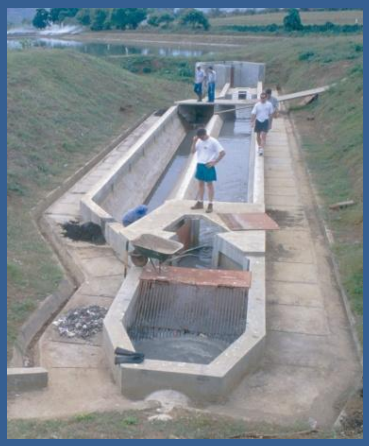
# Tratamiento de Aguas Residuales Domésticas en Centroamérica

## Un Manual de Experiencias, Diseño, Operación y Sostenibilidad

**Editado Por:**
**Stewart Oakley / Louis Salguero**



USAID DEL PUEBLO DE LOS ESTADOS UNIDOS DE AMÉRICA
CCAD COMISIÓN CENTROAMERICANA DE AMBIENTE Y DESARROLLO
ACUERDO DE COOPERACIÓN USAID - CCAD

**DERECHOS RESERVADOS. Copyright © 2011 por Stewart M. Oakley**

**FINANCIAMIENTO**

Proporcionado por la Agencia de los Estados Unidos para el Desarrollo Internacional (USAID, por sus siglas en inglés). Las opiniones aquí expresadas son las de los autores y no reflejan necesariamente las opiniones del Gobierno de los Estados Unidos.

La mención de marcas registradas o productos comerciales no significa la aprobación ni recomendación por parte del Gobierno de los Estados Unidos.

**CONTENIDO**

ACERCA DE LOS AUTORES……ii

PREFACIO
Louis Salguero……iii

AGRADECIMIENTOS……...vii

INTRODUCCIÓN
Stewart Oakley…….……1

ESTUDIO DE CASO DE LAS LAGUNAS DE ESTABILIZACION EN HONDURAS
Stewart Oakley…….....8

FILTROS PERCOLADORES
Pedro Saravia.....27

DIFUSIÓN Y APLICACIÓN DE DIFERENTES SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN EL SALVADOR
Julián Antonio Monge Vásquez……...……...36

PRETRATAMIENTO Y MEDICIÓN DE CAUDALES
Stewart Oakley……47

LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN
Stewart Oakley…….……...82

LAGUNAS AIREADAS MULTICELULARES DE DOBLE POTENCIA
Bruce Henry…….…….230

FILTROS DE MEDIO GRANULAR CON RECIRCULACIÓN
Louis Salguero…… .244

EL AGUA DE USO URBANO Y SU DEVOLUCIÓN HACIA LAS ZONAS RURALES
Julio Moscoso Cavallini……...…….269

ANEXO I: Técnica para la Determinación y Cuantificación de Huevos de Helmintos…. 317

ANEXO II: Experiencias en el Retiro de Lodos en las Lagunas en Estelí, Nicaragua…… 322

ANEXO III: Dotación de Personal de las Plantas de Aguas Residuales……346

ANEXO IV: Consideraciones Cuando se Recoge Muestras de Aguas Residuales……357

ANEXO V: Estudio de Caso: Industrias La Constancia, El Salvador. Sistema de Tratamiento de Aguas Residuales para una Embotelladora de Gaseosas…….362

ANEXO VI: Teoría y Procedimientos de Diseño de Procesos de Tratamiento de Aguas Residuales Domésticas con Ejemplos……...369

## ACERCA DE LOS AUTORES

Ing. Bruce Henry
Ingeniero Ambiental
Consultor para Tratamiento de Aguas Residuales
y Jubilado de la Agencia de Protección Ambiental de los Estados Unidos
Lithonia, Georgia
EE.UU.

Arq. Julián Monge Vásquez
Consultor para Tratamiento de Aguas Residuales
San Salvador, El Salvador

Ing. Julio Moscoso Cavallini
Consultor Regional en Gestión de Aguas Residuales
Lima, Perú

Dr. Stewart Oakley
Profesor de Ingeniería Ambiental
Departamento de Ingeniería Civil
Universidad Estatal de California,
Chico, California
EE.UU.

