Las ecuaciones de Agunwamba y Yanez proporcionan resultados similares, para lagunas con longitudes superiores a 100 m. La ecuación de von Sperling es esencialmente una simplificación de la ecuación de Yanez, conduciendo a prácticamente los mismos valores.

Cuadro 2.8. Rangos de valores del Número de Dispersión, obtenidos a través de la utilización de las ecuaciones de Agunwamba et al (1992), Yanez (1993) y von Sperling (1999)

Modelo	Longitud (m)	Profundidad (m)	L/B = 1	L/B = 2 a 4	L/B = 5 a 10
<i>Agunwamba</i> (Ec.2.12)	L ≤ 100	1,5	0,4 - 0,7	0,1 - 0,4	0,03 - 0,17
		2,5	0,5 - 0,9	0,1 - 0,5	0,02 - 0,22
	L > 100	1,5	0,6 - 1,1	0,2 - 0,5	0,07 - 0,23
		2,5	0,7 - 1,3	0,2 - 0,7	0,10 - 0,30
<i>Yanez</i> (Ec.2.13)	-	-	1,0	0,24 - 0,46	0,1 - 0,2
<i>von Sperling</i> (Ec.2.14)	-	-	1,0	0,25 - 0,50	0,1 - 0,2

Límites de utilización de la ecuación de Agunwamba, en este cuadro: t = 20 a 40 d; L ≤ 300 m; T = 20°C

En cada columna, para cada rango de relaciones L/B, el menor valor de *d* corresponde al mayor valor de L/B

Una comparación adicional entre los cuatro métodos para estimar el Número de Dispersión fue realizada por von Sperling (2002). Una serie de 1000 conjuntos independientes de datos físicos, generados aleatoriamente, fue utilizada para comparar los valores de d resultantes de los cuatro métodos. En cada uno de los 1000 conjuntos, los datos de entrada variaron aleatoriamente, cubriendo la mayor parte de las situaciones encontradas en la práctica. Los rangos de variación fueron: (a) relación largo/ancho: $L/B = 1$ a 16 ; (b) longitud de la laguna: $L = 20$ a 300 m; (c) profundidad de la laguna: $H = 1,0$ a $3,0$ m; (d) tiempo de retención hidráulica: $t = 3$ a 40 d; (v) temperatura del líquido: $T = 15$ a 25 °C.

La Figura 2.12 muestra la matriz de correlación de los 1000 resultados del Número de Dispersión obtenidos, según los cuatro métodos. Por la figura, se observa claramente que: (a) los modelos de von Sperling y Yanez conducen a prácticamente los mismos resultados, en todo el rango de valores de d ; (b) el modelo de Agunwamba genera resultados próximos a los de von Sperling y Yanez, especialmente para menores valores de d ; (c) el modelo de Polprasert genera valores muy distintos de los otros tres modelos, especialmente en la mitad superior de los valores de d , según von Sperling y Yanez, y en todo el rango de d , según el modelo de Agunwamba.

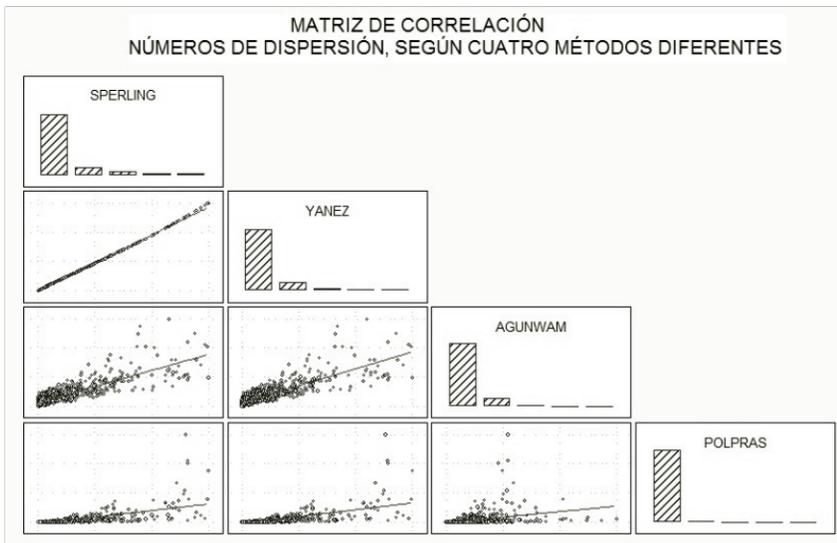


Fig. 2.12. Gráfico de la matriz de correlación de los 1000 valores de d , generados según los modelos de von Sperling, Yanez, Agunwamba et al y Polprasert and Batharai

c) Relación entre los coeficientes de remoción para diferentes regímenes hidráulicos

Con relación al coeficiente de remoción K , en principio, su valor debería ser el mismo, tanto para el régimen de mezcla completa, como para el régimen de flujo disperso. Sin embargo, en lagunas existentes, en la mayoría de las veces el valor de K se estima asumiendo el modelo de mezcla completa, conociendo las concentraciones de DBO en la entrada (S_0) y en la salida (S) y el tiempo de retención (t). A través de la reorganización de la ecuación de S para la mezcla completa (Cuadro 2.5), se puede obtener el valor de K . En este caso, el valor de K es sobre estimado, pues, en la realidad, el régimen hidráulico no es la mezcla completa ideal, pero sí el flujo disperso. Igual para una laguna cuadrada, el número de dispersión d es igual a 1,0 (segundo Yanez y von Sperling – Ecuaciones 2.13 y 2.14), alejándose bastante de los valores más elevados que caracterizarían la mezcla completa ideal.

El Cuadro 2.9 presenta la correspondencia entre los valores de K calculados según los dos regímenes hidráulicos (mezcla completa y flujo disperso), para diferentes valores de d (o de la relación L/B) y del par adimensional $K.t$ (para flujo disperso). Por ejemplo, en una laguna con relación $L/B \approx 2$ ($d = 0,5$), tiempo de retención $t = 27$ d, K (flujo disperso) = **0,15 d⁻¹**, se tiene: $K.t = 27 \times 0,15 \approx 4$. La relación K (mezcla completa) / K (flujo disperso) es, según el Cuadro 2.8, para $K.t = 4$ y $d = 0,5$, igual a 2,21. Esto quiere decir que, en caso que el coeficiente K fuese determinado en esta laguna asumiendo mezcla completa, se obtendría un valor de $K = 2,21 \times 0,15 = \mathbf{0,33 d^{-1}}$. Los valores de K citados en la literatura para el régimen de mezcla completa se sitúan entre 0,25 y 0,40 d⁻¹ (ver Ítem 2.6.3), o sea, cercanos al valor de 0,33 d⁻¹ obtenido en este ejemplo. Sin embargo, en caso que la laguna tuviera otras relaciones geométricas y otro tiempo de retención, la conversión de los coeficientes podría conducir a valores muy diferentes.

Cuadro 2.9. Relación entre los coeficientes de remoción K obtenidos en el régimen de mezcla completa y en el régimen de flujo disperso, para diferentes valores de K.t (flujo disperso) y del número de dispersión d

K.t (flujo disperso)	Relación K (mezcla completa) / K (flujo disperso)			
	d = 1,0	d = 0,5	d = 0,2	d = 0,1
	<i>L/B ≈ 1</i>	<i>L/B ≈ 2</i>	<i>L/B ≈ 4</i>	<i>L/B ≈ 10</i>
0	1,00	1,00	1,00	1,00
1	1,14	1,23	1,40	1,52
2	1,29	1,52	1,95	2,32
3	1,46	1,83	2,68	3,55
4	1,64	2,21	3,66	5,39
5	1,83	2,65	4,95	8,18
6	2,04	3,15	6,62	12,28
7	2,27	3,73	8,81	18,21
8	2,53	4,39	11,60	26,81
9	2,79	5,14	15,16	39,11
10	3,08	6,01	19,66	56,50

d) Eficiencia de remoción

Con los valores de d y K (flujo disperso) se puede estimar la eficiencia de la laguna en la remoción de DBO, según las fórmulas presentadas en el Cuadro 2.5, para reactores de flujo disperso. En estas ecuaciones, cuando se tiene $d=0$, la fórmula produce resultados prácticamente iguales a los de la ecuación para flujo en pistón. De manera similar, cuando $d=0$, en términos prácticos, con un valor muy alto, los resultados son muy próximos a los de mezcla completa. En la fórmula de flujo disperso, el segundo término del denominador puede ser despreciado, por ser usualmente muy bajo. El Ejemplo 2.2 ilustra un cálculo para una laguna de relaciones dimensionales convencionales.

Para visualizar estos conceptos, la Figura 2.13 representa gráficamente el producto adimensional K.t versus la eficiencia de remoción de la DBO, basada en la reorganización del gráfico clásico de Thirumurthy (1969).

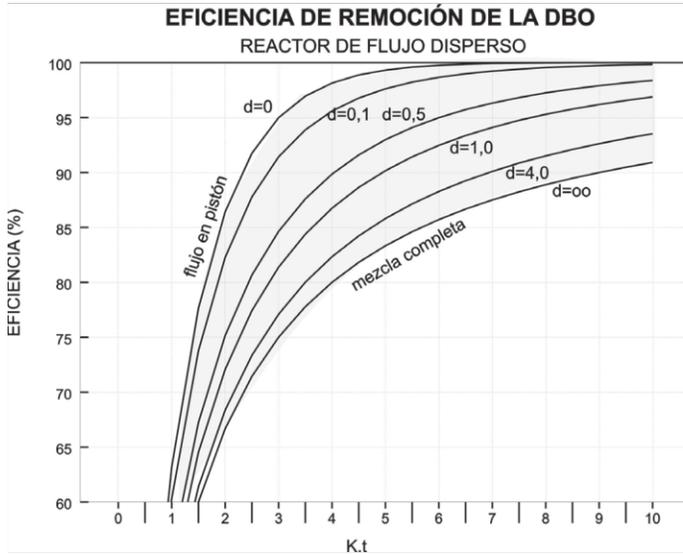


Fig. 2.13. Remoción de un compuesto según una reacción de primer orden (ej: DBO), para los principales regímenes hidráulicos

Ejemplo 2.2

Calcular la concentración de DBO soluble efluente (S) según el modelo de flujo disperso, para una laguna con los siguientes datos:

DBO afluente $S_0 = 300 \text{ mg/L}$

Coefficiente de remoción: $K = 0,15 \text{ d}^{-1}$ (adoptado, dentro del rango medio del Cuadro 2.6)

Tiempo de retención hidráulica: $t = 30 \text{ d}$

Geometría de la laguna: $L/B = 2$

Solución:

a) Estimación del Número de Dispersión d

Considerando la relación L/B igual a 2, el número de dispersión se sitúa entre 0,4 y 0,5, según las fórmulas de Agunwamba et al y de Yanez (ver ecuaciones 2.12 a 2.14). Adoptar, en el presente ejemplo, el valor de 0,4.

b) Cálculo de la concentración efluente S

Según las fórmulas expresadas en el Cuadro 2.5 para reactores de flujo disperso:

$$a = \sqrt{1 + 4K.t.d}$$

$$a = \sqrt{1 + 4 \times 0,15 \times 30 \times 0,4} = 2,86$$

$$S = S_0 \cdot \frac{4ae^{1/2d}}{(1+a)^2 e^{a/2d} - (1-a)^2 e^{-a/2d}}$$

$$S = 300 \cdot \frac{4 \times 2,86 e^{1/(2 \times 0,4)}}{(1 + 2,86)^2 e^{2,86/(2 \times 0,4)} - (1 - 2,86)^2 e^{-2,86/(2 \times 0,4)}} = 22 \text{ mg/L}$$

Se observa que este valor es intermedio entre los obtenidos en el Ejemplo 2.1 para una celda de mezcla completa ($S=10$ mg/L) y dos celdas en serie ($S=30$ mg/L).

Las mismas consideraciones efectuadas anteriormente sobre la conversión de los coeficientes K (flujo disperso) para K (mezcla completa) podrían haber sido efectuadas.

c) Cálculo de la eficiencia en la remoción de la DBO

$$E = 100 \cdot (S_0 - S) / S_0 = 100 \times (300 - 22) / 300 = 93\%$$

El mismo valor podría haber sido obtenido a través de la Figura 2.13, para $d = 0,4$ y $K.t = 0,15 \times 30 = 4,5$.

Las eficiencias calculadas se basan solamente en la DBO soluble efluente, y no tienen en cuenta la DBO particulada, también presente en el efluente de la laguna.

2.7. ORGANIZACIÓN DE LAS LAGUNAS

Como fue comentado, el sistema de lagunas facultativas puede diseñarse para tener más de una laguna, lo que le proporciona una mayor flexibilidad operacional. Al analizar la división en un mayor número de unidades, se debe tener en cuenta los siguientes aspectos:

- Celdas en serie. Un sistema de lagunas en serie, con un determinado tiempo de retención total, posee mayor eficiencia que una única laguna, con el mismo tiempo de retención total. La implicación de ello es que, para una misma calidad del efluente, se puede ocupar una menor área con un sistema de lagunas en serie.
- Celdas en paralelo. En principio, un sistema de lagunas en paralelo posee la misma eficiencia que una única laguna. Sin embargo, el sistema posee una mayor flexibilidad y garantía, en el caso de tener que interrumpir el flujo para una laguna, debido a algún problema o eventual mantenimiento (aunque deba ser raro). De esta forma, el funcionamiento del sistema no será interrumpido.
- Sobrecarga orgánica en la primera celda. En el caso de que haya lagunas en serie, se debe tener en cuenta el hecho de que la primera celda trabajará sobrecargada, por recibir toda la carga afluente, con la posibilidad de presentar condiciones de anaerobiosis. El diseño deberá evaluar el balance de oxígeno en esta celda (producción y consumo), o verificar si la tasa de aplicación superficial no es excesiva en la primera celda. Para superar tal situación, se puede adoptar celdas de diferentes tamaños, con la primera unidad poseyendo la mayor área. Sin embargo, las unidades subsecuentes podrían ser consideradas más como lagunas de maduración, que lagunas facultativas propiamente dichas. Este aspecto de sobrecarga es bastante importante en lagunas primarias (que reciben aguas residuales crudas), y *frecuentemente restringe la utilización de lagunas facultativas en serie*. Las lagunas en serie son más utilizadas para la remoción de patógenos, en las cuales no debería haber problemas de sobrecarga en la primera laguna de la serie.
- Divisiones internas. La subdivisión de una única laguna en un número mayor de lagunas implica en la necesidad de taludes intermedios.
- Flujo en pistón. Teóricamente, un número infinito de celdas en serie corresponde al flujo en pistón, el cual sería el sistema más eficiente en la

remoción de la DBO. Así, en vez de tener un elevado número de lagunas en serie, se puede tener una laguna con un recorrido predominantemente longitudinal, conseguido a través de una serie de curvas en U o baffles, formando un zigzag. En este caso, se debe tener en cuenta los aspectos anteriormente mencionados, relativos a la sobrecarga en el tramo inicial, y a la necesidad de taludes (o divisiones internas, como paredes o lonas). El flujo en pistón es más utilizado para el pulimento del efluente, como en lagunas de maduración, en las cuales no hay preocupación con sobrecarga en el tramo inicial de la laguna. Para lagunas facultativas, Yanez (1993) sugiere una relación largo/ancho máxima de 8:1. Sin embargo, se piensa que relaciones menores, del orden de 2 a 4 pueden ser más seguras desde el punto de vista de la sobrecarga orgánica.

2.8. ACUMULACIÓN DE LODO

El lodo acumulado en el fondo de la laguna es el resultado de los sólidos en suspensión del agua residual cruda, incluyendo arena, mas microorganismos (bacterias y algas) sedimentados. La fracción orgánica del lodo se estabiliza de manera anaerobia, y es convertida en agua y gases. Con base en lo anterior, el volumen acumulado es menor al volumen sedimentado.

La tasa de acumulación media de lodo en lagunas facultativas es del orden de apenas 0,03 a 0,08 m³/hab.año (Arceivala, 1981). Silva (1993) y Gonçalves (1999) presentan valores de elevación media de la capa de lodo en torno de 1 a 3 cm/año. Como consecuencia de esta baja tasa de acumulación, la ocupación del volumen de la laguna es baja. A menos que la laguna esté con una alta carga, el lodo se acumulará por diversos años, sin necesidad de cualquier tipo de remoción.

Del lodo acumulado, una menor fracción es representada por la arena. A pesar de eso, se considera necesaria la remoción de la arena, ya que esta tiende a concentrarse en las zonas cercanas a las entradas, y en la primera celda de un sistema en serie. Esto enfatiza la necesidad de un buen tratamiento preliminar de las aguas residuales.

La digestión anaerobia del lodo de fondo puede generar subproductos solubles no estabilizados los cuales, al ser reintroducidos en la masa líquida superior, son responsables por una nueva carga de DBO. Ello ocurre en una mayor tasa en los períodos más calientes. Así, los meses de verano pueden no ser necesariamente los meses de mejor desempeño de la laguna (Abdel-Razik,

1991). El impacto de este fenómeno será mayor o menor, dependiendo de la magnitud de la carga de DBO reintroducida, comparada con la carga de DBO afluente.

2.9. CARACTERÍSTICAS DE OPERACIÓN

La interpretación del color predominante en la laguna puede aclarar sobre las condiciones de su funcionamiento (ver Cuadro 2.10). Algunos de estos aspectos son revisados en el Ítem 10, relativo al mantenimiento y operación.

Cuadro 2.10. Vinculación entre el color de la laguna y la característica de funcionamiento

Color de la laguna	Interpretación
<i>Verde oscura y parcialmente transparente</i>	<ul style="list-style-type: none"> • Presencia poco importante de otros microorganismos en el efluente • Altos valores de pH y OD • Laguna en buenas condiciones
<i>Verde amarillenta o excesivamente clara</i>	<ul style="list-style-type: none"> • Crecimiento de rotíferos, protozoarios o crustáceos, que se alimentan de las algas, pudiendo causar su destrucción en pocos días • En el caso que las condiciones persistan, habrá disminución del OD y eventualmente malos olores
<i>Grisácea</i>	<ul style="list-style-type: none"> • Sobrecarga de materia orgánica y/o tiempo de retención corto • Fermentación incompleta en la capa de lodo • La laguna debe ser puesta fuera de operación
<i>Verde lechosa</i>	<ul style="list-style-type: none"> • La laguna está en proceso de auto floculación, como consecuencia de la elevación del pH y de la temperatura • Precipitación de hidróxidos de magnesio y de calcio, arrastrando consigo algas y otros microorganismos
<i>Azul verdosa</i>	<ul style="list-style-type: none"> • Excesiva proliferación de cianobacterias • La floración de ciertas especies forma natas que se descomponen fácilmente, provocando la exhalación de malos olores, reduciendo la penetración de la luz y, en consecuencia, disminuyendo la producción de oxígeno
<i>Marrón rojiza</i>	<ul style="list-style-type: none"> • Sobrecarga de materia orgánica • Presencia de bacterias fotosintéticas oxidantes de sulfuro (requieren luz y sulfuros, utilizan CO₂ como receptor de electrones, no producen oxígeno y no contribuyen para a remoción de DBO)

Fuente: Arceivala (1981); CETESB (1989)

2.10. PULIMENTO DE EFLUENTES DE LAGUNAS

Hay varias posibles formas de mejorar la calidad del efluente de lagunas, con miras principalmente a una remoción de los sólidos en suspensión (algas) efluentes, citando, entre otros: (a) filtros de arena intermitentes, (b) filtros de piedra, (c) microtamices, (d) lagunas con macrófitas flotantes, (e) aplicación en suelos con gramíneas, (f) humedales construidos, (g) procesos de coagulación y clarificación, (h) flotación y (i) biofiltros aireados (EPA, 1983; WPCF, 1990; Mara et al, 1992; Oliveira y Gonçalves, 1995; Gonçalves et al, 2000; Crites y Tchobanoglous, 2000).

La inclusión de cualquiera de estos procesos debe naturalmente encontrar una justificación desde el punto de vista de las necesidades del cuerpo receptor (y no solamente para resguardar estándares de vertimiento), por implicar en el aumento de los costos y de la complejidad del tratamiento.

Los sistemas de postratamiento encuentran una mayor aplicabilidad para el mejoramiento del efluente de lagunas ya existentes. Posiblemente, en nuevos diseños, en el caso que haya la necesidad de un efluente de elevadísima calidad en términos de DBO/DQO y nutrientes, deban ser adoptados otros sistemas de tratamiento más eficientes desde el principio, en vez de la combinación de lagunas facultativas con postratamiento. A continuación se discuten algunos procesos de remoción de algas.

Filtros de piedra. Los filtros de piedra consisten en lechos porosos de piedra sumergidos, en los cuales las algas sedimentan, a medida que el agua fluye a través del lecho. Las algas se descomponen, liberando nutrientes que son utilizados por las bacterias que crecen en la superficie del filtro. Además de la remoción de las algas, puede ocurrir también la nitrificación. El desempeño depende de la tasa de aplicación, temperatura y tamaño y forma de las piedras. Las tasas de aplicación se sitúan en el orden de 1,0 m³ de efluente por m³ de filtro de piedra por día. Las piedras poseen dimensiones de cerca de 50 a 200 mm – valores mayores reducen el área de exposición superficial, mientras que valores menores pueden conducir a taponamientos. La altura del lecho es en torno de 1,5 a 2,0 m, pero hay experiencias exitosas con alturas mucho mas bajas en lagunas de pulimento (0,5 m). El efluente de las lagunas debe ser introducido debajo de la capa superficial para evitar problemas de olores. El conjunto puede situarse dentro de la laguna. Los costos son bajos y la operación es simple, estando relacionada con la remoción periódica del humus acumulado (Mara et al, 1992). Las principales desventajas se encuentran relacionadas con la posible generación de malos olores y al hecho de que la

vida útil y los procedimientos de limpieza no están aún totalmente establecidos (WPCF, 1990; Crites y Tchobanoglous, 2000).

Filtros intermitentes de arena. Los filtros intermitentes de arena son algo similares a los filtros lentos, operados de forma intermitente. El efluente es dispuesto periódicamente en la superficie del lecho filtrante. Los sólidos en suspensión y la materia orgánica son retenidos en los primeros 5 a 8 cm. Después de la colmatación, la capa superficial de arena es removida. La capa del lecho tiene un espesor de cerca de 0,5 a 1,0 m, con una arena de tamaño efectivo entre 0,2 y 0,3 mm. La tasa de aplicación hidráulica se encuentra entre 0,2 y 0,6 m³/m².d, con los menores valores asociados a efluentes con concentraciones de SS superiores a 50 mg/L y períodos fríos (Crites y Tchobanoglous, 2000).

Macrófitas flotantes. Con relación a macrófitas flotantes, la utilización de lagunas con *aguapés* (*Eichhornia crassipes*) ha sido objeto de considerable polémica. Los aguapés, por ser vegetales, son seres autótrofos, o sea, no utilizan la materia orgánica del agua residual. Sin embargo, su sistema radicular permite el desarrollo de una biomasa capaz de estabilizar parte de la materia orgánica, además de adsorber otros contaminantes, como metales pesados. El sistema radicular contribuye también a una mayor sedimentación de los sólidos en suspensión. Aunque no haya un consenso sobre el asunto, la mayor parte de las personas involucradas directamente con la operación de dichas lagunas comenta que los problemas suplantán los beneficios. Los aguapés crecen bastante rápido, y es necesaria una infraestructura de remoción de los aguapés compatible con su tasa de crecimiento, de tal forma que impida que las plantas muertas se dirijan hacia el fondo de la laguna, donde, al sufrir conversión anaerobia, posibilitan la resolubilización de los contaminantes removidos.

Una macrófita de manejo más simple, debido a su menor tamaño, es la lenteja de agua (*Lemna sp.*). La lenteja se desarrolla en la superficie de la laguna, disminuyendo la penetración de la energía luminosa, lo que reduce la tasa de crecimiento de las algas. En consecuencia, el efluente sale más clarificado. Las lagunas con lentejas de agua deben situarse en el final de la serie de lagunas, ya que su eficiencia es menor que la de una laguna de maduración en la remoción de coliformes, pues generan un efluente con menor contenido de SS. Las lentejas pueden ser colectadas y servir de alimento para peces en otra laguna, específicamente dispuesta para esta finalidad.

Remoción físico-química. La remoción de SS por coagulación/floculación puede ser realizada de forma simple localizando las unidades dentro de la propia laguna. Gonçaves et al (2000) insertaron un tanque de mezcla ($t=1$

min), una unidad de floculación granular ($t = 7\text{min}$) y un decantador laminar (tasa de aplicación hidráulica = $70\text{ m}^3/\text{m}^2.\text{d}$) dentro de una laguna facultativa. El coagulante que produjo mejores resultados fue el cloruro de hierro, con una dosis de 80 mg/L . Se alcanzaron buenas remociones de SS (73%), DQO (58%) y fósforo (83%). El lodo era recirculado para la laguna anaerobia, sin observar alteración en su desempeño.

2.11. EJEMPLO DE DIMENSIONAMIENTO

Ejemplo 2.3

Dimensionar una laguna facultativa, con base en los siguientes datos:

<i>Población</i>	<i>: 20.000 hab</i>
<i>Caudal afluyente</i>	<i>: $Q = 3.000\text{ m}^3/\text{d}$</i>
<i>DBO afluyente</i>	<i>: $S_0 = 350\text{ mg/L}$</i>
<i>Temperatura</i>	<i>: $T = 23^\circ\text{C}$ (líquido en el mes más frío)</i>

Solución:

a) Cálculo de la carga afluyente de DBO_5

$$\text{carga} = \text{concentración} \times \text{caudal} = \frac{350\text{ g/m}^3 \cdot 3000\text{ m}^3/\text{d}}{1000\text{ g/kg}} = 1.050\text{kg/d}$$

b) Adopción de la tasa de aplicación superficial

$$L_s = 220\text{ kgDBO}_5/\text{ha.d} \text{ (adoptada – ver Ítem 2.5.a)}$$

c) Cálculo del área requerida

$$A = \frac{L}{L_s} = \frac{1.050\text{ kg/d}}{220\text{ kg/ha.d}} = 4,8\text{ ha} = 48.000\text{ m}^2$$

d) Adopción de un valor para la profundidad

$$H = 1,80\text{ m} \text{ (adoptado)}$$

e) Cálculo del volumen resultante

$$V = A \cdot H = 48.000\text{ m}^2 \cdot 1,80\text{ m} = 86.400\text{ m}^3$$

f) *Cálculo del tiempo de retención hidráulica resultante*

$$t = \frac{V}{Q} = \frac{86.400 \text{ m}^3}{3.000 \text{ m}^3/\text{d}} = 28,8\text{d}$$

g) *Adopción de un valor para el coeficiente de remoción de DBO (K)*

- Régimen de mezcla completa, a 20 °C (ver Ítem 2.6.3)

$$K = 0,35 \text{ d}^{-1}$$

- Corrección para la temperatura de 23 °C:

Adoptando un valor para el coeficiente de temperatura $\theta = 1,05$:

$$K_T = K_{20} \cdot \theta^{(T-20)} = 0,35 \cdot 1,05^{(23-20)} = 0,41 \text{ d}^{-1}$$

h) *Estimación de la DBO soluble efluente*

Utilizando el modelo de mezcla completa (admitiéndose una celda no predominantemente longitudinal), se tiene:

$$S = \frac{S_0}{1 + K \cdot t} = \frac{350}{1 + 0,41 \times 28,8} = 27 \text{ mg/L}$$

Nota: en caso que se hubiera adoptado el modelo de *flujo disperso*, con las dimensiones L, B y H determinadas en el Ítem m, junto con las ecuaciones del Ítem 2.6 (Cuadro 2.5, Ecuaciones 2.12, 2.13 o 2.14, $K=0,15 \text{ d}^{-1}$ para 20°C, $\theta=1,035$), se tendría:

- $d = 0,35$ (según Ec. 2.12), $d = 0,37$ (según Ec. 2.13) o $d=0,40$ (según Ec. 2.14)
- $S = 23 \text{ mg/L}$

i) *Estimación de la DBO particulada efluente*

Admitiendo una concentración de SS efluente igual a 80 mg/L, y considerando que cada 1 mgSS/L implica en una DBO_5 en torno de 0,35 mg/L (ver Ítem 2.6.2), se tiene:

$$\text{DBO}_5 \text{ particulada} = 0,35 \text{ mgDBO}_5/\text{mgSS} \times 80 \text{ mgSS/L} = 28 \text{ mgDBO}_5/\text{L}$$

Se debe recordar que la DBO particulada es detectada en el ensayo de la DBO, pero puede no ser ejercida en el cuerpo receptor, dependiendo de las condiciones de sobrevivencia de las algas.

j) DBO total efluente

DBO total efluente = DBO soluble + DBO particulada

DBO total efluente = 27 + 28 = 55 mg/L

l) Cálculo de la eficiencia en la remoción de la DBO

$$E = \frac{S_0 - S}{S_0} \cdot 100 = \frac{350 - 5}{350} \cdot 100 = 84\%$$

m) Dimensiones de la laguna

Las dimensiones de la laguna son función del terreno y topografía locales. Para el efecto de este ejemplo, se adoptarán valores inespecíficos.

En el caso que se hayan adoptado 2 lagunas en paralelo y una relación largo/ancho (L/B) igual a 2,5 en cada laguna, se tendrá:

$$\text{Área de 1 laguna} = 48.000/2 = 24.000 \text{ m}^2$$

$$A = L \cdot B = (2,5 \cdot B) \cdot B = 2,5 \cdot B^2$$

$$24.000 \text{ m}^2 = 2,5 \cdot B^2 \quad \text{Ø} \quad B = [A/(L/B)]^{0,5} = (24.000/2,5)^{0,5} = 98,0 \text{ m}$$

$$L = (L/B) \times B = 2,5 \cdot B = 2,5 \times 98,0 \text{ m} = 245,0 \text{ m}$$

- Largo : L = 245,0 m
- Ancho : B = 98,0 m

n) Área total requerida para todo el sistema

El área total requerida para la laguna, incluyendo los taludes, urbanización, vías internas, laboratorio, estacionamiento y otras áreas de influencia, es cerca de 25% a 33% mayor que el área líquida calculada a media altura (Arceivala, 1981). Así,

$$A_{\text{total}} = 1,3 \cdot A_{\text{líquida}} = 1,3 \times 48.000 \text{ m}^2 \cong 62.400 \text{ m}^2 \text{ (6,2 ha)}$$

$$\text{Área per capita} = \frac{62.400 \text{ m}^2}{20.000 \text{ hab}} = 3,1 \text{ m}^2/\text{hab}$$

o) Acumulación de lodo

$$\text{Acumulación anual} = 0,05 \text{ m}^3/\text{hab} \cdot 20.000 \text{ hab} = 1.000 \text{ m}^3/\text{año}$$

Espesor en 1 año:

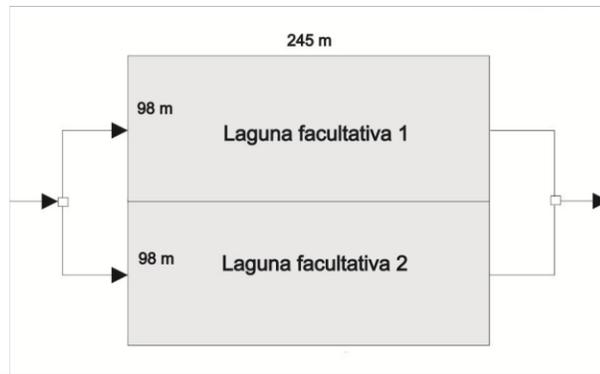
$$\text{Espesor} = \frac{1.000 \text{ m}^3/\text{año} \cdot 1 \text{ año}}{48.000 \text{ m}^2} = 0,021 \text{ m/año} = 2,1 \text{ cm/año}$$

Espesor en 20 años de operación:

$$\text{Espesor: } 2,1 \text{ cm/año} \times 20 \text{ años} = 42 \text{ cm en 20 años}$$

Después de 20 años de operación, el lodo ocupa solamente 23% (=0,42m/1,80m) de la profundidad útil de las lagunas.

p) Organización del sistema



CAPÍTULO 3

SISTEMA DE LAGUNAS ANAEROBIAS SEGUIDAS POR LAGUNAS FACULTATIVAS

3.1. INTRODUCCIÓN

Las lagunas anaerobias se constituyen en una forma alternativa de tratamiento, donde la existencia de condiciones *estrictamente anaerobias* es esencial. Tal condición se logra a través del vertimiento de una gran carga de DBO por unidad de volumen de la laguna, haciendo que la tasa de consumo de oxígeno sea varias veces superior a la tasa de producción. En el balance de oxígeno, la producción por la fotosíntesis y por la reaeración atmosféricas son, en este caso, despreciables.

Las lagunas anaerobias han sido utilizadas para el tratamiento de aguas residuales domésticas y efluentes industriales predominantemente orgánicos, con altos niveles de DBO, como mataderos, industria láctea, industria de bebidas etc.

La conversión de la materia orgánica en condiciones anaerobias es lenta, debido a que las bacterias anaerobias se reproducen en una tasa lenta. Esto, por su lado, es el resultado de que las reacciones anaerobias generan menos energía que las reacciones aerobias de estabilización de la materia orgánica. La temperatura del medio ejerce una gran influencia en las tasas de reproducción de la biomasa y conversión del sustrato, lo que hace que regiones de clima caliente sean propicias para este tipo de lagunas.

Las lagunas anaerobias son usualmente profundas, del orden de 3 m a 5 m. La profundidad es importante, en el sentido de reducir la posibilidad de la penetración del oxígeno producido en la superficie para las demás capas. Por tratarse de lagunas más profundas, el área requerida es correspondientemente menor.

Este tipo de lagunas no requiere de ningún equipo especial y tienen un consumo de energía prácticamente despreciable (para el eventual bombeo del agua residual cruda o de recirculación del efluente final).

La eficiencia de remoción de DBO en las lagunas anaerobias es usualmente del orden de 50% a 70%. La DBO efluente es aún elevada, implicando en la necesidad de una unidad posterior de tratamiento. Las unidades más utilizadas son las lagunas facultativas, haciendo que se componga el *sistema de lagunas anaerobias seguidas por lagunas facultativas*, también conocido como *sistema australiano* (Fig. 3.1).

La remoción de DBO en la laguna anaerobia proporciona una sustancial economía de área para la laguna facultativa, haciendo con que el requisito de área total (laguna anaerobia + facultativa) sea en torno de 45 a 70% del requisito de una única laguna facultativa.

La existencia de una etapa anaerobia en un reactor abierto es siempre una causa de preocupación, debido a la posibilidad de la generación de malos olores. En caso que el sistema esté bien equilibrado, no debe ocurrir la generación de mal olor, pero eventuales problemas operacionales pueden conducir a la liberación de gas sulfhídrico (H_2S), responsable por olores fétidos. En caso que la concentración de sulfato en el afluente sea inferior a 300 mg/L, habrá una producción de sulfuros que no debe ser problemática (en condiciones anaerobias, el sulfato es reducido a sulfuro). Adicionalmente, en caso que el pH en la laguna se encuentre cercano a la neutralidad, la mayor parte de los sulfuros estará presente en la forma del ión bisulfuro (HS^-), también llamado hidrogenosulfuro, que no genera olores (Mara et al, 1992). Aguas residuales con bajos valores de pH (provenientes de efluentes industriales o aguas de abastecimiento blandas, con baja alcalinidad, elevada acidez y sin corrección de pH) pueden inducir a problemas de malos olores. Por esas razones, el sistema australiano normalmente se localiza donde es posible tener un gran alejamiento de las residencias (durante todo el horizonte de operación de las lagunas).



Fig. 3.1. Sistema de laguna anaerobia seguida por laguna facultativa

3.2. DESCRIPCIÓN DEL PROCESO

De manera simplificada, la conversión anaerobia se desarrolla en dos etapas:

- licuefacción y formación de ácidos (a través de los *organismos acidogénicos*)
- formación de metano (a través de los organismos *metanogénicos*)

En la primera fase no hay remoción de DBO, solamente la conversión de la materia orgánica a otras formas (moléculas más simples y después en ácidos). Es en la segunda etapa que la DBO es removida, con la materia orgánica (ácidos producidos en la primera etapa) siendo convertida principalmente a metano, gas carbónico y agua. El carbono orgánico es removido del medio líquido gracias a que el metano (CH_4) escapa hacia la atmosfera.

Los organismos metanogénicos son bastante sensibles a las condiciones ambientales. En caso que su tasa de reproducción se reduzca, habrá acumulación de los ácidos formados en la primera etapa, con las siguientes consecuencias:

- Interrupción de la remoción de la DBO
- generación de malos olores, pues los ácidos son extremadamente fétidos.

Es fundamental, por lo tanto, que se tenga el adecuado equilibrio entre las dos comunidades de bacterias, garantizando la consecución de ambas etapas. Para el adecuado desarrollo de los organismos metanogénicos se debe tener las siguientes condiciones:

- ausencia de oxígeno disuelto (los organismos metanogénicos son *anaerobios estrictos*, por ello no sobreviven en la presencia de oxígeno disuelto)
- temperatura del líquido adecuada (por encima de 15°C)
- pH adecuado (cerca o superior a 7)

La actividad anaerobia afecta la naturaleza de los sólidos, de tal forma que, en la laguna facultativa, los mismos presentan una menor tendencia a la fermentación y flotación, además de descomponerse más fácilmente.

3.3. CRITERIOS DE DISEÑO PARA LAS LAGUNAS ANAEROBIAS

Los principales parámetros de diseño de las lagunas anaerobias son:

- *Tasa de aplicación volumétrica*
- *Tiempo de retención hidráulica*
- *Profundidad*
- *Geometría (relación largo / ancho)*

El criterio de la *tasa de aplicación volumétrica* es el más importante, el cual se establece en función de la necesidad de un determinado volumen de la laguna anaerobia para la conversión de la carga de DBO aplicada. El criterio del *tiempo de retención* se basa en el tiempo necesario para la reproducción de las bacterias anaerobias.

a) Tasa de aplicación volumétrica

La tasa de aplicación volumétrica L_v , principal parámetro de diseño de las lagunas anaerobias, es función de la temperatura. Locales más calientes permiten una mayor tasa (menor volumen). La consideración de la carga volumétrica es importante, pues ciertos efluentes, como los industriales, pueden variar bastante la relación entre el caudal y la concentración de DBO (carga = concentración x caudal). De esta manera, solamente el criterio del tiempo de retención hidráulica es insuficiente.

Valores usualmente adoptados en nuestro medio se encuentran en el rango de:

$$L_v = 0,1 \text{ a } 0,3 \text{ kgDBO}_5/\text{m}^3.\text{d}$$

El límite superior busca evitar sobrecarga orgánica en la laguna anaerobia. El límite inferior es para que la laguna anaerobia no reciba una carga muy pequeña, que podría permitir que, en determinadas condiciones, ella funcione como una laguna facultativa, lo que sería perjudicial para las bacterias metanogénicas, las cuales son anaerobias estrictas.

Mara (1997) propone la relación entre la tasa de aplicación volumétrica y la temperatura presentada en el Cuadro 3.1 y en la Figura 3.2. Los valores presentados son de tasas máximas admisibles, y el diseñador podrá permanecer a favor de la seguridad, adoptando tasas menores.

Cuadro 3.1. Tasas de aplicación volumétrica admisibles para diseño de lagunas anaerobias, en función de la temperatura

Temperatura media del aire en el mes más frío - T (°C)	Tasa de aplicación volumétrica admisible – L_v (kgDBO/m ³ .d)
10 a 20	0,02T – 0,10
20 a 25	0,01T + 0,10
> 25	0,35

Fuente: adaptado de Mara (1997)

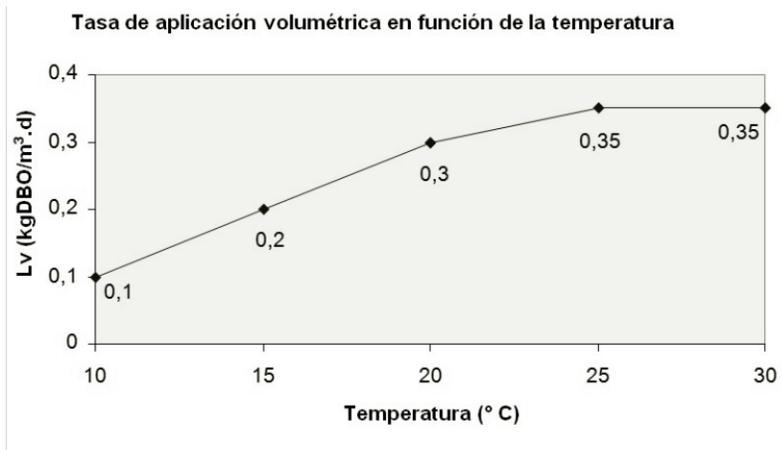


Fig. 3.2. Relación entre la tasa de aplicación volumétrica admisible en lagunas anaerobias y la temperatura, según criterios de Mara (Cuadro 3.1)

El volumen requerido se obtiene a partir de la ecuación:

$$V = L / L_v \quad (3.1)$$

donde:

V : volumen requerido para la laguna (m³)

L : carga de DBO total afluente (soluble + particulada) (kgDBO₅/d)

L_v : tasa de aplicación volumétrica (kgDBO₅/m³.d)

Para aguas residuales domésticas, el volumen final a ser adoptado para la laguna anaerobia es un compromiso entre los dos criterios (tiempo de retención y tasa volumétrica), debiendo en la medida de lo posible, satisfacer los dos.

Para efluentes industriales, el criterio decisivo es el de la tasa de aplicación volumétrica.

En aplicaciones en las cuales se tiene una gran variación de la carga afluente, por ejemplo, entre inicio y fin del horizonte del proyecto, es importante que se verifique el cumplimiento a los criterios de diseño desde el inicio de operación. En caso que la carga inicial sea baja, puede ser interesante dividir la implementación en dos o más lagunas anaerobias, con solamente una o pocas lagunas siendo implantadas en la primera etapa, de tal manera que se garantice que las lagunas funcionen realmente como anaerobias.

b) Tiempo de retención

Para aguas residuales domésticas, el tiempo de retención hidráulica normalmente se sitúa en el siguiente rango de valores:

$t = 3,0 \text{ d a } 6,0 \text{ d}$

En las lagunas anaerobias más antiguas (con entrada del afluente sobre la capa de lodo), con tiempos inferiores a 3,0 días, podrá ocurrir que la tasa de salida de las bacterias metanogénicas con el efluente de la laguna (factores hidráulicos) sea superior a su propia tasa de reproducción, la cual es lenta (factores biológicos). En estas condiciones, no sería posible el mantenimiento de una población bacteriana estable. Además de reducirse la eficiencia de la laguna anaerobia, ocurriría el aspecto más grave del desequilibrio entre la fase acidogénica y la metanogénica. La consecuencia sería la acumulación de ácidos en el medio, con generación de malos olores, por el hecho de haber pocas bacterias metanogénicas para dar continuidad a la conversión de los ácidos.