Ing. Louis Salguero
Ingeniero Ambiental
Agencia de Protección Ambiental de los Estados Unidos (USEPA)
Athens, Georgia
EE.UU.

Msc. Ing. Pedro Saravia
Profesor y Director de la Escuela Regional de Ingeniería Sanitaria y Recursos Hidráulicos
Universidad de San Carlos de Guatemala
Ciudad de Guatemala, Guatemala

**Los Anexos:**

Msc. Ing. Peter Chadoniat
Consultor para ABT Associates
Washington DC
EE.UU.

Ing. Arturo Coco
Director del Proyecto
Proyecto Integrado Estelí-Ocotal, Nicaragua

Ing. Italo E. Gandini
Experto Europeo
Proyecto Integrado Estelí-Ocotal, Nicaragua

Msc. Ing. Adán Pocasangre
Profesor y Director de la Escuela Regional de Ingeniería Sanitaria y Recursos Hidráulicos
Universidad de San Carlos de Guatemala
Ciudad de Guatemala, Guatemala

# PREFACIO

Louis Salguero

En la mayoría de los países en vías de desarrollo, gran parte de las aguas dulces que nutren a los humanos, riegan los cultivos, sostienen la vida acuática, y reflejan la alegría y belleza de nuestro mundo están contaminadas por las aguas residuales generadas por actividades humanas. Una demanda innata básica de la comunidad en estos países es el reclamo por agua limpia. A medida que estos países continúan trabajando para resolver los problemas a los que se enfrentan, el estado de muchos de los cuerpos receptores se sigue deteriorando. Las acciones necesarias para salvar y proteger el agua fresca están a nuestro alcance, y es muy probable, que estas acciones no sean fáciles de tomar. Sin embargo, a medida que vemos a nuestros niños enfermándose de disentería y otras enfermedades relacionadas con el agua contaminada, el llamado a la acción es muy claro.

En un esfuerzo por resolver el problema de contaminación que presentan las aguas residuales domésticas, surgió el concepto de redactar un manual que pudiera ayudar en la selección de sistemas de tratamiento que fueran apropiados y sostenibles. En este manual hemos recopilado las observaciones y el trabajo de varios autores que han trabajado en América Latina y han formado parte del esfuerzo por proveer soluciones viables para tratar las aguas residuales domésticas en países en vías de desarrollo.

## Uniéndonos para Resolver el Problema de las Aguas Residuales

El primer paso a tomar es concientizarnos de que todos tenemos que participar en resolver el problema de las aguas residuales. El llamado va a los ciudadanos, a las comunidades, a las entidades gubernamentales locales y centrales, a las organizaciones no-gubernamentales, las industrias, los ingenieros sanitarios, y a todos aquellos que se preocupan por la salud y el bienestar del ser humano y de la naturaleza. El concepto de que la contaminación es un problema ajeno no tiene gran significado en el ámbito ambiental, ya que el ambiente no tiene fronteras. Los peligros ambientales que enfrenta un país los enfrentamos todos. El ambiente es un regalo que le fue dado a la humanidad para protegerlo, y no podemos fallar en actuar como un frente unido.

## Como Proceder en Seleccionar Opciones de Tratamiento para Aguas Residuales

El segundo paso es crear conciencia de que las acciones tomadas por los países desarrollados para resolver el problema de las aguas residuales domésticas, pueden no ser viables en países en vías de desarrollo con menos recursos. Estos países deben tomar en consideración su realidad económica, social y cultural individual. En su gran mayoría, los sistemas de tratamiento de aguas residuales utilizados en países como los Estados Unidos, Alemania, Japón y otros son costosos para operar, ya que consumen una gran cantidad de energía y requieren de un nivel especializado de conocimiento técnico. En Centroamérica, tenemos la triste experiencia de contar con muchos sistemas de tratamiento de aguas residuales que fueron construidos con las mejores intenciones, pero que han sido abandonados. En muchos de estos sistemas se utilizaron tecnologías que no fueron las más apropiadas, y como consecuencia los sistemas resultaron ser insostenibles. Los países centroamericanos deben buscar soluciones que sean sostenibles de acuerdo a la realidad económica y social de cada uno. Algunos de los sistemas de tratamiento que se mencionan en