Se debe destacar, sin embargo, que hay una tendencia de disminuir los tiempos de retención en las lagunas anaerobias, para del orden de **2 días** y, eventualmente 1 día. Ello puede lograrse, en el caso que pueda aumentarse el tiempo de retención de la biomasa, y en caso que se garantice un íntimo contacto biomasa - agua residual. Estas condiciones se pueden cumplir a través de una distribución del afluente por el fondo de la laguna, en varios puntos, buscando aproximarse a un reactor anaerobio de manto de lodo. El agua residual afluente, al entrar en la laguna, tiene contacto directo con la biomasa anaerobia, optimizando un aspecto de fundamental importancia, relacionado al contacto materia orgánica – biomasa. Algunas lagunas anaerobias tradicionales, que presentaban problemas operacionales, tuvieron una mejoría en el desempeño y reducción en la generación de olores, con la simple conversión de la entrada para el fondo de la laguna.

Con tiempos de retención superiores a 6 días, la laguna anaerobia podría comportarse ocasionalmente como una laguna facultativa. Ello es indeseable, pues la presencia de oxígeno es fatal para los organismos metanogénicos. *Las lagunas anaerobias deben funcionar como lagunas anaerobias estrictas, sin poder oscilar entre condiciones anaerobias, facultativas y aerobias.*

Después de haberse calculado el volumen de la laguna con base en la tasa de aplicación volumétrica (L_v), el tiempo de retención hidráulica resultante se obtiene por medio de:

$$t = V / Q \quad (3.2)$$

donde:

t : tiempo de retención (d)

V : volumen de la laguna (m^3)

Q : caudal medio afluente (m^3/d)

c) Profundidad

La profundidad de las lagunas anaerobias es elevada, para garantizar el predominio de las condiciones anaerobias, evitando que la laguna trabaje como facultativa. En la realidad, cuanto más profunda sea la laguna, mejor. Sin embargo, las excavaciones profundas tienden a ser más caras. Valores usualmente adoptados se encuentran en el rango de:

$$H = 3,5 \text{ m a } 5,0 \text{ m}$$

Cuando no haya remoción previa de la arena, la laguna anaerobia debe ser dotada con una profundidad adicional de por lo menos 0,5 m, desde la zona de entrada, extendiéndose por lo menos hasta 25% del área de la laguna (Proyecto de Norma para Lagunas, 1991). Sin embargo, se cree firmemente que la inclusión de unidades de desarenado es benéfica, por minimizar problemas de acumulación de arenas en las proximidades a la tubería de entrada, y por ser de operación bastante sencilla.

d) Geometría (relación largo / ancho)

Las lagunas anaerobias varían entre las formas cuadradas o levemente rectangulares, con relaciones largo / ancho (L/B) típicas entre:

3.4. ESTIMACIÓN DE LA CONCENTRACIÓN EFLUENTE DE DBO DE LA LAGUNA ANAEROBIA

Aún no hay modelos matemáticos conceptuales de uso generalizado que posibiliten una estimación de la concentración efluente de DBO de las lagunas anaerobias. Por este motivo, dichas lagunas han sido dimensionadas principalmente según criterios empíricos. Mara (1997) propone el cálculo estimado de la eficiencia de remoción de DBO en función de la temperatura con las expresiones presentadas en el Cuadro 3.2 e ilustradas en la Figura 3.3.

Cuadro 3.2. Eficiencias de remoción de DBO en lagunas anaerobias, en función de la temperatura

Temperatura media del aire en el mes más frío - T (°C)	Eficiencia de remoción de DBO - E (%)
10 a 25	$2T + 20$
> 25	70

Fuente: Mara (1997)

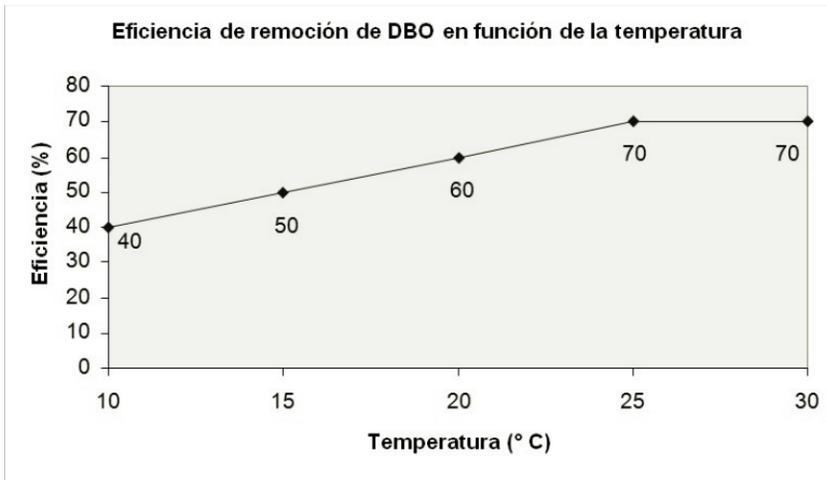


Fig. 3.3. Relación entre la eficiencia de remoción de DBO en lagunas anaerobias y la temperatura, según criterios de Mara (Cuadro 3.2)

Una vez estimada la eficiencia de remoción (E), se calcula la concentración efluente (DBO_{eff}) de la laguna anaerobia utilizando las fórmulas:

$$E = (S_0 - \text{DBO}_{\text{efl}}) \cdot 100 / S_0 \quad (3.3)$$

$$\text{DBO}_{\text{efl}} = S_0 \cdot (1 - E/100) \quad (3.4)$$

donde:

S_0 : concentración de DBO total afluente (mg/L)

DBO_{efl} : concentración de DBO total efluente (mg/L)

E : eficiencia de remoción (%)

En este abordaje empírico, la DBO efluente considerada es la DBO total, a diferencia de los cálculos de las lagunas facultativas, en los cuales se fraccionaba la DBO efluente en términos de la DBO soluble y de la DBO particulada.

3.5. DIMENSIONAMIENTO DE LAS LAGUNAS FACULTATIVAS DESPUÉS DE LAGUNAS ANAEROBIAS

Las lagunas facultativas secundarias pueden ser dimensionadas según los mismos criterios de tasa de aplicación superficial descritos en el Ítem 2.5. El tiempo de retención resultante ahora será menor, debido a la previa remoción de DBO en la laguna anaerobia.

Para el dimensionamiento según la tasa de aplicación superficial, se tiene que la concentración y la carga de DBO *afluentes a la laguna facultativa* son las mismas *efluentes de la laguna anaerobia*. Hay evidencias de que la tasa de aplicación superficial en las lagunas facultativas secundarias podría ser un poco superior a la adoptada para lagunas primarias. Sin embargo, para efecto de diseño, es mejor localizarse a favor de la seguridad y considerar ambas iguales (Mara et al, 1992).

En lagunas facultativas secundarias hay mayor flexibilidad con relación a la geometría de la laguna, donde se puede adoptar lagunas más alargadas, toda vez que los problemas de sobrecarga en el tramo inicial de la laguna son reducidos debido a la remoción previa de gran parte de la DBO en la laguna anaerobia.

La estimación de la concentración de DBO efluente de la laguna facultativa puede realizarse según la metodología descrita en el Ítem 2.6. El coeficiente de remoción K será en este caso un poco menor, debido a que la materia orgánica

de más fácil estabilización ya ha sido removida en la laguna anaerobia. El remanente de la materia orgánica es de degradación más difícil, lo que implica tasas de estabilización más lentas. En el Ítem 2.6.3, se sugirieron los siguientes valores de K para lagunas facultativas secundarias, según el modelo de mezcla completa:

$K = 0,25 \text{ a } 0,32 \text{ d}^{-1}$	(20°C, lagunas facultativas secundarias, modelo de mezcla completa)
---	---

3.6. ACUMULACIÓN DE LODO EN LAS LAGUNAS ANAEROBIAS

Las consideraciones aquí son similares a las efectuadas en el caso de las lagunas facultativas (Ítem 2.8). La tasa de acumulación es del orden de 0,03 a 0,10 m³/hab.año (Mendonça, 1990; Gonçalves, 2000), siendo el valor menor más usual en regiones de clima caliente. Otros datos disponibles son de tasas de acumulación de 2 a 8 cm/año (Silva, 1993; CETESB, 1989; Gonçalves, 2000). Dichos valores de elevación anual de la capa de lodo corresponden a tasas de acumulación inferiores a 0,03 m³/hab.año.

La problemática del lodo en lagunas anaerobias es distinta de las lagunas facultativas. En éstas, el sistema puede operar durante varios años, eventualmente durante todo el período de diseño, sin necesitar de remoción del lodo (en caso que haya un buen sistema de desarenado en el tratamiento preliminar). Sin embargo, debido al menor volumen de las lagunas anaerobias, la acumulación de lodo se hace sentir más rápidamente, estableciendo la necesidad de una adecuada planeación relacionada con la gestión del lodo (ver Capítulo 12). Las lagunas anaerobias deben limpiarse de acuerdo con una de las siguientes estrategias:

- cuando la capa de lodo alcance aproximadamente 1/3 de la altura útil
- remoción de un cierto volumen anualmente, en un determinado mes, de tal manera que se incluya la etapa de limpieza de una forma sistemática en la estrategia operacional de la laguna

En caso que la remoción no sea por vaciado y secado en la laguna, no se debe remover totalmente el lodo, pues, de esta forma, se perdería la biomasa, haciendo con que la laguna anaerobia deba iniciar su arranque de nuevo.

3.7. EJEMPLO DE DIMENSIONAMIENTO

Ejemplo 3.1

Dimensionar un sistema de laguna anaerobia - laguna facultativa con los mismos datos del Ejemplo 2.3, o sea:

Población : 20.000 habitantes

Caudal afluente : 3.000 m³/d

DBO afluente: S₀ : 350 mg/L

Temperatura: T : 23°C (líquido)

Solución:

a) *Carga afluente de DBO*

Por el Ejemplo 2.3:

$$L = 1.050 \text{ kgDBO}_5/\text{d}$$

Dimensionamiento de la laguna anaerobia

b) *Adopción de la tasa de aplicación volumétrica L_v*

$$L_v = 0,15 \text{ kgDBO}/\text{m}^3 \cdot \text{d}$$

Este es un valor conservador (ver Ítem 2.3.a). Sin embargo, valores superiores conducirían a un menor volumen de la laguna y, en consecuencia, a un bajo tiempo de retención hidráulica (ver ítem d, más abajo)

c) *Cálculo del volumen requerido*

$$\text{volumen} = \frac{\text{carga}}{\text{carga volumétrica}} \rightarrow V = \frac{L}{L_v} = \frac{1.050 \text{ kgDBO}/\text{d}}{0,15 \text{ kgDBO}/\text{m}^3 \cdot \text{d}} = 7.000 \text{ m}^3$$

d) *Verificación del tiempo de retención hidráulica*

$$t = \frac{V}{Q} = \frac{7.000 \text{ m}^3}{3.000 \text{ m}^3/\text{d}} = 2,3 \text{ d} \quad \text{OK!}$$

Lagunas con este bajo tiempo de retención hidráulica deben tener la entrada del afluente por el fondo, en contacto con el lodo sedimentado.

e) Determinación del área requerida y dimensiones

Profundidad H = 4,5 m (adoptada)

$$\text{área} = \frac{\text{volumen}}{\text{profundidad}} \rightarrow A = \frac{V}{H} = \frac{7.000 \text{ m}^3}{4,5 \text{ m}} = 1.566 \text{ m}^2$$

Adoptar 2 lagunas

$$\text{Área de cada laguna: } 1.556 \text{ m}^2 / 2 = 778 \text{ m}^2$$

Posibles dimensiones de cada laguna: 34 m x 23 m

f) Concentración de DBO efluente

Eficiencia de remoción de la DBO: E=60% (ver Ítem 2.4)

$$\text{DBO}_{\text{en}} = (1-E/100) \cdot S_0 = (1 - 60/100) \times 350 = 0,4 \times 350 = 140 \text{ mg/L}$$

El efluente de la laguna anaerobia es el afluente a la laguna facultativa.

g) Acumulación de lodo en la laguna anaerobia

Adoptando una tasa de acumulación de 0,04 m³/hab.año (ver Ítem 2.6), se tiene que:

$$\text{Acumulación anual} = 0,04 \text{ m}^3/\text{hab.año} \times 20.000 \text{ hab} = 800 \text{ m}^3/\text{año}$$

Espesor de la capa de lodo en 1 año:

$$\text{espesor} = \frac{\text{acumulación anual} \times \text{tiempo}}{\text{área de la laguna}} = \frac{8.000 \text{ m}^3/\text{año} \cdot 1 \text{ año}}{1.556 \text{ m}^2} = 0,51 \text{ m/año} = 51 \text{ cm/año}$$

Esta tasa de acumulación anual, expresada en cm/año, es superior a los valores citados en el Ítem 3.6, probablemente debido a que la laguna, en el presente ejemplo, es profunda y con bajo tiempo de retención (menor área superficial para distribución del lodo).

Tempo para alcanzar 1/3 de la altura útil de las lagunas:

$$\text{Tiempo} = \frac{H/3}{\text{Elevación anual}} = \frac{4,5 \text{ m}/3}{0,51 \text{ m/año}} = 2,9 \text{ años}$$

El volumen de lodo acumulado a lo largo de este período corresponde a 1/3 del volumen útil de las lagunas, o sea, $7.000\text{m}^3/3 = 2.333 \text{ m}^3$ de lodo.

El lodo deberá ser removido aproximadamente cada 3 años (volumen de 2.333 m^3) o, anualmente (remoción de 800 m^3).

Dimensionamiento de la laguna facultativa

h) Carga afluente a la laguna facultativa

La carga efluente de la laguna anaerobia es la carga afluente a la laguna facultativa. Con la eficiencia de remoción de 60% en la laguna anaerobia, la carga afluente a la laguna facultativa es:

$$L = \frac{(100 - E) \cdot L_0}{100} = \frac{(100 - 60) \cdot 1.050}{100} = 420 \text{ kg DBO/d}$$

i) Adopción de la tasa de aplicación superficial

$L_s = 220 \text{ kgDBO/ha.d}$ (igual a la adoptada en el Ejemplo 2.3)

j) Área requerida

$$A = \frac{L}{L_s} = \frac{420 \text{ kgDBO/d}}{220 \text{ kgDBO/ha.d}} = 1,9 \text{ ha } (19.000\text{m}^2)$$

Adoptar 2 lagunas

Área de cada laguna: $19.000\text{m}^2/2 = 9.500 \text{ m}^2$

Posibles dimensiones de cada laguna: $L = 155 \text{ m}$ y $B = 62 \text{ m}$ (relación $L/B = 2,5$)

l) Adopción de un valor para la profundidad

H = 1,80 m (adoptado)

m) Cálculo del volumen resultante

$$V = A.H = 19.000 \text{ m}^2 \times 1,80 \text{ m} = 34.200 \text{ m}^3$$

n) Cálculo del tiempo de retención hidráulica resultante

$$t = \frac{V}{Q} = \frac{34.200 \text{ m}^3}{3.000 \text{ m}^3/\text{d}} = 11,4 \text{ d}$$

o) Adopción de un valor para el coeficiente de remoción de DBO (K)

- Régimen de mezcla completa, a 20 °C:

$$K = 0,27 \text{ d}^{-1} \text{ (adoptado – ver Ítem 3.5)}$$

- Corrección para la temperatura de 23 °C:

$$K_T = K_{20} \cdot \theta^{(T-20)} = 0,27 \times 1,05^{(23-20)} = 0,31 \text{ d}^{-1}$$

p) Estimación de la DBO soluble efluente

Utilizando el modelo de mezcla completa, ya que la laguna no es predominantemente longitudinal (relación largo/ancho de 2,5), se tiene que:

$$S = \frac{S_0}{1 + K.t} = \frac{140}{1 + 0,31 \times 11,4} = 31 \text{ mg/L}$$

q) Estimación de la DBO particulada efluente

Admitiendo una concentración de SS efluente igual a 80 mg/L, y considerando que cada 1 mgSS/L corresponde a una DBO₅ del orden de 0,35 mg/L (ver Ítem 2.6.2), se tiene que:

$$\text{DBO}_5 \text{ particulada} = 0,35 \text{ mgDBO}_5/\text{mgSS} \times 80 \text{ mgSS/L} = 28 \text{ mgDBO}_5/\text{L}$$

Se debe recordar que la DBO particulada es detectada en el ensayo de la DBO, pero podrá no ser ejercida en el cuerpo receptor, dependiendo de las condiciones de sobrevivencia de las algas.

r) *DBO total efluente*

DBO total efluente = DBO soluble + DBO particulada

DBO efluente = 31 + 28 = 59 mg/L

s) *Cálculo de la eficiencia total del sistema de laguna anaerobia-laguna facultativa en la remoción de la DBO*

$$E = \frac{(S_o - \text{DBO}_{\text{efl}})}{S_o} \cdot 100 = \frac{350 - 59}{350} \times 100 = 83 \%$$

t) *Área útil total (lagunas anaerobia + facultativa)*

Área útil total = 0,16 ha + 1,9 ha = 2,1 ha

u) *Área total requerida*

El área total es del orden de 25% a 33% superior al área útil requerida. Así, el área total ocupada por el sistema de lagunas y estructuras auxiliares es de:

Área total = 1,3 x 2,1 = 2,7 ha

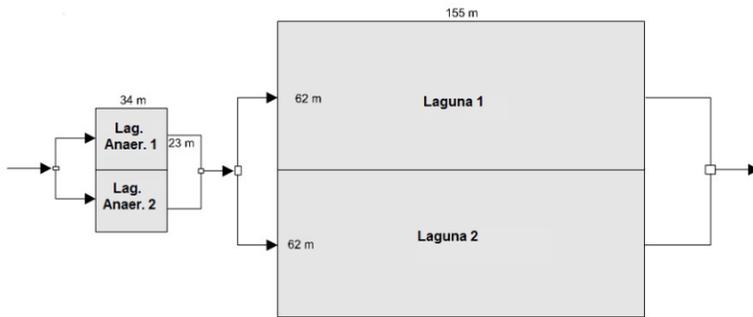
$$\text{Área per capita} = \frac{27000 \text{ m}^2}{20.000 \text{ hab}} = 1,4 \text{ m}^2/\text{hab}$$

Con un sistema compuesto apenas por lagunas facultativas primarias (Ejemplo 2.3), el área total requerida fue de 6,2 ha. Hay, por lo tanto, un sustancial ahorro de área (56%). El tiempo de retención total en el presente ejemplo es de 13,7 d (= 2,3 + 11,4), muy inferior al de una laguna facultativa única (28,8 d).

Se debe recordar que estos requisitos de área se aplican al presente ejemplo, lo cual está asociado a una temperatura relativamente elevada del líquido, lo que permite elevadas tasas de aplicación y eficiencias de remoción. En aplicaciones en lugares más fríos, el área requerida será, naturalmente, mayor.

v) Organización del sistema

SISTEMA DE LAGUNAS ANAEROBIAS - LAGUNAS FACULTATIVAS



CAPÍTULO 4

LAGUNAS AIREADAS FACULTATIVAS

4.1. INTRODUCCIÓN

La laguna aireada facultativa (Figura 4.1) se utiliza cuando se desea tener un sistema predominantemente aerobio, y de dimensiones más reducidas que las lagunas facultativas o que el sistema de lagunas anaerobias seguidas por lagunas facultativas.

La principal diferencia con relación a la laguna facultativa convencional es en cuanto a la forma de suministro de oxígeno. Mientras que en la laguna facultativa el oxígeno proviene de la fotosíntesis, en el caso de la laguna aireada facultativa el oxígeno se obtiene principalmente a través de *aireadores*.

Debido a la introducción de mecanización, las lagunas aireadas son menos simples en términos de operación y mantenimiento, comparadas con las lagunas facultativas convencionales. La reducción de los requisitos de área se logra, por lo tanto, con una cierta elevación en el nivel de operación, además de la introducción del consumo de energía eléctrica.

Las lagunas facultativas convencionales sobrecargadas y sin área para expansión pueden ser convertidas a lagunas aireadas facultativas, a través de la inclusión de aireadores. Es interesante, sin embargo, prever esta posibilidad desde el período de diseño, como parte de la concepción en etapas de la planta de tratamiento, para que pueda seleccionarse una profundidad que sea compatible con los futuros equipos de aireación y que en el fondo sean colocadas placas protectoras de concreto, debajo de los aireadores.

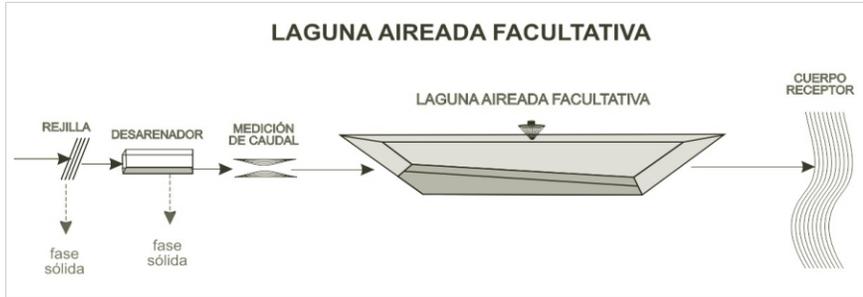


Fig. 4.1. Laguna aireada facultativa

4.2. DESCRIPCIÓN DEL PROCESO

La laguna recibe el nombre de facultativa puesto que el nivel de energía introducido por los aireadores es solamente suficiente para la oxigenación, pero no para mantener los sólidos (biomasa y sólidos en suspensión del agua residual cruda) dispersos en la masa líquida. De esta forma, los sólidos tienden a sedimentar y constituir la capa de lodo de fondo, que será descompuesta de manera anaerobia. Solamente la DBO soluble y la DBO representada por los sólidos de menores dimensiones permanecen en la masa líquida, sufriendo de ésta manera, descomposición aerobia. Por lo tanto, en términos de la distribución de la biomasa heterotrófica, la laguna se comporta como una laguna facultativa convencional.

Los aireadores mecánicos más comúnmente utilizados en lagunas aireadas son unidades de eje vertical que, al girar a altas velocidades, causan un gran remolino en el agua. Dicho remolino propicia la penetración del oxígeno atmosférico en la masa líquida, donde se disuelve. Con ello, se logra una mayor introducción de oxígeno, comparada con la laguna facultativa convencional, permitiendo así que la descomposición de la materia orgánica se de más rápidamente. En consecuencia, el tiempo de retención del agua residual en la laguna puede ser menor (del orden de 5 a 10 días), o sea, el requisito de área es muy inferior.

4.3. CRITERIOS DE DISEÑO

El dimensionamiento de las lagunas aireadas facultativas es similar al de las lagunas facultativas en lo que se refiere a la cinética de la remoción de la DBO. No hay requisitos de área superficial (tasas de aplicación superficial), debido a que el proceso no depende de la fotosíntesis. Algunos criterios de diseño son específicos para el sistema de aireación, los cuales serán descritos en los ítems 4.5 y 4.6.

Deben tenerse en cuenta los siguientes criterios:

- *tiempo de retención hidráulica*
- *profundidad*

a) Tiempo de retención hidráulica

El tiempo de retención debe ser adoptado de tal manera que permita una remoción satisfactoria de la DBO, de acuerdo con la cinética de remoción que será descrita en el ítem 4.4.a. De manera general, se adoptan valores que varían entre:

$$t = 5 \text{ a } 10 \text{ d}$$

b) Profundidad

La profundidad de la laguna debe ser seleccionada de tal manera que logre satisfacer los siguientes criterios:

- compatibilidad con el sistema de aireación
- necesidad de una capa aerobia de aproximadamente 2 m para oxidar los gases de la descomposición anaerobia del lodo de fondo

Usualmente, se adoptan valores de la profundidad H en el rango de:

$$H = 2,5 \text{ a } 4,0 \text{ m}$$

4.4. ESTIMACIÓN DE LA CONCENTRACIÓN EFLUENTE DE DBO

Para estimar la concentración efluente de DBO se sigue un procedimiento similar al utilizado para las lagunas facultativas (Ítem 2.6). La influencia del régimen hidráulico de la laguna también debe tenerse en cuenta, aunque en la mayoría de los diseños se considere, las fórmulas correspondientes al régimen de mezcla completa. Las fórmulas para estimar el Número de Dispersión d , presentadas en el Ítem 2.6, no deben ser utilizadas aquí, pues son específicas para lagunas facultativas sin aireación.

De manera similar a las lagunas facultativas, el efluente de las lagunas aireadas facultativas es constituido de *materia orgánica disuelta (DBO soluble)* y *materia orgánica en suspensión (DBO particulada)*. Sin embargo, la DBO particulada ya no se encuentra predominantemente asociada a las algas.

$$\boxed{\text{DBO}_{\text{tot}} = \text{DBO}_{\text{sol}} + \text{DBO}_{\text{part}}} \quad (4.1)$$

donde:

DBO_{tot} : DBO_5 total del efluente (mg/L)

DBO_{sol} : DBO_5 soluble del efluente (mg/L)

DBO_{part} : DBO_5 particulada del efluente (mg/L)

La materia orgánica *en suspensión* es representada principalmente por las propias bacterias responsables por la estabilización de la materia orgánica. A pesar de que la laguna aireada facultativa permite la sedimentación de los sólidos, no todos se sedimentan. El protoplasma de las bacterias es constituido, en gran parte, por materia orgánica, la cual ejerce una demanda de oxígeno en el cuerpo receptor y en el ensayo de la DBO. En el caso de las lagunas de estabilización facultativas (sin aireación), los sólidos del efluente son constituidos principalmente por algas, las cuales contribuyen inclusive para la producción de oxígeno en el cuerpo receptor. Por esta razón, la DBO del efluente de las *lagunas facultativas sin aireación* es considerado, en algunas legislaciones, como siendo principalmente la DBO soluble. Ya para el caso de las *lagunas aireadas* (y de los demás procesos de tratamiento de aguas residuales, con excepción de las lagunas facultativas sin aireación), se debe considerar la DBO relacionada con la fracción orgánica de los sólidos en suspensión (DBO particulada).

a) DBO soluble efluente

Para estimar la DBO soluble efluente se utilizan las mismas fórmulas presentadas para las lagunas facultativas, las cuales son función del régimen hidráulico asumido para el reactor (Ítem 2.6).

El valor del coeficiente de remoción K es, en el caso de las lagunas aireadas facultativas, más elevado. Valores típicos para el régimen de mezcla completa se encuentran en el rango de (Arceivala, 1981):

$$K = 0,6 \text{ a } 0,8 \text{ d}^{-1}$$

Este valor es para una temperatura del líquido de 20°C. Para otras temperaturas, se puede utilizar la Ecuación 2.3, con $\theta = 1,035$.

Con relación al valor de S_0 a ser utilizado en las ecuaciones del Cuadro 2.4 y para el dimensionamiento del sistema de aireación, se debe tener en cuenta los siguientes aspectos. La laguna facultativa permite la sedimentación de la materia orgánica particulada del agua residual cruda, la cual sufre el proceso de descomposición *anaerobia* en el lodo del fondo. El valor de la DBO afluente (S_0) que sufrirá estabilización *aerobia* es, de esta forma, inferior al valor total del agua residual cruda. El valor de S_0 a ser adoptado en los cálculos depende de la actividad anaerobia, la cual es función de la temperatura del líquido. De esta forma, en nuestro medio, pueden ocurrir las siguientes dos condiciones con relación a la materia orgánica en el lodo (Arceivala, 1981):

- *Descomposición anaerobia con hidrólisis y acidificación, pero sin metanogénesis*

$$S_0 = 100\% \text{ de la DBO total afluente}$$

Clima: frío

Comentario: hay regiones con periodos fríos en que la etapa de metanogénesis (realmente responsable por la remoción de la DBO) no ocurre totalmente, lo que implica la liberación de subproductos intermedios de la descomposición, los cuales ejercen una demanda de oxígeno en la capa aerobia. De esta forma, la DBO que requerirá estabilización aerobia puede ser considerada como siendo igual a S_0 .

- *Descomposición anaerobia con hidrólisis, acidificación y metanogénesis*

$$S_0 = 40 \text{ a } 70\% \text{ de la DBO total afluente}$$

Clima: caliente

Comentario: en condiciones en que la temperatura del líquido es suficientemente elevada ($> 15^{\circ}\text{C}$), la conversión anaerobia es completa, incluyendo todas las etapas. Debido al hecho que una fracción de la DBO sea estabilizada anaeróbicamente en el fondo, el valor de S_0 considerado para estimar la DBO efluente y los requisitos de oxigenación es solamente una fracción de la DBO afluente (del orden de 40 a 70%).

Para efectos de *dimensionamiento*, se puede considerar, por seguridad, que la carga de DBO a ser estabilizada de manera aerobia sea igual a la carga total del agua residual afluente ($S_0 = \text{DBO del agua residual cruda}$):

Diseño: $S_0 = 100\%$ de la DBO₅ total (soluble + particulada) del agua residual afluente

b) DBO particulada efluente

Para calcular la DBO particulada del efluente de la laguna aireada facultativa, es necesario que se estime la concentración de sólidos en suspensión en el efluente de la misma, ya que la DBO particulada es causada exactamente por los sólidos en suspensión.

La cantidad de sólidos que permanecen en suspensión en el medio líquido es función del nivel de turbulencia introducido por los aireadores. Dicho nivel de turbulencia, o capacidad de mezcla, es evaluado a través del concepto de la densidad de potencia. La densidad de potencia representa la *energía introducida por los aireadores por unidad de volumen del reactor*, la cual se obtiene por medio de la fórmula:

$$\phi = \text{Pot}/V \quad (4.2)$$

donde:

ϕ : densidad de potencia (W/m^3)

Pot: potencia instalada (W)

V : volumen del reactor (m^3)

Cuanto mayor sea la densidad de potencia, mayor será la cantidad de sólidos en suspensión que permanecen dispersos en el medio líquido (Cuadro 4.1). Los valores presentados son solamente cantidades estimadas, toda vez que la intensidad de mezcla depende del número y distribución de los aireadores y del tamaño y geometría de la laguna.

Cuadro 4.1. Valores de la concentración de sólidos que pueden ser mantenidos en suspensión, en función de la densidad de potencia

Densidad de potencia (W/m ³)	SS (mg/L)
0,75	50
1,75	175
2,75	300

Las lagunas aireadas facultativas trabajan con bajas densidades de potencia, pues uno de sus objetivos es exactamente posibilitar la sedimentación de los sólidos. Los valores de la densidad de potencia para las lagunas aireadas facultativas usualmente se encuentran dentro del siguiente rango de valores:

Densidad de potencia: $\phi = 0,75$ a $1,50$ W/m³

En tales condiciones, la concentración de SS en el efluente de la laguna se encuentra en un rango en torno de 50 a 140 mg/L. Sin embargo, se puede dejar la zona final de la laguna sin aireadores, induciendo a una cierta sedimentación de los sólidos, lo que contribuye a la obtención de menores valores de SS en el efluente. Valores usuales de SS se sitúan aproximadamente en el siguiente rango:

SS efluente: 50 a 100 mg/L

Una vez estimada la concentración de SS en el efluente, se puede proceder al cálculo del valor esperado para la DBO particulada del efluente, a través de la siguiente relación:

$DBO_{part} = 0,3$ a $0,4$ mgDBO₅/mgSS

De esta forma, cada 1 mg/L de SS genera una DBO particulada entre 0,3 y 0,4 mg/L. Conociendo la concentración total de SS, se estima la DBO particulada.

4.5. REQUISITOS DE OXÍGENO

La cantidad de oxígeno a ser suministrada por los aireadores para la estabilización aerobia de la materia orgánica es usualmente igual a la DBO total última afluente. La DBO última (DBO_u) corresponde a la demanda total de oxígeno ejercida para la completa estabilización de la materia orgánica

(ver Capítulo 2, Volumen 1 de la presente serie de libros). En aguas residuales domésticas típicas, la DBO_u es alcanzada al final de un largo período de tiempo, del orden de 20 días. La DBO_u es, por lo tanto, superior a la DBO_5 , por el hecho de ésta ser ejercida solamente hasta el quinto día. Frecuentemente se adopta la relación DBO_u/DBO_5 entre 1,2 y 1,5.

Las consideraciones realizadas en el Ítem 4.4.a aquí también son válidas. De esta manera, la demanda de oxígeno puede ser admitida, por seguridad, como si se debiera a toda la DBO del agua residual cruda, sin ninguna reducción relacionada con la conversión anaerobia en el fondo.

Para el cálculo de los requisitos de oxígeno, se puede *descontar* las siguientes fracciones:

- Fracción no estabilizada de la DBO (S) que sale con el efluente. Esto se debe a que la eficiencia del sistema en la remoción de la DBO es inferior al 100%. Para estimar S, ver el Ítem 4.4.a.
- Fracción de la DBO no ejercida por los sólidos que salen con el efluente (sólidos que dejan de ejercer demanda). Dicha fracción corresponde a la DBO particulada (convertida en DBO última), abordada en el Ítem 4.4.

La minuta brasilera de Proyecto de Norma de Lagunas (1991) sugiere que la masa de oxígeno a ser suministrada sea igual o superior a 60% de la carga de DBO_5 aplicada.

Considerando estos aspectos, se tiene que la cantidad de oxígeno a suministrarse puede ser adoptada como:

$$RO = a \cdot Q \cdot (S_0 - S) / 1000 \quad (4.3)$$

donde:

RO : requisito de oxígeno (kgO_2/d)

a : coeficiente, que varía entre 0,8 a 1,2 $kgO_2/kgDBO_5$

Q : caudal afluyente (m^3/d)

S_0 : concentración de DBO_5 total (*soluble + particulada*) afluyente (g/m^3)

S : concentración de DBO_5 *soluble* efluente (g/m^3)

1000: conversión de kg para g (g/kg)

4.6. SISTEMA DE AIREACIÓN

En nuestro medio, los aireadores más frecuentemente utilizados para las lagunas aireadas son los *aireadores mecánicos flotantes de eje vertical y alta rotación*. Recientemente también se han empleado los *aireadores de turbina con aspiración*. Para mayores informaciones con relación a sistemas de aireación, ver el Capítulo 5 del Volumen 2 de la presente serie de libros.

Ambos sistemas requieren un mantenimiento simple. Su instalación es también sencilla, y no requiere del uso de pilares o columnas de sustentación. En caso de ser necesario, su posición en la laguna puede ser alterada fácilmente. Las unidades flotantes se adecuan también a las variaciones de nivel de la laguna, que pueden ser controladas por el vertedero de salida.

Deben ser considerados los siguientes aspectos:

- Los aireadores deben distribuirse de manera homogénea por la zona aireada de la laguna.
- Para el caso de lagunas predominantemente rectangulares, se puede tener un mayor número de aireadores o aireadores más potentes en la región próxima a la entrada, donde la demanda de oxígeno es superior.
- Los aireadores contiguos deben tener sentidos de rotación opuestos, esto es, uno debe tener el sentido horario, y el otro anti-horario.
- Cuando se desee una menor pérdida de sólidos en el efluente, la región final de la laguna podrá permanecer sin aireadores, de tal forma que garantice mejores condiciones de sedimentabilidad.
- Se debe tener un mínimo de 2 aireadores en lagunas pequeñas.
- Los datos del fabricante deben ser consultados con relación a la profundidad recomendada de la laguna, zona de influencia de cada aireador, eficiencia de oxigenación, etcétera.

Hay dos tipos de área de influencia de un aireador (Figura 4.2):

- *Zona de mezcla*. Área en la cual se garantiza la mezcla del líquido, propiciando el mantenimiento de sólidos en suspensión. Área con menor diámetro, teniendo al aireador como el centro.
- *Zona de oxigenación*. Área en la cual se garantiza la difusión de oxígeno en el medio líquido, pero no la mezcla. Área de mayor diámetro, englobando la zona de mezcla.



Fig. 4.2. Radios de mezcla y de oxigenación en un aireador mecánico superficial

El Cuadro 4.2 presenta valores aproximados para los rangos de operación de aireadores mecánicos, en función de su potencia. Como se puede observar, el área de influencia de cada aireador en términos de oxigenación es muy superior al área de mezcla.

Cuadro 4.2. Rangos usuales de operación de los aireadores de alta rotación

Rango de potencia de los aireadores (CV)	Profundidad de operación normal (m)	Diámetro de influencia (m)		Diámetro de la placa anti-erosiva
		Oxigenación	Mezcla	
5 - 10	2,0 - 3,6	45 - 50	14 - 16	2,6 - 3,4
15 - 25	3,0 - 4,3	60 - 80	19 - 24	3,4 - 4,8
30 - 50	3,8 - 5,2	85 - 100	27 - 32	4,8 - 6,0

Notas:

- Potencias usuales de los aireadores: 1; 2; 3; 5; 7,5; 10; 15; 20; 25; 30; 40 y 50 CV.
- Hay aireadores de alta rotación con mayores potencias, pero tienden, en general, a ser menos eficientes.
- El cuadro presenta diámetros de influencia (y no radios)
- Placa anti-erosiva: situada en el fondo de la laguna, debajo del aireador
- Fuente: elaborado a partir de datos presentados en Crespo (199)

4.7. REQUISITOS ENERGÉTICOS

La energía necesaria para garantizar el suministro de los requisitos de los aireadores se calcula con base en el consumo de oxígeno (RO), determinado en el Ítem 4.5. El parámetro que convierte consumo de oxígeno en consumo de energía es la *eficiencia de oxigenación (E.O.)*, expresada en las unidades de kgO_2/kWh .

Los datos del fabricante son expresados normalmente en las condiciones estándar, para proporcionar una base común para la comparación de las eficiencias. Las condiciones estándar son para 20°C , *ausencia de oxígeno disuelto, salinidad nula, nivel del mar, agua limpia*. Para mayores informaciones con relación a la aireación, ver Capítulo 5 del Volumen 2 de la presente serie de libros.

En las *condiciones estándar*, la eficiencia de oxigenación de los aireadores citados se sitúa en el rango que se presenta a continuación. Sin embargo, siempre deben ser consultados los datos del fabricante.

$$EO_{\text{estándar}} = 1,2 \text{ a } 2,0 \text{ kgO}_2/\text{kWh}$$

En las condiciones reales de operación, la eficiencia de oxigenación es menor, en el siguiente rango de valores:

$$EO_{\text{campo}} = 0,55 \text{ a } 0,65 \text{ de la } EO_{\text{estándar}}$$

La potencia requerida es finalmente dada por la siguiente fórmula:

$$RE = \frac{RO}{24 \cdot EO_{\text{campo}}} \quad (4.4)$$

donde:

RE: requisitos energéticos (kW)

24: conversión de días para horas (24 h/d)

La potencia de cada aireador será entonces especificada con base en los catálogos de los fabricantes (o en el Cuadro 4.2). Para ello, se necesita convertir kW a CV (para ello, dividir kW por 0,735 para obtener CV).

4.8. ACUMULACIÓN DE LODO

La tasa de acumulación de lodo es del orden de 0,03 a 0,08 m³/hab.año (Arceivala, 1981). El lodo deberá ser removido cuando la capa alcance un espesor que pueda ser afectado por los aireadores, o cuando se considere que la reducción del volumen útil de la laguna es sustancial (usualmente cuando el lodo alcanza 1/3 de la altura útil). La inclusión de desarenado aguas arriba de lagunas aireadas es muy importante.

4.9. EJEMPLO DE DIMENSIONAMIENTO

Ejemplo 4.1

Dimensionar una laguna aireada facultativa, con los mismos datos de los ejemplos anteriores, o sea:

Población : 20.000 hab
Caudal afluente : 3.000 m³/d
DBO afluente: S₀ : 350 mg/L
Temperatura: T : 23°C (líquido)

Solución:

a) *Tiempo de retención hidráulica*

t = 8 d (adoptado)

b) *DBO soluble efluente*

Admitiendo un sistema de mezcla completa, y adoptando el coeficiente K=0,7 d⁻¹ para 20°C, corregido para 0,8 d⁻¹ a 23°C:

$$\text{DBO}_5 \text{ soluble: } S = \frac{S_0}{1 + K \cdot t} = \frac{350}{1 + 0,8 \times 8} = 47 \text{ mg/L}$$

Se obtendrá menores valores de S en el caso que se considere la sedimentación y la estabilización anaerobia de la DBO particulada afluente.

c) DBO particulada efluente

Asumiendo que el efluente contenga 80 mg/L de sólidos en suspensión (SS), la concentración de DBO₅ particulada efluente será de aproximadamente:

$$\text{DBO}_5 \text{ part} = 0,35 \text{ mgDBO}_5/\text{mgSS} \times 80 \text{ mgSS/L} = 28 \text{ mgDBO}_5/\text{L}$$

d) DBO total efluente

$$\text{DBO total} = \text{DBO soluble} + \text{DBO part} = 53 + 35 = 88 \text{ mg/L}$$

Este valor es mayor al de los sistemas de lagunas anteriormente calculados. Para reducir la concentración de DBO efluente, se puede aumentar el tiempo de retención. Sin embargo, esta decisión puede ser antieconómica, por exigir grandes aumentos para una pequeña reducción en S. También se puede cambiar la configuración del reactor para un sistema aproximando al flujo en pistón. Además de eso, se puede optimizar las condiciones de sedimentabilidad en la zona de salida, a través de la exclusión de aireadores (ya prevista en este ejemplo).

La eficiencia del sistema en la remoción de DBO es:

$$E = \frac{S_0 - S}{S_0} = \frac{350 - 88}{350} \times 100 = 75\%$$

e) Volumen requerido

$$V = t \cdot Q = 8 \text{ d} \times 3000 \text{ m}^3/\text{d} = 24.000 \text{ m}^3$$

f) Área requerida

Adoptando una profundidad H=3,5 m:

$$A = \frac{V}{H} = \frac{24.000 \text{ m}^3}{3,5 \text{ m}} = 6.900 \text{ m}^2 \quad (0,69 \text{ ha})$$

g) Requisitos de oxígeno

$$\text{RO} = a \cdot Q \cdot (S_0 - S) = \frac{1,0 \cdot 3000 \text{ m}^3/\text{d} \cdot (350 - 47) \text{ g/m}^3}{1000 \text{ g/kg}} = 909 \text{ kgO}_2/\text{d} = 38 \text{ kgO}_2/\text{h}$$

h) Requisitos de energía

Adoptar aireadores flotantes, de alta rotación. La Eficiencia de Oxigenación, en las condiciones estándar, se adopta como:

$$EO = 1,8 \text{ kgO}_2/\text{kWh}$$

La Eficiencia de Oxigenación en campo puede ser adoptada como del orden de 60% de la E.O. estándar. Así,

$$EO_{\text{campo}} = 0,60 \times 1,8 \text{ kgO}_2/\text{kWh} = 1,1 \text{ kgO}_2/\text{kWh}$$

La potencia requerida es:

$$Pot = \frac{RO}{EO} = \frac{37 \text{ kgO}_2 / \text{h}}{1,1 \text{ kgO}_2 / \text{kWh}} = 34 \text{ kW} \cong 45 \text{ CV}$$

i) Aireadores

Adoptar 6 aireadores, cada uno con 7,5 CV.

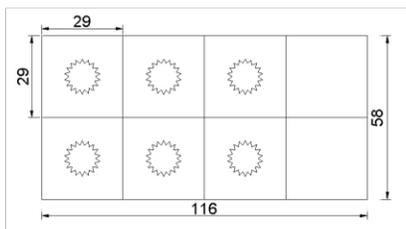
La potencia total instalada es, por lo tanto, de $6 \times 7,5 \text{ CV} = 45 \text{ CV}$ (34 kW)

j) Dimensiones de la laguna

Adoptar 2 lagunas en paralelo. Con 2 lagunas, se tiene una mayor flexibilidad, durante los eventuales periodos de remoción de lodo (una laguna en proceso de limpieza, y una laguna en operación).

Considerando un área de influencia cuadrada para cada aireador, y dejando las celdas finales sin aireadores, las lagunas pueden tener las siguientes dimensiones:

2 lagunas de $L=116 \text{ m}$ y $B=29 \text{ m}$ (8 cuadrados con dimensiones de $29 \text{ m} \times 29 \text{ m}$)



De acuerdo con el Cuadro 4.2, para una potencia de 7,5 CV de cada aireador, el área de influencia de 29 m x 29 m está dentro de la zona de oxigenación (como deseable), pero se encuentra fuera de la zona de mezcla (también deseable, para una laguna aireada facultativa).

l) Verificación de la densidad de potencia

La densidad de potencia media en toda la laguna es:

$$\phi = \frac{\text{Pot}}{V} = \frac{34.000 \text{ W}}{24.000 \text{ m}^3} = 1,4 \text{ W / m}^3$$

Dicha densidad de potencia deberá mantener los sólidos en suspensión. La estimación de 80 mg/L es razonable (ver Cuadro 4.1), considerando que habrá alguna sedimentación en la zona no aireada de la laguna. La densidad de potencia solamente es mayor en la zona aireada, ya que el volumen de la zona aireada es 75% del volumen total de la laguna (3/4 de la longitud de la laguna posee aireadores, y 1/4 se encuentra desprovisto de aireadores - ver ítem j).

m) Acumulación de lodo

$$\text{Acumulación anual} = 0,05 \text{ m}^3/\text{hab.año} \times 20.000 \text{ hab} = 1.000 \text{ m}^3/\text{año}$$

Espesor en 1 año:

$$\text{Espesor} = \frac{1.000 \text{ m}^3/\text{año} \cdot 1 \text{ año}}{6.900 \text{ m}^2} = 0,14 \text{ m/año}$$

Espesor en 7 años de operación:

$$\text{Espesor: } 0,14 \text{ m/año} \times 7 \text{ años} = 1,0 \text{ m en 7 años}$$

Después de 7 años de operación, habrá una acumulación de lodo del orden de 1,0 m, reduciendo así la altura útil de la laguna de 3,5 m para 2,5 m (reducción en torno de 30%). Probablemente será necesaria una limpieza después de este período.

n) Área total requerida

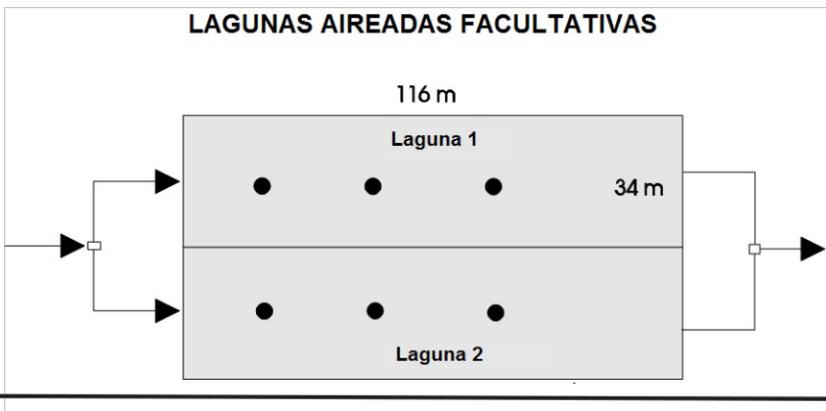
El área líquida requerida es de 0,69 ha. El área total requerida para todos los componentes de la planta de tratamiento es aproximadamente 30% mayor a este valor. Así, el área total será de $1,30 \times 0,69 \text{ ha} = 0,90 \text{ ha}$.

El requisito de área per capita es de:

$$\text{Área per cápita} = \frac{\text{área total}}{\text{población}} = \frac{9.000 \text{ m}^2}{20.000 \text{ hab}} = 0,45 \text{ m}^2/\text{hab}$$

Este valor es aproximadamente 12% del valor requerido para lagunas facultativas primarias (ver Ejemplo 2.3).

o) Organización del sistema



CAPÍTULO 5

SISTEMA DE LAGUNAS AIREADAS DE MEZCLA COMPLETA SEGUIDAS DE LAGUNAS DE DECANTACIÓN

5.1. INTRODUCCIÓN

Las lagunas aireadas de mezcla completa son esencialmente aerobias. Los aireadores sirven, no solamente para *garantizar la oxigenación* del medio, sino también para *mantener los sólidos en suspensión (biomasa) dispersos en el medio líquido*. El tiempo de retención típico en una laguna aireada de mezcla completa es del orden de 2 a 4 días.

La calidad del efluente de una laguna aireada de mezcla completa no es adecuada para vertimiento directo, debido a que contiene elevados niveles de sólidos en suspensión. Por esta razón, dichas unidades de tratamiento son normalmente seguidas por otras lagunas, donde ocurre la sedimentación y estabilización de los sólidos. Tales lagunas se denominan lagunas de decantación. La Figura 5.1 presenta el diagrama de flujo del sistema.

Los tiempos de retención en las lagunas de decantación son bajos, del orden de 2 días. Ese tiempo es suficiente para una eficiente remoción de los sólidos en suspensión producidos en la laguna aireada, pero no contribuye en la remoción bioquímica adicional de DBO, en virtud de la baja concentración de biomasa mantenida en dispersión en el medio líquido (la biomasa tiende a sedimentar). Además, la capacidad de acumulación de lodo es relativamente baja, implicando en la necesidad de una remoción cada 1 a 5 años (hay también sistemas con remoción continua de lodo, a través de bombas acopladas a balsas). Para el caso de muchos países, aún no hay una satisfactoria experiencia con relación a la determinación de la tasa de acumulación de lodo, ni en términos de la remoción y destinación del lodo de la laguna de decantación.

El área requerida por este sistema de lagunas es la *menor entre los diferentes sistemas de lagunas*. Los requisitos de energía son similares a los demás sistemas con lagunas aireadas.



5.2. DESCRIPCIÓN DEL PROCESO

En la laguna aireada, el nivel de energía introducido por los aireadores crea una turbulencia tal que, además de garantizar la oxigenación, permite también que todos los sólidos se mantengan dispersos en el medio líquido. La denominación *mezcla completa* es, por lo tanto, derivada del alto grado de energía por unidad de volumen, responsable por la total mezcla de los constituyentes en toda la laguna.

Entre los sólidos mantenidos en suspensión y en mezcla completa se incluyen, además de la materia orgánica del agua residual cruda, las bacterias (biomasa). Hay, en consecuencia, una mayor concentración de bacterias en el medio líquido, además de un mayor contacto materia orgánica-bacterias. Con esto, la eficiencia de la laguna aerobia aumenta, permitiendo también una reducción en su volumen.

La laguna aireada actúa de forma similar a los tanques de aireación del sistema de lodos activados. La principal diferencia es la inexistencia de recirculación de sólidos, característica esencial del sistema de lodos activados. Debido a la inexistencia de recirculación, la concentración de la biomasa alcanza solamente un determinado valor, dictado por la disponibilidad de sustrato (carga de DBO) afluente. La concentración de sólidos en suspensión biológicos en la laguna aireada es del orden de 20 a 30 veces menor que en un reactor de los sistemas de lodos activados, lo que justifica la elevadísima eficiencia de este último.

Sin embargo, a pesar de la buena eficiencia de las lagunas aireadas en la remoción de la materia orgánica originalmente presente en las aguas residuales,

la calidad de su efluente no es satisfactoria para vertimiento directo en el cuerpo receptor. La biomasa permanece en suspensión en todo el volumen de la laguna, y por tal motivo, sale con el efluente de la laguna aireada. Esta biomasa es, en última instancia, también materia orgánica, aunque de una naturaleza diferente de la DBO del afluente crudo. Dicha materia orgánica generada en la laguna, en caso de ser vertida en el cuerpo receptor, ejerce también una demanda de oxígeno, causando el deterioro en la calidad de las aguas.

Por lo tanto, hay la necesidad, de una unidad aguas abajo, en la que los sólidos en suspensión (predominantemente la biomasa) pasen a sedimentar. En el presente caso, dicha unidad es representada por una *laguna de decantación* (en el proceso de lodos activados, es el decantador secundario). El efluente de la laguna de decantación sale con menor contenido de sólidos, pudiendo ser vertido directamente en el cuerpo receptor.

5.3. CRITERIOS DE DISEÑO DE LAS LAGUNAS AIREADAS

El principal criterio de diseño es el *tiempo de retención hidráulica*. El dimensionamiento sigue diversos principios del tratamiento biológico, descritos en el Capítulo 3 del Volumen 2 y Capítulo 3 del Volumen 4 (Lodos activados) de la presente serie de libros.

a) Tiempo de retención hidráulica

En las lagunas aireadas de mezcla completa, se tiene la siguiente situación con relación al tiempo de retención del líquido y de la biomasa:

tiempo de retención hidráulica = tiempo de retención celular

o

$$t = \theta_c$$

El *tiempo de retención hidráulica* (t) es el tiempo medio de permanencia de las moléculas del líquido en el reactor. El tiempo de retención celular, o *edad del lodo* (θ_c) es el tiempo medio de permanencia de las células bacterianas en el reactor.

En el caso de la laguna aireada de mezcla completa, debido a la inexistencia de recirculación del lodo o cualquier forma de retención de los sólidos, las moléculas del líquido y las células bacterianas permanecen el mismo tiempo en el reactor ($t=\theta_c$). Este importante aspecto tiene implicaciones hidráulicas y de proceso. En los lodos activados, la edad del lodo es el principal parámetro de diseño. En el caso de las lagunas aireadas de mezcla completa, el tiempo de retención hidráulica (= edad del lodo) se constituye en el principal parámetro.

En las lagunas aireadas de mezcla completa, el tiempo de retención varía en el rango de:

$$t = 2 \text{ a } 4 \text{ d}$$

En caso que se adopte más de una celda en serie, el tiempo de retención en cada una podrá ser del orden de 2 días. La ventaja de tener tiempos de retención en torno de 2 días es la reducción en el crecimiento de algas, las cuales no tendrían tiempo de desarrollarse en cada celda, debido a que la tasa de salida con el efluente es superior a la tasa de crecimiento y reproducción.

b) Profundidad

La profundidad de la laguna debe seleccionarse de tal manera que satisfaga los requisitos del sistema de aireación, en términos de mezcla y de oxigenación.

Usualmente, se adoptan valores de profundidad H en el rango:

$$H = 2,5 \text{ a } 4,0 \text{ m}$$

5.4. ESTIMACIÓN DE LA CONCENTRACIÓN DE DBO EFLUENTE DE LA LAGUNA AIREADA

Para estimar la concentración de DBO efluente de la laguna aireada se pueden adoptar modelos similares a los empleados para el proceso de lodos activados. En este texto se presenta una versión simplificada, basada en las reacciones de primer orden. En estas condiciones, la estimación de la concentración efluente sigue un procedimiento similar al utilizado para las lagunas aireadas facultativas (Ítem 4.4).

También puede considerarse la influencia del régimen hidráulico de la laguna. Sin embargo, usualmente se ha adoptado el modelo de mezcla completa, que ofrece una buena aproximación para el reactor de la laguna aireada.

También en este caso el efluente de las lagunas aireadas es constituido por *materia orgánica disuelta (DBO soluble)* y *materia orgánica en suspensión (DBO particulada)* (ver Ítem 4.4):

$$\text{DBO}_{\text{tot}} = \text{DBO}_{\text{sol}} + \text{DBO}_{\text{part}} \quad (5.1)$$

a) DBO soluble efluente

La estimación de la DBO soluble efluente de la laguna aireada puede realizarse utilizando las mismas fórmulas presentadas para las lagunas facultativas y aireadas facultativas, las cuales son función del régimen hidráulico del reactor. Como ya fue comentado, puede ser asumido el modelo de *mezcla completa*.

El valor del coeficiente de remoción K es, en el caso de las lagunas aireadas de mezcla completa, aún más elevado que en los demás sistemas de lagunas. Ello se debe a la mayor concentración de biomasa en la laguna. Valores típicos de K se sitúan en el rango de (Arceivala, 1981):

$$K = 1,0 \text{ a } 1,5 \text{ d}^{-1}$$

En este valor de K está incorporada la influencia de la concentración de los sólidos en suspensión volátiles SSV o X_v , representativos de la biomasa. El coeficiente K puede ser separado en dos fracciones, de forma que:

$$K = K' \cdot X_v \quad (5.2)$$

donde:

K' : coeficiente de remoción de la DBO $(\text{mg/L})^{-1}(\text{d})^{-1}$. El valor de K' está en el rango de 0,01 a 0,03 $(\text{mg/L})^{-1}(\text{d})^{-1}$ (Arceivala, 1981)

X_v : concentración de sólidos en suspensión volátiles (mg/L)

De acuerdo con la Ecuación 5.2, cuanto mayor sea la concentración de biomasa (X_v), mayor será el coeficiente K (K' es constante) y, en consecuencia, mayor la eficiencia en la remoción de la DBO.

La concentración de DBO soluble efluente de la laguna aireada está dada por:

$$S = \frac{S_0}{1 + K' \cdot X_v \cdot t} \quad (5.3)$$

Como en los demás sistemas, S_0 representa la DBO total (soluble + particulada) afluente, mientras que S representa la DBO soluble efluente.

Es interesante notar que, dentro de determinados límites, S es independiente de la concentración afluente S_0 . En caso que el valor de S_0 aumente, la concentración de la biomasa (X_v) aumentará proporcionalmente, como consecuencia de la mayor disponibilidad de alimento. Cuando S_0 disminuya, X_v disminuirá, y S permanece constante. Este comentario es para situaciones medias (de diseño), pues rápidas variaciones de S_0 (típicas en la operación) no son inmediatamente acompañadas por el aumento de X_v .

Los valores de K y K' son para una temperatura del líquido de 20°C. Para otras temperaturas, se puede utilizar la Ecuación 2.3, con el coeficiente θ igual a 1,035.

La concentración de la biomasa (X_v) es resultante del crecimiento bruto (factor positivo) y del decaimiento bacteriano (factor negativo). La fórmula para el cálculo de X_v es:

$$X_v = \frac{Y \cdot (S_0 - S)}{1 + K_d \cdot t} \quad (5.4)$$

donde:

Y : coeficiente de producción celular ($\text{mg}X_v/\text{mgDBO}_5$). Representa la cantidad de biomasa ($\text{mg}X_v$) que es producida por unidad de sustrato utilizado ($\text{mg} \text{DBO}_5$).

K_d : coeficiente de decaimiento bacteriano (d^{-1}). Representa la tasa de mortandad de la biomasa durante el metabolismo endógeno.

Valores típicos de tales coeficientes son (Metcalf & Eddy, 1991):

Cuadro 5.1. Valores de los coeficientes cinéticos y estequiométricos

Coeficiente	Unidad	Rango	Valor típico
Y	mgSSV/mgDBO ₅	0,4 - 0,8	0,6
K _d	d ⁻¹	0,03 - 0,08	0,06

El valor del coeficiente K_d, en este caso, es ligeramente diferente del valor de K_d adoptado en los capítulos relacionados a lodos activados (Volumen 4 de la serie). En las ecuaciones del sistema de lodos activados, se adopta una corrección para la fracción biodegradable de los SSV, la cual altera el valor de K_d. Por una cuestión de simplicidad, en el caso de las lagunas aireadas, se utilizan las fórmulas sin el concepto de la fracción biodegradable.

b) DBO particulada efluente

Para calcular la DBO particulada del efluente de la laguna aireada de mezcla completa, es necesario que se estime la concentración de sólidos en suspensión en el efluente de la laguna, ya que esta DBO es causada por los sólidos suspendidos.

La concentración de sólidos en suspensión volátiles en el efluente de la laguna aireada está dada por la Ecuación 5.4.

La DBO particulada puede estimarse a través de la siguiente relación con los sólidos en suspensión volátiles:

$$DBO_{part} = 0,4 \text{ a } 0,8 \text{ mgDBO}_5/\text{mgX}_v$$

En las lagunas aireadas la relación entre los sólidos en suspensión volátiles (SSV o X_v) y los sólidos en suspensión totales (SS o X) es del orden de:

$$X_v/X = 0,7 \text{ a } 0,8$$

Así, la DBO particulada puede ser estimada también en función de los sólidos en suspensión totales, agregándose las dos últimas relaciones:

$$DBO_{part} = 0,3 \text{ a } 0,6 \text{ mgDBO}_5/\text{mgSS}$$

La DBO particulada en el efluente final es función de los niveles de SS en el efluente de la laguna de sedimentación. No hay modelos de amplia aceptación que permitan estimar dicha concentración efluente. Para efecto de diseño, se puede admitir una eficiencia de remoción de SS en la laguna de sedimentación en torno de 80 a 85%.

5.5. REQUISITOS DE OXÍGENO EN LA LAGUNA AIREADA

La cantidad de oxígeno a suministrar por los aireadores para la estabilización aerobia de la materia orgánica es usualmente igual a la DBO total última (DBO_u) removida (ver Ítem 4.5). La relación DBO_u/DBO_5 en aguas residuales domésticas crudas se sitúa entre 1,2 y 1,5.

Se podría descontar el consumo de oxígeno no ejercido por los sólidos en suspensión volátiles que salen del sistema con el efluente, de manera similar a lo que se realiza en los cálculos de un sistema de lodos activados. Los requisitos de oxígeno pueden ser entonces calculados por:

$$RO = \frac{a \cdot Q \cdot (S_0 - S)}{1000} \quad (5.5)$$

donde:

- RO : requisito de oxígeno (kgO_2/d)
- a : coeficiente de consumo de oxígeno (1,1 a 1,4 $kgO_2/kgDBO_5$ removida)
- Q : caudal afluente (m^3/d)
- S_0 : concentración de DBO total (*soluble + particulada*) afluente (g/m^3)
- S : concentración de DBO *soluble* efluente (g/m^3)
- 1000: conversión de g para kg (g/kg)

5.6. REQUISITOS ENERGÉTICOS EN LA LAGUNA AIREADA

Con el fin de garantizar la energía de mezcla necesaria para mantener los sólidos en suspensión dispersos en el medio líquido, también se debe cumplir con los requisitos de mezcla. Para ello, el cálculo de los requisitos de oxígeno está dado por el concepto de la *densidad de potencia*.

Como fue visto en el Ítem 4.4.b, la densidad de potencia representa la energía introducida por los aireadores por unidad de volumen del reactor, que se obtiene por medio de la fórmula:

$$\phi = \text{Pot}/V \quad (5.6)$$

donde:

ϕ : densidad de potencia (W/m^3)

Pot: potencia instalada (W)

V : volumen del reactor (m^3)

Para asegurar una dispersión completa de los sólidos en suspensión en la laguna aireada, se debe tener una densidad de potencia con las siguientes características (minuta de Proyecto de Norma de Lagunas, 1991):

$$\phi \geq 3,0 \text{ W}/\text{m}^3$$

La potencia requerida (Pot) para *mezcla* puede ser calculada a través de la Ecuación 5.6, adoptando un valor para ϕ y conociendo V.

La potencia requerida para *oxigenación* puede determinarse con base en los requisitos de oxígeno (RO) y en el concepto de la Eficiencia de Oxigenación (EO – ver Ítem 4.4).

La potencia instalada debe satisfacer los dos criterios.

5.7. DIMENSIONAMIENTO DE LA LAGUNA DE DECANTACIÓN

Para el dimensionamiento de la laguna de decantación se deben prever los volúmenes destinados (a) a la clarificación (decantación) y (b) al almacenamiento y digestión del lodo (Alem Sobrinho y Rodrigues, sin fecha; Minuta del Proyecto de Norma para Lagunas, 1991):

- *Volumen destinado a la clarificación:*

Tiempo de retención hidráulica: $t \geq 1 \text{ d}$

Profundidad: $H \geq 1,5 \text{ m}$

- *Volumen total de la laguna:*

Tiempo de retención hidráulica $t \leq 2,0$ d (para evitar el crecimiento de algas)
(final de panorama del proyecto):

Profundidad: $H \leq 3,0$ m (para permitir una capa aerobia por encima del lodo)

La acumulación del lodo puede calcularse asumiendo los siguientes datos:

- Relación SSV/SS en los sólidos afluentes a la laguna de decantación: 0,70 a 0,80 (70 a 80% de los SS son volátiles – ver ítem 5.4.b)
- Tasa de reducción de los sólidos volátiles: $K_{LV} = 0,5$ año⁻¹ (50% de remoción por año) (Arceivala, 1981)

La siguiente ecuación, modificada de Arceivala (1981), permite estimar el volumen acumulado de lodo después de un período de años, en función de la tasa de degradación de los sólidos volátiles y de la acumulación de los sólidos fijos, y suponiendo una densidad de lodo cercana a 1,0:

$$V_t = \frac{\frac{M_v}{K_{LV}}(1 - e^{-K_{LV}t}) + t.M_f}{1000 \cdot (\text{fracción sól.secos})} \quad (5.7)$$

donde:

V_t : volumen de lodo acumulado después de un período de t años (m³)

M_v : masa de sólidos en suspensión volátiles retenidos en la laguna por unidad de tiempo (kg SSV/año)

M_f : masa de sólidos en suspensión fijos retenidos en la laguna por unidad de tiempo (kg SS_f/año)

K_{LV} : coeficiente de degradación de los sólidos en suspensión volátiles en el lodo en condiciones anaerobias (año⁻¹). K_{LV} varía de 0,4 a 0,6 año⁻¹, con un valor medio de 0,5 año⁻¹

t : período de tiempo (años)

Fracción sól. secos : fracción de sólidos secos en el lodo = 1 - fracción de humedad en el lodo

5.8. EJEMPLO DE DIMENSIONAMIENTO

Ejemplo 5.1

Dimensionar un sistema de lagunas aireadas de mezcla completa seguidas por lagunas de decantación, con los mismos datos de los ejemplos anteriores, o sea:

Población : 20.000 hab
Caudal afluente : 3.000 m³/d
DBO afluente: S₀ : 350 mg/L
Temperatura: T : 23°C (líquido)

Solución:

1. Laguna aireada

a) Adopción del tiempo de retención hidráulica

t = 3 d (adoptado)

b) Volumen requerido

$$V = t \cdot Q = 3 \text{ d} \cdot 3000 \text{ m}^3/\text{d} = 9.000 \text{ m}^3$$

c) Área requerida

Adoptando una profundidad de H=3,5 m:

$$A = \frac{V}{H} = \frac{9.000 \text{ m}^3}{3,5 \text{ m}} = 2.570 \text{ m}^2$$

Las dimensiones de la laguna pueden ser:

50 m x 50 m (0,25 ha)

d) Estimación de la concentración de sólidos en suspensión volátiles (SSV) en la laguna aireada

Coefficientes cinéticos (ver Cuadro 5.1):

- $Y = 0,6$ (adoptado)
- $K_d = 0,06$ (adoptado)

Estimación de la concentración de DBO soluble efluente (S):

$S = 50$ mg/L (estimación inicial)

$$X_v = \frac{Y \cdot (S_0 - S)}{1 + K_d \cdot t} = \frac{0,6 \times (350 - 50)}{1 + 0,06 \times 3} = 153 \text{ mg/L}$$

e) Estimación de la DBO soluble efluente

Admitiendo un sistema de mezcla completa, y adoptando el coeficiente $K' = 0,017$ (mg/L)⁻¹(d)⁻¹, que corresponde a $0,015$ (mg/L)⁻¹(d)⁻¹ a 20°C, después de su corrección para 23°C:

$$\text{DBO}_5 \text{ soluble: } S = \frac{S_0}{1 + K' \cdot X_v \cdot t} = \frac{350}{1 + 0,017 \times 153 \times 3} = 40 \text{ mg/L}$$

En el ítem d, la estimación inicial de $S = 50$ mg/L puede ser corregida para $S = 40$ mg/L, recalculándose entonces la concentración de SSV hasta una convergencia satisfactoria. Sin embargo, en el presente caso, la diferencia será pequeña (para $S = 40$ mg/L $\rightarrow X_v = 158$ mg/L).

Este valor de DBO soluble encontrado es tanto para el efluente de la laguna aireada, como para el efluente final (de la laguna de decantación, ya que se desprecia la remoción de la DBO soluble en la laguna de decantación).

f) Estimación de la DBO particulada efluente

Considerando que el efluente de la laguna aireada contiene 158 mg/L de sólidos en suspensión volátiles, la DBO particulada efluente de la laguna aireada será:

$$\text{DBO}_5 \text{ part} = 0,6 \text{ mgDBO}_5/\text{mgSSV} \times 158 \text{ mgSSV/L} = 95 \text{ mgDBO}_5/\text{L}$$

Este valor es elevado para su vertimiento directo en el cuerpo receptor, justificando la necesidad de la laguna de decantación aguas abajo. Admitiendo que la laguna de decantación presente una eficiencia de 85% en la remoción de los sólidos en suspensión volátiles, la concentración de SSV en el efluente final del sistema será:

$$SSV_e = \frac{(100-E)}{100} \cdot SSV_0 = \frac{(100-85)}{100} \cdot 153 = 23 \text{ mg/L}$$

De esta forma, la DBO particulada en el efluente final será:

$$DBO_5 \text{ part} = 0,6 \text{ mgDBO}_5/\text{mgSSV} \times 23 \text{ mgSSV/L} = 14 \text{ mgDBO}_5/\text{L}$$

g) DBO total efluente

$$DBO \text{ total} = DBO \text{ soluble} + DBO \text{ part} = 40 + 14 = 54 \text{ mg/L}$$

La eficiencia del sistema en la remoción de DBO es:

$$E = \frac{S_0 - S}{S_0} = \frac{350 - 54}{350} \cdot 100 = 85\%$$

h) Requisitos de oxígeno

Los requisitos de oxígeno son en torno de 1,1 a 1,4 de la carga de DBO_5 removida. Adoptando la relación de $1,2 \text{ kgO}_2/\text{kgDBO}_{\text{rem}}$, se tiene:

$$RO = 1,2 \cdot Q \cdot (S_0 - S) = \frac{1,2 \times 3000 \text{ m}^3/\text{d} \times (350 - 40) \text{ g/m}^3}{1000 \text{ g/kg}} = 1116 \text{ kgO}_2/\text{d} = 47 \text{ kgO}_2/\text{h}$$

i) Requisitos de energía

Adoptar aireadores flotantes, de alta rotación. La Eficiencia de Oxigenación, en las condiciones estándar, es del orden de:

$$EO = 1,8 \text{ kgO}_2/\text{kWh}$$

La Eficiencia de Oxigenación en campo puede ser adoptada como del orden del 60% de la EO estándar. Así,

$$EO_{\text{campo}} = 0,60 \times 1,8 \text{ kgO}_2/\text{kWh} = 1,1 \text{ kgO}_2/\text{kWh}$$

La potencia requerida es:

$$\text{Pot} = \frac{\text{RO}}{\text{EO}} = \frac{47 \text{ kgO}_2 / \text{h}}{1,1 \text{ kgO}_2 / \text{kWh}} = 43 \text{ kW} = 58 \text{ CV}$$

j) Aireadores

Adoptar 4 aireadores, cada uno con potencia de 15 CV.

La potencia total instalada es, por lo tanto, de $4 \times 15 \text{ CV} = 60 \text{ CV}$ (44 kW)

Cada aireador será responsable por un área de influencia de 25 m x 25 m (las dimensiones de la laguna son 50 m x 50 m).

De acuerdo con el Cuadro 4.2, para la potencia de 15 CV, el área de influencia está dentro de la zona de oxigenación y próxima de la zona de mezcla. La profundidad de la laguna también es satisfactoria.

l) Verificación de la densidad de potencia

$$\phi = \frac{\text{Pot}}{\text{V}} = \frac{44.000 \text{ W}}{9.000 \text{ m}^3} = 4,9 \text{ W} / \text{m}^3$$

Dicha densidad de potencia es suficiente para mantener todos los sólidos en suspensión (ver Cuadro 4.1). Además de ello, es superior al valor de 3,0 W/m³ sugerido por la Propuesta de Norma para lagunas.

2. Laguna de decantación

m) Dimensionamiento de la laguna de decantación

- Zona de clarificación (reservada para el líquido):

Tiempo de retención hidráulica: $t=1,0 \text{ d}$ (adoptado)

Volumen: $V_{\text{clarif}} = t \cdot Q = 1,0 \text{ d} \times 3000 \text{ m}^3/\text{d} = 3.000 \text{ m}^3$

Profundidad: $H_{\text{clarif}} = 1,5 \text{ m}$ (adoptada)

$$\text{Área requerida: } A = \frac{V}{H} = \frac{3.000\text{m}^3}{1,5\text{m}} = 2.000\text{m}^2 \quad (0,20 \text{ ha})$$

- Zona de lodo (reservada para almacenamiento y digestión del lodo):

Aumentar una profundidad adicional de 1,5 m.

- Dimensiones y valores totales (zonas de clarificación y lodo):

Área total: 2.000 m²

Profundidad: 1,5 m + 1,5 m = 3,0 m

Volumen total: 2000 m² x 3,0 m = 6.000 m³

Número de lagunas: 2

Dimensiones de cada laguna: 40 m x 25 m x 3,0 m

Tiempo de retención hidráulica con la laguna limpia:

$$t = \frac{V}{Q} = \frac{6.000}{3.000} = 2,0 \text{ d}$$

n) Acumulación de lodo

La carga de sólidos afluentes a la laguna de decantación está compuesta de sólidos en suspensión volátiles SSV (determinados en el Ítem d) y de sólidos en suspensión fijos SS_f. Admitir una relación de 0,75 para SSV/SS (ver Ítem 5.4). De esta forma, la relación SS_f/SSV será:

$$SS_f/SSV = (1-0,75)/0,75 = 1/3$$

Las cargas de sólidos afluentes a la laguna por año son:

$$SSV = 3.000 \text{ m}^3/\text{d} \times 0,153 \text{ kgSSV}/\text{m}^3 \times 365 \text{ d/año} = 167.535 \text{ kgSSV/año}$$

$$SS_f = 3.000 \text{ m}^3/\text{d} \times (0,153/3) \text{ kgSS}_f/\text{m}^3 \times 365 \text{ d/año} = 55.845 \text{ kgSS}_f/\text{año}$$

Asumiendo una remoción de 85% de los sólidos en la laguna de decantación, se tienen las siguientes cargas de sólidos en suspensión volátiles y fijos a ser aumentados a la capa de lodo en la laguna:

$$M_v = 0,85 \times 167.535 = 142.405 \text{ kgSSV/año}$$

$$M_f = 0,85 \times 55.845 = 47.468 \text{ kgSS}_f/\text{año}$$

Adoptando la Ecuación 5.7 para estimar la acumulación de lodo después de un período de t años, y asumiendo una fracción de sólidos secos en el lodo de 8% (humedad = 92%), se tiene:

$$V_t = \frac{\frac{M_v}{K_{Lv}} \cdot (1 - e^{-K_{Lv}t}) + t \cdot M_f}{1000 \cdot (\text{fracción sól. secos})} = \frac{\frac{142.405}{0,5} \cdot (1 - e^{-0,5t}) + t \times 47.468}{1000 \times 0,08}$$

Para diversos valores de t, se tiene:

Tiempo (años)	Volumen acumulado (m ³)	Relación $V_{\text{lodo}}/V_{\text{laguna}} = H_{\text{lodo}}/H_{\text{laguna}}$	Altura de lodo (m)
0,5	1082	0,18	0,54
1,0	1991	0,33	0,99
1,5	2765	0,46	1,38
2,0	3433	0,57	1,71
2,5	4020	0,67	2,01
3,0	4542	0,76	2,28
3,5	5015	0,84	2,52

Columna 2 : ecuación inmediatamente anterior al cuadro

Columna 3 : (columna 2)/6.000 m³, donde 6.000 m³ es el volumen de la laguna de decantación

Columna 4 : (columna 3)x3,0 m, donde 3,0 m es la altura total de la laguna de decantación

Se observa que, después de un período en torno de 1,7 años de operación, el volumen reservado para la acumulación de lodo (correspondiente a la altura de 1,5 m) fue totalmente ocupado. Por lo tanto, es necesaria, la remoción del lodo de la laguna antes de dicho período.

Después de 1,5 años, el volumen de lodo acumulado corresponde a la siguiente tasa de acumulación por habitante por año:

$$(2.765 \text{ m}^3/1,5 \text{ años}) / 20.000 \text{ hab} = 0,09 \text{ m}^3/\text{hab.año}$$

o) Área requerida total (laguna aireada + laguna de decantación)

$$\text{Área total} = 0,25 + 0,20 = 0,45 \text{ ha}$$

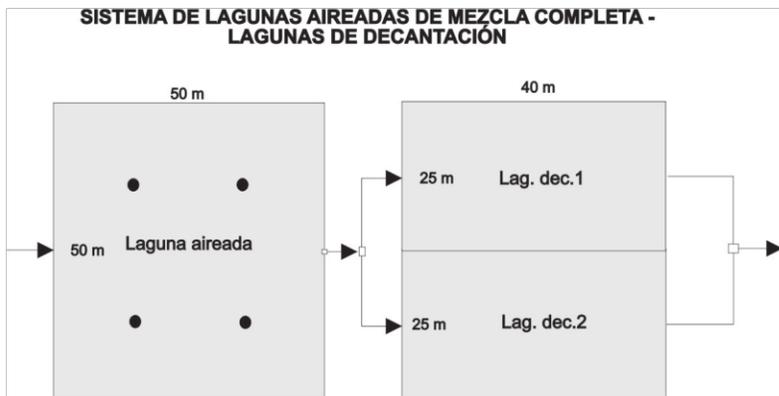
El área total requerida para todos los componentes de la planta de tratamiento es aproximadamente 30% superior a este valor. Así, el área total será de $1,30 \times 0,45 \text{ ha} = 0,59 \text{ ha}$ ($< 0,90 \text{ ha}$, área requerida para la laguna aireada facultativa - Ejemplo 4.1).

El requisito de área per cápita es de:

$$\text{Área per cápita} = \frac{\text{área total}}{\text{población}} = \frac{5.900 \text{ m}^2}{20.000 \text{ hab}} = 0,30 \text{ m}^2/\text{hab}$$

Este requisito es doce veces menor que el de una laguna facultativa única (Ejemplo 2.3).

p) Organización del sistema



CAPÍTULO 6

REMOCIÓN DE ORGANISMOS PATÓGENOS

6.1. INTRODUCCIÓN

La remoción de organismos patógenos es uno de los objetivos más importantes de las lagunas de estabilización. Entre los organismos a ser removidos, se incluyen bacterias, virus, quistes de protozoarios y huevos de helmintos. Una cierta remoción ocurre en las lagunas anaerobias, facultativas y aireadas. Sin embargo, la mayor remoción tiene lugar en las **lagunas de maduración**, especialmente diseñadas para esta finalidad.

Las lagunas de maduración posibilitan un pulimento en el efluente de cualquiera de los sistemas de lagunas de estabilización descritos anteriormente o, en términos más amplios, de cualquier sistema de tratamiento de aguas residuales. La Figura 6.1 ilustra el diagrama de flujo de un sistema de lagunas anaerobias – facultativas seguidas por lagunas de maduración en serie. El principal objetivo de las lagunas de maduración es el de la remoción de patógenos, y no la remoción adicional de DBO. Las lagunas de maduración se constituyen en una alternativa bastante económica a la desinfección del efluente por métodos más convencionales, como la cloración.



Fig. 6.1. Diagrama de flujo típico de un sistema de lagunas de estabilización seguidas por lagunas de maduración en serie.

6.2. DESCRIPCIÓN DEL PROCESO

El ambiente ideal para los microorganismos patógenos es el tracto intestinal humano. Fuera de este, sea en la red de alcantarillado, en el tratamiento de las aguas residuales, o en el cuerpo receptor, los organismos patógenos tienden a morir. Diversos factores contribuyen para la remoción de los organismos patógenos:

- *bacterias* y *virus*: temperatura, insolación, pH, escasez de alimento, organismos predadores, competición, compuestos tóxicos
- *quistes de protozoarios* y *huevos de helmintos*: sedimentación

La laguna de maduración se dimensiona de tal forma que se haga un uso óptimo de algunos de estos mecanismos, especialmente para la remoción de *bacterias* y *virus*, los cuales son representados por los *coliformes* como indicadores. Algunos de estos mecanismos se vuelven más efectivos con menores profundidades de la laguna, lo que justifica el hecho de que las lagunas de maduración sean más bajas, comparadas a los demás tipos de lagunas. Entre los mecanismos asociados a la baja *profundidad* de la laguna, se puede citar (van Haandel et Lettinga, 1994; van Buuren et al, 1995; Cavalcanti et al, 2001):

- Alta penetración de la radiación solar (radiación ultravioleta)
- Elevado pH (debido a la alta actividad fotosintética)
- Elevada concentración de OD (favoreciendo una comunidad aerobia, más eficiente en la eliminación de los coliformes, además de aumentar la tasa de remoción debido a otros mecanismos, como de fotooxidación)

Las *lagunas de maduración* deben alcanzar elevadísimas eficiencias en la remoción de *coliformes* ($E > 99,9$ o $99,99\%$), para que puedan cumplirse los requisitos para utilización del efluente para irrigación (ver Ítem 6.5), o los estándares para vertimiento o cuerpos de agua. De tal forma que maximice la eficiencia de remoción, las lagunas de maduración son usualmente diseñadas en las siguientes configuraciones: (a) tres o cuatro lagunas en serie o (b) una laguna única con baffles divisores. Estos aspectos se encuentran detallados en el presente capítulo.

Con relación a los otros organismos de interés en la salud pública, pero no bien representados por los coliformes como indicadores, las lagunas usualmente alcanzan eliminación total (**100%**) de *quistes de protozoarios* y *huevos de helmintos* (Arceivala, 1981).

6.3. ESTIMACIÓN DE LA CONCENTRACIÓN EFLUENTE DE COLIFORMES

6.3.1. La influencia del régimen hidráulico

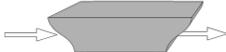
La mortandad de los organismos patógenos (bacterias y virus), así como de los indicadores de contaminación fecal (coliformes), sigue una *cinética de primer orden* (de manera similar a la estabilización de la DBO en los sistemas de lagunas, la cual también sigue una cinética de primer orden). De acuerdo con las reacciones de primer orden, *la tasa de mortandad de los patógenos es proporcional a la concentración de patógenos en cualquier instante*. Así, cuanto mayor sea la concentración de patógenos, mayor será la tasa de mortandad. Un comentario similar es aplicable para los coliformes.

Por lo tanto, valen aquí, las mismas consideraciones efectuadas en el Ítem 2.6. El régimen hidráulico de las lagunas ejerce una gran influencia en la eficiencia de remoción de coliformes. El orden decreciente de eficiencia es el siguiente:

- | | |
|---------------------------------------|------------------|
| - laguna con flujo en pistón | mayor eficiencia |
| - lagunas de mezcla completa en serie | ↓ |
| - laguna única de mezcla completa | menor eficiencia |

En función de los diversos regímenes hidráulicos, el Cuadro 6.1 presenta las fórmulas para la determinación del conteo de coliformes en el efluente de lagunas.

Cuadro 6.1. Fórmulas para el cálculo del conteo de coliformes efluentes (N) de lagunas

Régimen hidráulico	Esquema	Fórmula del conteo de coliformes efluentes (N)
Flujo en pistón		$N = N_0 e^{-K_b \cdot t}$
Mezcla completa (1 celda)		$N = \frac{N_0}{1 + K_b \cdot t}$
Mezcla completa (celdas iguales en serie)		$N = \frac{N_0}{\left(1 + K_b \cdot \frac{t}{n}\right)^n}$
Flujo disperso		$N = N_0 \cdot \frac{4ae^{1/2d}}{(1+a)^2 e^{a/2d} - (1-a)^2 e^{-a/2d}}$ $a = \sqrt{1 + 4K_b \cdot t \cdot d}$

- 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 (d)
- n : número de lagunas en serie (-)
- d : número de dispersión (adimensional)

6.3.2. Los regímenes hidráulicos idealizados

Para obtener la elevadísima remoción de coliformes usualmente requerida, es necesario adoptar celdas en serie o un reactor de flujo en pistón (equivalente a un número de celdas infinito). El Cuadro 6.2 presenta los volúmenes relativos requeridos, en función del número de celdas, para que se alcance la misma eficiencia. Todos los valores están expresados en función del producto adimensional $K_b \cdot t$. De esta forma, para un determinado valor de K_b , se tiene los diversos tiempos de retención hidráulica total requeridos, o, en otras palabras, los volúmenes totales relativos requeridos. En caso que se tenga el valor de K_b , el cuadro puede ser utilizado para el cálculo directo del volumen total requerido (cálculo de t , seguido por el cálculo de V , sabiendo que $V=t \cdot Q$).

Cuadro 6.2. Volúmenes relativos necesarios para alcanzar una determinada eficiencia de remoción en función del número de reactores de mezcla completa en serie

Número de lagunas en serie	Volumen relativo (producto adimensional $K_b \cdot t$)			
	E=90%	E=99%	E=99,9%	E=99,99%
1	9,0	99	999	9999
2	4,3	18	61	198
3	3,5	11	27	62
4	3,1	8,6	18	36
5	2,9	7,6	15	27
∞ (flujo en pistón)	2,3	4,6	6,9	9,2

La interpretación del Cuadro 6.2 conduce a los siguientes puntos:

- con una única laguna de mezcla completa ideal, son necesarios elevadísimos volúmenes para lograr una satisfactoria remoción de coliformes (para E=99,99%, el volumen necesario es aproximadamente 1.000 veces mayor que el requerido para un reactor de flujo en pistón ideal)
- con lagunas en serie, ocurre una reducción sustancial de volumen solamente con un sistema compuesto por más de 3 celdas
- el reactor de flujo en pistón ideal requiere volúmenes bastante reducidos, comparados con los demás sistemas
- estos comentarios son teóricos, admitiendo a las lagunas como reactores idealizados (lo que, en la práctica, no se cumple de manera estricta)

La Figura 6.2 ilustra las eficiencias y el número de unidades logarítmicas removidas, para diferentes valores del par adimensional $K_b \cdot t$ y del número de celdas ideales de mezcla completa en serie. Una eficiencia E = 90% corresponde a la remoción de 1 unidad logarítmica; E = 99% → 2 unidades log; E = 99,9% → 3 unidades log; E = 99,99% → 4 unidades log; E = 99,999 % → 5 unidades log, y así sucesivamente, de acuerdo con la fórmula:

$$\text{unidades log removidas} = -\log_{10} [(100-E)/100] \quad (6.1)$$

En la figura, nuevamente se observa la mayor eficiencia del reactor de flujo en pistón ideal. Remociones por encima de 99,9%, con tiempos de retención no excesivos, solamente se pueden lograr con un número de celdas en serie superior a 4 o, preferiblemente, a través del régimen de flujo en pistón.