este manual pueden proveer niveles de tratamiento que son comparables con la eficiencia de remoción obtenida por sistemas más complejos como, por ejemplo, los sistemas de lodos activados. Es importante recordar que en los países desarrollados no se inició obteniendo niveles de descarga de demanda bioquímica de oxígeno y sólidos suspendidos totales de menos de 10 mg/L, sino que se empezó obteniendo niveles alcanzables de acuerdo a la tecnología disponible, y los límites de descarga más estrictos se fueron aplicando y alcanzando gradualmente.

**La Necesidad de Continuar Desarrollando Normativas Ambientales y Guías para el Diseño y Manejo de Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales**

El tercer paso a considerar es la participación activa de los entes reguladores en asesorar a los entes regulados durante el proceso de selección de los tipos de sistemas de tratamiento de aguas residuales que se utilicen en sus países. El construir sistemas de tratamiento sin considerar todos los retos económicos, sociales y técnicos puede llevar a que estos sistemas fracasen. A modo de ejemplo, en el capítulo de "Filtros de Medio Granular con Recirculación" se presenta un estudio de caso sobre cómo una entidad gubernamental del Estado de Tennessee de los EE.UU. desarrolló un proceso normativo y guías de diseño para manejar fallas relacionadas al uso de plantas paquete de lodos activados, reconociendo los requisitos económicos y los retos de operación y mantenimiento para dichos sistemas.

**Propósito y Contenido del Manual**

Los propósitos principales de este manual son:

1) Presentar las experiencias de los expertos regionales en la gestión de tratamiento de aguas residuales en Centroamérica.

2) Proporcionar a los entes públicos encargados de la regulación de aguas residuales, ingenieros sanitarios, planificadores, consultores, supervisores de obras, ingenieros municipales, y operadores de plantas de tratamiento de aguas residuales, los instrumentos necesarios para incorporar en su trabajo las variables de diseño, construcción, operación, mantenimiento, monitoreo, manejo de lodos, reuso y sostenibilidad para que los sistemas tengan éxito a largo plazo.

La introducción comienza con una presentación de la situación de las aguas residuales en Centroamérica, sus efectos en la salud y la contaminación, y los factores clave de sostenibilidad como el reuso de aguas residuales tratadas en la agricultura. El segundo capítulo presenta los resultados del proyecto de monitoreo de varias lagunas de estabilización en Honduras, tal vez el proyecto de monitoreo más amplio de Centroamérica en el tema de tratamiento de aguas residuales, que provee conclusiones importantes sobre el funcionamiento, operación, mantenimiento, y sostenibilidad de una de las tecnologías más apropiadas para las municipalidades. El tercer capítulo presenta el desarrollo y los parámetros del diseño de un filtro percolador en Guatemala, otra tecnología apropiada que fue desarrollada en la Escuela Regional de Ingeniería Sanitaria y Recursos Hidráulicos de la Universidad de San Carlos. El cuarto capítulo presenta las experiencias de las tecnologías utilizadas en El Salvador para el tratamiento

de aguas residuales, e incluye lagunas de estabilización, filtros percoladores, tanques Imhoff, reactores anaeróbicos de flujo ascendente y lodos activados.

Los capítulos siguientes presentan factores de diseño, operación, mantenimiento y sostenibilidad de sistemas de tratamiento preliminar (rejillas y desarenadores); lagunas de estabilización, lagunas aireadas multicelulares de doble potencia y filtros de medio granular con recirculación. Cada capítulo presenta datos de sistemas operando en Centroamérica, en la medida de lo posible.

El último capítulo discute el reuso de aguas residuales en toda América Latina, algo muy común especialmente en Sudamérica. Para asegurar la sostenibilidad de tratamiento a largo plazo, es importante considerar que se pueden valorizar los efluentes tratados para su reuso en la agricultura o acuicultura. El reuso debe ser incluido como parte de los planes de manejo integral de aguas residuales.