Se debe comentar, sin embargo, que el *flujo en pistón es un régimen hidráulico idealizado. En la práctica, el mismo puede ser solamente aproximado (pero no alcanzado) a través de una baja dispersión, inducida por baffles. La dispersión nula (como se asume en el régimen de flujo en pistón) difícilmente ocurre en una laguna.*

REMOCIÓN DE COLIFORMES
Lagunas en serie - régimen de mezcla completa

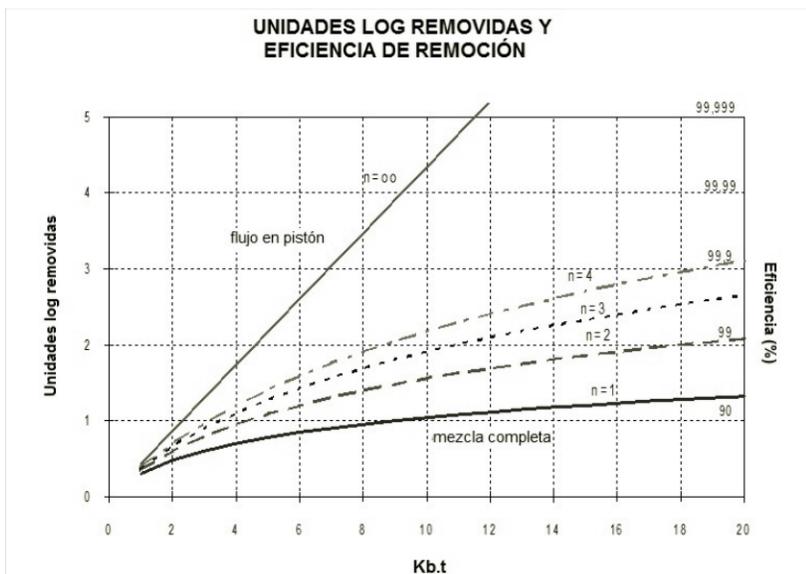


Fig. 6.2. Eficiencias de remoción de coliformes, para diferentes valores de $K_b.t$ y del número de celdas en serie, asumiendo el régimen hidráulico de mezcla completa

6.3.3. El régimen hidráulico de flujo disperso

En la realidad, el comportamiento de las lagunas se da de acuerdo al régimen hidráulico de **flujo disperso**, y no de acuerdo con los regímenes idealizados de mezcla completa y de flujo en pistón. La Figura 6.3 presenta el gráfico de los valores de la eficiencia E y del número de unidades logarítmicas removidas en función del par adimensional $K_b.t$ y del número de dispersión d . La determinación del número de dispersión d fue discutida en el Ítem 2.6. Se debe prestar atención al hecho que el coeficiente K_b , en el régimen de flujo disperso, es diferente de los usualmente adoptados para mezcla completa (ver ítems 6.3.4 y 2.6.4).

REMOCIÓN DE COLIFORMES
Laguna única - Flujo disperso

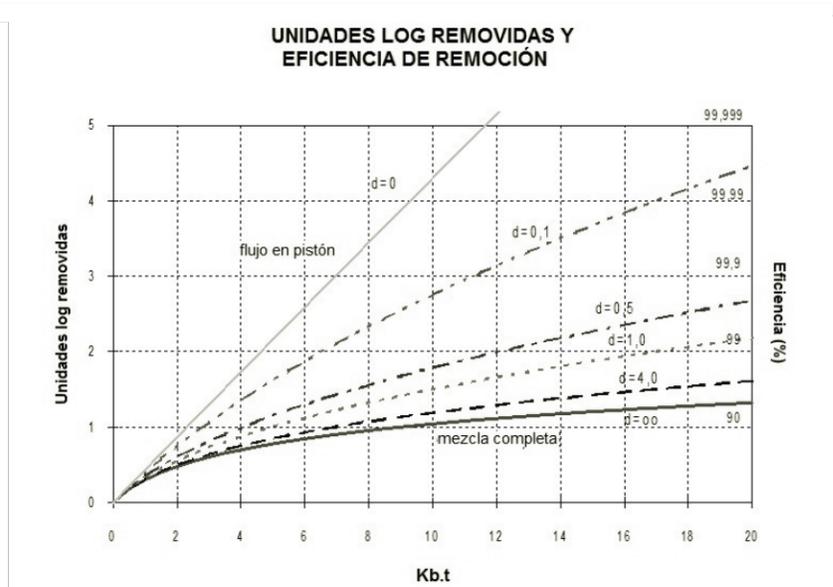


Fig. 6.3. Eficiencia de remoción de coliformes y número de unidades log removidas en una única laguna, para diferentes valores de $K_b \cdot t$ y de d , asumiendo el régimen hidráulico de flujo disperso

En el caso de una única laguna, la figura resalta la importancia de tener un bajo número de dispersión, o sea, una laguna tendiendo al régimen de flujo en pistón, de tal manera que se aumente la eficiencia de remoción. Para obtener eficiencias superiores a 99,9% (3 log de remoción) con tiempos de retención no excesivos, se necesita de un número de dispersión inferior a 0,3 o, preferiblemente, inferior a 0,1. Estos números de dispersión se obtienen solamente con lagunas que poseen una relación largo/ancho (L/B) superior a 5 (ver Cuadro 2.7).

La Figura 6.4 presenta el número de unidades logarítmicas removidas y la eficiencia de remoción en lagunas de maduración, expresadas en función de la relación largo-ancho (L/B). En esta figura, la relación entre L/B y el número de dispersión d fue calculada usando la ecuación $d=1/(L/B)$ (Ecuación 2.14).

REMOCIÓN DE COLIFORMES
Flujo disperso
Valores en función de la relación L/B

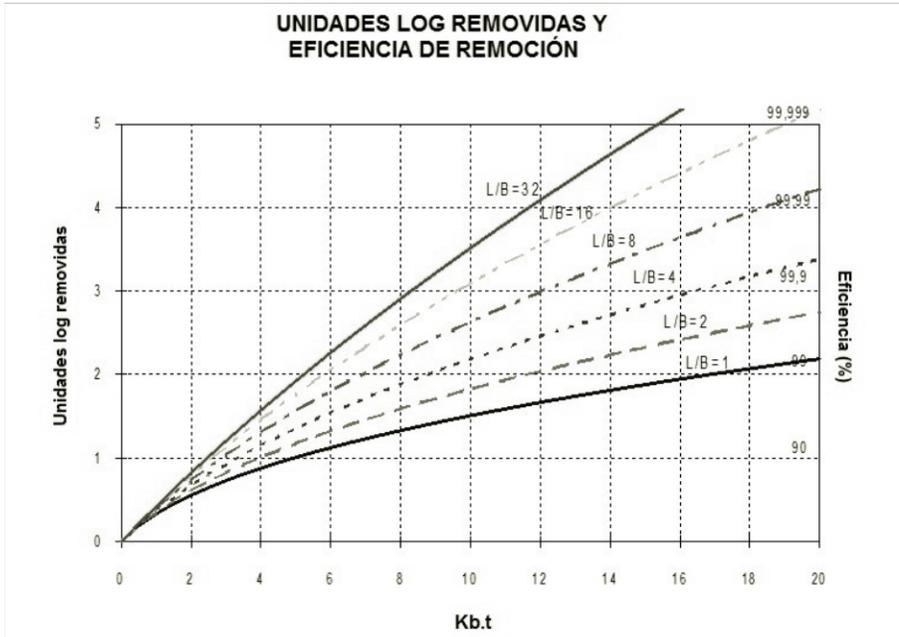


Fig. 6.4. Eficiencia de remoción de coliformes y número de unidades log removidas, para diferentes valores de $K_b \cdot t$ y de la relación largo/ancho (L/B), asumiendo flujo disperso. La relación entre L/B y d fue calculada según $d = 1/(L/B)$ (Ecuación 2.14).

El cálculo de la relación L/B en una laguna con divisores internos (baffles) puede ser aproximado por medio de:

- *Divisores paralelos al ancho B:*

$$\boxed{L/B = \frac{B}{L} (n+1)^2} \quad (6.2)$$

- *Divisores paralelos al largo L:*

$$\boxed{L/B = \frac{L}{B} (n+1)^2} \quad (6.3)$$

donde:

L/B : relación largo/ancho interno resultante en la laguna

L : longitud de la laguna (m)

B : ancho de la laguna (m)

n : número de divisores internos

6.3.4. El coeficiente de decaimiento de coliformes K_b según el régimen de flujo disperso

El coeficiente de decaimiento de los coliformes (K_b) ejerce una gran influencia al estimar la concentración efluente de coliformes. A este respecto la literatura presenta una gran dispersión de datos, con la dificultad adicional de que los diferentes valores de K_b fueron obtenidos asumiendo distintos regímenes hidráulicos (no siempre relatados). Además de ello, se tiene la influencia de factores tales como concentración de oxígeno disuelto, pH, radiación solar, cargas de DBO, además de la configuración física de la laguna.

La profundidad ejerce una gran influencia en K_b : lagunas menos profundas poseen mayores valores del coeficiente de decaimiento bacteriano debido a los siguientes aspectos: (a) mayor actividad fotosintética a lo largo de toda la profundidad, conduciendo a mayores valores de OD y pH; (b) mayor penetración de la radiación UV a lo largo de toda la profundidad (Catunda et al, 1994; van Haandel y Lettinga, 1994; von Sperling, 1999). Sin embargo, se debe analizar el efecto combinado de las lagunas menos profundas: K_b es mayor, pero el tiempo de retención t es menor (para una dada área superficial). El impacto en el producto $K_b \cdot t$ puede ser evaluado a través de las fórmulas presentadas para los diferentes regímenes hidráulicos.

En lagunas de estabilización en lugares de clima caliente y tendencia a la estratificación, la capa anaerobia en el fondo desempeña un papel negativo. El decaimiento bacteriano en condiciones anaerobias es inferior al presentado en condiciones aerobias. Por lo tanto, en una laguna facultativa, la eficiencia de remoción de coliformes en el verano puede ser inferior a la de un invierno suave, en que hay un mayor predominio de las condiciones aerobias (Arceivala, 1981).

En una revisión de la literatura internacional, von Sperling (1999) identificó valores de K_b variando de 0,2 a 43,6 d^{-1} (20°C), que es un rango extremadamente amplio y con poca confiabilidad para los diseños. Los mayores valores provienen del hecho de que, en caso que se asuma el régimen de mezcla completa para una laguna que no se comporta, en la práctica, como mezcla completa ideal,

hay la tendencia de obtener valores sobreestimados de K_b (ver discusión al respecto en el Ítem 2.6.4).

Von Sperling (1999) investigó datos de 33 lagunas *facultativas* y de *maduración* en Brasil. Las lagunas analizadas estaban distribuidas desde el Noreste (latitud 7° S) hasta el Sur (latitud 23,5° S) del país, cubriendo un rango de climas de tropical a subtropical. Las lagunas tenían diferentes volúmenes y configuraciones físicas, con 13 correspondiendo a unidades piloto y las otras 20 en escala real. Las lagunas representaron un amplio espectro de condiciones operacionales, con la relación largo / ancho (L/B) variando entre 1 y 142 y el tiempo de retención entre 0,5 a 114 días. En la mayoría de los casos, la eficiencia de remoción de coliformes se basó en medias geométricas de mediano o largo término. El total de datos utilizados fue de 66.

En el trabajo, se analizó los regímenes de mezcla completa y de flujo disperso. Se observó que los valores del coeficiente K_b para flujo disperso estaban relacionados con la profundidad de la laguna y con el tiempo de retención hidráulica. Cuanto menor fueron la profundidad y el tiempo de retención, mayor fue el valor del coeficiente K_b . Como fue mencionado, la influencia de la menor profundidad es el resultado de la mayor penetración de la energía luminosa en toda la masa de agua (mayor fotosíntesis, mayor oxígeno disuelto, mayor pH), además de la mayor penetración de la radiación ultravioleta, la cual es bactericida. Para el modelo de mezcla completa, no se observó ninguna relación significativa entre K_b y la profundidad y el tiempo de retención.

Se determinó, a través de análisis de regresión no lineal con los datos disponibles, una ecuación que correlacionó K_b (flujo disperso) con la profundidad y el tiempo de retención hidráulica:

$$K_b \text{ (disperso)} = 0,917.H^{-0,877}.t^{-0,329} \quad (33 \text{ lagunas en Brasil}) \quad (6.4)$$

El Coeficiente de Determinación fue bastante elevado ($R^2 = 0,847$), indicando el buen ajuste del modelo propuesto a los datos experimentales. A pesar de saberse, *a priori*, que un modelo con una estructura tan simple tendría dificultad para reproducir la amplia diversidad de situaciones que ocurren en la práctica, el mismo tiene, por otro lado, la ventaja de depender solamente de variables que, en un diseño, son conocidas de antemano (H y t). Otros modelos disponibles en la literatura son menos prácticos, por depender de variables que no son conocidas en la etapa de diseño. A pesar de las limitaciones, el modelo

condujo a una óptima previsión del logaritmo de las concentraciones efluentes de coliformes de las 33 lagunas ($R^2 = 0,959$).

Posteriormente, el autor amplió la base de datos para 82 lagunas (140 datos), en Brasil y en otros países (Argentina, Colombia, Chile, Venezuela, México, España, Bélgica, Marruecos y Palestina). La Ecuación 6.4 aún se mostró válida, pese a que el Coeficiente de Determinación se haya reducido para $R^2 = 0,505$. En este conjunto ampliado de datos, se observó que el tiempo de retención hidráulica ejercía una influencia menor, pudiendo de esa manera ser retirado de la ecuación, sin comprometer significativamente el desempeño del modelo. La nueva ecuación obtenida se presenta a continuación (ver también la Figura 6.5 y el Cuadro 6.3, mostrando los valores de K_b y la curva de mejor ajuste). La estimación del logaritmo de las concentraciones efluentes de las 82 lagunas fue, aun así, ampliamente satisfactoria.

$$K_b \text{ (disperso)} = 0,542 \cdot H^{-1,259} \quad (82 \text{ lagunas en Brasil y en el mundo}) \quad (6.5)$$

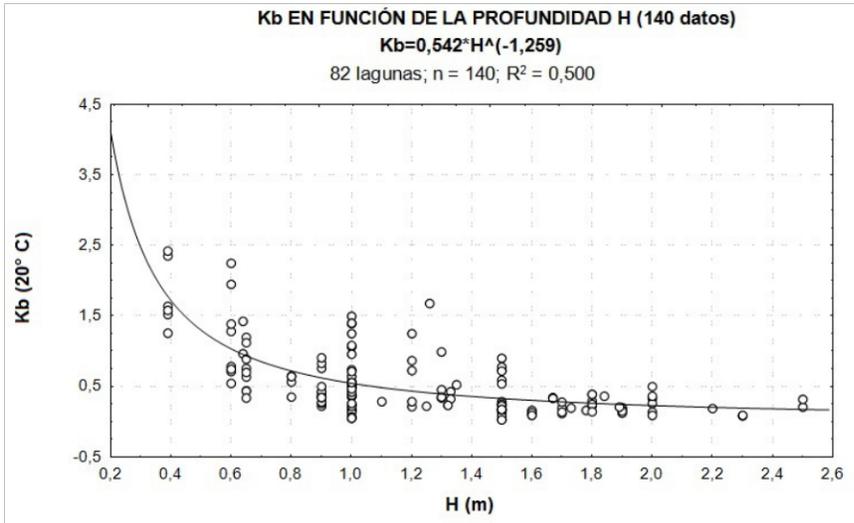


Fig. 6.5. Análisis de regresión entre K_b (20°C, flujo disperso) y la profundidad H de las lagunas. Número de dispersión adoptado como $d=1/(L/B)$. 140 datos de 82 lagunas facultativas y de maduración en Brasil y en el mundo.

Cuadro 6.3. Valores de K_b (flujo disperso), obtenidos según la Ecuación 6.5 ($K_b = 0,542 \cdot H^{-1,259}$), para lagunas facultativas y de maduración

H (m)	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,2	2,4
K_b (d ⁻¹)	0,72	0,54	0,43	0,35	0,30	0,26	0,23	0,20	0,18

Para permitir una mejor visualización del resultado de ambas ecuaciones (Ecuaciones 6.4 y 6.5), la Figura 6.6 presenta las curvas resultantes, para tiempos de retención variando entre 3 y 30 días, y profundidades variando entre 0,5 y 2,5 m. Se observa que el modelo más simple (Ecuación 6.5), basado solamente en la profundidad H de la laguna, se sitúa en un rango intermedio entre las curvas del modelo basado en H y t (Ecuación 6.4), principalmente para profundidades superiores a 1,0 m. Para profundidades menores a 1,0 m, la Ecuación 6.5 se aproxima a la Ecuación 6.4 solamente para bajos valores del tiempo de retención hidráulica. Bajos valores de H y de t ocurren simultáneamente en lagunas de maduración en serie, lo que justifica que el modelo más simple también mantenga su aplicabilidad práctica para ese rango de valores de H y t.

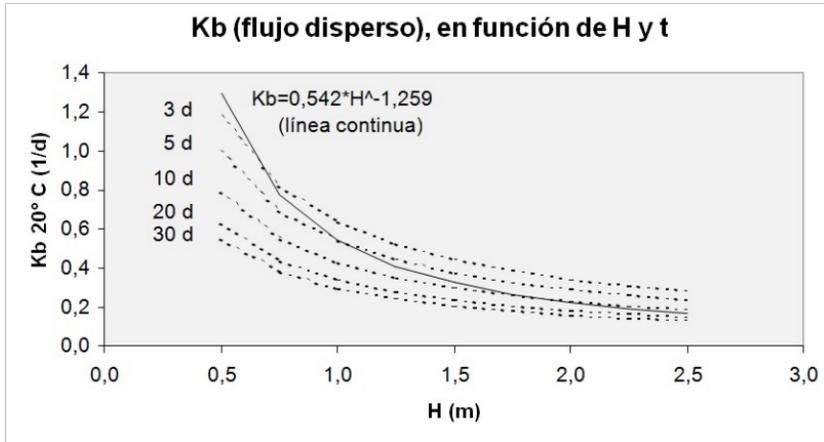


Fig. 6.6. Relación entre K_b , H y t, según los modelos propuestos para K_b (20°C, flujo disperso), para lagunas facultativas y de maduración. Curvas discontinuas: Ecuación 6.4 (33 lagunas en Brasil); curva continua: Ecuación 6.5 (82 lagunas en Brasil y en el mundo).

Con los 140 datos de las 82 lagunas facultativas y de maduración en el mundo, también se evaluó si la posición de la laguna en la serie tendría alguna influencia en el valor del coeficiente K_b . La razón se debe al hecho de que lagunas primarias y eventualmente secundarias tienden a recibir una mayor carga superficial de DBO, estando por ello no optimizadas para la producción de elevados valores de OD y pH, como las lagunas terciarias y subsecuentes. Aunque no haya sido detectada una diferencia estadísticamente significativa, en caso que se desee un refinamiento, los datos sugieren las siguientes correcciones en los valores obtenidos por la Ecuación 6.5 ($K_b = 0,542.H^{-1,259}$):

- *Lagunas primarias y secundarias* - K_b : 5 a 15% menor que el valor de la ecuación general
- *Lagunas terciarias y subsecuentes* - K_b : 5 a 15% mayor que el valor de la ecuación general

Pese a que la Ecuación 6.5 haya sido obtenida a partir de un gran número de lagunas distribuidas en varias partes del mundo, condiciones locales específicas siempre pueden predominar y conducir a diferentes valores de K_b . Por ejemplo, locales con insolación bastante elevada son más susceptibles a tener mayores valores de K_b (mayor radiación UV, mayor fotosíntesis, mayor OD y mayor pH). Como ya fue mencionado, la incorporación de este y de otros factores en la ecuación llevaría a un modelo bastante sofisticado, necesitando de datos de entrada de difícil obtención en la práctica.

6.3.5. El coeficiente de decaimiento bacteriano K_b según el régimen de mezcla completa

A pesar de las grandes ventajas ampliamente reconocidas para el modelo de flujo disperso, se admite que el modelo idealizado de mezcla completa ha sido más utilizado por los diseñadores. Von Sperling (2002a) analizó la relación teórica entre los coeficientes, según los regímenes hidráulicos de mezcla completa y de flujo disperso y propuso ecuaciones, basadas en análisis de regresión, para conducir a una fácil conversión entre los mismos. Las ecuaciones permiten la estimación de K_b para el régimen de mezcla completa, basado en el coeficiente K_b para flujo disperso, en el tiempo de retención hidráulica t (producto $K_{b,disp} \cdot t$) y en el número de dispersión d . Se propuso dos ecuaciones, con diferentes rangos de aplicabilidad: una para un rango más estrecho (más precisa en dicho rango) y otra para un rango más amplio de $K_b \cdot t$ y d , cubriendo la mayor parte de las lagunas encontradas en la práctica:

- Rango más amplio (d variando de 0,1 a 4,0; $K_{disp} \cdot t$ variando de 0 a 10):

$$\frac{K_{mezcla}}{K_{disp}} = 1,0 + \left[0,0020 \times (K_{disp} \cdot t)^{3,0137} \times d^{-1,4145} \right] \quad (6.6)$$

- Rango más estrecho (d variando de 0,1 a 1,0; $K_{disp} \cdot t$ variando de 0 a 5):

$$\frac{K_{mezcla}}{K_{disp}} = 1,0 + \left[0,0540 \times (K_{disp} \cdot t)^{1,8166} \times d^{-0,8426} \right] \quad (6.7)$$

donde:

K_{disp} = coeficiente de decaimiento bacteriano de acuerdo al régimen de flujo disperso (d^{-1})

K_{mezcla} = coeficiente de decaimiento bacteriano según el régimen de mezcla completa (d^{-1})

Estas ecuaciones son válidas, no solamente para coliformes, sino para otros parámetros que siguen la cinética de primer orden, como DBO.

El coeficiente K_b para mezcla completa puede determinarse por medio de las Ecuaciones 6.6 o 6.7, dentro del rango de aplicabilidad de cada ecuación. Se observa en ambas ecuaciones que, debido al valor de 1,0 en el lado derecho de las expresiones, el *coeficiente para mezcla completa será siempre superior al de flujo disperso*. El coeficiente K_b para flujo disperso puede obtenerse por medio de las ecuaciones 6.4 o 6.5. El Número de Dispersión se lo puede determinar por medio de las fórmulas presentadas en el Capítulo 2 (Polprasert & Batharai, 1983; Agunwamba et al, 1992; Yanez, 1993; von Sperling, 1999). Sin embargo, se cree que la fórmula $d=1/(L/B)$ (von Sperling, 1999) (Ecuación 2.14) pueda ser adoptada, debido a su simplicidad y similitud de resultados con las otras fórmulas.

Se debe destacar que, en principio, el coeficiente de decaimiento no debería variar con el modelo hidráulico, representando solamente el decaimiento de los coliformes, de acuerdo con su cinética (como se determina en un ensayo en régimen discontinuo: batch). Sin embargo, la incapacidad de los regímenes hidráulicos idealizados para representar de forma perfecta las condiciones hidrodinámicas de la laguna genera los desvíos que se presentan en la práctica. En este sentido, se tiene las siguientes situaciones:

- en el régimen de *mezcla completa*, los coeficientes obtenidos experimentalmente son *mayores* que los determinados puramente según la cinética, debido a que los reactores de mezcla completa son menos eficientes;
- en el régimen de *flujo en pistón*, los coeficientes obtenidos experimentalmente son *menores* que los determinados puramente según la cinética, debido a que los reactores de flujo en pistón son más eficientes;

- en el régimen de *flujo disperso*, los coeficientes deben *aproximarse* a los valores según la cinética, siempre y cuando el Número de Dispersión adoptado para la laguna sea el adecuado.

El Cuadro 6.4 presenta los valores de K_b para el régimen hidráulico de mezcla completa, obtenidos según la metodología antes descrita ($K_{b,disp}$ estimado por la Ecuación 6.5 y $K_{b,mezcla}$ estimado según las Ecuaciones 6.6 o 6.7, de acuerdo con el rango de aplicabilidad). Para que este cuadro tenga una aplicación práctica, los valores del Número de Dispersión d fueron convertidos a valores de L/B , utilizando la Ecuación 2.14 [$d=1/(L/B)$]. El cuadro presenta solamente relaciones L/B hasta 4. Valores superiores se pueden calcular según las ecuaciones 6.6 o 6.7, pero, por una cuestión conceptual, lo ideal es que se usase el modelo de flujo disperso, toda vez que, en la práctica, se sabe que las lagunas alargadas no se comportan como mezcla completa.

Cuadro 6.4. Valores de K_b para mezcla completa, a la temperatura de 20°C, para distintos valores de la profundidad H , de la relación L/B y del tiempo de retención t , para lagunas facultativas y de maduración

t (d)	H (m)	K_b mezcla completa (d^{-1})			
		Relación L/B			
		1	2	3	4
3	1,0	0,61	0,67	0,72	0,77
	1,5	0,34	0,36	0,37	0,38
	2,0	0,23	0,24	0,24	0,25
	2,5	0,17	0,18	0,18	0,18
5	1,0	0,72	0,86	0,99	1,12
	1,5	0,37	0,40	0,43	0,46
	2,0	0,24	0,25	0,27	0,28
	2,5	0,18	0,18	0,19	0,19
10	1,0	1,17	1,67	2,13	2,57
	1,5	0,48	0,59	0,70	0,81
	2,0	0,28	0,32	0,36	0,40
	2,5	0,20	0,21	0,23	0,25
15	1,0	1,86	2,90	3,87	4,78
	1,5	0,64	0,89	1,11	1,33
	2,0	0,34	0,43	0,51	0,59
	2,5	0,22	0,26	0,30	0,34

t (d)	H (m)	K_b mezcla completa (d^{-1})			
		Relación L/B			
		1	2	3	4
20	1,0	1,97	4,34	7,29	10,68
	1,5	0,51	0,82	1,19	1,63
	2,0	0,42	0,57	0,71	0,84
	2,5	0,26	0,33	0,39	0,45
25	1,0	3,34	7,99	13,76	20,40
	1,5	0,69	1,29	2,03	2,88
	2,0	0,31	0,45	0,62	0,82
	2,5	0,20	0,24	0,30	0,36
30	1,0	*	*	*	*
	1,5	0,95	1,99	3,28	4,76
	2,0	0,37	0,62	0,92	1,26
	2,5	0,22	0,30	0,39	0,51
40	1,0	*	*	*	*
	1,5	*	*	*	*
	2,0	0,57	1,15	1,87	2,69
	2,5	0,28	0,47	0,70	0,97

(*): Considerable alejamiento del rango de validez de las Ecuaciones 6.6 y 6.7 (confiabilidad cuestionable)

Celdas sombreadas: valores más usuales en lagunas facultativas y de maduración

K_b para mezcla completa: Ecuaciones 6.6 y 6.7

K_b para flujo disperso: Ecuación 6.5

Número de Dispersión: $d = 1/(L/B)$

6.3.6. Resumen de los coeficientes de decaimiento bacteriano K_b

Como resumen de todas estas consideraciones, el Cuadro 6.5 presenta los rangos de valores típicos resultantes del coeficiente K_b , para lagunas facultativas y de maduración, según los modelos hidráulicos de flujo disperso y mezcla completa. Valores por fuera de los rangos típicos presentados puede obtenerse a partir de las metodologías de los Ítems 6.3.4 y 6.3.5. Se observa que los rangos de K_b para flujo disperso son mucho más estrechos que los de mezcla completa, indicando una mayor confiabilidad en su estimación.

Cuadro 6.5. Resumen de los rangos de valores típicos de K_b (20°C) para lagunas facultativas y de maduración, según los modelos de flujo disperso y mezcla completa

Tipo de laguna	Tiempo de retención t (d)	Profundidad H (m)	Relación L/B	K_b flujo disperso (d^{-1})	K_b mezcla completa (d^{-1})
Facultativa	15 a 40	1,5 a 2,0	2 a 4	0,2 a 0,3	0,4 a 5,0
Maduración (en serie)	3 a 5 (en cada laguna)	0,8 a 1,2	1 a 3	0,4 a 0,7	0,6 a 1,2
Maduración (con baffles)	10 a 20	0,8 a 1,2	6 a 12	0,4 a 0,7	No recomendado (*)

Mayores valores de K_b : asociados a menores t, menores H y mayores L/B
 Para valores por fuera de los rangos típicos, usar la metodología descrita en los Ítems 6.3.4 y 6.3.5

(*) En lagunas con baffles, se sugiere la adopción del modelo de flujo disperso

Para otras temperaturas, K_b puede ser corregido a través de la fórmula:

$$K_{bT} = K_{b20} \cdot \theta^{(T-20)} \quad (6.8)$$

donde:

θ = coeficiente de temperatura.

También los valores de θ varían, según la literatura. Los valores extremos ($\theta=1,19$) fueron reportados por Marais (1974). Sin embargo, según Yanez, estos valores están sobreestimados, y los valores de θ a ser adoptados deben estar en el rango de **1,07** (7% de aumento en K_b para el aumento de cada 1° C en la temperatura).

6.4. REQUISITOS DE CALIDAD PARA EL EFLUENTE

Para efectos de ejemplificar los análisis a realizar en términos del cumplimiento de requisitos de calidad para el efluente final se menciona lo relativo a la legislación brasileira y las directrices establecidas por la Organización Mundial de la Salud. Según la Resolución CONAMA 357/2005, los estándares de *vertimiento* brasileiros no explicitan límites para coliformes. Sin embargo, hay estándares para el *cuerpo receptor*, que son función de la clase a la que el mismo pertenece. Por lo tanto, también se hace necesario realizar estudios de decaimiento bacteriano en el cuerpo receptor, para así determinar el conteo máximo permisible en el efluente (ver Capítulo 3 del Volumen 1 de la presente serie). Los estándares de coliformes para los cuerpos de agua son, de acuerdo con la resolución CONAMA:

Cuadro 6.6. Estándares para coliformes en los **cuerpos de agua dulce**, según la Resolución CONAMA 357/2005

Parámetro	Clase 1	Clase 2	Clase 3	Clase 4
Coliformes termotolerantes (NMP/100 mL)	200	1.000	4.000	-

En caso que el efluente tratado sea utilizado para *irrigación*, se tienen directrices de la Organización Mundial de la Salud (WHO, 1989, 2006), presentadas en el Cuadro 6.7. Hay dos tipos de organismos indicadores de calidad microbiológica de los efluentes: la concentración de coliformes fecales (termotolerantes) y el número de huevos de helmintos por unidad de volumen.

Cuadro 6.7. Recomendaciones de la Organización Mundial de la Salud relativas a la calidad microbiológica, para uso agrícola ^(a) de efluentes de plantas de tratamiento de aguas residuales

Categoría	Condiciones de reuso	Grupo expuesto	Huevos de helmintos/L ^(b) (media aritmética)	CTermo/100 mL ^(c) (media geométrica)
A	Irrigación de culturas que son ingeridas crudas, campos de deporte y parques públicos. ^(d)	Trabajadores, consumidores, público	≤ 1	≤ 1000 ^(d)

Categoría	Condiciones de reuso	Grupo expuesto	Huevos de helmintos/L ^(b) (media aritmética)	C _{Termo} /100 mL ^(c) (media geométrica)
B	Irrigación de culturas no ingeridas crudas como cereales, para la industria, pastos, forrajes y árboles.	Trabajadores	≤ 1	No se recomienda
C	Irrigación de culturas de la categoría B si el público y los trabajadores no permanecen expuestos	Ninguno	No se aplica	No se aplica

Fuente: OMS (WHO, 1989). Consultar también la versión de 2006 (WHO, 2006), que tiene una estructura un poco distinta de presentación de los valores, en función de etapas adicionales de protección.

- en casos específicos, de acuerdo con los factores ambientales, epidemiológicos, locales y socioculturales, deben ser consideradas modificaciones de las recomendaciones;
- especies de los nematodos *Áscaris*, *Trichuris*, *Necator americanus* y *Ancilostoma duodenale*
- durante el período de irrigación;
- deben considerarse recomendaciones más rigurosas (≤ 200 Coliformes termotolerantes/100 mL) para gramados públicos donde el público tiene contacto directo;
- en el caso de árboles frutales, la irrigación debe ser suspendida dos semanas antes de la cosecha, sin que sean recogidas del suelo.

Es interesante notar que los valores límite de los estándares de la OMS para utilización directa del efluente tratado en irrigación no restringida (1.000 coliformes termotolerantes/100 mL) corresponden a los mismos valores-límite de los estándares brasileiros para cuerpos de agua de Clase 2 (después de la dilución agua residual/cuerpo receptor).

De manera general, para cualquiera de los criterios listados anteriormente (irrigación o cuerpo receptor), los conteos de coliformes en el efluente deben ser muy bajos. Considerando que las concentraciones de coliformes

termotolerantes sean del orden de 10^6 a 10^9 NMP/100mL en el agua residual cruda, las eficiencias de remoción en el tratamiento deben ser *elevadísimas*. Para atender a los estándares antes comentados, se necesitan eficiencias de remoción de coliformes del orden de 3 a 5 log (99,9 a 99,999%) a lo largo de todo el sistema de tratamiento de aguas residuales.

Se debe observar que la media anteriormente comentada para la concentración de coliformes está expresada en términos de **media geométrica**. Valen, por lo tanto, algunas consideraciones sobre este parámetro estadístico. Para variables cuyos *valores varían según diversos órdenes de magnitud*, es más conveniente la utilización de la media geométrica, en vez de la media aritmética. Este es el caso de los resultados del monitoreo de coliformes, los cuales varían en un rango extremadamente amplio, por ejemplo, de 10^6 a 10^9 NMP/100mL en efluentes domésticos crudos. Los valores más elevados del rango ejercen un gran peso en el promedio aritmético, lo que altera el concepto de la tendencia central. Para el rango comentado, el valor más elevado es 1000 veces (10^3) mayor que el valor inferior. El cálculo de la media geométrica se presenta a continuación, y se ilustra en el Ejemplo 6.1.

La media geométrica está dada por la raíz n del producto de los n términos:

$$\text{Media geométrica} = (x_1 \cdot x_2 \dots x_n)^{1/n} \quad (6.9)$$

La media geométrica también puede ser calculada por:

$$\text{Media geométrica} = 10^{(\text{media aritmética de los logaritmos})} \quad (6.10)$$

La siguiente afirmación también es importante, y fácilmente deducible de las anteriores consideraciones:

$$\text{Log}_{10} \text{ de la media geométrica} = \text{media aritmética de los log}_{10} \quad (6.11)$$

Ejemplo 6.1

Suponga que se hayan obtenido los siguientes valores de coliformes termotolerantes en 4 muestras: 50, 400, 3.000 y 20.000 NMP/100mL. Dichos datos, junto con sus logaritmos en la base 10 (\log_{10}) se presentan a continuación en la tabla. Dentro del concepto de que el orden de magnitud de los coliformes es que es realmente importante, es frecuente que se relacionen los valores en términos de magnitud, la cual corresponde al \log_{10} del valor original.

Datos de coliformes (datos originales y transformación logarítmica)

Dato	CTermo (NMP/100mL)	Log ₁₀ (CF)
1	5,00E+01	1,699
2	4,00E+02	2,602
3	3,00E+03	3,477
4	2,00E+04	4,301

Calcular las medias geométrica y aritmética de las concentraciones de coliformes.

Solución:

Aplicando la Ecuación 6.9:

$$\text{Media geométrica} = (x_1 \cdot x_2 \cdot x_3 \cdot x_4)^{1/4}$$

$$\text{Media geométrica} = (50 \times 400 \times 3000 \times 20000)^{1/4} = 1047 = 1,047 \times 10^3 \text{ NMP/100mL}$$

La media geométrica también puede ser calculada por la Ecuación 6.10. En el ejemplo, la media aritmética de los \log_{10} de los valores de coliformes presentados en la tabla es:

$$\text{Media aritmética de los logaritmos} = (1,699 + 2,602 + 3,477 + 4,301) / 4 = 3,020$$

Así:

$$\text{Media geométrica} = 10^{(3,020)} = 1047 = 1,047 \times 10^3 \text{ NMP/100mL}$$

El valor encontrado es, naturalmente, igual al obtenido a través de la Ecuación 6.9.

El cálculo mediante la Ecuación 6.11 conduce a:

$$\text{Log}_{10}(1.047) = 3,020$$

En caso que hubiese sido calculada la media aritmética de los datos originales (no transformados) de coliformes, se habría obtenido: media aritmética = 5863 NMP/100mL = $5,863 \times 10^3$ NMP/100mL. Este valor es muy superior al encontrado por la media geométrica, siendo superior a tres de los cuatro datos obtenidos, y no dando, por lo tanto, una buena indicación de la tendencia central.

6.5. CRITERIOS DE DISEÑO PARA LA REMOCIÓN DE COLIFORMES

La necesidad de elevadas eficiencias hace que el régimen hidráulico a ser adoptado para las lagunas de maduración sea tal que favorezca esta mayor eficiencia. Con base en lo anterior, las lagunas de maduración deben ser diseñadas a partir de una de las dos siguientes configuraciones:

- *laguna con baffles* (recorrido principalmente longitudinal, que puede ser logrado en una laguna con baffles a través de deflectores, que fuercen un recorrido en zigzag)
- *celdas en serie* (preferiblemente tres o más)

Los principales parámetros de diseño son:

- *tiempo de retención hidráulica (t)*
- *profundidad de la laguna (H)*
- *número de lagunas (n)*
- *relación largo/ancho (L/B).*

Con el propósito de permitir un análisis preliminar del diseñador con relación a estos parámetros, el Cuadro 6.8 (temperatura de 20° C) y el Cuadro 6.9 (temperatura de 25° C) presentan las eficiencias de remoción de coliformes que pueden obtenerse en una única laguna, para distintos valores de t, H y L/B. Las eficiencias de remoción se encuentran listadas como unidades logarítmicas removidas. Los cuadros fueron elaborados de acuerdo con la metodología propuesta para flujo disperso – Ecuación 6.5 para K_b , Ecuación 2.14 para d y fórmulas del Cuadro 6.1. El Cuadro 6.9 fue elaborado corrigiendo el coeficiente K_b para T=25° C usando el coeficiente de temperatura $\theta = 1,07$. Con el objetivo de aumentar la aplicabilidad de los cuadros, estos engloban profundidades y tiempos de retención hidráulica típicos, no solamente de lagunas de maduración, sino también de lagunas facultativas.

Cuadro 6.8. Eficiencias de remoción de coliformes, expresadas en términos de unidades logarítmicas removidas, para distintos valores del tiempo de retención hidráulica t, profundidad H y relación L/B (flujo disperso).
Temperatura = 20° C

t (d)	H (m)	Unidades log removidas									
		Relación L/B									
		1	2	3	4	6	8	10	12	16	32
3	1,0	0,48	0,51	0,54	0,56	0,59	0,61	0,62	0,63	0,65	0,67
	1,5	0,32	0,34	0,35	0,36	0,38	0,38	0,39	0,39	0,40	0,41
	2,0	0,24	0,25	0,26	0,26	0,27	0,28	0,28	0,28	0,28	0,29
	2,5	0,19	0,20	0,20	0,20	0,21	0,21	0,21	0,21	0,22	0,22
5	1,0	0,68	0,75	0,81	0,85	0,91	0,95	0,97	1,00	1,03	1,09
	1,5	0,48	0,51	0,54	0,56	0,59	0,61	0,62	0,63	0,65	0,67
	2,0	0,36	0,39	0,40	0,41	0,43	0,44	0,45	0,45	0,46	0,47
	2,5	0,29	0,31	0,32	0,32	0,33	0,34	0,35	0,35	0,35	0,36
10	1,0	1,05	1,21	1,33	1,42	1,55	1,65	1,72	1,78	1,87	2,05
	1,5	0,77	0,86	0,92	0,98	1,05	1,10	1,14	1,17	1,21	1,29
	2,0	0,60	0,66	0,70	0,74	0,78	0,81	0,84	0,85	0,88	0,92
	2,5	0,49	0,54	0,56	0,59	0,62	0,64	0,65	0,66	0,68	0,71
15	1,0	1,34	1,57	1,74	1,88	2,08	2,24	2,35	2,45	2,60	2,92
	1,5	0,99	1,13	1,24	1,32	1,44	1,52	1,59	1,64	1,71	1,87
	2,0	0,79	0,89	0,95	1,01	1,09	1,14	1,18	1,21	1,26	1,34
	2,5	0,66	0,72	0,77	0,81	0,87	0,90	0,93	0,95	0,98	1,04
20	1,0	1,57	1,87	2,09	2,27	2,54	2,75	2,91	3,04	3,25	3,72
	1,5	1,17	1,36	1,50	1,61	1,78	1,90	1,99	2,06	2,17	2,41
	2,0	0,95	1,08	1,17	1,25	1,36	1,43	1,49	1,54	1,61	1,75
	2,5	0,79	0,89	0,96	1,01	1,09	1,15	1,19	1,22	1,26	1,35
25	1,0	1,77	2,13	2,40	2,62	2,95	3,21	3,41	3,58	3,85	4,47
	1,5	1,34	1,57	1,74	1,88	2,08	2,24	2,36	2,45	2,60	2,92
	2,0	1,08	1,25	1,37	1,46	1,60	1,71	1,78	1,85	1,94	2,13
	2,5	0,91	1,04	1,13	1,20	1,30	1,37	1,43	1,47	1,53	1,66
30	1,0	1,95	2,37	2,68	2,94	3,33	3,63	3,87	4,08	4,40	5,17
	1,5	1,48	1,76	1,96	2,12	2,37	2,55	2,70	2,82	3,00	3,41
	2,0	1,20	1,40	1,55	1,66	1,83	1,96	2,06	2,13	2,25	2,50
	2,5	1,02	1,17	1,28	1,36	1,49	1,58	1,65	1,71	1,79	1,95
40	1,0	2,27	2,79	3,18	3,50	4,00	4,38	4,70	4,97	5,40	6,46
	1,5	1,73	2,08	2,34	2,55	2,87	3,12	3,32	3,48	3,74	4,32
	2,0	1,42	1,68	1,87	2,02	2,25	2,42	2,55	2,66	2,83	3,20
	2,5	1,21	1,41	1,55	1,67	1,84	1,97	2,07	2,14	2,26	2,52

$$K_b \text{ (disperso)} = 0,542 \cdot H^{-1,259} \quad d = 1/(L/B)$$

$$\text{Unid.log.remov.} = -\log_{10} (1 - \text{Eficiencia}/100)$$

$$\text{Eficiencia (\%)} = 100 \cdot (N_0 - N) / N_0 = 100 \cdot (1 - 10^{-\text{unid.log.remov}})$$

Unidades logarítmicas removidas en sistema de lagunas en serie = suma de las unidades log removidas en cada laguna de la serie

Cuadro 6.9. Eficiencias de remoción de coliformes, expresadas en términos de unidades logarítmicas removidas, para distintos valores del tiempo de retención hidráulica t, profundidad H y relación L/B (flujo disperso).
Temperatura = 25° C

t (d)	H (m)	Unidades log removidas									
		Relación L/B									
		1	2	3	4	6	8	10	12	16	32
3	1,0	0,61	0,66	0,71	0,74	0,79	0,82	0,84	0,86	0,88	0,93
	1,5	0,42	0,45	0,47	0,49	0,51	0,52	0,53	0,54	0,55	0,57
	2,0	0,32	0,33	0,35	0,36	0,37	0,38	0,38	0,39	0,39	0,40
	2,5	0,25	0,26	0,27	0,28	0,29	0,29	0,29	0,30	0,30	0,31
5	1,0	0,85	0,96	1,04	1,10	1,19	1,25	1,29	1,33	1,39	1,49
	1,5	0,61	0,67	0,71	0,74	0,79	0,82	0,84	0,86	0,88	0,93
	2,0	0,47	0,51	0,53	0,55	0,58	0,60	0,61	0,62	0,63	0,66
	2,5	0,38	0,40	0,42	0,43	0,45	0,46	0,47	0,48	0,49	0,50
10	1,0	1,29	1,51	1,67	1,79	1,99	2,13	2,24	2,33	2,47	2,76
	1,5	0,95	1,08	1,18	1,25	1,36	1,44	1,50	1,55	1,62	1,76
	2,0	0,76	0,84	0,91	0,96	1,03	1,08	1,12	1,14	1,18	1,26
	2,5	0,63	0,69	0,74	0,77	0,82	0,85	0,88	0,90	0,92	0,97
15	1,0	1,61	1,93	2,16	2,35	2,63	2,85	3,02	3,16	3,38	3,88
	1,5	1,21	1,41	1,56	1,67	1,84	1,97	2,07	2,15	2,27	2,52
	2,0	0,98	1,11	1,22	1,29	1,41	1,49	1,56	1,61	1,68	1,83
	2,5	0,82	0,92	1,00	1,05	1,14	1,19	1,24	1,27	1,32	1,42
20	1,0	1,88	2,28	2,58	2,82	3,18	3,47	3,70	3,89	4,19	4,90
	1,5	1,43	1,69	1,88	2,03	2,26	2,43	2,57	2,68	2,85	3,22
	2,0	1,16	1,34	1,48	1,59	1,75	1,86	1,95	2,02	2,13	2,36
	2,5	0,98	1,12	1,22	1,30	1,42	1,50	1,56	1,61	1,69	1,84
25	1,0	2,12	2,59	2,95	3,23	3,68	4,02	4,30	4,54	4,92	5,84
	1,5	1,61	1,93	2,16	2,35	2,63	2,85	3,02	3,16	3,38	3,88
	2,0	1,32	1,55	1,71	1,85	2,05	2,20	2,31	2,41	2,55	2,86
	2,5	1,12	1,29	1,42	1,52	1,67	1,78	1,87	1,93	2,03	2,24
30	1,0	2,33	2,87	3,28	3,61	4,13	4,53	4,86	5,14	5,60	6,71
	1,5	1,78	2,15	2,42	2,64	2,97	3,23	3,44	3,61	3,88	4,51
	2,0	1,46	1,73	1,93	2,09	2,33	2,51	2,65	2,77	2,95	3,34
	2,5	1,25	1,45	1,61	1,73	1,91	2,04	2,15	2,23	2,36	2,63
40	1,0	2,70	3,37	3,87	4,28	4,92	5,44	5,86	6,22	6,82	8,32
	1,5	2,07	2,53	2,88	3,15	3,58	3,92	4,19	4,42	4,78	5,66
	2,0	1,71	2,06	2,31	2,51	2,83	3,07	3,26	3,42	3,67	4,24
	2,5	1,47	1,74	1,94	2,10	2,34	2,52	2,66	2,78	2,96	3,36

$$K_b \text{ (disperso)} = 0,542.H^{-1,259} \quad d = 1/(L/B)$$

$$\text{Unid.log.remov.} = -\log_{10} (1 - \text{Eficiencia}/100)$$

$$\text{Eficiencia (\%)} = 100.(N_0 - N)/N_0 = 100.(1 - 10^{-\text{unid.log.remov}})$$

Unidades logarítmicas removidas en sistema de lagunas en serie = suma de las unidades log removidas en cada laguna de la serie

La **eficiencia de remoción global** en un sistema compuesto por una serie de lagunas con *dimensiones y características diferentes* está dada por:

$$E = 1 - [(1-E_1) \times (1-E_2) \times \dots \times (1-E_n)] \quad (6.12)$$

donde:

E : eficiencia de remoción global

E_1 : eficiencia de remoción en la laguna 1

E_2 : eficiencia de remoción en la laguna 2

E_n : eficiencia de remoción en la laguna n

En esta ecuación, todas las eficiencias de remoción están expresadas como números relativos, y no como porcentajes (ej: 0,9, y no 90%)

Para el caso en que las lagunas tengan las *mismas dimensiones y características*, la fórmula se simplifica para la siguiente manera:

$$E = 1 - (1-E_n)^n \quad (6.13)$$

donde:

E : eficiencia de remoción global

E_n : eficiencia de remoción en cualquier laguna de la serie

n : número de lagunas en serie

En esta ecuación, todas las eficiencias de remoción están expresadas como números relativos, y no como porcentajes (ej: 0,9, y no 90%)

Si las eficiencias de remoción estuviesen expresadas como *unidades logarítmicas removidas*, la remoción global estaría dada por la suma de las eficiencias individuales en cada laguna, independientemente de que las dimensiones y las características sean las mismas o no:

$$\text{unidades log} = (\text{unidades log laguna 1}) + (\text{unidades log laguna 2}) + \dots + (\text{unidades log laguna n}) \quad (6.14)$$

donde:

unidades log : unidades logarítmicas removidas en todo el sistema

unidades log laguna 1 : unidades logarítmicas removidas en la laguna 1

unidades log laguna 2 : unidades logarítmicas removidas en la laguna 2

unidades log laguna n : unidades logarítmicas removidas en la laguna n

Con relación a la **profundidad**, las *lagunas de maduración* son usualmente diseñadas con bajas profundidades, de tal forma que maximicen la fotosíntesis y los efectos bactericidas de la radiación UV. Valores comúnmente adoptados son:

Profundidad H: 0,8 a 1,0 m

Algunas investigaciones han demostrado grandes ventajas en términos de eficiencia, al utilizar lagunas con profundidades inferiores a 0,8 m e inclusive del orden de 0,6 m. Sin embargo, se debe investigar la posibilidad de crecimiento de vegetales enraizados en el fondo de tales lagunas poco profundas, así como un llenado más rápido por el lodo, que podrían constituirse en posibles problemas operacionales negativos.

Debido a la baja profundidad de las lagunas de maduración, se facilita la introducción de baffles. Los baffles pueden estar contruidos con taludes, con madera, como muros de concreto prefabricado o con lona o membranas plásticas apoyadas en estructuras como cercas internas.

Al dimensionar las lagunas de maduración, se debe considerar en los cálculos la previa remoción de coliformes en las unidades localizadas aguas arriba (ej: lagunas anaerobias, reactores anaerobios, lagunas facultativas). La remoción de coliformes en las lagunas facultativas puede estimarse siguiendo la metodología presentada en este capítulo. La remoción de coliformes en lagunas anaerobias y reactores anaerobios de manto de lodo (UASB) puede ser adoptada, para efecto de diseño, como 90% (1 unidad logarítmica removida).

Mara (1996) también propone observar los siguientes criterios:

- Tiempo de retención mínimo en cada laguna, con el fin de evitar cortos circuitos y arrastre de algas: 3 días
- Tasa de aplicación superficial L_s ($\text{kgDBO}_5/\text{ha.d}$) máxima en la primera laguna de maduración de la serie, con el fin de evitar sobrecarga orgánica: 75% de la tasa de aplicación en la laguna facultativa que la antecede.

6.6. EJEMPLO DE DIMENSIONAMIENTO

Ejemplo 6.2

Dimensionar un sistema de lagunas de maduración para tratar los efluentes del sistema de lagunas facultativas (Ejemplo 2.3), con las siguientes características:

Población : 20.000 hab

Caudal afluente: 3.000 m³/d

Temperatura : T = 23° C (líquido)

Coliformes termotolerantes en el agua residual cruda: $N_0 = 5 \times 10^7$ NMP/100mL

Datos de las lagunas facultativas:

Número de lagunas en paralelo: 2

Longitud de cada laguna : L = 245 m

Ancho de cada laguna : B = 98 m

Profundidad : H = 1,8 m

Tiempo de retención hidráulica : t = 28,8 d

Solución:

1. Remoción de coliformes en las lagunas facultativas

a) Régimen hidráulico a ser adoptado en los cálculos

Adoptar el régimen de flujo disperso

b) Número de dispersión d

Adoptando la Ecuación 2.14, y sabiendo que la relación L/B en cada laguna facultativa es igual a 2,5 (245m/98m = 2,5), se tiene:

$$d = 1/(L/B) = 1/2,5 = 0,40$$

En caso que se hubiera utilizado la fórmula de Agunwamba (1992) y Yanez (1993), se habría obtenido d = 0,42 y d = 0,37, respectivamente, valores muy cercanos a los obtenidos anteriormente.

c) Coeficiente de remoción de coliformes

Utilizando la Ecuación 6.5 para flujo disperso, se obtiene el valor del coeficiente de decaimiento bacteriano:

$$K_b \text{ (disperso)} = 0,542 \cdot H^{-1,259} = 0,542 \times 1,80^{-1,259} = 0,26 \text{ d}^{-1} \text{ (20}^\circ\text{C)}$$

Si se hubiera utilizado la Ecuación 17.4, basada en H y t, se habría obtenido $K_b = 0,18 \text{ d}^{-1}$.

Para 23°C, se tiene:

$$K_{bT} = K_{b20} \cdot \theta^{(T-20)} = 0,26 \times 1,07^{(23-20)} = 0,32 \text{ d}^{-1}$$

d) Concentración efluente de coliformes

Adoptando la ecuación para flujo disperso (Cuadro 6.1), y sabiendo que el tiempo de retención hidráulica en las lagunas facultativas es de 28,8 días, se tiene:

$$a = \sqrt{1 + 4K_b \cdot t \cdot d} = \sqrt{1 + 4 \times 0,32 \times 28,8 \times 0,40} = 3,95$$

$$N = N_o \cdot \frac{4ae^{1/2d}}{(1+a)^2 e^{a/2d} - (1-a)^2 e^{-a/2d}} =$$

$$N = 5,0 \times 10^7 \cdot \frac{4 \times 3,95 \cdot e^{1/(2 \times 0,40)}}{(1+3,95)^2 \cdot e^{0,95/(2 \times 0,40)} - (1-3,95)^2 \cdot e^{-0,95/(2 \times 0,40)}} = 8,2 \times 10^5 \text{ NMP/100mL}$$

Esta concentración efluente de la laguna facultativa es la concentración afluente a la laguna de maduración.

La eficiencia de remoción de coliformes en la laguna facultativa es:

$$E = \frac{N_o - N}{N_o} \times 100 = \frac{5,0 \times 10^7 - 8,2 \times 10^5}{5,0 \times 10^7} \times 100 = 98,4\%$$

2. Alternativa: tres lagunas de maduración en serie

e) Volumen de las lagunas

Adoptar un tiempo de retención hidráulica total igual a 12 días (4 días en cada laguna).

Volumen de cada laguna:

$$V = t \cdot Q = 4 \text{ d} \times 3.000 \text{ m}^3/\text{d} = 12.000 \text{ m}^3$$

f) Dimensiones de las lagunas

Profundidad: $H = 1,0 \text{ m}$ (adoptado)

Área superficial de cada laguna: $A = V/H = 12.000 \text{ m}^3/1,0 \text{ m} = 12.000 \text{ m}^2$

Área superficial total: $12.000 \text{ m}^2 \times 3 = 36.000 \text{ m}^2$

Dimensiones: adoptar lagunas cuadradas (relación $L/B = 1,0$)

- Número de lagunas: 3
- Largo : 110 m
- Ancho : 110 m
- Profundidad : 1,0 m

El área total requerida por la laguna de maduración (incluyendo taludes, vías etc.) es en torno de 25% superior al área líquida determinada. Por lo tanto, el área total requerida es estimada como $1,25 \times 36.000 \text{ m}^2 = 45.000 \text{ m}^2 = 4,5 \text{ ha}$ ($2,25 \text{ m}^2/\text{hab}$).

Solamente con el fin de ilustrar mejor el modelo de mezcla completa, se adoptó lagunas cuadradas en este ejemplo. Idealmente, cada laguna podría ser rectangular (mayor relación L/B), con el fin de reducir el número de dispersión y aumentar la eficiencia de remoción de coliformes.

g) Concentración de coliformes en el efluente final

Cálculo según el modelo de flujo disperso:

Número de Dispersión, según la Ecuación 2.14, para $L/B = 1$:

$$d = 1/(L/B) = 1/1,0 = 1,0$$

Por la fórmula de Yanez (1993), Ecuación 2.13, se habría obtenido $d=0,99$ (muy próximo al obtenido anteriormente).

El valor del coeficiente de decaimiento bacteriano está dado por (Ecuación 6.5):

$$K_b \text{ (disperso)} = 0,542 \cdot H^{-1,259} = 0,542 \times 1,0^{-1,259} = 0,54 \text{ d}^{-1} \text{ (20°C)}$$

Si hubiese sido usada la Ecuación 6.4, basada en H y t , se habría obtenido $K_b = 0,58 \text{ d}^{-1}$.

Para $T=23^\circ \text{C}$, es valor de K_b es:

$$K_{bT} = K_{b20} \cdot \theta^{(T-20)} = 0,54 \times 1,07^{(23-20)} = 0,66 \text{ d}^{-1}$$

La concentración de coliformes efluentes de la 1ª laguna de la serie es:

$$a = \sqrt{1 + 4K_b \cdot t \cdot d} = \sqrt{1 + 4 \times 0,66 \times 4,0 \times 1,0} = 3,42$$

$$N = N_o \cdot \frac{4ac^{1/2d}}{(1+a)^2 e^{a/2d} - (1-a)^2 e^{-a/2d}} =$$

$$N = 8,2 \times 10^5 \cdot \frac{4 \times 3,42 \cdot e^{1/(2 \times 1,0)}}{(1+3,42)^2 \cdot e^{3,42/(2 \times 1,0)} - (1-3,42)^2 \cdot e^{-3,42/(2 \times 1,0)}} = 1,7 \times 10^5 \text{ NMP/100mL}$$

La eficiencia de remoción en la 1ª laguna de la serie es:

$$E = \frac{N_o - N}{N_o} \times 100 = \frac{8,2 \times 10^5 - 1,7 \times 10^5}{8,2 \times 10^5} = 0,789 = 79\%$$

Considerando que las tres lagunas tienen las mismas dimensiones, se puede calcular la eficiencia de la serie de $n=3$ lagunas:

$$E_n = 1 - (1 - E_1)^n = 1 - (1 - 0,789)^3 = 0,991 = 99,1\%$$

La concentración de coliformes en el efluente final es:

$$N = N_o \cdot (1 - E) = 8,2 \times 10^5 \cdot (1 - 0,991) = 7,7 \times 10^3 \text{ NMP/100mL}$$

Cálculo según el modelo de mezcla completa:

A manera de ilustración y comparación, se presenta también el cálculo en caso de asumir el régimen hidráulico de mezcla completa.

Coefficiente K_b (20° C) para mezcla completa, con base en el coeficiente K_b para flujo disperso ($K_b=0,54 \text{ d}^{-1}$, para $T=20^\circ \text{ C}$), $t=4,0 \text{ d}$ y $d=1,0$ – según la Ecuación 6.7:

$$\frac{K_{b \text{ mezcla}}}{K_{b \text{ disp}}} = 1,0 + \left[0,0540 \times (K_{b \text{ disp}} \cdot t)^{1,8166} \times d^{-0,8426} \right]$$

$$\frac{K_{b \text{ mezcla}}}{K_{b \text{ disp}}} = 1,0 + \left[0,0540 \times (0,54 \times 4,0)^{1,8166} \times 1,0^{-1,4145} \right] = 1,22$$

$$K_{\text{mezcla}} = 1,22 \times K_{\text{disp}} = 1,22 \times 0,54 = 0,66 \text{ d}^{-1} \text{ (20° C)}$$

Para $T=23^\circ \text{ C}$, K_b se corrige para $K_b = 0,81 \text{ d}^{-1}$.

La concentración de coliformes en el efluente final está dada directamente por la siguiente ecuación, considerando el tiempo de retención hidráulica total en todas las lagunas de 12 días y el número de lagunas $n=3$ (ver Cuadro 6.1):

$$N = \frac{N_o}{\left(1 + K_b \cdot \frac{t}{n}\right)^n} = \frac{8,2 \times 10^5}{\left(1 + 0,81 \cdot \frac{12}{3}\right)^3} = 1,0 \times 10^4 \text{ NMP/100mL}$$

La eficiencia de las lagunas de maduración es:

$$E = \frac{N_o - N}{N_o} \times 100 = \frac{8,2 \times 10^5 - 1,0 \times 10^4}{8,24 \times 10^5} = 0,987 = 98,7 \%$$

h) Eficiencia global de remoción

La eficiencia *global* del sistema de lagunas facultativas - lagunas de maduración en la remoción de coliformes es:

Modelo de flujo disperso para las lagunas de maduración:

$$E = \frac{N_o - N}{N_o} \times 100 = \frac{5,0 \times 10^7 - 7,7 \times 10^3}{5,0 \times 10^7} \times 100 = 99,98 \%$$

Modelo de mezcla completa para las lagunas de maduración:

$$E = \frac{N_o - N}{N_o} \times 100 = \frac{5,0 \times 10^7 - 1,0 \times 10^4}{5,0 \times 10^7} \times 100 = 99,98 \%$$

Unidades log removidas = $-\log(1-E/100) = -\log(1-99,98/100) = 3,7$ unidades log removidas

Observación: los modelos de flujo disperso y mezcla completa condujeron a una eficiencia global de remoción de 99,98% (laguna facultativa – lagunas de maduración). La estimación de coliformes efluentes reportaron como resultados: modelo de flujo disperso: $7,7 \times 10^3$ NMP/100mL; modelo de mezcla completa: $1,0 \times 10^4$ NMP/100mL. Tales desviaciones son pequeñas y deben ser interpretadas considerando toda la incertidumbre en los cálculos relacionados a los coliformes y los diversos redondeos efectuados en los cálculos.

El sistema de lagunas propuesto no atiende a las directrices de la OMS para irrigación no restringida ($1,0 \times 10^3$ NMP/100 mL), pero a la luz de la legislación brasilera podrá atender al estándar para cuerpos de agua de la Clase 2 del CONAMA ($1,0 \times 10^3$ NMP/100 mL), dependiendo de la razón de dilución del cuerpo receptor. De cualquier forma, se puede verificar la gran contribución representada por las lagunas de maduración en la remoción de los coliformes termotolerantes.

En caso que se deseen mayores eficiencias de remoción, podría aumentarse el tiempo de retención total y/o el número de lagunas, hasta que se alcance la calidad deseada para el efluente. Sin embargo, el *aumento del tiempo de retención debe ser logrado a través del aumento del área superficial, y no de la profundidad*. En caso que se aumente la profundidad, el valor de K_b se reducirá, y la eficiencia no aumentará como se desea. En caso que se adopte un mayor número de lagunas en la serie, se debe verificar si el tiempo de retención en cada laguna es mayor o igual a 3 d. Por ejemplo, 4 lagunas en serie, con un tiempo de retención total de 12 d, tendrán 3 d en cada laguna, que es el mínimo aceptable, de acuerdo con Mara (1996). Otra posibilidad es hacer las lagunas rectangulares, con una mayor relación L/B, con el fin de disminuir la dispersión.

3. Alternativa: laguna única con baffles

i) Volumen de la laguna

Adoptar un tiempo de retención igual a 12 días.

Volumen de la laguna de maduración:

$$V = t.Q = 12 \text{ d} \times 3.000 \text{ m}^3/\text{d} = 36.000 \text{ m}^3$$

j) Dimensiones de la laguna

Profundidad: $H = 1,0 \text{ m}$ (adoptado)

$$\text{Área superficial: } A = V/H = 36.000 \text{ m}^3/1,0 \text{ m} = 36.000 \text{ m}^2$$

Adoptar dimensiones externas cuadradas, pero dimensiones internas divididas con 3 baffles. Los baffles pueden ser de lona, madera, taludes de tierra u otro material adecuado.

Dimensiones externas:

- Largo : $L = 190 \text{ m}$
- Ancho: $B = 190 \text{ m}$

La relación L/B interna de la laguna será (Ecuación 6.3):

$$L/B = \frac{L}{B} (n+1)^2 = \frac{190}{190} \cdot (3+1)^2 = 16$$

Por el hecho de dividir el área interna con 3 baffles, la laguna tendrá 4 tramos, cada uno con una longitud de 190 m y un ancho de $190/4 = 47,5 \text{ m}$. Se puede considerar el comportamiento de la laguna como una laguna rectangular, con relación $L/B = 16$, longitud total $L = 190 \times 4 = 760 \text{ m}$ y ancho 47,5 m.

El área total requerida por la laguna de maduración (incluyendo taludes, vías etc.) es del orden de 25% superior a la del área líquida determinada. Por lo tanto, el área total requerida se estima como $1,25 \times 36.000 \text{ m}^2 = 45.000 \text{ m}^2 = 4,5 \text{ hectáreas}$ ($2,25 \text{ m}^2/\text{hab}$).

l) Régimen hidráulico a ser adoptado en los cálculos

Adoptar el régimen de flujo disperso.

m) Número de dispersión

Adoptando la Ecuación 2.14, con L/B=16, se tiene:

$$d = 1/(L/B) = 1/16 = 0,06$$

Si se hubiese utilizado la fórmula de Agunwamba (1992), se habría obtenido d=0,11, y, con la fórmula de Yanez (1993), el valor hubiera sido d=0,06.

n) Coeficiente de decaimiento de coliformes

El valor del coeficiente de decaimiento bacteriano puede ser dado por (Ecuación 6.5):

$$K_b \text{ (flujo disperso)} = 0,542.H^{-1,259} = 0,542 \times 1,0^{-1,259} = 0,54 \text{ d}^{-1} \text{ (20}^\circ\text{C)}$$

En caso de haber usado la Ecuación 6.4, basada en H y t, se habría obtenido $K_b = 0,40 \text{ d}^{-1}$.

Para 23°C, se tiene:

$$K_{bT} = K_{b20} \cdot \theta^{(T-20)} = 0,54 \times 1,07^{(23-20)} = 0,66 \text{ d}^{-1}$$

o) Concentración efluente de coliformes

Adoptando la ecuación para flujo disperso (Cuadro 6.1), se tiene:

$$a = \sqrt{1+4K.t.d} = \sqrt{1+4 \times 0,66 \times 12 \times 0,06} = 1,73$$

$$N = N_0 \cdot \frac{4ac^{1/2d}}{(1+a)^2 e^{a/2d} - (1-a)^2 e^{-a/2d}} =$$

$$N = 8,2 \times 10^5 \cdot \frac{4 \times 1,73 \cdot e^{1/(2 \times 0,06)}}{(1+1,73)^2 \cdot e^{1,73/(2 \times 0,06)} - (1-1,73)^2 \cdot e^{-1,73/(2 \times 0,06)}} = 2,2 \times 10^3 \text{ NMP/100mL}$$

Este sistema tampoco atiende (aunque se aproxime) a las directrices de la OMS para irrigación no restringida ($1,0 \times 10^3$ CF/100 mL), pero podría por ejemplo al estándar brasileiro para cuerpos de agua de la Clase 2 de CONAMA ($1,0 \times 10^3$ NMP/100 mL), dependiendo de la razón de dilución del cuerpo receptor. En este ejemplo, los resultados son un poco mejores que con la alternativa de 3 lagunas en serie. De cualquier manera, también se puede verificar la gran contribución representada por las lagunas de maduración en la remoción de los coliformes fecales.

Ver el comentario en el ítem h relativo al mejoramiento en la calidad del efluente.

p) Eficiencias de remoción

La eficiencia de la laguna de maduración es:

$$E = \frac{N_o - N}{N_o} \times 100 = \frac{8,2 \times 10^5 - 2,2 \times 10^3}{8,2 \times 10^5} \times 100 = 99,7 \%$$

La eficiencia *global* del sistema de lagunas facultativas - laguna de maduración en la remoción de coliformes es:

$$E = \frac{N_o - N}{N_o} \times 100 = \frac{5,0 \times 10^7 - 2,2 \times 10^3}{5,0 \times 10^7} \times 100 = 99,996 \%$$

Unidades log removidas = $-\log(1-E/100) = -\log(1-99,996/100) = 4,35$
unidades log removidas

Observación. En caso que se hubiera adoptado el modelo de mezcla completa (aunque este no sea recomendado para lagunas con elevados valores de la relación L/B), se habría obtenido los siguientes resultados, utilizando la metodología ejemplificada en el ítem i: $K_{mezcl}/K_{disp} = 17,84$ (Ecuación 6.5, con K_b disperso = $0,54 \text{ d}^{-1}$ para $T=20^\circ \text{ C}$); K_b mezcla completa = $0,54 \times 17,84 = 9,67 \text{ d}^{-1}$ (20° C) y K_b mezcla completa = $11,85 \text{ d}^{-1}$ (23° C); coliformes termotolerantes efluentes = $5,7 \times 10^3$ NMP/100mL. Este valor de coliformes termotolerantes efluente es cercano al estimado según el modelo de flujo disperso ($2,2 \times 10^3$ NMP/100mL), indicando que ambos abordajes son adecuados para estimar el conteo de los coliformes efluentes de las lagunas. Naturalmente, se debe dar prioridad al empleo del modelo de flujo disperso, por el hecho de ser este conceptualmente más adecuado.

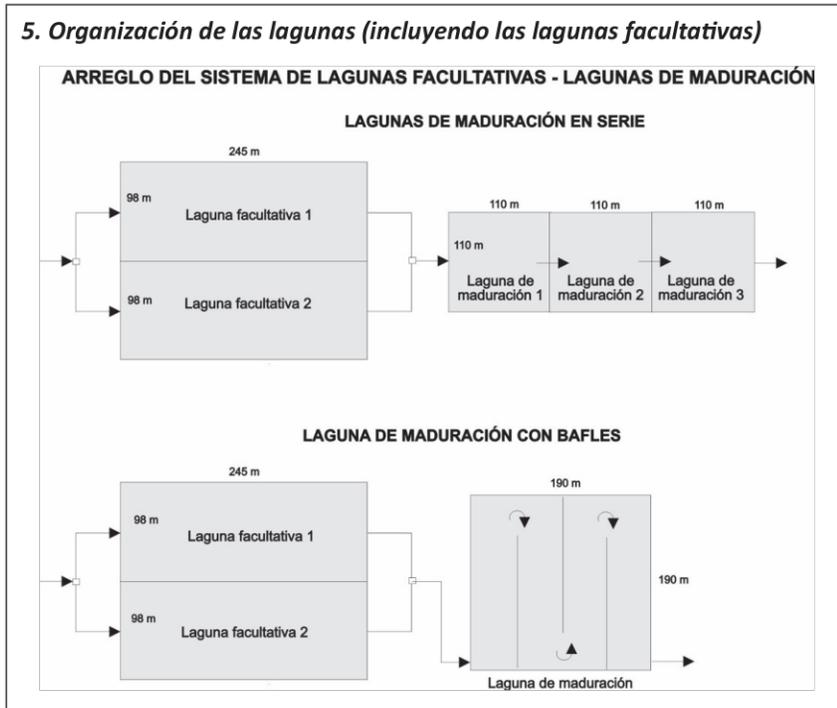
4. Comparación entre las dos alternativas

Ítem	Alternativa: 3 lagunas de maduración en serie	Alternativa: 1 laguna de maduración con baffles
Número de lagunas	3 en serie	1
Número de baffles	-	3
Tiempo de retención total (d)	12	12
Tiempo de retención en cada laguna (d)	4	12
Área neta requerida (ha)	3,6	3,6
Área bruta requerida (ha)	4,5	4,5
Longitud de cada laguna (m)	110	190
Ancho de cada laguna (m)	110	190
Profundidad (m)	1,0	1,0
Colif. termo afluentes a la laguna facultativa (NMP/100 mL)	$5,0 \times 10^7$	$5,0 \times 10^7$
Colif. termo afluentes a la laguna de maduración (NMP/100 mL)	$8,2 \times 10^5$	$8,2 \times 10^5$
Coliformes termo en el efluente final (NMP/100 mL)	$7,7 \times 10^3$	$2,2 \times 10^3$
Eficiencia de las lagunas de maduración (%)	99,1	99,7
Eficiencia global (facultativa + maduración) (%)	99,984	99,996
Unidades log removidas (global)	3,81	4,35

Se observa que ambas alternativas son equivalentes desde el punto de vista del área requerida, y no muy distintas en términos de calidad del efluente final. En cada alternativa, aún es posible una optimización del diseño, llevando a una mejoría en la calidad del efluente. En la selección de la alternativa, se debe investigar otros ítems, relacionados a los costos, topografía, suelo y otros factores locales.

Nota: en los cálculos, pueden presentarse pequeñas diferencias debido a errores de redondeo (los cálculos se efectuaron usando una planilla electrónica, la cual no redondea los valores numéricos).

5. Organización de las lagunas (incluyendo las lagunas facultativas)



6.7. REMOCIÓN DE HUEVOS DE HELMINTOS

Los huevos de helmintos son removidos por sedimentación, que ocurre en gran parte en las lagunas anaerobias y facultativas. En caso que aun haya huevos remanentes en el efluente, habrá una sedimentación adicional en las lagunas de maduración. Si hubiese la necesidad del cumplimiento a las directrices para irrigación restringida y no restringida (≤ 1 huevo/litro), se puede considerar que los sistemas de lagunas deben producir un efluente que contiene frecuentemente cero huevos por litro (o bajo los límites de identificación del método).

Ayres et al (1992), al analizar datos de remoción de huevos de helmintos en lagunas en Brasil, Kenia e India, desarrollaron las Ecuaciones 6.15 y 6.16, válidas para lagunas anaerobias, facultativas y de maduración. Las ecuaciones deben ser aplicadas secuencialmente en cada laguna de la serie, de tal manera que el número de huevos en el efluente final pueda ser determinado (Mara et al, 1992). El modelo de Ayres et al (1992), aplicado a una laguna piloto con baffles en el Sureste de Brasil, presentó buenos resultados (von Sperling et al, 2002a, 2002b).

- Eficiencia media de remoción (a ser usada para representar condiciones medias de operación):

$$E = 100 \cdot [1 - 0,14 \cdot e^{(-0,38 \cdot t)}] \quad (6.15)$$

- Eficiencia de remoción según el límite inferior de confianza de 95% (a ser usada para diseño, por posicionarse a favor de la seguridad):

$$E = 100 \cdot [1 - 0,41 \cdot e^{(-0,49 \cdot t + 0,0085 \cdot t^2)}] \quad (6.16)$$

donde:

E : eficiencia de remoción de huevos de helmintos (%)

t : tiempo de retención hidráulica en cada laguna de la serie (d)

El Cuadro 6.10 y la Figura 6.7 presentan los valores de eficiencia de remoción resultantes de la aplicación de las Ecuaciones 6.15 y 6.16.

Cuadro 6.10. Eficiencia de remoción de huevos de helmintos, de acuerdo con el modelo de Ayres et al (1992)

Tiempo de retención hidráulica (d)	Eficiencia de remoción (%)		Unidades logarítmicas removidas	
	Valores medios	95% de confianza	Valores medios	95% de confianza
2	93,45	84,08	1,18	0,80
4	96,94	93,38	1,51	1,18
6	98,57	97,06	1,84	1,53
8	99,33	98,60	2,17	1,85
10	99,69	99,29	2,50	2,15
12	99,85	99,61	2,83	2,41
14	99,93	99,77	3,16	2,64
16	99,97	99,86	3,49	2,85
18	99,985	99,90	3,82	3,02
20	99,993	99,93	4,15	3,17
22	99,997	99,95	4,48	3,28
24	99,998	99,957	4,81	3,37
26	99,999	99,962	5,14	3,42
28	99,9997	99,965	5,47	3,45
30	99,9998	99,964	5,80	3,45

Unidades log removidas = $-\log(1 - E/100)$

Eficiencia (%): $E = 100 \cdot (1 - 10^{-\text{unid.log.remov}})$

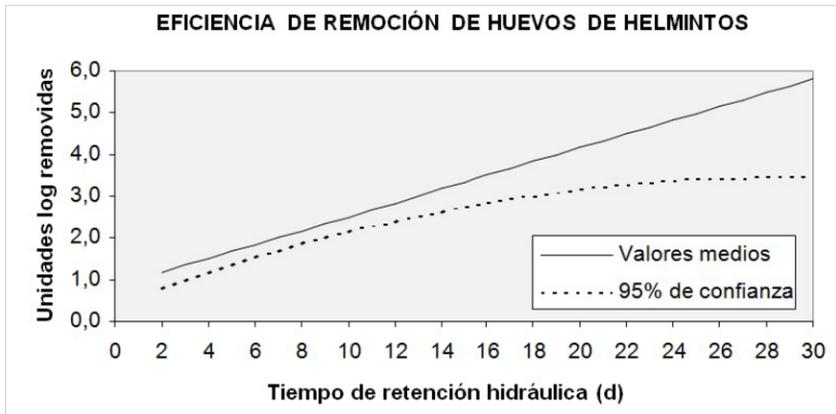


Figura 6.7. Unidades logarítmicas removidas de huevos de helmintos, según el modelo de Ayres et al (1992)

La concentración a lograrse en el efluente depende, en gran parte, también de la concentración afluente. La concentración de huevos en el agua residual cruda es función de las condiciones sanitarias de la población. Valores típicos se sitúan en el amplio rango de **10¹ a 10³ huevos/L**, con el rango entre 10² y 10³ huevos/L asociada a poblaciones con condiciones sanitarias bastante desfavorables. De esta forma, para lograr un efluente final con menos que 1 huevo/L, para irrigación restringida y no restringida, las eficiencias de remoción deben estar entre **90 y 99,9%** (1 a 3 unidades log).

Las directrices de la OMS (WHO 1989, 2006) especifican medias aritméticas para los huevos de helmintos. Se debe notar, sin embargo, que la media aritmética no siempre es la mejor medida de tendencia central, especialmente en este caso, en que la mayoría de los valores es igual a cero, y solamente pocos datos son superiores a cero.

Cavalcanti et al (2001) y von Sperling et al (2002a, 2002b) comentan que la remoción de huevos de helmintos ocurre por un proceso de sedimentación discreta, que, en la teoría, está asociada a la tasa de aplicación hidráulica superficial ($m^3/m^2 \cdot h$) y no depende de la profundidad. Se logró eliminación total de huevos de helmintos en lagunas piloto situadas en el Noreste y Sureste de Brasil, operadas con tasas de aplicación superficial entre **0,12 y 0,20 $m^3/m^2 \cdot d$** . La tasa de aplicación más conservadora de $0,12 m^3/m^2 \cdot d$, con una profundidad de 1,0 m, corresponde a un tiempo de retención hidráulica de $(1,0m)/(0,12m^3/m^2 \cdot d) = 8 d$.

La Organización Mundial de la Salud, ya en su versión anterior (1989), sugiere que series de lagunas con tiempo de retención hidráulica total de **8 días** pueden producir efluentes con menos de 1 huevo/litro, en promedio.

De acuerdo con la ecuación de Ayres (Ecuación 6.15, para valores medios), para 8 días de tiempo de retención hidráulica se tiene una eficiencia de remoción de 2,17 unidades logarítmicas (93,3% de eficiencia). En este caso, se obtendrá concentraciones efluentes inferiores a 1 huevo/L si el afluente contuviese menos que 150 huevos/L.

Investigaciones realizadas en una laguna piloto con baffles en el Sureste de Brasil (von Sperling et al, 2002) presentaron diversos datos de interés con relación a los huevos en el lodo. Los huevos sedimentados quedan incorporados al lodo del fondo, y tienden a permanecer viables por un largo periodo (Figura 6.8). La Figura 6.9 presenta el perfil longitudinal de acumulación de huevos en el lodo de fondo de la laguna, mostrando la tendencia de disminución a lo largo del recorrido por los diversos compartimientos de la laguna dotada de baffles. También se presentan los valores del conteo de huevos por gramo de sólidos totales, unidad usualmente utilizada para la caracterización de lodos. La Figura 6.10 muestra la distribución de las especies de huevos de helmintos en el lodo. Se observa que la distribución relativa no fue sustancialmente diferente a lo largo del recorrido de la laguna. En términos de los valores globales en el lodo, se encontró la siguiente relación: *Ascaris lumbricoides*: 99,1%, *Trichuris trichiura*: 0,8%; *Ancilostoma sp.*: 0,1%.

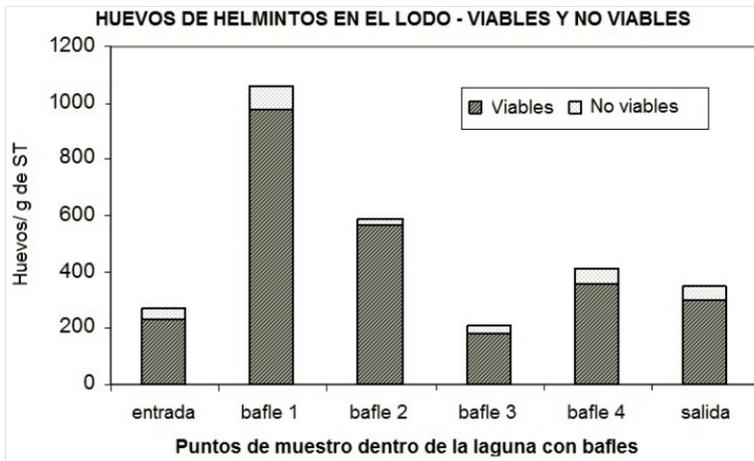


Fig. 6.8. Distribución de los huevos de helmintos en el lodo a lo largo de una laguna piloto con baffles, después de un año de operación, con indicación de la viabilidad y no viabilidad

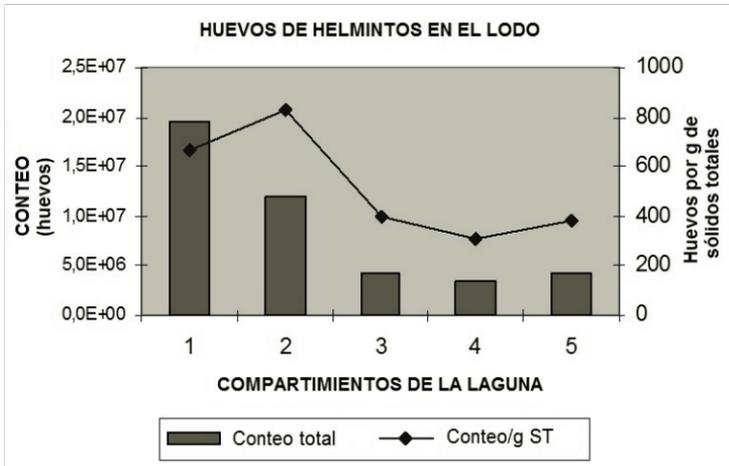


Fig. 6.9. Perfil longitudinal de la acumulación de huevos de helmintos en el lodo de una laguna piloto con baffles en el Sureste de Brasil, después de un año de operación

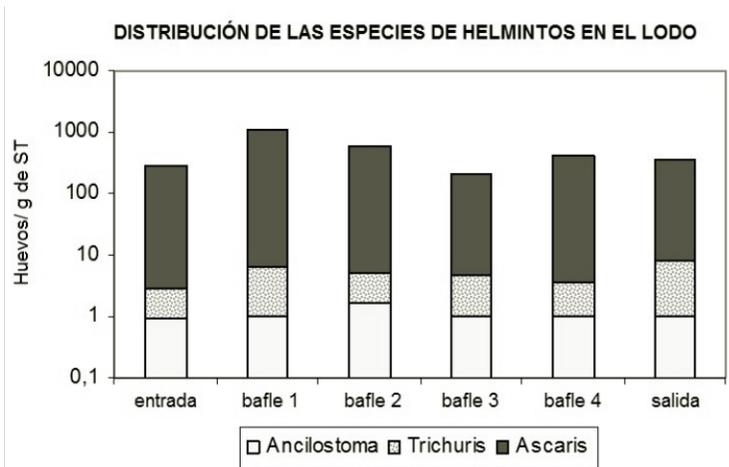


Fig. 6.10. Distribución de las especies de helmintos en el lodo a lo largo de una laguna piloto con baffles en el Sureste de Brasil, después de un año de operación

Ejemplo 6.3

Estimar la concentración efluente de huevos de helmintos del sistema compuesto por laguna facultativa – laguna de maduración con baffles (Ejemplos 2.3 y 6.2), con las siguientes características:

Población: 20.000 hab

Caudal afluente: 3.000 m³/d

Concentración de huevos de helmintos en el agua residual cruda: 200 huevos/L (asumido)

Tiempo de retención hidráulica en la laguna facultativa: t = 28,8 d

Tiempo de retención hidráulica en la laguna de maduración con baffles: t = 12,0 d

Solución:

a) Remoción de huevos de helmintos en la laguna facultativa

Para efecto de diseño, la eficiencia de remoción de huevos de helmintos en la laguna facultativa está dada por la Ecuación 6.16:

$$E = 100 \cdot [1 - 0,41 \cdot e^{(-0,49 \cdot t + 0,0085 \cdot t^2)}]$$

$$E = 100 \cdot [1 - 0,41 \cdot e^{(-0,49 \times 28,8 + 0,0085 \times 28,8^2)}] = 99,965\%$$

Este valor está, naturalmente, de acuerdo con el valor del Cuadro 6.10.

La concentración de huevos en el efluente de la laguna facultativa es:

$$C_e = C_o \times (1 - E/100) = 200 \times (1 - 99,965/100) = 0,07 \text{ huevos/L}$$

El efluente de la laguna facultativa ya atiende las directrices de la Organización Mundial de la Salud para irrigación restringida y no restringida (≤ 1 huevos/L).

b) Remoción de huevos de helmintos en la laguna de maduración

Nuevamente, para efecto de diseño, la eficiencia de remoción de huevos de helmintos en la laguna de maduración está dada por la Ecuación 6.16:

$$E = 100 \cdot [1 - 0,41 \cdot e^{(-0,49 \cdot t + 0,0085 \cdot t^2)}]$$

$$E = 100 \cdot [1 - 0,41 \cdot e^{(-0,49 \times 12,0 + 0,0085 \times 12,0^2)}] = 99,61\%$$

Naturalmente, este valor es el mismo que el obtenido por medio del Cuadro 6.10.

La concentración de huevos en el efluente de la laguna de maduración (efluente final del sistema) es:

$$C_e = C_o \times (1 - E/100) = 0,07 \times (1 - 99,61/100) = 2,7 \times 10^{-3} \text{ huevos/L}$$

Este valor corresponde, en términos prácticos, a valores nulos en el efluente o, más específicamente, a valores bajo del límite de detección del método de análisis.

CAPÍTULO 7

REMOCIÓN DE NUTRIENTES

7.1. REMOCIÓN DE NITRÓGENO

Los principales mecanismos de remoción de *nitrógeno* en lagunas de estabilización son (Arceivala, 1981; EPA, 1983; Soares et al, 1995):

- volatilización del amoníaco
- asimilación del amoníaco por las algas
- asimilación de los nitratos por las algas
- nitrificación – desnitrificación
- sedimentación del nitrógeno orgánico particulado

De estos mecanismos, algunos autores creen que el más importante es el de la **volatilización del amoníaco**, o sea, desprendimiento (desorción) del amoníaco hacia la atmósfera. Sin embargo, hay contestaciones de otros autores, y los principales mecanismos involucrados en la remoción de nitrógeno son motivo de debate en la comunidad científica.

En el medio líquido, el amoníaco se presenta de acuerdo a la siguiente reacción de equilibrio:



El amoníaco libre (NH_3) es susceptible de ser volatilizado, mientras que el ion amonio (fracción ionizada) no puede ser removido por volatilización. Con la elevación del pH, el equilibrio de la reacción se desplaza hacia la izquierda, favoreciendo la mayor presencia de NH_3 . A 20° C, para pH en torno de la neutralidad, prácticamente todo el amoníaco se encuentra en la forma de NH_4^+ . Para un pH cercano a 9,5, aproximadamente 50% del amoníaco está en la forma de NH_3 y 50% en la forma de NH_4^+ . En pH superior a 11, prácticamente todo el amoníaco está en la forma de NH_3 (ver Volumen 1, Capítulo 2).

La fotosíntesis que ocurre en las lagunas facultativas y de maduración contribuye para la elevación del pH, por remover del medio líquido el CO_2 , o sea, la acidez carbonácea. En condiciones de elevada actividad fotosintética, el pH puede subir a valores superiores a 9,0, proporcionando condiciones para la volatilización del NH_3 . Además, en condiciones de alta tasa de fotosíntesis, la elevada producción algal contribuye con el consumo directo de NH_3 por parte de las algas (Arceivala, 1981).

El mecanismo de la volatilización tiende a ser más importante en *lagunas de maduración*, las cuales, en función de su reducida profundidad, y consecuente actividad fotosintética a lo largo de toda la columna de agua, usualmente alcanzan valores de pH bastante elevados. Adicionalmente, en las lagunas de maduración, el desprendimiento de burbujas de oxígeno de la fase líquida sobresaturada puede acelerar el desprendimiento de NH_3 (van Haandel y Lettinga, 1994).

En lagunas de maduración en serie, la eficiencia de remoción de amoníaco puede situarse entre 70 y 80%, y en lagunas de maduración especialmente poco profundas, puede ser superior a 90%, eventualmente cumpliendo con los estándares de vertimiento (van Haandel y Lettinga, 1994; Soares et al, 1995). En lagunas facultativas y aireadas, la eficiencia de remoción de nitrógeno se encuentra entre 30 y 50%.

La pérdida de nitrógeno a través de su asimilación por las algas, y su consecuente salida por el efluente parece ser de menor importancia, cuando se desee lograr elevados porcentajes de remoción. El nitrógeno constituye del orden de 6 a 12%, en peso seco, del material celular de las algas (Arceivala, 1981). Asumiendo una concentración de 80 mg/L de algas en el efluente, la pérdida de nitrógeno será de $0,06 \times 80 \approx 5$ mgN/L a $0,12 \times 80 \approx 10$ mgN/L. Admitiendo una concentración de NTK (amoníaco + nitrógeno orgánico) en el agua residual afluente del orden de 50 mgN/L, el porcentaje de remoción a través de la pérdida con el efluente final se encuentra entre 10 y 20%.

Los demás mecanismos de remoción de nitrógeno actúan de manera simultánea, pero son considerados de menor importancia. La nitrificación en la columna líquida es poco representativa en lagunas facultativas y lagunas aireadas. Es posible que haya nitrificación en la fina película superficial (aerobia) de lodos sedimentados y desnitrificación en la parte inferior del lodo. En las lagunas anaerobias, no hay, naturalmente, ninguna reacción de oxidación del amoníaco, debido a la ausencia de oxígeno.

La literatura presenta algunas ecuaciones, desarrolladas en Norte América, para estimar la concentración efluente de *amoníaco* (Ecuaciones 7.2 y 7.3) y de *nitrógeno* (Ecuaciones 7.4 y 7.5).

Remoción de amoníaco (Pano y Middlebrooks, 1982):

- $T < 20^\circ \text{C}$:

$$C_e = \frac{C_o}{1 + [(A/Q) \cdot (0,0038 + 0,000134 \cdot T) \cdot e^{(1,041 + 0,044 \cdot T) \cdot (pH - 6,6)}]} \quad (7.2)$$

- $T \geq 20^\circ \text{C}$:

$$C_e = \frac{C_o}{1 + [5,035 \times 10^{-3} \cdot (A/Q) \cdot e^{(1,540 \times (pH - 6,6))}]} \quad (7.3)$$

Remoción de nitrógeno (WPCF, 1990; Crites y Tchobanoglous, 2000):

- Lagunas facultativas con régimen hidráulico más cercano al flujo en pistón:

$$C_e = C_o \cdot e^{\{-K \cdot [t + 60,6 \times (pH - 6,6)]\}} \quad (7.4)$$

$$K = 0,0064 \times 1,039^{(T-20)}$$

- Lagunas facultativas con régimen hidráulico más cercano a la mezcla completa:

$$C_e = \frac{C_o}{1 + t \cdot (0,000576T - 0,00028) \cdot e^{(1,08 - 0,042 \times T) \cdot (pH - 6,6)}} \quad (7.5)$$

donde:

- C_o : concentración afluente (mg/L)
- C_e : concentración efluente (mg/L)
- Q : caudal afluente (m^3/d)
- A : área superficial de la laguna (m^2)
- T : temperatura del líquido ($^\circ\text{C}$)
- pH : pH en la laguna
- t : tiempo de retención hidráulica en la laguna (d)
- K : coeficiente de remoción (d^{-1})

La ecuación apropiada debe aplicarse secuencialmente en cada laguna de la serie, de tal forma que lleve al cálculo del valor de la concentración en el efluente final.

Las Ecuaciones 7.2 y 7.3 no conducen a una solución continua para temperaturas inferiores y superiores a 20° C. La utilización de la Ecuación 7.2 para valores de T próximos a 20° C conduce a valores de la concentración efluente inferiores a los de la Ecuación 7.3. Con relación a la Ecuación 7.5, se observa que la misma es poco sensible a variaciones en los valores de pH y T.

La utilización de las anteriores ecuaciones presupone el conocimiento del valor de pH, variable que no es conocida, de antemano, en la fase de diseño. Las referencias antes citadas también presentan la siguiente ecuación, que puede ser utilizada para estimar el pH en la laguna, en función de la alcalinidad del agua residual afluente:

$$\text{pH} = 7,3 e^{(0,0005 \cdot \text{alc})} \quad (7.6)$$

donde:

alc: alcalinidad en el agua residual afluente (mgCaCO₃/L)

Sin embargo, la Ecuación 7.6 no tiene en cuenta la profundidad de la laguna. Se sabe (Cavalcanti et al, 2001) que, cuanto menor es la profundidad de la laguna, mayores serán la penetración de la energía luminosa a lo largo de la columna de agua, la actividad fotosintética, el consumo de la acidez carbonácea y la elevación en el pH. En lagunas de maduración, se podrá alcanzar valores de pH muy superiores a los previstos por la Ecuación 5.

Los Cuadros 7.1 y 7.2 y las Figuras 7.1 y 7.2 presentan las eficiencias de remoción de amoníaco y nitrógeno, respectivamente, con base en la utilización de las Ecuaciones 7.3 y 7.4, para una temperatura de 20° C. Para una temperatura de 25° C, la Ecuación 7.3 lleva a las mismas eficiencias en la remoción del amoníaco, mientras que la Ecuación 7.4 aumenta la eficiencia de remoción de nitrógeno entre 3 y 7%, comparado con la temperatura de 20° C.

Cuadro 7.1. Eficiencia de remoción de amoníaco en función de la Tasa de Aplicación Hidráulica (Q/A) y del pH ($T \geq 20^\circ \text{C}$)

Q/A ($\text{m}^3/\text{m}^2.\text{d}$)	Eficiencia en la remoción de amoníaco (%)				
	pH = 7,0	pH = 7,5	pH = 8,0	pH = 8,5	pH = 9,0
0,025	27	45	63	79	89
0,050	16	29	47	65	80
0,075	11	21	37	56	73
0,100	9	17	30	48	67
0,125	7	14	26	43	62
0,150	6	12	22	39	57

Eficiencia de remoción calculada según la Ecuación 7.3

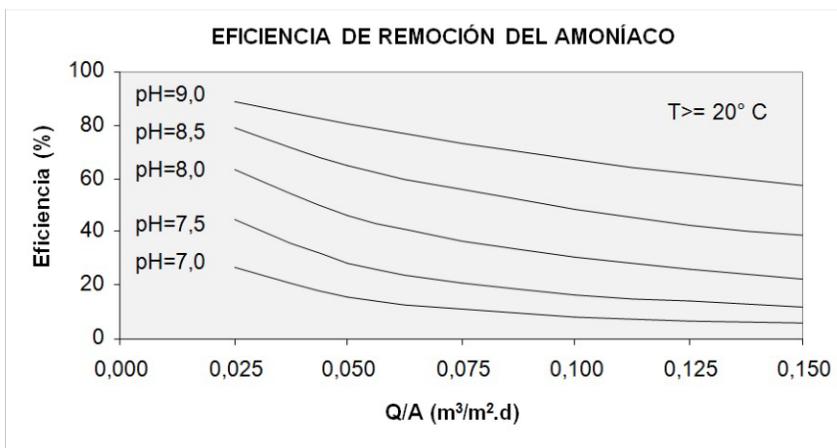


Fig.7. 1. Eficiencia de remoción de amoníaco en función de la Tasa de Aplicación Hidráulica (Q/A) y del pH ($T \geq 20^\circ \text{C}$)

Cuadro 7.2. Eficiencia de remoción de nitrógeno en función del tiempo de retención hidráulica (t) y del pH (T = 20° C)

t (d)	Eficiencia en la remoción de nitrógeno (%)				
	pH = 7,0	pH = 7,5	pH = 8,0	pH = 8,5	pH = 9,0
3	16	31	43	53	61
5	17	32	44	54	62
10	20	34	46	55	63
15	22	36	47	57	64
20	25	38	49	58	65
30	29	42	52	61	67
40	34	45	55	63	69

Eficiencia de remoción calculada según la Ecuación 7.4

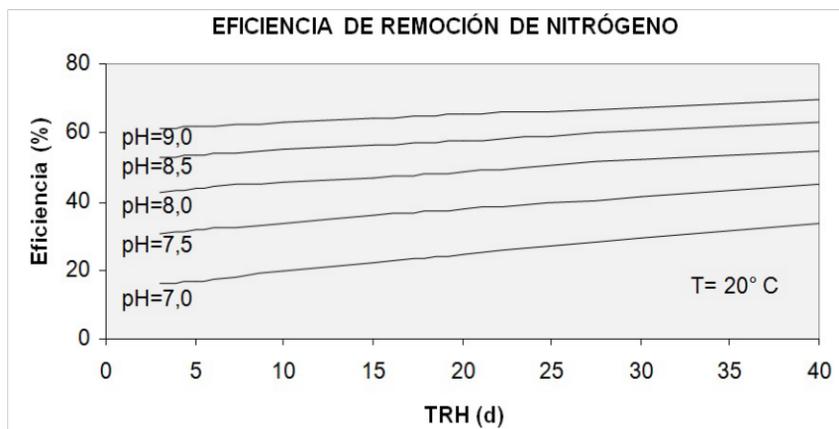


Fig. 7.2. Eficiencia de remoción de nitrógeno en función del tiempo de retención hidráulica (t) y del pH (T = 20° C)

Ejemplo 7.1

Estimar la remoción de amoníaco y nitrógeno en la laguna facultativa del Ejemplo 2.3, cuyos datos son:

Caudal afluente : $Q = 3.000 \text{ m}^3/\text{d}$
Área superficial : $A = 48.000 \text{ m}^2$
Tiempo de retención hidráulica: $t = 28,8 \text{ d}$
Temperatura : $T = 23^\circ \text{ C}$ (líquido en el mes más frío)

Los datos asumidos para el afluente son:

Amoníaco = 30 mg/L
Nitrógeno total = 45 mg/L
Alcalinidad: 150 mg/L

Solución:

a) Remoción de amoníaco

Relación A/Q (inverso de la tasa de aplicación hidráulica):

$$A/Q = (48.000 \text{ m}^2) / (3.000 \text{ m}^3/\text{d}) = 16 \text{ d/m}$$

(tasa de aplicación hidráulica $Q/A = 1/16 = 0,0625 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{d}$)

pH en la laguna (Ecuación 7.6):

$$\text{pH} = 7,3 e^{(0,0005 \cdot \text{alc})} = 7,3 \cdot e^{(0,0005 \times 150)} = 7,87$$

Concentración efluente de amoníaco (Ecuación 7.3):

$$C_e = \frac{C_o}{1 + [5,035 \times 10^{-3} \cdot (A/Q) \cdot e^{(1,540 \times (\text{pH} - 6,6))}]} =$$
$$= \frac{30}{1 + [5,035 \times 10^{-3} \cdot 16 \times e^{(1,540 \times (7,87 - 6,6))}]} = 19,1 \text{ mg/L}$$

Eficiencia de remoción de amoníaco:

$$E = 100 \times (C_o - C_e) / C_o = 100 \times (30 - 19,1) / 30 = 36\%$$

Dicha eficiencia está, naturalmente, de acuerdo con el Cuadro 7.1 y la Figura 7.1.

Los anteriores cálculos solamente tuvieron en cuenta el amoníaco presente en el afluente crudo, sin considerar el hecho de que gran parte del nitrógeno orgánico será convertido en amoníaco en la propia laguna.

b) Remoción de nitrógeno

Coefficiente K:

$$K = 0,0064 \times 1,039^{(T-20)} = 0,0064 \times 1,039^{(23-20)} = 0,0072 \text{ d}^{-1}$$

Concentración efluente de nitrógeno (Ecuación 7.4):

$$C_e = C_o \cdot e^{-\{K \cdot [t + 60,6 \times (\text{pH}-6,6)]\}} = 45 \times e^{-\{0,0072 \cdot [28,8 + 60,6 \times (7,87-6,6)]\}} = 21,0 \text{ mg/L}$$

Eficiencia de remoción de nitrógeno:

$$E = 100 \times (C_o - C_e) / C_o = 100 \times (45 - 21,0) / 45 = 53\%$$

Dicha eficiencia está de acuerdo con el Cuadro 7.2 y la Figura 7.2.

7.2. REMOCIÓN DE FÓSFORO

El fósforo presente en las aguas residuales está compuesto de fósforo orgánico y fosfatos, donde los últimos representan la mayor parte del nutriente. Los principales mecanismos de remoción de fósforo en lagunas de estabilización son (Arceivala, 1981; van Haandel y Lettinga, 1994):

- Remoción del *fósforo orgánico* contenido en las algas y bacterias a través de la salida con el efluente final
- precipitación de *fosfatos* en condiciones de elevado pH

El fósforo orgánico compone parte del material celular de las algas. En peso seco, el fósforo corresponde a valores del orden de 1,0 % de la masa de las algas (Arceivala, 1981). Por lo tanto, asumiendo una concentración de 80 mg/L de algas en el efluente, la pérdida de fósforo será en torno de $0,01 \times 80 \approx 0,8$ mgP/L.

Admitiendo una concentración de fósforo en el afluente cercana a 8 mgP/L, el porcentaje de remoción a través de la pérdida con el efluente final se encuentra solamente cercana al 10%.

Remociones de fósforo más significativas pueden ocurrir a través de la precipitación de los fosfatos en condiciones de pH elevado. El fosfato puede precipitarse en la forma de hidroxapatita o estruvita. Caben aquí las mismas consideraciones realizadas en el Ítem 7.1, en que se resaltó la vinculación entre lagunas poco profundas y elevados valores de pH. En el caso de la remoción de fósforo, la dependencia de altos valores de pH es mayor que con el nitrógeno: el pH debe ser como mínimo de 9 para que haya una precipitación significativa de fósforo. En lagunas especialmente poco profundas y con bajas tasas de aplicación hidráulica, la eficiencia de remoción del fósforo se sitúa entre 60 y 80% (Cavalcanti et al, 2001), mientras que en lagunas facultativas y aireadas, la eficiencia de remoción usualmente es inferior a 35%.

CAPÍTULO 8

LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN COMO POSTRATAMIENTO DE EFLUENTES DE REACTORES ANAEROBIOS

Los sistemas anaerobios para tratamiento de aguas residuales han crecido en popularidad y alcance en países de clima caliente, como Brasil. En Colombia hay también una importante experiencia con reactores anaerobios. Entre dichos procesos, se destaca el reactor anaerobio de manto de lodo y flujo ascendente (reactor UASB). Los reactores anaerobios logran una buena eficiencia en la remoción de DBO (del orden del 60 al 75%), considerando los bajos tiempos de retención, la simplicidad del proceso y la inexistencia de equipos, como aireadores. Sin embargo, tal eficiencia es en la mayor parte de las veces insuficiente, suscitando la necesidad de un postratamiento para el efluente anaerobio. El postratamiento puede buscar como objetivo algunos de los siguientes ítems:

- remoción adicional de DBO
- remoción de nutrientes
- remoción de organismos patógenos

Una alternativa de postratamiento bastante atractiva está representada por las lagunas de estabilización, por el hecho de mantener en todo el sistema la simplicidad conceptual ya asumida para los reactores anaerobios. Esta tendencia de combinar reactores anaerobios de manto de lodo con lagunas de estabilización se presenta como de una aplicabilidad extremadamente amplia para países en vías de desarrollo y con clima caliente.

Las lagunas no mecanizadas que reciben el efluente de reactores anaerobios han recibido la denominación de **lagunas de pulimento**, para diferenciarlas de las concepciones clásicas de las lagunas facultativas y de maduración.

Catunda et al (1994) y Cavalcanti et al (2001) argumentan que, debido a la remoción de DBO que ocurre en los reactores anaerobios, el *efluente anaerobio puede ser vertido directamente en lagunas de pulimento en serie o con baffles*, sin problemas de sobrecarga orgánica en la primera laguna de la serie o en el compartimiento inicial de la laguna con baffles. Estas configuraciones de lagunas

optimizan la remoción de coliformes, como fue comentado en el Capítulo 6. Por lo tanto, las evidencias actualmente disponibles sugieren que las lagunas de pulimento no necesitan ser dimensionadas como lagunas facultativas clásicas, pero sí como lagunas de maduración (utilizando los criterios de diseño de lagunas de maduración, con respecto a configuración geométrica, tiempo de retención y profundidad – ver Capítulo 6).

La Figura 8.1 presenta una comparación entre las configuraciones clásicas de lagunas y el reciente abordaje de reactor UASB seguido por lagunas de pulimento. Una ventaja sustancial de la utilización de los reactores UASB se relaciona al ahorro global en los requisitos de área.



Fig. 8.1. Comparación entre concepciones clásicas de lagunas de estabilización y la concepción más reciente (reactor UASB seguido por lagunas de pulimento)

a) Remoción adicional de DBO

Con relación a la remoción adicional de DBO del efluente anaerobio, las lagunas facultativas o lagunas aireadas pueden cumplir bien el papel. La primera alternativa es la más atractiva, por permitir un sistema sin mecanización, y con

bajísima cantidad de lodo a tratar. El dimensionamiento de las lagunas pasa a ser para una carga del orden de 25% a 40% de la carga del agua residual cruda. El ahorro de área es sustancial, viabilizando así la implementación de lagunas en locales en que se pensaría en adoptar sistemas mecanizados, de tal manera que se obtengan soluciones más compactas. También en los casos en que el movimiento de tierra asociado a la implementación de un sistema de lagunas convencional sea excesivo, la inclusión de una unidad compacta como el reactor anaerobio puede contribuir a una sensible reducción en los costos de construcción.

Sistemas funcionando con dicha configuración han presentado las siguientes características (Cavalcanti et al, 2001):

- ausencia de problemas de malos olores en las lagunas (inclusive en condiciones de elevada carga orgánica)
- baja acumulación de lodo en las lagunas
- posibilidad de la utilización de lagunas en serie o con baffles (sin problemas de sobrecarga orgánica en la primera laguna de la serie o en el primer compartimiento de la laguna dotada de baffles)

Los coeficientes de remoción de DBO (K) son ligeramente inferiores a los de lagunas facultativas primarias, debido a que las lagunas de estabilización reciben un afluente ya parcialmente tratado, en que la materia orgánica de más fácil degradación ya fue totalmente removida. Sin embargo, los coeficientes son similares a los de lagunas facultativas secundarias, después de lagunas anaerobias.

b) Remoción de nutrientes

Los sistemas de tratamiento anaerobio prácticamente no remueven nutrientes. Cuando se necesite de elevadas eficiencias de remoción de nutrientes, se debe tener en cuenta que las lagunas de estabilización (facultativas y aireadas) tampoco son particularmente eficientes en la remoción de N y P. Sin embargo, las lagunas de pulimento pueden cumplir bien este papel adicional, posibilitando principalmente la volatilización del amoníaco y la precipitación de los fosfatos (ver Capítulo 7).

La remoción de amoníaco y fosfatos es mayor en lagunas de pulimento con bajas profundidades (inferiores a 1,0 m). En estas lagunas, la masa líquida tiende a presentarse con elevados valores de pH, como consecuencia de la intensa fotosíntesis que ocurre en todo el volumen de la laguna. Los elevados valores de pH propician la volatilización del amoníaco y la precipitación de los fosfatos.

CAPÍTULO 9

AIREACIÓN DEL EFLUENTE EN CASCADAS O CAIDAS DE AGUA

El efluente de lagunas facultativas y de maduración que funcionan de forma satisfactoria usualmente contiene altos niveles de oxígeno disuelto. En el caso de tener elevadas concentraciones de algas, durante el día puede tenerse, inclusive, concentraciones superiores a la concentración de saturación. Las algas producen oxígeno puro (100% oxígeno), a diferencia del aire atmosférico, que solamente contiene cerca de 21% de oxígeno (la presión parcial del oxígeno atmosférico es 21% de la presión atmosférica total). Sin embargo, durante la noche los niveles de OD tienden a disminuir, pudiendo alcanzar valores bajos, en el evento en que las lagunas se encuentren sobrecargadas.

En el caso de lagunas aireadas, los niveles de OD son función del balance entre la demanda de oxígeno y la capacidad de aireación proporcionada por los aireadores. Sin embargo, los valores son usualmente muy inferiores a la concentración de saturación.

En algunos casos, puede ser interesante si se aumentan los niveles de OD del efluente, con miras a alcanzar mayores concentraciones en el cuerpo de agua, en el punto de mezcla efluente-río. Para ello, en algunas lagunas, se utiliza un proceso muy simple que es el de la **aireación por gravedad**.

La aireación por gravedad ocurre en vertederos o en peldaños de cascadas de aireación. Efluentes de diversos procesos de tratamiento de aguas residuales pueden beneficiarse de un cierto aumento en la concentración de OD. Sin embargo, se debe recordar que la aireación es un proceso de transferencia de gases: *efluentes anaerobios* sometidos a la aireación por gravedad tenderán a desprender H_2S , causando problemas de malos olores y corrosión.

El texto que se presenta a continuación, basado en von Sperling (1983) y Pöpel (1979) describe los fundamentos y la aplicación de la aireación por gravedad.

El principio de la aireación por gravedad es la utilización de la energía potencial del agua para crear interfaces de exposición para una eficiente transferencia de gases. Cuando el agua pasa de la cresta del vertedero o de la caída de agua, pueden ocurrir dos diferentes mecanismos de transferencia de gases:

- Exposición del agua al aire que la circunda
- Exposición del aire a la masa de agua

El primer mecanismo se relaciona con la *exposición del agua al aire que la rodea*, la cual ocurre durante la caída libre. Conociendo la altura de caída H , se puede estimar el tiempo medio de exposición al aire [$t=(2H/g)^{0.5}$], lo que permite la evaluación de los coeficientes de transferencia gaseosa. La configuración de la cresta de la caída de agua tiene influencia en la aireación, pues la subdivisión del flujo en varios chorros aumenta el área de contacto aire-agua, proporcionando un aumento en la eficiencia de la operación de transferencia gaseosa.

El segundo mecanismo se refiere a la *exposición del aire a la masa de agua*, exactamente lo inverso del primer fenómeno. El fenómeno se debe a la sumergencia del flujo en la masa líquida situada en la base de la caída de agua, haciendo que sean absorbidas significativas cantidades de aire. El aire incorporado es entonces dispersado en la forma de burbujas por la masa líquida, generando una intensa transferencia de gases.

La cantidad de aire absorbido en el segundo mecanismo depende principalmente de la velocidad [$v=(2gH)^{0.5}$] del chorro al pasar por la superficie de la masa de agua localizada aguas abajo. En consecuencia, la transferencia gaseosa es sustancialmente determinada por la altura de la caída, de una forma mucho más significativa que en el primer mecanismo mencionado.

Además de eso, la profundidad del agua receptora influencia en la cantidad de gas transferido: cuanto más profundamente se pueda sumergir el chorro en la masa de agua, mayor será el área superficial específica y el tiempo de contacto entre las burbujas y el agua. Para una utilización óptima de ese efecto, la profundidad debe ser tal que la velocidad final de los chorros antes de alcanzar el fondo sea igual a la velocidad de ascensión de las burbujas producidas.

Generalizando, se puede decir que el primer mecanismo es eficiente para el desprendimiento de gases y el segundo, para la absorción de los mismos. Así, por ejemplo, el gas sulfhídrico tiene mejores condiciones de desprendimiento

durante la fase de caída libre, mientras que el oxígeno es en su mayor parte absorbido después de la sumergencia del flujo en la masa de agua localizada aguas abajo. En resumen:

- *agua circundada por aire*: desprendimiento de gases
- *aire circundado por agua*: absorción de gases

Una gran parte de la absorción de oxígeno es también causada por el choque de los chorros de agua contra obstáculos, permitiendo la subdivisión de la masa líquida en caída, aumentando, por consiguiente, el área de exposición. Además, si el agua no pudiese caer libremente, pero descendiera adherida a la superficie de la cascada o la escalinata para caída del agua, la reaireación se reduce bastante.

La concentración de oxígeno efluente (aguas abajo) puede ser estimada con base en el conocimiento de un coeficiente de transferencia de gases, denominado, en el caso de la aireación por gravedad, **coeficiente de eficiencia (K)**. Teniendo el valor de K para la cascada en cuestión, la concentración efluente puede ser estimada para distintas condiciones de concentraciones afluente y de saturación:

$$C_e = C_o + K.(C_s - C_o) \quad (9.1)$$

donde:

C_o : concentración de oxígeno afluente (aguas arriba) (mg/L)

C_e : concentración de oxígeno efluente (aguas abajo) (mg/L)

C_s : concentración de saturación de oxígeno (mg/L)

K : coeficiente de eficiencia (adimensional)

El coeficiente K es específico y constante para cada sistema de aireación (para el presente caso, cada cascada), siempre y cuando determinadas condiciones, como el caudal afluente, permanezcan constantes. En una cascada existente, el coeficiente K puede obtenerse por medio de la reorganización de la Ecuación 9.1:

$$K = \frac{C_e - C_o}{C_s - C_o} \quad (9.2)$$

La representación gráfica conceptual de la Ecuación 9.1 se encuentra en la Figura 9.1. En la figura, se obtiene el valor de C_e a partir del coeficiente K y de las

concentraciones C_o y C_s . La figura resalta la gran influencia del déficit de oxígeno ($C_s - C_o$) en el incremento de la concentración de oxígeno. Para el caso en que $C_o = 0$, el aumento en la concentración de oxígeno será $C_e - C_o = K \cdot C_s$. Por lo tanto, el coeficiente K establece la fracción de la concentración de saturación que se logrará al airear un agua totalmente libre de oxígeno. K es siempre menor que la unidad. Se observa también que, cuanto mayor la concentración afluente C_o (más cercana a C_s), menor será el déficit de oxígeno y, por lo tanto, menor será el incremento de la concentración de oxígeno ($C_e - C_o$). Este puede ser el caso de efluentes de lagunas facultativas y de maduración que contengan altos niveles de OD.

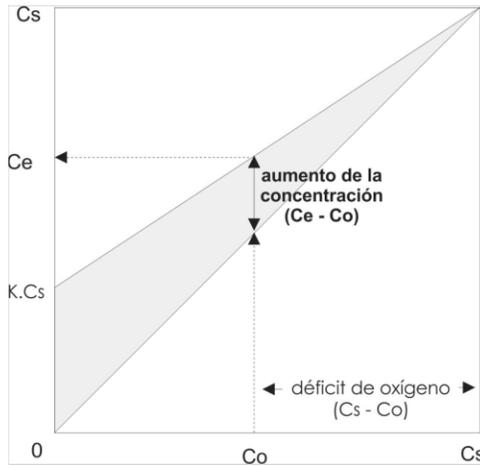


Fig. 9.1. Estimación del aumento de OD en la aireación por gravedad

La literatura registra algunas fórmulas empíricas para la determinación de K en función de la altura de caída (cada peldaño) y de otras condiciones (Cuadro 9.1).

Cuadro 9.1. Fórmulas para determinación del coeficiente de eficiencia K para aireación por gravedad en vertederos y peldaños

Autor	Coeficiente K	Coeficientes de la ecuación
Barret, Gameson y Ogden	$K = P \cdot (1 + 0,046 \cdot T) \cdot H$	P=0,45 (agua limpia) P=0,36 (agua contaminada) P=0,29 (agua residual)
Kroon y Schram	$K = R \cdot H$	R = 0,40 R=0,64 (en el caso de vertederos con más de 4 chorros por metro lineal, y caídas inferiores a 0,70 m)
Pomeroy	$K = 1 - e^{-F \cdot H}$	F=0,53 m ⁻¹ (agua limpia sobre vertederos y compuertas) F=0,41 m ⁻¹ (agua ligeramente contaminada, en vertederos) F=0,28 m ⁻¹ (efluentes de tratamiento, en vertederos)

Fuente: von Sperling (1983)
H = altura de cada caída libre (m)
T = temperatura del líquido (°C)

La Ecuación 9.1 se aplica a *cada peldaño de la escalera* o nivel de la cascada. Para un sistema compuesto por varias caídas libres (ej: peldaños), la determinación del K global de la escalera o sistema equivalente, a partir del K de cada peldaño, está dada por:

$$K = 1 - [(1 - K_1) \cdot (1 - K_2) \dots (1 - K_n)] \quad (9.3)$$

donde:

- K_1 : coeficiente de eficiencia de la primera caída libre
- K_2 : coeficiente de eficiencia de la segunda caída libre
- K_n : coeficiente de eficiencia de la enésima caída libre
- K : coeficiente de eficiencia global del sistema

En el caso frecuente en que los peldaños tengan la misma altura, la Ecuación 9.3 se simplifica para:

$$K = 1 - (1 - K_1)^n \quad (9.4)$$

donde:

n: número de caídas libres iguales entre sí, componentes del sistema de aireación

EJEMPLO 9.1

Estimar la concentración efluente de un sistema de peldaños de aireación, con base en los siguientes datos:

- Concentración afluente a la escalinata de aireación (efluente de la laguna): $C_o = 3,0$ mg/L
- Concentración de saturación: $C_s = 8,5$ mg/L
- $T = 20^\circ$ C
- Altura de cada peldaño: $H = 0,30$ m
- Número de peldaños: $n=5$

Solución:

a) *Determinación del coeficiente K para cada peldaño*

Por medio de las fórmulas del Cuadro 9.1, se tiene:

- Barret, Gameson y Ogden
Con $P=0,33$ (adoptado), $T=20^\circ$ C y $H=0,30$ m:
 $K = P \cdot (1+0,046 \cdot T) \cdot H = 0,33 \times (1+0,046 \times 20) \times 0,30 = 0,19$
- Kroon y Schram
Con $R=0,40$ (adoptado) y $H=0,30$ m:
 $K = 0,40 \times 0,30 = 0,12$
- Pomeroy
Con $F=0,32$ (adoptado) y $H=0,30$ m:
 $K = 1 - e^{-F \cdot H} = 1 - e^{-0,32 \times 0,30} = 0,09$

Adoptar un valor intermedio, tal como: $K = 0,13$.

b) *Determinación del coeficiente K global de la escalinata de aireación*

Como los peldaños son iguales, se utiliza la Ecuación 9.4, con $n=5$ peldaños:

$$K = 1 - (1 - K_1)^n = 1 - (1 - 0,13)^5 = 0,50$$

c) *Determinación de la concentración de OD efluente*

Por medio de la Ecuación 9.1, se tiene:

$$C_e = C_o + K.(C_s - C_o) = 3,0 + 0,50 \times (8,5 - 3,0) = 5,8 \text{ mg/L}$$

Hubo, por lo tanto, un aumento de OD de 2,8 mg/L, donde la concentración pasó de 3,0 mg/L a 5,8 mg/L.

d) *Cálculo del aumento de OD en caso que la concentración de OD afluente fuese de 1,0 mg/L y de 5,0 mg/L*

Para $C_o = 1,0$ mg/L:

$$C_e = C_o + K.(C_s - C_o) = 1,0 + 0,50 \times (8,5 - 1,0) = 4,8 \text{ mg/L (aumento de 3,8 mg/L)}$$

Para $C_o = 5,0$ mg/L:

$$C_e = C_o + K.(C_s - C_o) = 5,0 + 0,50 \times (8,5 - 5,0) = 6,8 \text{ mg/L (incremento de 1,8 mg/L)}$$

La influencia de la concentración afluente, o sea, del déficit de OD, queda explícita por estos cálculos.

e) *Comentarios*

Se puede optimizar el aumento de OD probando diferentes combinaciones de números de peldaños y altura individual de cada peldaño, dentro de la altura total disponible para instalar la escalinata de aireación.

CAPÍTULO 10

ASPECTOS CONSTRUCTIVOS

10.1. INTRODUCCIÓN

El éxito operacional de las lagunas de estabilización depende, no solo de los elementos de proceso discutidos en los capítulos anteriores, sino también del nivel de detalle en el diseño y en los aspectos constructivos. En un nivel más amplio, los aspectos asociados al movimiento de tierra son de fundamental importancia, y ejercerán una influencia decisiva en los costos de construcción y economía de la planta de tratamiento. En un nivel más específico, los diversos detalles de entrada y salida e interconexión entre unidades también son bastante importantes, por tener un impacto directo en el comportamiento hidráulico de las lagunas. Los aspectos de detallado deben ser previstos también bajo la óptica de las necesidades del operador, de tal manera que haga la rutina operacional de la PTAR lo más simple y fácil posible.

El presente texto no tiene como objetivo profundizar en los aspectos de detallado. En la literatura latinoamericana, y particularmente en la brasilera, Jordão y Pessôa (1995) pueden ser consultados con dicha finalidad, pues presentan con bastante criterio y suficiente grado de profundidad los diversos elementos de diseño y construcción de lagunas. Los siguientes tópicos solamente resaltan los aspectos más importantes, para los cuales los diseñadores y responsables por la obra deben prestar especial atención.

10.2. LOCALIZACIÓN DE LAS LAGUNAS

Los principales aspectos que deben analizarse al seleccionar el área para la futura laguna se presentan en el Cuadro 10.1 (Arceivala, 1981; Silva, 1993).

Cuadro 10.1. Aspectos relativos a la localización de las lagunas

Aspecto	Comentario
Disponibilidad de área	La disponibilidad de área puede conducir a la selección del tipo de laguna a ser adoptada
Localización del área en relación al lugar de generación de las aguas residuales	La mayor proximidad reduce los costos de transporte de las aguas residuales
Localización del área en relación al cuerpo receptor	La mayor cercanía reduce los costos de transporte de las aguas residuales tratadas al lugar de destino final
Localización del área en relación a las residencias más próximas	Las lagunas anaerobias necesitan de un alejamiento mínimo del orden de 500 m con relación a las residencias más cercanas, en función de la posibilidad de malos olores; las otras lagunas pueden tener alejamientos más reducidos
Cotas de inundación	Se debe verificar si el terreno es inundable, y hasta qué nivel llegan las inundaciones, para definir la altura de los taludes
Nivel de aguas freáticas	La posición de las aguas freáticas puede determinar el nivel de asentamiento de las lagunas y la necesidad de impermeabilización del fondo
Topografía del área	La topografía del área ejerce gran influencia en el movimiento de tierras y, en otras palabras, en el costo de la obra; de preferencia, recurrir a topografías poco empinadas
Forma del área	La forma del área ejerce influencia en la distribución de las diversas unidades en planta; se puede aprovechar las curvas de nivel, siempre y cuando sea de manera suave, evitando la creación de zonas muertas
Características del suelo	El tipo de suelo tiene gran influencia en el planeamiento de la compensación entre el corte y el relleno, en la necesidad de material de préstamo, en la inclinación de los taludes, en los costos de la obra (ej. rocas) y en la necesidad de impermeabilización del fondo
Vientos	La localización de la laguna debe permitir el libre acceso del viento, lo cual es importante para garantizar una mezcla suave en la laguna
Condiciones de acceso	El acceso de los equipos de obra y de los futuros equipos de operación y mantenimiento no debe ser difícil
Facilidades de adquisición del terreno	Dificultades en la desapropiación de áreas pueden ser un elemento que inviabilice la implementación de la laguna en el área pretendida
Costo del terreno	En áreas urbanas o cercanas a áreas urbanas o de algún elemento de importancia el costo del terreno puede ser bastante elevado, llevando a la necesidad de adoptar soluciones más compactas

El atendimento simultáneo a los diversos criterios es usualmente bastante difícil, lo que hace necesario dar prioridad, en cada caso, a los factores de mayor importancia que deben ser observados de acuerdo a la realidad local.

Con relación a la disposición de la laguna en el terreno, debe hacerse un gran esfuerzo, en la etapa de diseño, en el sentido de minimizar el movimiento de tierra, teniendo como base la topografía y la geología locales. Otro factor que influencia en la locación se refiere a los vientos predominantes. Con el fin de permitir una suave mezcla por el viento, *la dimensión más alargada de la laguna debe estar en la dirección de los vientos predominantes*. Cuando la dirección de los vientos varíe de manera estacional, se le debe dar prioridad a la dirección del viento en el período caliente, ocasión en que la estratificación térmica es mayor. Para reducir los cortos-circuitos hidráulicos, *la dirección del viento debe ser de la salida para la entrada de la laguna* (Mara et al, 1992) (Fig. 10.1), aunque haya controversia sobre esta proposición.

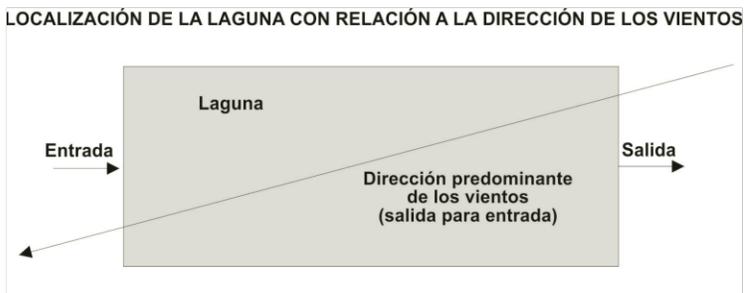


Fig. 10.1. Localización de la laguna con relación a la dirección de los vientos predominantes

10.3. DEFORESTACIÓN, LIMPIEZA Y EXCAVACIÓN DEL TERRENO

La deforestación comprende el derrumbe y desenraizado de los árboles existentes en el área a ser ocupada por la laguna y las vías de acceso (Silva, 1993). El material removido deberá ser dispuesto lejos del lugar de la obra. El derrumbe de los árboles debe ser aprobado por el órgano ambiental correspondiente.

Después de efectuar el derrumbe de los árboles, se realiza la reubicación y la remoción de los vegetales de tamaño pequeño, los cuales son en la mayoría de las veces quemados en el propio local. A través de motoniveladoras se realiza el raspado superficial del terreno, hasta tener el área en suelo puro (Silva, 1993).

En la excavación de la laguna, se puede tener dos situaciones distintas (Silva, 1993):

- *Material excavado aprovechable.* Esta es la situación deseable, en la cual se pretende balancear los volúmenes de los cortes con los volúmenes de los rellenos (diques), de manera que se minimice el movimiento de tierra. Gran parte de la viabilidad económica de una laguna de estabilización se encuentra asociada a las posibilidades de la minimización de los movimientos de tierra. La compactación del fondo y de los diques deberá ser realizada en capas sucesivas de suelo, con control de humedad y de la densidad.
- *Material excavado no aprovechable.* Tal es el caso de terrenos con mucha materia orgánica (turba) o muy arenosos. En estas condiciones, el material removido por la excavación no puede ser aprovechado en la construcción de los diques, debiendo por ello ser removido del local. Para los rellenos se debe utilizar material de préstamo con suelo de buena calidad existente en las proximidades al local. Después de terminada la excavación, es necesario realizar una escarificación del fondo de la laguna y de los taludes, de tal manera que se logre obtener una unión íntima del suelo con el material utilizado.

10.4. TALUDES

Los diques de la laguna se encuentran formados por los taludes internos (en contacto con el líquido de la laguna) y por los taludes externos. Los aspectos listados en el Cuadro 10.2 son importantes en la construcción de los taludes (Silva, 1993; Jordão y Pessôa, 1995). La Figura 10.2 lista los principales elementos integrantes de un dique de lagunas.

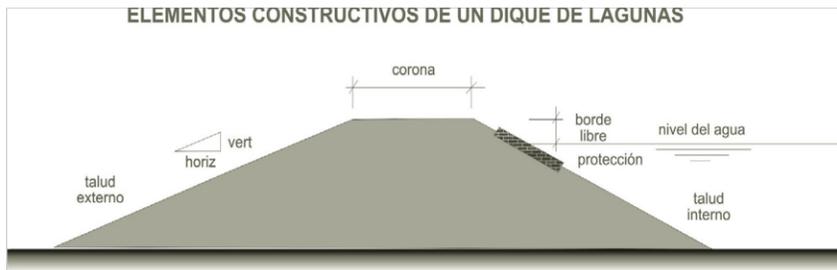


Fig. 10.2. Elementos integrantes de un dique de lagunas

Cuadro 10.2. Aspectos constructivos de los taludes

Ítem	Comentario
Inclinación del talud interno	<ul style="list-style-type: none"> • Inclinación usual: 1:2 a 1:3 • Inclinación mínima: 1:6 (vert/horiz) (evitar áreas con poca profundidad, pues posibilitan el crecimiento de vegetación) • Inclinación máxima: 1:2 (función de la estabilidad del terreno) • Terrenos arcillosos: inclinación superior a 1:2 • Terrenos arenosos: inclinación entre 1:3 y 1:6
Inclinación del talud externo	<ul style="list-style-type: none"> • Inclinación usual: 1:1,5 a 1:2 • Terrenos arcillosos: inclinación superior a 1:2,5 • Terrenos arenosos: inclinación entre 1:5 y 1:8
Corona del talud (pista en la cresta del talud)	<ul style="list-style-type: none"> • Ancho superior a 1,5 m; usualmente entre 2,0 y 4,0 m. Esta dimensión debe permitir el movimiento de las máquinas durante la construcción, el tráfico de los equipos de mantenimiento y operación y la posibilidad de aumento de la altura del dique, en caso de que sea necesario.
Borde libre	<ul style="list-style-type: none"> • Lagunas pequeñas (< 1 ha de área): adoptar 0,5 m • Lagunas entre 1 y 3 ha: 0,5 a 1,0 m • Lagunas grandes: $\text{borde libre} = [\log(\text{área laguna})]^{0,5} - 1$ (área en m²) • Finalidades: seguridad contra aumento del nivel del agua además de las condiciones de diseño (obstrucción de la salida, efecto de vientos fuertes, nueva concepción de diseño) y seguridad contra depresión del terreno debido al eventual asentamiento del propio dique
Impermeabilización	<ul style="list-style-type: none"> • Cuando el material del dique sea extremadamente permeable, puede ser necesaria la impermeabilización del macizo del dique con arcilla, geomembranas, tablestacas o losas de concreto • Después de la compactación, el coeficiente de permeabilidad debe ser $< 10^{-7}$ m/s
Protección de los taludes internos	<ul style="list-style-type: none"> • Los taludes internos, en el punto de contacto con el nivel del agua, deben ser protegidos contra las olas, la erosión y el crecimiento de vegetales. • El crecimiento de vegetación posibilita el desarrollo de mosquitos en las lagunas (huevos puestos en el agua, en la sombra causada por la vegetación). • Los tipos de protección más empleados son rip-rap (piedras con tamaño de 15 a 20 cm), losas de concreto (espesor entre 7 y 13 cm, levemente reforzada), placas de concreto simple, mortero reforzado, pavimentación asfáltica o geomembrana de PEAD. • Protecciones discontinuas (como piedras) posibilitan el crecimiento de vegetación. • La protección debe extenderse al menos 0,5 m por encima y 0,5 m por debajo del nivel del agua. • Encima de la protección, se debe colocar grama o grava en el resto del talud.

Talud externo	<ul style="list-style-type: none"> El talud externo debe tener grama, de tal forma que lo proteja contra la erosión.
Esquinas de los taludes	<ul style="list-style-type: none"> Las esquinas de las lagunas deben ser ligeramente redondeadas, con miras a facilitar la construcción y el mantenimiento, evitando pequeñas zonas muertas.
Material de los taludes	<ul style="list-style-type: none"> Los diques deben construirse de tierra, preferiblemente originaria del propio terreno ocupado. El material debe ser denso, fino, poseer cohesión y bien granulado. Su constitución debe ser de (a) suelo limpio, libre de piedras y materia orgánica, y (b) de arcilla con un poco de arena
Drenaje pluvial	<ul style="list-style-type: none"> En lagunas que posean algún borde lateral constituido por un talud natural (ej. colinas), se debe efectuar el drenaje pluvial a través de canaletas paralelas a dicho borde, evitando el paso del agua de lluvia por encima del talud.

Fuente: Mara et al (1992); Silva (1993), Jordão y Pessôa (1995)

Las dimensiones de largo y ancho determinadas en los pre-dimensionamientos son para la *profundidad media*. Las dimensiones de las lagunas en el fondo, al nivel del agua y en la cresta del talud dependen de la inclinación en el talud externo. Admitiendo que el talud interno tenga una pendiente de 1:d (vertical/horizontal), dichas dimensiones serán:

- largo en el fondo = largo a media altura - $2d.(H/2)$
- largo en el nivel de la superficie del agua (N.A.) = largo a media altura + $2d.(H/2)$
- largo en la cresta del talud = largo en el N.A. + $2d.(borde libre)$
- ancho en el fondo = ancho a media altura - $2d.(H/2)$
- ancho en el N.A. = ancho a media altura + $2d.(H/2)$
- ancho en la cresta del talud = ancho en el N.A. + $2d.(borde libre)$

Ejemplo 10.1

Calcular las dimensiones totales de una laguna, que posee las siguientes dimensiones, determinadas en el pre-dimensionamiento:

- largo (a media profundidad) = 100,00 m
- ancho (a media profundidad) = 30,00 m
- profundidad = 2,20 m
- borde libre = 0,60 m
- inclinación del talud interno = 1:2,5 (1.0 m en la vertical para cada 2.5 m en la horizontal)

Solución:

De acuerdo con los conceptos y fórmulas antes presentados se tiene:

$$d = 2,5$$

- largo en el fondo = largo a media altura - d.H = $100,00 - 2,5 \times 2,20 = 94,50$ m
- largo en el N.A. = largo a media altura + d.H = $100,0 + 2,5 \times 2,20 = 105,50$ m
- largo en la cresta del talud = largo en el N.A. + 2d.(borde libre) = $105,50 + 2 \times 2,5 \times 0,60 = 108,50$ m
- ancho en el fondo = ancho a media altura - d.H = $30,00 - 2,5 \times 2,20 = 24,50$ m
- ancho en el N.A. = ancho a media altura + d.H = $30,0 + 2,5 \times 2,20 = 35,50$ m
- ancho en la cresta del talud = ancho en el N.A. + 2d.(borde libre) = $35,50 + 2 \times 2,5 \times 0,60 = 38,50$ m



10.5. FONDO DE LAS LAGUNAS

El fondo de las lagunas de estabilización no debe poseer una permeabilidad excesiva, que pueda causar uno de los siguientes problemas:

- contaminación de las aguas subterráneas
- dificultad en el mantenimiento del nivel del líquido en las lagunas

La permeabilidad del terreno y la posible interferencia con el nivel freático deben ser objeto de estudios efectuados por medio de sondeos. Se debe tener en mente que, con frecuencia, los locales para posible implementación de plantas de tratamiento de aguas residuales se sitúan en pantanos, áreas inundables o con elevado nivel de las aguas freáticas. La permeabilidad del fondo tiende a disminuir con el tiempo, en función de la colmatación ocasionada por los sólidos del agua residual y por la biomasa. Según Arceivala (1981), en condiciones favorables, las pérdidas por infiltración son del orden de menos de 10% del caudal de la laguna, y frecuentemente inferiores a 1%.

Mara et al (1992) proponen las siguientes interpretaciones del coeficiente de permeabilidad k :

- $k > 10^{-6}$ m/s: el suelo es muy permeable y el fondo debe ser protegido
- $k > 10^{-7}$ m/s: puede ocurrir cierta infiltración, pero no la suficiente para impedir el llenado de la laguna
- $k < 10^{-8}$ m/s: el fondo de la laguna se impermeabilizará naturalmente
- $k < 10^{-9}$ m/s: no hay riesgo de contaminación
- $k > 10^{-9}$ m/s: en caso de haber utilización de agua subterránea para abastecimiento doméstico, se deberá realizar estudios hidrogeológicos

La *reducción de la tasa de percolación* se puede lograr por medio de una capa de arcilla homogénea bien compactada, con un espesor del orden de 5 a 10 cm. La *impermeabilización* del fondo se puede realizar a través de (Jordão y Pessôa, 1995):

- capa de arcilla, con espesor mínimo de 40 cm
- revestimiento asfáltico
- geomembranas plásticas (PEAD)

Naturalmente que la solución a adoptar tendrá un gran impacto en el costo total de la laguna, y en su propia viabilidad económica.

En caso de adoptar uso de arcilla, después de preparar el fondo, no se debe esperar mucho tiempo para el llenado de la laguna (aunque parcial, a 1/3 de la altura), para evitar el resecamiento y el agrietamiento en la capa del fondo.

Al estimar el volumen requerido de arcilla, se debe recordar que la arcilla, después de su compactación, tendrá su volumen reducido. De esta forma, el volumen de arcilla a ser eventualmente adquirido es igual al volumen de la capa de fondo, corregido con el factor de expansión.

En las lagunas aireadas, es necesario colocar una placa de concreto abajo de cada aireador, con miras a evitar problemas de erosión ocasionada por la turbulencia generada por el aireador.

10.6. DISPOSITIVOS DE ENTRADA

El agua residual afluyente deberá pasar por un tratamiento preliminar compuesto de:

- *Rejilla*. La rejilla debe ser de limpieza manual, para la mayor parte de las lagunas. Solamente en lagunas de grandes dimensiones o en situaciones especiales se justifica la adopción de rejillas mecanizadas.
- *Desarenador*. A pesar de que la cantidad de arena sea relativamente pequeña, comparada con todo el volumen de lodo acumulado en el fondo de la laguna, la arena tiende a sedimentar en la región cercana a la entrada, pudiendo ocasionar problemas localizados. Como el desarenador se constituye en una unidad pequeña y de fácil mantenimiento, se recomienda su inclusión en todos los sistemas de lagunas.
- *Canaleta o vertedero para medición del caudal*. La medición del caudal es fundamental para el control operacional de la laguna. El medidor de caudal también desempeña la función de regular la velocidad en el desarenador, para el caso en que este sea del tipo más sencillo, conformado por canales de sección rectangular. Próximo a la zona de medición del caudal también es un lugar conveniente para la colecta de muestras del afluyente a la laguna.

La entrada del afluyente en la laguna debe satisfacer las siguientes condiciones:

- garantizar una amplia homogenización del líquido, evitando la ocurrencia de cortos-circuitos hidráulicos y de zonas muertas
- ser sumergida, de tal manera que no posibilite el desprendimiento de gases generadores de malos olores
- evitar la socavación de los taludes y del fondo de la laguna (para ello, se

coloca una placa de concreto, en el fondo, en el lugar de descarga de la tubería)

Con relación al número de tuberías de entrada, hay dos corrientes en la literatura. Una aboga por la distribución homogénea de las aguas residuales a todo lo ancho de la laguna, para lo cual debe colocarse un número suficiente de tuberías en la entrada. Solamente en lagunas pequeñas se debe tener una entrada única. En lagunas grandes, se debe tener dos, tres o más entradas, espaciadas en un máximo de 50 m entre sí (ver Figura 10.3). La entrada no debe estar localizada en frente a la salida de la laguna, inclusive para largas distancias, pues se podrá facilitar el proceso de corto circuito hidráulico.

Otra corriente (Mara et al, 1992) sugiere, por simplicidad, entradas y salidas únicas en cada laguna, situadas en extremos diagonalmente opuestos. La argumentación es que para el caso de múltiples entradas y salidas podrá haber asentamientos diferenciales diferentes en las estructuras de entrada y salida, alterando la distribución relativa de los flujos (Fig. 10.4).

Cuando se desee promover un régimen de mezcla en la laguna aproximándose al de *mezcla completa*, las tuberías deben avanzar hasta $\frac{1}{4}$ a $\frac{1}{3}$ de la longitud de la laguna (Figura 10.4). Cuando se desee aproximar al *flujo en pistón*, la tubería deberá descargar más *cerca de la zona lateral de entrada*. Es necesario recordar que, para lagunas primarias, se debe evitar condiciones de flujo en pistón, que puedan ocasionar sobrecarga orgánica en la zona cercana a la entrada. Sin embargo, para lagunas de maduración, el régimen de flujo en pistón es mucho más ventajoso, y no hay los problemas de sobrecarga en la entrada.

Las tuberías de entrada deben funcionar con una velocidad media del líquido mayor o igual a 0,5 m/s (Silva, 1993).

En lagunas más profundas, hay una mayor tendencia a la ocurrencia de zonas muertas. En estas lagunas, se debe tener mucho cuidado con el diseño de las entradas y salidas. En lagunas anaerobias, hay indicaciones de que una distribución homogénea en el fondo por medio de tuberías laterales perforadas podría contribuir con un mayor contacto agua residual-biomasa, aumentando la eficiencia de la laguna.



Fig. 10.3. Distribución de las tuberías de entrada en una laguna. Alternativa de entradas y salidas múltiples, en lagunas anchas.

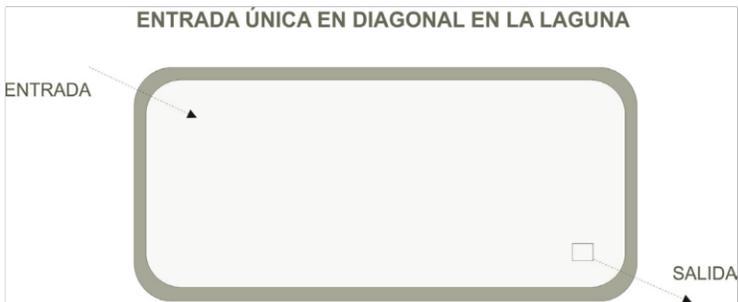


Fig. 10.4. Distribución de las tuberías de entrada y salida en una laguna. Alternativa de entradas y salidas únicas, localizadas en extremos diagonalmente opuestos.

La Figura 10.5 presenta algunos tipos de dispositivos de entrada comúnmente utilizados por los diseñadores (Jordão y Pessôa, 1995). La entrada totalmente junto al fondo presenta un mayor riesgo de acumulación localizada de sedimentos y un eventual taponamiento, cuando no haya un buen desarenado o el sistema de colecta (alcantarillado) esté sujeto a grandes contribuciones de origen pluvial, que aportan una mayor cantidad de arena.

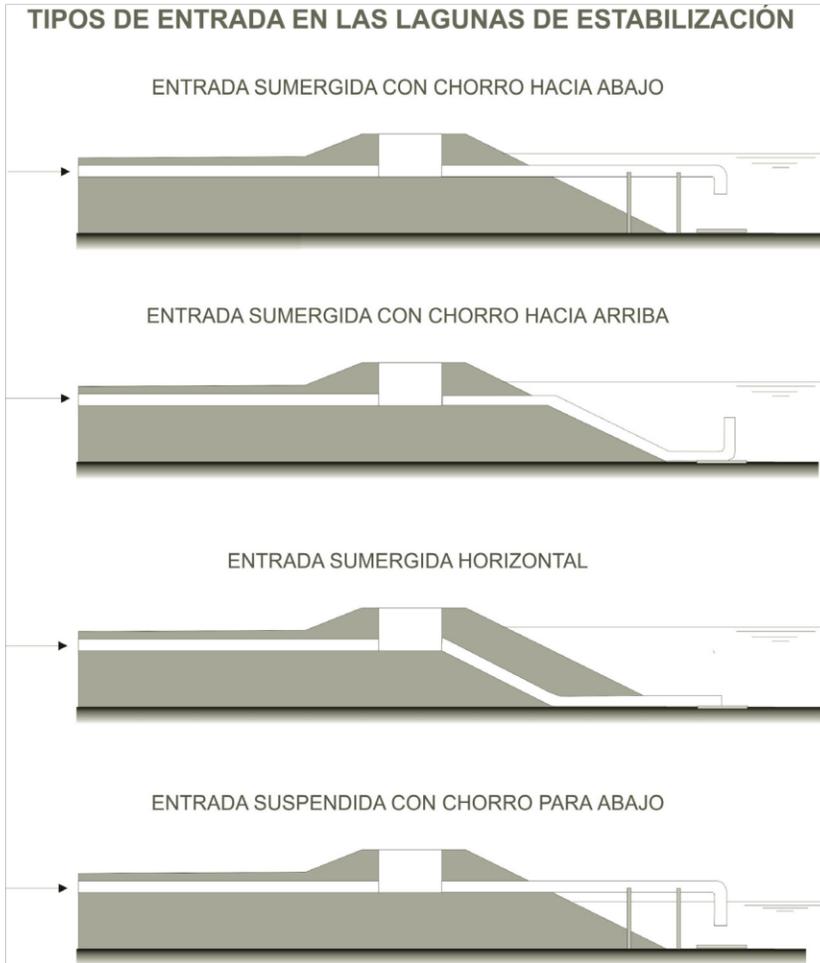


Fig. 10.5. Diferentes esquemas de entrada en lagunas de estabilización (adaptado de Jordão y Pessôa, 1995)

Se debe incluir tuberías de *by-pass*, que permitan el arranque de la laguna facultativa antes de la laguna anaerobia, la interrupción en la alimentación de determinada laguna durante la remoción de lodo o por cualquier otro motivo operacional o de mantenimiento.

10.7. DISPOSITIVOS DE SALIDA

El diseño de la salida del efluente de las lagunas de estabilización debe tener en cuenta los siguientes aspectos (Mara et al, 1992; Silva, 1993; Jordão y Pessôa, 1995):

- la salida debe situarse en el extremo opuesto al de la entrada, para evitar cortos-circuitos
- la salida no debe situarse en el mismo alineamiento de la entrada, de tal forma que minimice cortos-circuitos
- los dispositivos de salida pueden ser de nivel fijo o variable (este último más deseable, por permitir mayor flexibilidad)
- la salida debe poseer placas deflectoras que se prolonguen hasta abajo del NA, para evitar la salida de material flotante, como algas en las lagunas facultativas, o nata, en las lagunas anaerobias
- el nivel de salida del efluente, protegido por las placas deflectoras, tiene los siguientes resultados en conflicto: salida más superficial – mayores niveles de OD y de SS; salida más profunda – menores niveles de OD y de SS
- los valores aproximados para el nivel de salida del efluente deberán encontrarse en torno de las siguientes profundidades abajo del NA: lagunas anaerobias: 0,30 m; lagunas facultativas: 0,60 m; lagunas de maduración: 0,05 m
- el diseño debe prever flexibilidad operacional para ajuste del nivel de salida abajo del NA, de tal forma que permita el punto deseado entre los objetivos conflictivos entre las concentraciones de OD y de SS
- el acceso al dispositivo de salida debe ser fácil, de tal manera que permita mediciones de caudal, colecta de muestras y maniobras de alteración en el nivel de la laguna
- se puede adoptar un sistema de descarga de fondo en la propia estructura de salida (aunque la utilización bastante poco frecuente o improbable de la descarga de fondo dificulte su propio accionamiento, después de un gran intervalo de tiempo sin utilización)

Hay varios tipos de dispositivos de salida. La Figura 10.6 ilustra algunos de estos tipos, como una *curva de 90°*, una *tee* de hierro fundido, *vertedero* (estos tres para nivel fijo en la laguna), y *stop-logs* de madera (la colocación o remoción de los tablones de madera permite variar el nivel de la laguna) y *compuertas*. Los *stop-logs* (también conocidos como ataguías) no propician un buen sellamiento, pudiendo por ello ocurrir el paso de líquido por entre los tablones, aunque ello no se constituya en principio en un gran problema. Se puede adoptar compuertas con accionamiento por tornillo sin fin, las cuales permiten la variación del nivel del agua, con una mayor estanqueidad (aunque no total). Soares (1995) sugiere el siguiente orden de prioridad para materiales de las compuertas de lagunas: aluminio, fibra de vidrio y finalmente, madera.

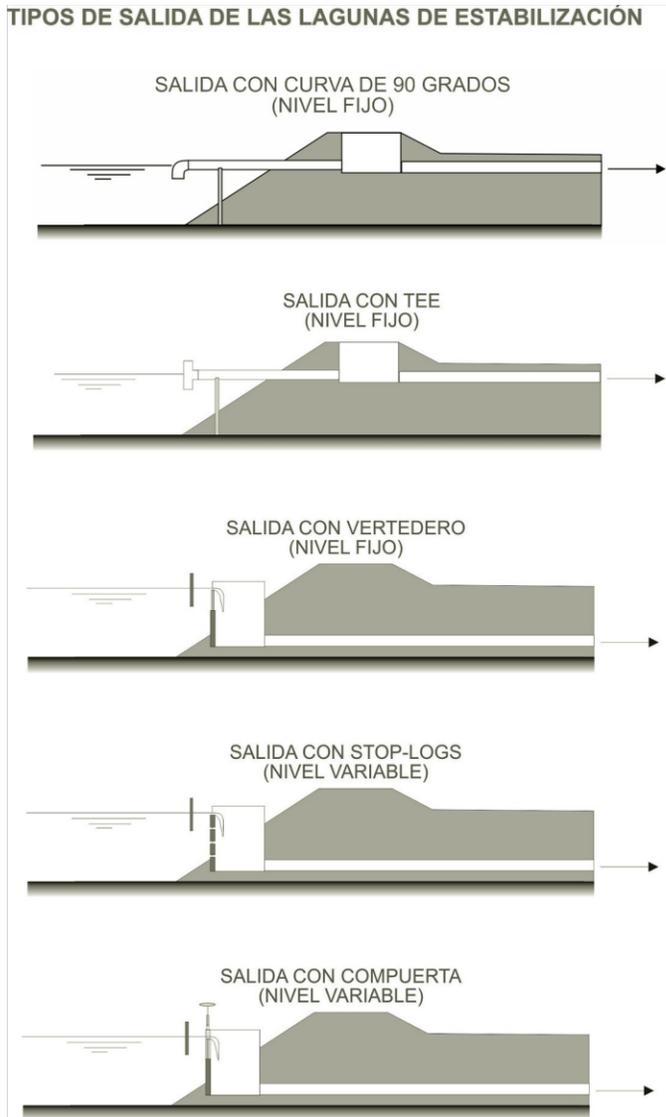


Fig. 10.6. Algunos tipos de salida de lagunas de estabilización

Cuando el efluente de una laguna se dirige hacia otra laguna aguas abajo, la interconexión entre las mimsas deberá ser por medio de una *caja de paso*, de tal manera que posibilite la colecta de muestras y la desobstrucción de canalizaciones.

CAPÍTULO 11

MANTENIMIENTO Y OPERACIÓN

11.1. INTRODUCCIÓN

La simplicidad conceptual de las lagunas de estabilización trae como consecuencia la propia simplicidad de los procedimientos de operación y mantenimiento. Las lagunas son inherentemente simples, y deben ser diseñadas para que así lo sean a lo largo de su rutina operacional. Es en este punto que reside la gran sustentabilidad del tratamiento de aguas residuales por lagunas de estabilización, principalmente para los países en desarrollo. Sin embargo, la simplicidad operacional no debe ser un medio que conduzca al descuido con la planta de tratamiento y con el proceso. Hay una serie de procedimientos de operación y mantenimiento que deben ser ejecutados dentro de una determinada rutina, sin la cual ocurrirán problemas ambientales y de reducción en la eficiencia de tratamiento.

El presente capítulo trata de los siguientes aspectos relativos a la operación y mantenimiento de las lagunas:

- dimensionamiento del equipo de trabajo
- programación de inspección, muestreos y mediciones
- inicio de operación
- problemas operacionales

El abordaje de estos ítems es bastante simplificado. Las referencias WEF (1990), Mara et al (1992), Yanez (1993) o Jordão y Pessôa (1995) deben ser consultadas para mayores detalles con relación a estos tópicos.

Es esencial que el diseño de la laguna de estabilización incluya un Manual de Operación, que proporcione las principales directrices para la operación adecuada del sistema proyectado. Durante la fase de operación, el operador poco a poco podrá buscar la optimización del proceso, teniendo como base su experiencia acumulada con la laguna en cuestión.

11.2. EQUIPO DE TRABAJO

En una laguna de estabilización, la mayor parte del personal está asociado a sencillas actividades de mantenimiento, como corte de grama, limpieza y otros. La necesidad de personal técnico cualificado es baja, comparada con la mayor parte de los otros procesos de tratamiento.

Con base en la adaptación de propuestas de dimensionamiento del equipo presentadas por Yanez (1993) para algunos tamaños de lagunas (población servida), se puede tener los equipos presentados en el Cuadro 11.1.

Cuadro 11.1. Dimensionamiento del equipo para administración, operación y mantenimiento de lagunas de estabilización en función de la población servida

Personal	Pob ≤ 10.000 hab		Pob = 20.000 a 50.000 hab		Pob > 50.000 hab	
	Laguna facultativa	Laguna aireada	Laguna facultativa	Laguna aireada	Laguna facultativa	Laguna aireada
Administración						
Ingeniero superintendente	-	-	1/2	1/2	1	1
Secretaria	-	-	1/2	1/2	1	1
Auxiliar	-	-	1	1	1	1
Conductor	-	-	1	1	1	1
Operación/ mantenimiento						
Ingeniero jefe	1/4	1/4	1/2	1/2	1	1
Químico	-	-	1/4	1/4	1/2	1/2
Laboratorista	-	-	1/2	1/2	1	1
Mecánico-electricista	-	-	-	1/2	-	1
Operador - 08:00 - 16:00 h	1	1	1	1	1	1
Operador 16:00 - 24:00 h	-	-	-	1	1	1
Operador 24:00 - 08:00 h	-	-	-	1	-	1
Jornaleros	2	2	2-5	2-7	6-10	7-12

Fuente: adaptado de Yanez (1993)

11.3. INSPECCIÓN, COLECTAS Y MEDICIONES

El operador debe ejecutar diariamente una inspección por toda la laguna y en las unidades complementarias. Soares (1995) presenta un modelo de ficha de inspección y ocurrencias, adoptada por la Compañía de Saneamiento de Minas Gerais COPASA, Brasil, de la cual se pueden destacar los puntos listados en el Cuadro 11.2.

Cuadro 11.2. Aspectos a ser incluidos en una ficha diaria de inspección y ocurrencias

Día:			
Condiciones del tiempo			
<i>Tiempo</i> (con sol, nublado, lluvioso)			
<i>Viento</i> (ausente, débil, fuerte)			
Ítem	Si	No	Comentario / lugar / cantidad / medidas tomadas
Observaciones en la laguna			
¿Hay levantamiento de lodo en la laguna?			
¿Hay manchas verdes en la superficie?			
¿Hay manchas negras en la superficie?			
¿Hay manchas de aceite en la superficie?			
¿Hay vegetales en contacto con el agua?			
¿Hay erosión en los taludes?			
¿Hay infiltración visible?			
¿Hay presencia de aves?			
¿Hay presencia de insectos?			
Otros aspectos			
¿Las cercas están en orden?			
¿Las canaletas de agua pluvial están limpias?			
¿El medidor de caudal está funcionando?			
¿Hubo rocería?			
¿Hubo remoción de nata?			
¿Hubo remoción de sólidos en la rejilla?			
¿Hubo remoción de arena?			
¿Faltó energía?			
¿Se usó el <i>by-pass</i> para el cuerpo receptor?			

Fuente: adaptado de Jordão y Pessôa (1995) y Soares (1995)

La programación de muestreo y mediciones puede seguir el modelo presentado en el Cuadro 11.3. Naturalmente que, dependiendo del tamaño y de la importancia de la laguna, el número de parámetros a ser incluidos, así como la frecuencia de su determinación, podrán ser alterados y adaptados a las necesidades locales. Lagunas de pequeño tamaño, en lugares remotos

y de menor poder adquisitivo pueden tener una programación de muestreo mucho más simplificada, concentrándose en la determinación del caudal y de los parámetros cubiertos por la legislación ambiental. Cuando el efluente sea usado para reúso en la agricultura, se deben investigar parámetros agronómicos (conductividad eléctrica, Ca, Mg, Na, boro y otros) y sanitarios (huevos de helmintos) de interés.

Debido a la variabilidad diurna de varios parámetros de calidad en las lagunas de estabilización, es preferible realizar muestreo compuesto. La colecta de las alícuotas que componen la muestra compuesta se realiza de manera automática (muestreadores automáticos) o manualmente, en intervalos de 1 a 3 horas. Cuando haya dificultades en la colecta de muestras compuestas, la colecta de una muestra correspondiente a la profundidad de la laguna (columna de agua) presenta resultados comparables con la muestra compuesta. Mara et al (1992) presentan detalles del muestreador de columna.

Un aspecto de fundamental importancia en un programa de monitoreo es el relacionado al real aprovechamiento de los datos obtenidos. No tiene sentido en obtener datos, si los mismos no serán posteriormente organizados e interpretados. Deberá producirse gráficos de acompañamiento del desempeño de la laguna, con amplia participación del operador en su seguimiento. La introducción de los datos en planillas electrónicas de computador, en la oficina central, posibilitando la elaboración de cálculos de parámetros de carga y eficiencia y de los gráficos más relevantes se presenta como la mejor forma de aprovechamiento de los datos.

Cuadro 11.3. Programa de mediciones y muestreo

Frecuencia	Parámetro	Lugar de la determinación	Afluente	Laguna facultativa	Laguna aireada	Efluente
Diaria	Caudal (m ³ /d)	<i>In situ</i>	x			x
	Temperatura del aire (°C)	<i>In situ</i>				
	Temperatura del líquido (°C)	<i>In situ</i>	x	x	x	x
	pH	<i>In situ</i>	x	x	x	x
	Sólidos sedimentables (mg/L)	<i>In situ</i>	x			x
	Oxígeno disuelto (mg/L)	<i>In situ</i>			x	x
Semanal	DBO total (mg/L)	Lab. central	x			x
	DQO total (mg/L)	Lab. central	x			x
	DBO o DQO filtrada (mg/L)	Lab. central				x
	Coliformes termotolerantes (o <i>E. coli</i>) (NMP/100 mL)	Lab. central	x			x
	Sólidos en suspensión totales (mg/L)	Lab. central	x			x
	Sólidos en suspensión volátiles (mg/L)	Lab. central	x			x
Mensual	Nitrógeno orgánico (mg/L)	Lab. central	x			x
	Nitrógeno amoniacal (mg/L)	Lab. central	x			x
	Nitratos (mg/L)	Lab. central				x
	Fósforo (mg/L)	Lab. central	x			x
	Sulfatos (mg/L)	Lab. central	x			x
	Sulfuros (mg/L)	Lab. central	x			x
	Alcalinidad (mg/L)	Lab. central	x			
	Aceites y grasas (mg/L)	Lab. central	x			x
Eventual	Conteo de zooplancton	Lab. central		x		
	Conteo de fitoplancton	Lab. central		x		
	Principales géneros de algas	Lab. central		x		
	OD producido por fotosíntesis (mg/L.h)	<i>In situ</i>		x		
	OD consumido por respiración (mg/L.h)	<i>In situ</i>			x	
	Caudal horario (m ³ /h) (24h de h/h)	<i>In situ</i>	x			
	OD horario (mg/L) (24h de h en h)	<i>In situ</i>			x	x

Fuente: adaptado de CETESB (1989), WEF (1990), Yanez (1993), Silva (1993), Jordão y Pessôa (1995)

Notas:

Lagunas anaerobias - la programación puede ser similar a la de lagunas facultativas (incluyendo agua residual cruda), excluyendo la determinación de géneros de algas, estudios de producción de OD y penetración de la luz

Lagunas de maduración - la programación puede ser similar a la de lagunas facultativas

Uso del efluente en agricultura: incluir parámetros agronómicos (conductividad eléctrica, Ca, Mg, Na, boro y otros) y sanitarios (huevos de helmintos)

11.4. INICIO DE OPERACIÓN

11.4.1. Carga inicial de las lagunas

La carga inicial de las lagunas puede realizarse utilizando uno de los dos procedimientos que se describen a continuación (CETESB, 1989). El cargado debe ser preferiblemente en el verano, cuando hay temperaturas más elevadas.

a) Llenado de la laguna con agua bombeada de un arroyo cercano o proveniente del sistema de abastecimiento público

- Llenar la laguna con una lámina de agua mínima, preferiblemente alcanzando 1 m.
- Bloquear los dispositivos de salida.
- Iniciar la introducción del agua residual, hasta alcanzar la lámina prevista en el diseño.

La adopción de este procedimiento:

- Impide el crecimiento incontrolado de la vegetación, que ocurre en condiciones de reducida lámina de agua;
- Permite evaluar la estanqueidad del sistema;
- Posibilita la corrección de eventuales deficiencias resultado de una compactación deficiente (antes de la introducción del agua residual).

b) Llenado de la laguna con una mezcla de agua bombeada de un río o arroyo y del agua residual a tratar

- Hacer una mezcla agua residual/agua (dilución con una relación mayor o igual a 1/5)
- Llenar la laguna con una lámina hasta una altura del orden de 0,40 m
- Esperar algunos días, hasta que se verifique, visualmente, el apareamiento de algas
- En los días siguientes, adicionar más agua residual, o mezcla agua residual/agua, hasta ocurrir una floración de algas
- Interrumpir la alimentación por un período de 7 a 14 días
- Llenar la laguna con agua residual hasta el nivel de operación
- Interrumpir la alimentación
- Esperar el establecimiento de una población de algas (en torno de 7 a 14 días)
- Alimentar normalmente la laguna con agua residual

Cuando no haya agua disponible, las lagunas pueden llenarse con agua residual cruda y dejarlas por cerca de 3 a 4 semanas, de tal manera que permita el desarrollo de la población microbiana. Cierta liberación de olor será inevitable en este período (Mara et al, 1992).

Durante todo el periodo de carga de las lagunas, debe haber un acompañamiento por operadores con experiencia en el proceso. El período total de carga puede durar 60 días, hasta que se establezca en el medio una comunidad biológica equilibrada.

Deben evitarse los siguientes dos procedimientos:

- *Recibir la carga de agua residual prevista en el diseño, sin que se establezca en la laguna una comunidad biológica balanceada.* Cuando se haga esto, la laguna entrará en anaerobiosis, con desprendimiento de malos olores. La reversión de este proceso de anaerobiosis puede llevar dos meses.
- *Cargar las lagunas con contribuciones pequeñas y continuadas,* lo que frecuentemente ocurre cuando se tiene un bajo número de conexiones domiciliarias. En este caso, como el terreno aún no está colmatado, el líquido puede infiltrarse por los taludes, acumulando sólidos putrescibles, con emanación de malos olores.

11.4.2. Inicio de operación de lagunas anaerobias

El inicio de operación de lagunas anaerobias requiere los siguientes procedimientos (CETESB, 1989):

- Iniciar la introducción del agua residual según las recomendaciones del ítem 11.4.1.
- Mantener el pH del medio levemente alcalino (7,2 a 7,5). Para facilitar la ocurrencia de estas condiciones, se puede adicionar, después de 30 días de operación, lodo digerido de plantas de tratamiento de aguas residuales o de tanques Imhoff, o polvo calcáreo, ceniza vegetal o bicarbonato de sodio.

Las lagunas anaerobias deben tener el arranque después de las lagunas facultativas. Esto evita la liberación de olores con la descarga del efluente anaerobio en una laguna facultativa vacía. Cuando la concentración del agua residual cruda sea muy baja, o su caudal sea pequeño, en el inicio de operación del sistema, es mejor desviar el agua residual cruda hacia la laguna facultativa, hasta que se pueda tener una carga orgánica volumétrica de por lo menos 0,1

kgDBO/m³.d (Mara et al, 1992). Cuando haya más de una laguna anaerobia en paralelo, se puede dar carga en solamente una laguna, de tal forma que la carga aplicada en dicha laguna sea mayor o igual al valor mínimo de 0,1 kgDBO/m³.d.

11.4.3. Inicio de operación de lagunas facultativas

Se recomiendan los siguientes procedimientos (CETESB, 1989):

- Iniciar la introducción del agua residual según las recomendaciones del ítem 11.4.1.
- El mantener un pH levemente alcalino deberá ocurrir naturalmente, cuando se sigan las recomendaciones del ítem 11.4.1.
- Medir diariamente el oxígeno disuelto

11.4.4. Inicio de operación de lagunas en sistemas en serie

El arranque de las lagunas situadas después de la laguna primaria puede efectuarse según las siguientes recomendaciones (CETESB, 1989):

- Iniciar el llenado de las lagunas cuando la lámina de agua en la laguna primaria alcance un valor mínimo de 1,0 m.
- Cerrar los dispositivos de salida de las lagunas.
- La adición de agua en las lagunas debe realizarse hasta tener una lámina de 1,0 m.
- Cuando la laguna primaria alcance el nivel de operación, su efluente puede ser dirigido hacia la siguiente unidad, tomando las siguientes precauciones:
 - Retirar los stop-logs (conocidos como ataguías) lentamente, impidiendo que la columna de agua de la unidad precedente caiga por debajo de 1,0 m.
 - No efectuar operaciones de descarga de fondo de la unidad primaria
 - Ecuilibrar las columnas de agua en todas las lagunas de forma lenta
 - Evitar la situación en que una laguna esté totalmente llena, mientras que la unidad siguiente esté vacía

11.5. PROBLEMAS OPERACIONALES

Los principales problemas operacionales de las lagunas anaerobias, facultativas y aireadas se encuentran en los Cuadros 11.4, 11.5 y 11.6, junto con las principales medidas a ser tomadas para su posible solución (Fuente: CETESB, 1989; WEF, 1990; Silva, 1995; Jordão y Pessôa, 1995).

Cuadro 11.4. Principales problemas operacionales de las lagunas anaerobias y sus posibles soluciones

Problema: malos olores

Causas

- Sobrecarga de agua residual y disminución del tiempo de retención
- Carga muy baja y elevación excesiva del tiempo de retención (la laguna se comporta como facultativa, con OD en la masa líquida)
- Presencia de sustancias tóxicas
- Caída brusca de la temperatura del agua residual

Medidas de prevención y control

- Recircular el efluente de la laguna facultativa o de maduración para la entrada de la laguna anaerobia (razón de recirculación de aproximadamente 1/6)
- Mejorar la distribución del afluente en la laguna (distribución por tuberías perforadas en el fondo de la laguna)
- En el caso de sobrecarga, eventual *by-pass* parcial para la laguna facultativa (cuando esta soporte elevaciones da carga)
- Para el caso de tiempos de retención hidráulica largos, operar solamente con una laguna anaerobia (cuando haya dos o más lagunas en paralelo)
- Adicionar nitrato de sodio en varios puntos de la laguna
- Adicionar cal (~ 12 g por m³ de laguna) para elevar el pH, reduciendo así las condiciones ácidas responsables por la inhibición de la metanogénesis y por la mayor presencia de sulfuro en la forma libre, tóxica)
- Adicionar productos que secuestren los sulfuros
- Evitar la adición de cloro, pues el mismo causará problemas posteriores para el reinicio de las actividades biológicas

Problema: proliferación de insectos

Causas

- Material removido por las rejillas o por el desarenador no dispuesto de manera conveniente
- Crecimiento de vegetales en el encuentro entre la superficie del agua y el talud interno
- Capa de nata y aceite siempre presente en las lagunas anaerobias
- Circulación y mantenimiento débiles

Medidas de prevención y control

- Enterrar el material removido en las rejillas y desarenador en zanjas
- Cortar los vegetales que se hayan desarrollado
- Revolver, con rastrillo o chorro de agua, la capa de material flotante que cubre las lagunas
- Aplicar cuidadosamente insecticidas o larvicidas en la capa de nata

Problema: crecimiento de vegetales

Causas

- Mantenimiento inadecuado

Medidas de prevención y control

- Vegetales acuáticos (crecen en el talud interno): remoción total, evitando su caída en la laguna
- Vegetales terrestres (crecen en el talud externo): deshierbar el terreno; adicionar productos químicos para control de hierbas

Problema: manchas verdes en el encuentro del NA con el talud

Causas

- Proliferación de algas, como resultado de la pequeña profundidad en el sector NA-talud

Medidas de prevención y control

- Remover las colonias de algas

Problema: taponamiento de las tuberías de entrada

Causas

- Tubería de entrada obstruida

Medidas de prevención y control

- Limpiar las tuberías con vara o alambre de acero

Problema: superficie de la laguna cubierta por una capa de nata

Causas

- Nata, aceites y plásticos

Medidas de prevención y control

- No hay que tomar acciones específicas: la capa de nata es totalmente normal en lagunas anaerobias, ayuda a mantener la ausencia de oxígeno, y dificulta el desprendimiento de malos olores

Cuadro 11.5. Principales problemas operacionales de las lagunas facultativas y sus posibles soluciones

Problema: nata y elementos flotantes (impidiendo el paso de la energía luminosa)

Causas

- Súper floración de algas (formando una nata verduzca)
- Vertimiento de material extraño (ej. residuos sólidos)
- Placas de lodo desprendidas del fondo
- Poca circulación y actuación del viento

Medidas de prevención y control

- Romper la nata con chorros de agua o con rastrillo (la nata quebrada usualmente se va para el fondo)
- Remover la nata con tamices de tela, los cuales posteriormente son enterrados
- Desagregar o remover placas de lodo
- Remover obstáculos para la penetración del viento (cuando sea posible)

Problema: malos olores causados por sobrecarga

Causas

- Sobrecarga de aguas residuales, causando disminución del pH, caídas en la concentración de OD, cambio en el color del efluente de verde para verde-amarillento (predominio de rotíferos y crustáceos, que se alimentan de las algas), aparecimiento de zonas grisáceas junto al afluente y malos olores

Medidas de prevención y control

- Transformar la operación de serie a paralelo
- Retirar de operación de manera temporal la laguna problemática (cuando haya por lo menos dos lagunas en paralelo)
- Recircular el efluente en una razón de 1/6
- Considerar entradas múltiples del afluente, para evitar caminos preferenciales
- En el caso de sobrecargas consistentes, considerar la inclusión de aireadores en la laguna
- Eventualmente adicionar nitrato de sodio, como complemento de fuente de oxígeno combinado

Problema: malos olores causados por malas condiciones atmosféricas

Causas

- Largos periodos con tiempo nublado y baja temperatura
-

Medidas de prevención y control

- Disminuir la altura de la columna de agua
 - Colocar una laguna en operación en paralelo
 - Instalar aireadores superficiales cercanos a la zona de entrada del afluente
-

Problema: malos olores causados por sustancias tóxicas

Causas

- Sustancias tóxicas provenientes de vertimientos industriales, generando repentinas condiciones anaerobias en la laguna
-

Medidas de prevención y control

- Efectuar análisis físico-químico completo del afluente, de tal manera que permita identificar el posible compuesto tóxico
 - Identificar en la cuenca de contribución la industria causadora del vertimiento, tomando las medidas dentro de lo definido por la legislación
 - Aislar la laguna afectada
 - Colocar una segunda unidad en operación en paralelo, y de ser posible, con aireación
-

Problema: malos olores causados por cortos-circuitos hidráulicos

Causas

- Mala distribución del afluente
 - Zonas muertas
 - Presencia de vegetales acuáticos en el interior de la laguna
-

Medidas de prevención y control

- Colectar muestras en varios puntos de la laguna (ej. OD) para verificar si hay significativas diferencias entre punto y punto
 - Para el caso de entradas múltiples, regularizar la distribución uniforme del caudal afluente por todas las entradas
 - Para el caso de entrada simple, construir nuevas entradas
 - Cortar y remover vegetales acuáticos
 - En el caso de zonas muertas, introducir aireación para causar pequeña mezcla
-

Problema: malos olores causados por masas de algas flotantes

Causas

- Súper floración de algas, impidiendo la penetración de la energía luminosa, y causando problemas con la mortandad de la población presente en exceso
-

Medidas de prevención y control

- Lanzamiento de chorros de agua con manguera
- Destrucción con rastrillo
- Remoción con tamices

Problema: elevadas concentraciones de algas (SS) en el efluente

Causas

- Condiciones atmosféricas que favorecen el crecimiento de ciertas poblaciones de algas

Medidas de prevención y control

- Remover el efluente sumergido, después de pasar por deflectores, que retienen las algas
- Usar múltiples celdas en serie, con un reducido tiempo de retención en cada celda
- Efectuar postratamiento del efluente de la laguna, para remover exceso de SS

Problema: presencia de cianobacterias

Causas

- Tratamiento incompleto
- Sobrecarga
- Desbalanceo de nutrientes

Medidas de prevención y control

- Romper las floraciones de algas (cianobacterias)
- Adicionar con criterio sulfato de cobre

Problema: presencia de algas filamentosas y musgo, que limitan la penetración de la energía luminosa

Causas

- Lagunas sobre dimensionadas
- Carga afluente estacionalmente reducida

Medidas de prevención y control

- Aumentar la carga unitaria, a través de la reducción del número de lagunas en operación
- Usar operación en serie

Problema: tendencia progresiva de reducción en el OD (OD abajo de 3 mg/L en los meses calientes)

Causas

- Baja penetración de la luz solar
- Bajo tiempo de retención hidráulica
- Alta carga de DBO
- Vertimientos industriales tóxicos

Medidas de prevención y control

- Remover vegetales flotantes
- Reducir la carga en la laguna primaria a través de operación en paralelo
- Introducir aireación complementaria
- Recircular el efluente final

Problema: tendencia progresiva de reducción en el pH (pH ideal por encima de 8), con mortandad de las algas verdes

Causas

- Sobrecarga
 - Largos períodos con condiciones atmosféricas adversas
 - Organismos alimentándose de las algas
-

Medidas de prevención y control

- Ver medidas relativas al bajo OD o malos olores por sobrecarga

Problema: proliferación de insectos

Causas

- Presencia de vegetales en las márgenes de los taludes internos de las lagunas
-

Medidas de prevención y control

- Reducir el N.A., haciendo que las larvas atrapadas en los vegetales sobre los taludes desaparezcan, al secarse el área
 - Operar la laguna con variación del N.A.
 - Proteger el talud interno con placas de concreto, mortero reforzado, geomembrana etc.
 - Colocación de peces en la laguna, como tilapia y carpas
 - Destruir las natas
 - Aplicar productos químicos con criterio
-

Problema: vegetación

Causas

- Bajo nivel operacional de la laguna (abajo de 60 cm)
 - Infiltración excesiva
 - Bajo caudal de aguas residuales
-

Medidas de prevención y control

- Operar las lagunas con un nivel superior a 90 cm
 - Cortar los vegetales en las orillas internas, evitando que los mismos caigan dentro de las lagunas
 - Proteger el talud internamente con placas de concreto, mortero reforzado, rip-rap, geomembranas etc.
 - Remover los vegetales internos a la laguna con canoas o dragas (bajar el N.A. para facilitar la operación)
 - Reducir la permeabilidad de la laguna con una capa de arcilla (cuando sea posible)
 - Aplicar herbicidas con criterio
-

Cuadro 11.6. Principales problemas operacionales de las lagunas aireadas y sus posibles soluciones

Problema: OD ausente en algunos puntos

Causas

- Mal posicionamiento de los aireadores
 - Sobrecarga en los tramos iniciales
-

Medidas de prevención y control

- Cambiar la posición de los aireadores
 - Colocar más aireadores en los tramos iniciales
 - Analizar sobrecarga (ver ítems correspondientes en el Cuadro 11.5)
-

Problema: ocurrencia de malos olores y moscas

Causas

- Acumulación de natas en las esquinas y en los taludes internos
-

Medidas de prevención y control

- Remover el material flotante

Problema: OD variable, flóculo disperso y natas

Causas

- Cargas de choque (pico)
- Súper aireación
- Efluentes industriales

Medidas de prevención y control

- Controlar la operación de los aireadores por encendido-apagado
 - Monitorear el OD para establecer la forma ideal de operación de los aireadores
 - Mantener OD del orden de 1 mg/L o más
 - Localizar los efluentes industriales que causan las espumas y natas, requiriendo su pre-tratamiento
-

CAPÍTULO 12

GESTIÓN DEL LODO DE LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN

12.1. PRELIMINARES

Como en todos los procesos de tratamiento biológico de aguas residuales, también en las lagunas de estabilización ocurre producción de lodo, asociado a los sólidos presentes en el agua residual cruda y, principalmente, a la biomasa que se desarrolla en el propio tratamiento de los efluentes. Los diversos capítulos del presente libro, al abordar las diferentes modalidades de lagunas de estabilización, presentan valores para estimar la producción volumétrica de lodo (expresados en $m^3/\text{hab.año}$ o en $\text{cm}^3/\text{año}$). El presente capítulo, basado en Gonçalves (1999), presenta detalles adicionales acerca de las características del lodo y principalmente de la gestión del lodo de lagunas. Sin embargo, la excelente referencia Gonçalves (1999) debe ser consultada para una mayor profundización sobre el tema.

Las lagunas facultativas tienen como una de sus principales ventajas la posibilidad de acumular el lodo en el fondo de la misma, durante todo el horizonte de operación, sin la necesidad de su remoción. Sin embargo, en las lagunas más compactas (lagunas anaerobias, lagunas aireadas facultativas y lagunas de sedimentación), la ocupación del volumen útil de la laguna debido a la acumulación de lodo es más expresiva, generando la necesidad de su adecuada gestión, incluyendo la remoción, eventual procesamiento y disposición final.

No se pretende aquí presentar de forma profunda aspectos sobre el tratamiento y disposición final del lodo, ítems cubiertos por Gonçalves (1999) y en el Volumen 6 de la presente serie.

12.2. CARACTERÍSTICAS Y DISTRIBUCIÓN DEL LODO EN LAS LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN

Las características del lodo acumulado en las lagunas de estabilización son función del tiempo de retención del mismo en la laguna, usualmente del orden de algunos a varios años. En este período, el lodo sufre *espesamiento* y *digestión anaerobia*, lo que se refleja en los elevados niveles de sólidos totales (ST) y en la baja relación de sólidos volátiles / sólidos totales (SV/ST).

Los lodos retirados de lagunas primarias usualmente presentan elevados niveles de sólidos totales, frecuentemente superiores a 15%. Debido al espesamiento, la concentración de sólidos varía a lo largo del espesor de la capa de lodo, poseyendo valores más elevados en la capa inferior. El lodo de lagunas de pulimento piloto poco profundas investigadas en Minas Gerais - Brasil (profundidades de 0,6 a 1,0 m), operando entre seis meses y un año, presentaron concentraciones medias en torno de 4 a 6% (Brito et al, 1999; von Sperling et al, 2002b).

El lodo de lagunas operando hace varios años usualmente se presenta bien digerido, con niveles de SV/ST inferiores a 50%. En el caso de las lagunas piloto antes mencionadas, que trataban efluente anaerobio, después de solo 6 meses a un año de operación, los niveles de SV/ST estuvieron cercanos al 60%, mientras que la relación SSV/SST se situó en torno de 50%.

En términos de nutrientes (nitrógeno, fósforo y potasio), los datos obtenidos en una laguna anaerobia y una laguna facultativa primaria (Gonçalves, 1999) sugieren niveles de nutrientes inferiores a los obtenidos en otros procesos de tratamiento de aguas residuales. Los valores medios obtenidos fueron: NTK: 2,0% de los ST; P total: 0,2% de los ST; K: 0,04% de los ST.

Con relación a metales pesados, también se aplican aquí las consideraciones realizadas en el Capítulo 3 del Volumen 6 de la presente serie de libros, acerca de la dependencia de estas características con la presencia y la tipología de efluentes industriales.

En lo que concierne a coliformes, los niveles se sitúan entre 10^2 y 10^4 CF/g ST, ocurriendo mortandad de los mismos durante el período de acumulación en la laguna.

En el lodo de lagunas los huevos de helmintos se presentan en grandes cantidades, puesto que el principal mecanismo de remoción de los huevos de

la fase líquida es la sedimentación. Los conteos varían bastante entre PTAR y PTAR, en función de la variabilidad de los conteos en el agua residual cruda de cada localidad. Valores obtenidos en el lodo de una laguna anaerobia en Espírito Santo -Brasil (Gonçalves, 1999) y en dos lagunas de pulimento en Minas Gerais – Brasil (von Sperling et al, 2002b) se situaron dentro de un amplio rango de 30 a 800 huevos/g ST. El largo período de digestión del lodo en la laguna parece contribuir con la reducción de la viabilidad. Sin embargo, es importante destacar que el lodo de lagunas, inclusive después de varios años, aún contiene huevos viables, lo que debe ser considerado para su gestión. Datos del lodo de una laguna anaerobia operando desde hace varios años en Espírito Santo están asociados a un porcentaje de viabilidad entre 1 e 10%, mientras que el lodo de las lagunas de pulimento en Minas Gerais, después de períodos de operación de solamente seis meses y un año, presentó porcentajes de viabilidad mucho más elevados, entre 60 y 90%. La especie de helminto predominante en las lagunas citadas de ambos estados fue *Ascaris lumbricoides*, variando de 50 a 99% del conteo total de huevos registrado.

La altura y las características de la capa de lodo varían a lo largo de las lagunas, dependiendo de su geometría y de la posición de las estructuras de entrada y salida. Gonçalves (1999) presentó diferentes estándares de perfiles, pero el más frecuente, principalmente en lagunas primarias y en lagunas alargadas (con baffles divisores), es de una mayor altura de la capa de lodo en el área próxima a la entrada. La mayor preocupación se presenta cuando la capa de lodo aflora a la superficie, permitiendo la liberación de compuestos olorosos (Figura 12.1). Esta situación ocurre con mayor frecuencia en lagunas sin remoción previa de la arena y en lagunas anaerobias. Cuando no se realice la remoción del lodo, se debe practicar por lo menos la inclusión de desarenado y la redistribución de la capa que esté aflorando y de la entrada del afluente a la laguna.

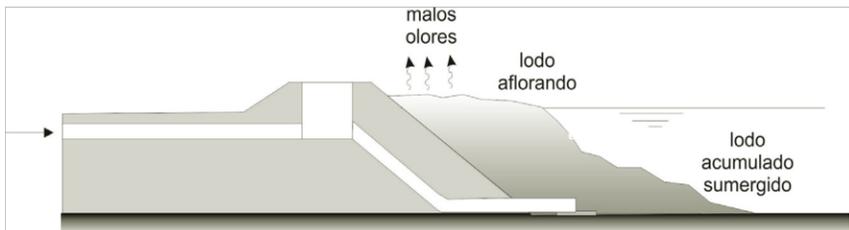


Fig. 12.1. Distribución espacial no homogénea del lodo, con afloramiento superficial y posible liberación de compuestos olorosos (adaptado de Gonçalves, 1999)

12.3. REMOCIÓN DEL LODO DE LAS LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN

12.3.1. Introducción

La remoción del lodo es una tarea obligatoria y de proporciones significativas en la operación de lagunas primarias, aunque sin solución de ingeniería con aceptación generalizada. Su realización debe ser bien planeada, toda vez que la técnica utilizada puede alterar las características del lodo (aumentar la humedad) y dificultar su disposición final.

Gonçalves et al (1999) presentan en detalle el planeamiento y las técnicas empleadas para la remoción del lodo de las lagunas. El presente ítem se basa totalmente en dicha referencia.

12.3.2. Informaciones sobre el volumen de lodo a ser removido

El planeamiento de la remoción del lodo de una laguna tiene como objetivo minimizar costos, anticipar soluciones de problemas eventuales y reducir impactos relacionados con la remoción y disposición del lodo. Como etapas esenciales en la operación de limpieza se pueden citar:

- *Etapas 1* – Determinación de la geometría de la laguna con base en el proyecto ejecutivo o a través de levantamiento topográfico.
- *Etapas 2* - Realización de la batimetría de la laguna, definiendo secciones batimétricas, altura útil de la laguna y la lámina de la capa de lodo.
- *Etapas 3* - Caracterización físico-química y microbiológica del lodo.
- *Etapas 4* – Definición de la tecnología a ser adoptada para la remoción del lodo y, de ser necesario, de los medios de deshidratación y transporte.
- *Etapas 5* – Definición del destino final adecuado para el lodo, considerando el menor impacto ambiental posible.

Evidentemente, las etapas 1, 2 y 3 son pre-requisitos para la implementación de la etapa 4, que define la técnica de remoción del lodo de la laguna. Aunque no haya consenso sobre el tipo de técnica, su definición tiene impacto directo en los niveles de humedad y, por lo tanto, en el volumen de lodo a ser posteriormente dispuesto.

Los siguientes ítems describen la etapa de remoción del lodo de las lagunas. El eventual procesamiento del lodo (secado, higienización) y su disposición están abordados en el Volumen 6 de la presente serie de libros.

12.3.3. Técnicas aplicables para la remoción del lodo

Las principales técnicas de remoción del lodo de lagunas se pueden clasificar así:

- mecanizadas o no mecanizadas
- con suspensión o sin suspensión del funcionamiento de la laguna

En la siguiente descripción se adoptó esta última clasificación, por considerar la importancia de la decisión operacional de mantener o no la laguna funcionando.

Para los casos en que el lodo se debe someter a la deshidratación después de la remoción, se pueden considerar las siguientes alternativas: secado natural en la propia laguna, utilización de lechos de secado, de lagunas de lodo o inclusive la utilización de equipos mecánicos.

En lugares con un gran número de lagunas en las cercanías, puede ser interesante la utilización de una unidad de deshidratación móvil (con centrifugas).

12.3.4. Remoción de lodos con desactivación temporal de la laguna

La desactivación temporal de una laguna puede ser una medida operacional simple, cuando la etapa primaria de lagunas haya sido proyectada en módulos y si existe capacidad ociosa de tratamiento. Mientras que, si dicha etapa está compuesta por una única laguna, o si la carga nominal de dimensionamiento ya fue alcanzada, la desactivación temporal puede colocar en riesgo la estabilidad de la etapa posterior del tratamiento.

Otro aspecto importante está relacionado con el vaciado de la laguna. Esta operación necesaria para el secado del lodo en el local requiere de una planeación previa y del consentimiento del órgano ambiental. En caso de vaciado muy rápido, principalmente al tratarse de lagunas anaerobias, el impacto del efluente anaerobio en el cuerpo receptor puede superar la capacidad de autodepuración del mismo. Como consecuencia de ello puede presentarse mortandad de peces, olores desagradables y reclamos por parte de la población.

a) Remoción manual

En este caso, el lodo es sometido a secado dentro de la propia laguna, hasta alcanzar una consistencia que posibilite la utilización de palas y carretillas manuales para promover su remoción del lugar ($ST > 30\%$).

Esta técnica posee la gran desventaja de requerir un largo período para secado. Considerando el período de tiempo necesario para el vaciado de la laguna, el período de secado y el período referente a la remoción manual del lodo, seguramente la laguna deberá permanecer desactivada por más de 3 meses.

Sin embargo, el volumen de lodo a ser removido en estas condiciones es mucho menor al volumen existente antes del secado. Otro aspecto positivo es la posibilidad de higienización complementaria del lodo por pasteurización inducida por la energía solar. Puede ser considerada como una solución viable para pequeñas PTARs (< 5000 habitantes).

b) Remoción mecánica (uso de tractores)

Como en la técnica anterior, el lodo es sometido a secado en la laguna, siendo removido en seguida. En función del mayor rendimiento de las máquinas en la remoción del lodo, la laguna puede volver a funcionar más rápidamente que en el caso de la remoción manual. Sin embargo, para que los tractores tengan acceso al fondo de la laguna, previamente debe verificarse la capacidad de soporte del suelo, para que no se comprometa la impermeabilización del fondo de la laguna ni la estabilidad de los taludes.

Debe evaluarse la facilidad de acceso de las máquinas en la laguna, inclusive considerando la opción de ruptura parcial de los taludes para posterior reconstrucción. Hay registros de tractores atrapados en lagunas con lodo, motivo por el cual se recomienda no ingresar al fondo de la laguna mientras el lodo presente consistencia pastosa ($20\% < ST < 30\%$).

c) Raspado mecanizado y bombeo del lodo

Cuando la laguna no puede ser desactivada por un período de tiempo muy largo, puede realizarse un secado parcial al aire, seguido de raspado mecanizado de la capa de lodos y posterior bombeo. Esta técnica requiere el apoyo de un tractor u otro dispositivo para conducir el lodo que aún está líquido hasta un punto más bajo donde será realizado el bombeo.

Se recomienda la utilización de bombas de desplazamiento positivo (émbolos, diafragmas, lóbulos rotatorios, pistones de alta presión etc.), debido a su capacidad de generar movimiento en la masa de lodos. Pueden utilizarse bombas de torque (centrífugas), sin embargo requieren dilución del lodo muy concentrado, lo que se refleja en un aumento en el volumen de lodo removido.

12.3.5. Remoción de lodos con mantenimiento de la laguna en funcionamiento

a) Remoción por tubería de descarga hidráulica del lodo

La tubería de descarga hidráulica del lodo (drenaje de fondo) es el dispositivo más utilizado en el diseño de lagunas de estabilización anaerobias o aireadas. No obstante, se trata de una solución bastante criticada por operadores.

Son varios los relatos de taponamiento y pérdida de función de este dispositivo durante el funcionamiento de la laguna. El problema ocurre en función de la evolución de los niveles de sólidos en el lodo a lo largo de los años, haciendo que su consistencia se modifique de líquido para pastoso. Cuando el descarte del lodo se realice con mayor frecuencia (< 5 años), lo que impediría el espesamiento del lodo a niveles superiores al 7% en el fondo de la laguna, este dispositivo tal vez pueda ser útil en pequeñas PTARs. Para Victoretti (1975), no es necesaria la previsión de dispositivos para descarga del lodo ya que las lagunas operan durante largos períodos sin necesidad de remoción de lodos. Según este autor, las unidades deberían ser diseñadas de tal forma que puedan ser desactivadas para el drenaje y remoción del lodo.

En caso de adoptar esta técnica de remoción de lodos para lagunas de estabilización, se recomienda la adopción de tuberías con diámetros mayores o iguales a 200 mm (Metcalf y Eddy, 1991).

b) Remoción a través de camión limpia-fosa

Los camiones limpia-fosa disponen de un sistema de succión al vacío con tubería flexible que remueve el lodo y lo transporta para el compartimiento de almacenamiento de los propios camiones.

Es una solución que presenta el inconveniente de remover lodo con elevado contenido de humedad, toda vez que el bombeo requiere la dilución de la capa de lodos en avanzado nivel de espesamiento. El resultado puede ser una cantidad muy grande de viajes para transportar el lodo de la PTAR hasta el local

de disposición. Sin embargo, posee la gran ventaja de promover la remoción y el transporte del lodo en la misma operación. Los equipos también pueden ser fácilmente encontrados y arrendados en ciudades de mediano y gran tamaño.

c) Dragado

El uso de dragas permite la remoción de lodos con niveles de ST superiores a 15%, si el raspado del lodo fuese realizado por vía mecánica. Para lodos con contenidos de humedad inferiores, este tipo de proceso de remoción se ve comprometido, debido a la consistencia del material.

Las dragas también pueden ser dotadas de un dispositivo para desestructurar la capa de lodo, para que la remoción se realice a través de bombeo. En ese caso, el lodo es removido con niveles de humedad mayores que en el caso del raspado mecánico. Hay equipos con control remoto.

El dragado puede generar la suspensión de sólidos en la salida de la laguna, como resultado del revolvimiento de la capa de lodo en el fondo. Tal hecho puede causar una carga significativa de sólidos en la laguna secundaria, en el caso que ella exista. Otro aspecto importante se refiere a la estabilidad del sello impermeabilizante del fondo de la laguna, que puede ser comprometida por la acción del dragado.

d) Bombeo a partir de balsa

El bombeo del lodo de fondo de la laguna puede realizarse a partir de un conjunto motobomba instalado en una balsa. También se recomienda la utilización de bombas de desplazamiento positivo (émbolos, diafragmas, lóbulos rotativos, pistones de alta presión etc.). La propulsión del conjunto moto-bomba puede ser por medio de electricidad o por combustible. Hay equipos con control remoto.

La utilización de bombas centrífugas solo es viable en los casos en que el lodo aún posea consistencia líquida (niveles de ST < 6%) o en los casos en que el conjunto disponga de dispositivo para escarificación del lodo de fondo. El lodo removido por bombeo es enviado para fuera de la laguna, donde podrá ser transportado o deshidratado en el local.

e) Sistema robotizado

Esta alternativa no es, hasta el presente momento, utilizada en gran escala en países en desarrollo. Puede ser considerada una tecnología prometedora en la extracción del lodo, constituida por un pequeño tractor robotizado que se desplaza sobre una estera, el cual es comandado por control remoto. En la parte frontal del tractor, se desestructura la capa de lodos y posteriormente es aspirada, y es en seguida removida de la laguna a través de bombeo. El proceso parece ser capaz de remover lodo con altas concentraciones de sólidos ($ST > 20\%$), permitiendo que la limpieza de la laguna se realice en períodos de tiempo más largos. Sus principales desventajas residen en la ausencia de experiencias con el equipo en países en vías de desarrollo y por tratarse de un equipo importado.

12.3.6. Ventajas y desventajas de las técnicas presentadas

Las principales ventajas y desventajas de las diferentes técnicas de remoción de lodo de lagunas citadas anteriormente están resumidas en el Cuadro 12.1. En el Cuadro 12.2 se presenta una comparación entre las diferentes técnicas consideradas, involucrando factores tales como desempeño del proceso, facilidad operacional, flexibilidad con relación a la disposición final del lodo, cantidad de lodo removido y costo operacional. La comparación sirve solamente de orientación inicial, toda vez que las condiciones específicas de cada laguna de estabilización pueden modificar completamente el rendimiento de las técnicas en cuestión.

Cuadro 12.1. Ventajas y desventajas de las técnicas de remoción del lodo de lagunas de estabilización

TÉCNICAS DE REMOCIÓN DEL LODO UTILIZADAS CON DESACTIVACIÓN DE LA LAGUNA		
Tecnología	Ventajas	Desventajas
Remoción manual	<ul style="list-style-type: none"> - La remoción de la humedad se realiza en la propia laguna - La limpieza de la laguna se realiza de forma controlada - Lodo con altos niveles de ST disminuye el costo con transporte - Posibilita la remoción casi que completa del lodo 	<ul style="list-style-type: none"> - La laguna permanece desactivada durante un largo período de tiempo - Contacto directo de los empleados con el lodo
Remoción mecánica del lodo (uso de tractores)	<ul style="list-style-type: none"> - La remoción de la humedad se realiza <i>in loco</i> - La limpieza de la laguna se realiza de forma controlada - Lodo con alto nivel de ST disminuye el costo con transporte - Mayor rendimiento que la remoción manual del lodo - Posibilidad de la remoción casi completa del lodo 	<ul style="list-style-type: none"> - La laguna permanece desactivada durante un largo período de tiempo - Posibilidad de demolición de parte del talud para acceso de las máquinas - El fondo de la laguna puede dañarse necesitando de reparaciones - Posibilidad de que el tractor se quede atorado en el lodo
Raspado mecanizado y bombeo	<ul style="list-style-type: none"> - Menor tiempo de secado del lodo en la laguna - Posibilidad de la remoción casi completa del lodo 	<ul style="list-style-type: none"> - Remoción de lodo aún muy húmedo - Necesidad del acceso de tractores en la laguna

TÉCNICAS DE REMOCIÓN DEL LODO UTILIZADAS CON EL MANTENIMIENTO DE LA LAGUNA EN FUNCIONAMIENTO		
Tecnología	Ventajas	Desventajas
Sistema de vacío con camión limpia fosa	<ul style="list-style-type: none"> - Simplicidad operacional - El equipo se encuentra fácilmente disponible - El lodo es removido y transportado en la misma operación 	<ul style="list-style-type: none"> - Remoción del lodo con mayor frecuencia – necesidad de bajos niveles de ST - Remoción de lodo húmedo debido a la mezcla con agua residual durante la operación - Necesidad de deshidratación natural o mecánica del lodo removido
Tubería de descarga hidráulica	<ul style="list-style-type: none"> - Simplicidad operacional - Bajo costo 	<ul style="list-style-type: none"> - Taponamiento del dispositivo de descarga - La descarga debe ser realizada con mayor frecuencia – bajos niveles de ST - Necesidad de deshidratación natural o mecánica del lodo removido - Dificultades en el control de la operación de descarga
Dragado	<ul style="list-style-type: none"> - Posibilidad de la remoción casi completa del lodo - Lodo retirado con elevada concentración de sólidos - La limpieza puede ser realizada con menor frecuencia 	<ul style="list-style-type: none"> - Necesidad de deshidratación natural o mecánica del lodo removido - Dificultades en el control de la operación de remoción del lodo - Costo del equipo

Bombeo a partir de balsa	<ul style="list-style-type: none"> - Simplicidad operacional - El equipo se encuentra fácilmente disponible 	<ul style="list-style-type: none"> - Remoción del lodo con mayor frecuencia – requiere bajos niveles de ST; - Necesidad de deshidratación natural o mecánica del lodo removido - Dificultades en el control de la operación de remoción del lodo
Sistema robotizado	<ul style="list-style-type: none"> - Posibilita la remoción casi completa del lodo - Lodo con alto nivel de ST disminuye el costo con transporte - Permite limpieza de la laguna con menor frecuencia 	<ul style="list-style-type: none"> - Costo del equipo - Poca disponibilidad del equipo en países en desarrollo

Fuente: Gonçalves et al (1999)

Cuadro 12.2. Comparación de los principales factores de selección de las técnicas de remoción del lodo de lagunas de estabilización

Técnica	Desempeño	Facilidad de operación	Tiempo de ejecución	Volumen de lodo	Costo
Remoción manual	****	**	****	*	**
Remoción mecánica (uso de tractores)	****	***	***	*	**
Raspado mecanizado y bombeo	***	**	***	**	**
Sistema de vacío con camión limpia-fosa	*	***	**	****	***
Tubería de descarga hidráulica	*	****	**	***	*
Dragado	***	**	**	***	***
Bombeo a partir de balsa	**	**	**	***	**
Sistema robotizado	****	*	**	**	****

Escala: **** Mayor →→→ * Menor

Fuente: Gonçalves et al (1999)

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABDEL-RAZIK, M.H. (1991). *Dynamic modelling of facultative waste stabilization ponds*. PhD Thesis, Imperial College, 1991.
- ABNT (1991). *Projeto de normas para projeto hidráulico-sanitário de lagoas de estabilização*. Minuta do projeto.
- AGUNWAMBA, J.C. et al. (1992). Prediction of the dispersion number in waste stabilization ponds. *Water Research*, **26** (85).
- ALEM SOBRINHO, P., RODRIGUES, M.M. (sem data). Contribuição ao projeto de sistemas de lagoas aeradas aeróbias para o tratamento de esgotos domésticos. *Revista DAE*, p. 45-62.
- ARCEIVALA, S.J. (1981). *Wastewater treatment and disposal*. Marcel Dekker, New York. 892 p.
- AYRES, R.M., ALABASTER, G.P., MARA, D.D., LEE, D.L. (1992). A design equation for human intestinal nematode egg removal in waste stabilization ponds. *Water Research*, **26** (6), pp. 863-865.
- BRITO, M.C.S.O.M., VON SPERLING, M., CHERNICHARO, C.A.L. (1999). Características do lodo acumulado em uma lagoa chicaneada tratando efluentes de um reator UASB. In: *Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental*, **20**, Rio de Janeiro, 10-14 Maio 1999, p. 913-919.
- BRITO, M.C.S.O.M., CHERNICHARO, C.A.L., VON SPERLING, M. (2000). Relação entre as temperaturas da água e do ar em uma lagoa de maturação na região Sudeste do Brasil. In: *IX SILUBESA - Simpósio Luso-Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental*, Porto Seguro – BA, 9 a 14 Abril 2000. Anais eletrônicos.
- CATUNDA, P.F.C., VAN HAANDEL, A.C, LETTINGA, G. (1994). Post treatment of anaerobically treated sewage in waste stabilization ponds. In: *Anaerobic digestion, 7th Symposium*, Capetown, África do Sul ,p. 405-415.
- CAVALCANTI, P.F.F., VAN HAANDEL, A.C, KATO, M.T., VON SPERLING, M., LUDUVICE, M.L., MONTEGGIA, L.O. (2001). Capítulo 3: Pós-tratamento de efluentes de reatores anaeróbios por lagoas de polimento. In: CHERNICHARO, C.A.L. (coordenador). *Pós-tratamento de efluentes de reatores anaeróbios*. PROSAB/ABES, Rio de Janeiro. p. 105-170.

- CETESB (1989). *Operação e manutenção de lagoas anaeróbias e facultativas*. Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental, São Paulo. 91 p.
- COUNCIL OF THE EUROPEAN COMMUNITIES (1991). Council Directive of 21 May 1991 concerning urban waste water treatment (91/271/EEC). *Official Journal of the European Communities*, No. L 135/40.
- CRESPO, P.G. (1995). *Tratamento de esgotos: projeto e operação. Os fundamentos*. Apostila. Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental, UFMG.
- CRITES, R., TCHOBANOGLIOUS, G. (2000). *Tratamiento de aguas residuales en pequeñas poblaciones*. McGraw-Hill, Colômbia. 776 p.
- ECKENFELDER Jr., W.W. *Principles of water quality management*. CBI, Boston. 717 p.
- EPA (1983). *Design manual. Municipal wastewater stabilization ponds*. United States Environmental Protection Agency. 327 p.
- GONÇALVES, R. (coord) (1999). *Gerenciamento do lodo de lagoas de estabilização não mecanizadas*. PROSAB – Programa de Pesquisa em Saneamento Básico. ABES, Rio de Janeiro. 80 p.
- GONÇALVES, R.F., NASCIMENTO, C.G., LIMA, M.R.P. (1999). Capítulo 5. Remoção do lodo das lagoas. In: GONÇALVES, R. (coord). *Gerenciamento do lodo de lagoas de estabilização não mecanizadas*. PROSAB – Programa de Pesquisa em Saneamento Básico. ABES, Rio de Janeiro. 80 p.
- GONÇALVES, R.F., SILVA, V.V., TAVEIRA, E.J.A., OLIVEIRA, F.F. (2000). Algae and nutrient removal in anaerobic-facultative pond system with a compact physical-chemical process. In: *I Conferencia Latinoamericana de lagunas de estabilizacion y reuso*. Cali, 24-27 Outubro 2000, pp. 168-176.
- JORDÃO, E.P. & PESSÔA, C.A. (1995). *Tratamento de esgotos domésticos*. ABES, 3ª ed. 683 p.
- KELLNER, E., PIRES, E.C. (1998). *Lagoas de estabilização: projeto e operação*. Rio de Janeiro, ABES. 244 p.
- KELLNER, E., PIRES, E.C. (1999). Desenvolvimento de modelo matemático para determinação do perfil vertical de temperatura e do volume útil de lagoas de estabilização. *Revista Engenharia Sanitária e Ambiental*, Vol. 4, no 1, ABES. pp. 84-92.
- KÖNIG, A.M. (2000). Biología de las lagunas de estabilización: algas. In: MENDONÇA, S.R. *Sistemas de lagunas de estabilización*. McGraw-Hill. Colômbia.

- MARA, D.D. (1995). Waste stabilization ponds: effluent quality requirements and implications for process design. In: *3rd IAWQ International Specialist Conference. Waste stabilization ponds: technology and applications*. João Pessoa, PA, 27-31 Março 1995.
- MARA, D.D. (1996). Low-cost wastewater treatment in waste stabilisation ponds and waste stabilisation reservoirs in Brazil. In: *Seminário internacional: Tendências no tratamento simplificado de águas residuárias domésticas e industriais*. Belo Horizonte, 6-8 março 1996. DESA-UFMG.
- MARA, D.D. (1997). *Design manual for waste stabilisation ponds in India*. Lagoon Technology International Ltd. Leeds.
- MARAIS, G.v.R. (1974). Faecal bacteria kinetics in stabilisation ponds. *J. Env. Eng. Div., ASCE*, **100** (EE1), p. 119.
- MARA, D.D., ALABASTER, G.P., PEARSON, H.W., MILLS, S.W. (1992). *Waste stabilisation ponds. A design manual for Eastern Africa*. Lagoon Technology International. Leeds. 121 pp.
- MENDONÇA, S.R. (1990). *Lagoas de estabilização e aeradas mecanicamente: novos conceitos*. João Pessoa. 385 p.
- MENDONÇA, S.R. (2000). *Sistemas de lagunas de estabilización*. McGraw-Hill. Colômbia. 370 p.
- METCALF & EDDY, Inc. (1991). *Wastewater engineering. treatment, disposal, reuse*. 3.ed. Mc Graw-Hill.
- OLIVEIRA, F.F., GONÇALVES, R.F. (1995). Readaptação de ETEs com lagoas de estabilização facultativas a padrões rigorosos de qualidade através de biofiltros aerados submersos. In: *Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental*, 18, Salvador, 17-22 setembro 1995. ABES.
- ORAGUI, J.I., CAWLEY, L., ARRIDGE, H.M., MARA, D.D., PERSON, H.W., SILVA, S.A. (1995). Pathogen removal kinetics in a tropical experimental waste stabilisation pond in relation to organic loading, retention time and pond geometry. In: *3rd IAWQ International Specialist Conference. Waste stabilization ponds: technology and applications*. João Pessoa, PA, 27-31 Março 1995.
- PANO, A., MIDDLEBROOKS, E.J. (1982). Ammonia nitrogen removal in facultative wastewater stabilisation ponds. *Journal of the Water Pollution Control Federation*, **54** (4), pp. 344-351.
- PEARSON, H.W., MARA, D.D., ARRIDGE, H.A. (1995). The influence of pond geometry and configuration on facultative and maturation waste stabilisation pond performance and efficiency. *Wat. Sci. Tech.*, **31** (12), pp. 129-139.

- POLPRASERT, C., AGARWALLA, B.K. (1994). A facultative pond model incorporating biofilm activity. *Water Environment Research*, 66 (5), p. 725.
- POLPRASERT, C., BHATTARAI, K.K. (1985). Dispersion model for waste stabilization ponds. *J. Env. Eng. Div., ASCE*, **111**, p. 45.
- PÖPEL, H.J. (1979). *Aeration and gas transfer*. 2. ed. Delft, Delft University of Technology. 169 p.
- SILVA Jr., C., SASSON, S. (1993). *Biologia 2: Seres vivos, estrutura e função*. (Cesar e Zesar). Atual Editora, São Paulo, 2ª ed. 382 p.
- SILVA, M.O.S.A. (1993). *Lagoas de estabilização*. Curso ABES-MG. Belo Horizonte, 22-25 novembro 1993.
- SILVA, S.A., MARA, D.D. (1979). *Tratamentos biológicos de águas residuárias: lagoas de estabilização*. ABES, Rio de Janeiro. 140 p.
- SOARES, C.A.L. (1995). *Curso básico de esgotos. Módulo III. Tratamento*. ABES-MG, março 1995.
- SOARES, J., SILVA, S.A., OLIVEIRA, R., ARAÚJO, A.L.C., MARA, D.D., PEARSON, H.W. (1995). Ammonia removal in a pilot-scale WSP complex in Northeast Brazil. In: *3rd IAWQ International Specialist Conference. Waste stabilization ponds: technology and applications*. João Pessoa, PA, 27-31 Março 1995.
- THIRUMURTI, D. (1969). Design of waste stabilization ponds. *J. San. Eng. Div., ASCE*, vol. 95, no. AS2.
- VAN BUUREN, J.J.L., FRIJNS, J.A.G., LETTINGA, G. (1995). *Wastewater treatment and reuse in developing countries*. Wageningen Agricultural University.
- VAN HAANDEL, A.C., LETTINGA, G. (1994). *Tratamento anaeróbio de esgotos. Um manual para regiões de clima quente*.
- VICTORETTI, B.A. (1975). Capítulo 11: Manutenção e operação de lagoas de estabilização. In: *Lagoas de estabilização*. 2ª ed. CETESB, São Paulo.
- VIDAL, W.L. (1983). Aperfeiçoamentos hidráulicos no projeto de lagoas de estabilização, visando redução da área de tratamento: uma aplicação prática. In: *Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental*, 12, Camboriú, 20-25 novembro 1983. ABES.
- VON SPERLING, M. (1983). *Autodepuração dos cursos d'água*. Dissertação de mestrado, DES- EEUFMG. 366 p.
- VON SPERLING, M. (1995). Design of facultative ponds based on the uncertainty analysis. *Water Science and Technology*, **33** (7). pp. 41-47.

- VON SPERLING, M. (1996). *Introdução à qualidade das águas e ao tratamento de esgotos*. 2ª ed. DESA-UFMG, 243 p.
- VON SPERLING, M. (1999). Performance evaluation and mathematical modelling of coliform die-off in tropical and subtropical waste stabilization ponds. *Water Research*, **33** (6). pp. 1435-1448.
- VON SPERLING, M. (2001). Remoção de DBO em 12 lagoas de estabilização primárias e secundárias no Sudeste do Brasil. In: IX Simpósio Luso-Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental - SILUBESA, Anais eletrônicos, Porto Seguro, abril 2001.
- VON SPERLING, M. (2002a). Relationship between first-order decay coefficients in ponds, according to plug flow, CSTR and dispersed flow regimens. *Water Science and Technology*, **45** (1). pp. 17-24.
- VON SPERLING, M. (2002b). Influence of the dispersion number on the estimation of faecal coliform removal in ponds. In: *5th International IWA Specialist Group Conference on Waste Stabilisation Ponds*. Auckland, New Zealand, 2-5 Abril 2002.
- VON SPERLING, M., CHERNICHARO, C.A.L., SOARES, A.M.E., ZERBINI, A.M. (2002a). Coliform and helminth eggs removal in a combined UASB reactor – baffled pond system in Brazil: performance evaluation and mathematical modelling. *Water Science and Technology*, **45** (10). pp. 237-242.
- VON SPERLING, M., CHERNICHARO, C.A.L., SOARES, A.M.E , ZERBINI, A.M. (2002b). Evaluation and modelling of helminth eggs removal in baffled and unbaffled ponds treating anaerobic effluent. In: *5th International IWA Specialist Group Conference on Waste Stabilisation Ponds*. Auckland, New Zealand, 2-5 Abril 2002.
- WEF (1990). *Operation of municipal wastewater treatment plants*. MOP 11, Vol. 2. Water Environment Federation.
- WHO (World Health Organization) (1989). *Health guidelines for the use of wastewater in agriculture and aquaculture*. Technical Report Series 778. Geneva: World Health Organization.
- WHO (World Health Organization) (2006). Guidelines for the safe use of wastewater, excreta and greywater. Volume 2: Wastewater use in agriculture. Geneva: WHO. 2006. 213p. Disponible en <www.who.int/water_sanitation_health/wastewater> Acesso em 12. fev.2008.
- WPCF (1990). *Natural systems for wastewater treatment. Manual of Practice FD-16*. Water Pollution Control Federation. Alexandria. 270 p.
- YANEZ, F. (1993). *Lagunas de estabilización. Teoría, diseño y mantenimiento*. ETAPA, Cuenca, Ecuador, 421 p.



Este libro se imprimió en enero de 2022 en el
Centro de Publicaciones de la Universidad de Nariño.
San Juan de Pasto, Nariño, Colombia

Se imprimieron 100 ejemplares

El autor – Marcos von Sperling es doctor en Ingeniería Ambiental del Imperial College (Universidad de Londres), investigador y profesor titular del Departamento de Ingeniería Sanitaria y Ambiental de la Universidad Federal de Minas Gerais (Brasil). Actúa desde hace más de cuarenta años en el área de tratamiento de aguas residuales y control de la contaminación de las aguas, es autor de centenas de publicaciones, incluyendo libros didácticos publicados en tres idiomas.

El libro – El presente volumen es el tercero de la serie de libros titulada “Principios del tratamiento biológico de aguas residuales”. El libro se enfoca en el sistema de tratamiento de aguas residuales por medio de lagunas de estabilización. Se describen los principios básicos y los criterios de dimensionamiento de los principales sistemas de remoción de la materia orgánica carbonácea (lagunas facultativas; lagunas anaerobias; lagunas aireadas facultativas; sistema de lagunas aireadas de mezcla completa – lagunas de decantación), organismos patógenos (lagunas de maduración y de pulimento) y nutrientes. También se describen los principales aspectos constructivos y se dan directrices básicas para el mantenimiento y operación de los sistemas, incluyendo el manejo del lodo.

La serie – La presente serie, titulada “Principios del tratamiento biológico de aguas residuales”, tiene como objetivo servir de material de apoyo a estudiantes y profesionales que deseen adquirir conocimientos básicos en el área de tratamiento de aguas residuales. Se brinda un gran énfasis a los principios y conceptos fundamentales, esenciales para una actuación consciente en el área. Se incluye un gran número de tablas y ejemplos, con miras a sistematizar y consolidar los aspectos principales. Los volúmenes que integran la serie son: (1) Introducción a la calidad del agua y al tratamiento de aguas residuales, (2) Principios básicos del tratamiento de aguas residuales, (3) Lagunas de estabilización, (4) Lodos activados, (5) Reactores anaerobios, (6) Lodo de aguas residuales: tratamiento y disposición final, (7) Estudios y modelamiento de la calidad de agua de ríos.

El traductor – Iván Andrés Sánchez Ortiz es Ingeniero Civil, con maestría en Ingeniería Ambiental y Recursos Hídricos de la UNESP (Ilha Solteira - São Paulo, Brasil) y doctorado en Saneamiento de la Universidade Federal de Viçosa (UFV – Minas Gerais, Brasil), profesor asociado e investigador del Departamento de Recursos Hidrobiológicos de la Universidad de Nariño (Colombia). Coautor de diversos capítulos de libros, de documentos sobre infraestructura hidráulica para acuicultura y de más de 40 artículos científicos.



Universidad de Nariño
Editorial Universitaria