En los anexos se presenta información adicional importante relacionada a los temas discutidos en el manual, incluyendo los métodos de análisis de helmintos, las experiencias del retiro de lodos en las lagunas de Estelí, Nicaragua, un estudio de caso de la empresa Coca Cola sobre las aguas residuales en todas sus plantas embotelladoras en la región y, finalmente, un método desarrollado por la USEPA para poder dotar de personal a las plantas de tratamiento de aguas residuales.

## RECONOCIMIENTOS

Agradezco sobremanera al Dr. Stewart Oakley por ser el autor principal de este manual y por haberse comprometido a la monumental tarea de ser el editor del mismo. El manual tiene varios autores, y fue el Dr. Oakley quien compiló y organizó los diferentes capítulos. El trabajo lo realizó de manera voluntaria debido a su compromiso e interés por la protección de la salud humana y el medio ambiente. El Dr. Oakley ha realizado muchos proyectos en Centroamérica para ayudar a enfrentar los retos relacionados con la descarga de aguas residuales que no reciben tratamiento, y su aportación a este manual es un testimonio adicional de sus esfuerzos por desarrollar soluciones viables para esta situación.

Agradezco también a los señores Bruce Henry, Julián Monge, Pedro Saravia, Julio Moscoso y Adán Pocasangre, quienes cedieron su tiempo gratuitamente como autores del manual. Su deseo es el mejoramiento de los problemas de salud y contaminación ocasionados por el vertido de aguas residuales domésticas que no reciben tratamiento efectivo antes de ser descargadas a los cuerpos de agua receptores. La información y soluciones sugeridas por estos autores son ejemplos de que los sistemas de tratamiento discutidos en este manual sí han funcionado de manera viable, y que sí es posible trabajar considerando la realidad económica y social de los países en vías de desarrollo.

Finalmente, agradezco a mis compañeros de USEPA que ayudaron con la revisión del manual. Gracias también al señor Geoff Salthouse, de la compañía Orenco, por realizar una revisión técnica del capítulo “Filtros de Medio Granular con Recirculación.”

**AGRADECIMIENTOS**

Los editores quieren agradecer al Centro Latinoamericano para el Desarrollo Rural (RIMISP; www.RIMISP.org) por el permiso de republicar el capítulo de Julio Moscoso, *El Agua de Uso Urbano y su Devolución Hacia las Zonas Rurales*, que fue originalmente publicado en el libro *El Agua Como Recurso Sustentable de Uso Múltiple*, Moscoso Cavallini, J., Oakley, S., Egocheaga Young, L. (Editores), RIMISP, Santiago de Chile, 2008.

También los editores agradecen a USAID y a la CCAD por su apoyo en manejar la coordinación de la publicación de este manual.

Stewart Oakley
Louis Salguero
Diciembre 2010

# INTRODUCCION

Stewart Oakley

## La Situación de Agua y Saneamiento en América Latina y América Central

De los 52.000.000 $m^3$/día de aguas residuales que se recolectan en América Latina, se estima que solamente 3.100.000 $m^3$/día, o 6%, reciben tratamiento adecuado antes de ser dispuestas en cuerpos de agua o campos agrícolas (Egocheaga y Moscoso, 2004). Encima de este serio problema, hay una tendencia de usar para riego agua residual sin tratar (uso directo) o diluida con otra fuente de agua (uso indirecto); en toda América Latina hay un mínimo de 981.445 hectáreas regadas con agua residual cruda o diluida (Egocheaga y Moscoso, 2004).

Los efectos en la salud pública de las enfermedades relacionadas a las excretas humanas han sido significativos. Los siguientes ejemplos son típicos de la región y muestran los grandes problemas relacionados al mal manejo de las aguas residuales que han afectado no solamente poblaciones locales sino poblaciones al nivel de todo el hemisferio:

1. La epidemia de cólera, que empezó en Perú en 1991, produjo 1.199.804 de casos con 11.875 defunciones en los años 1991—97 en 20 países de América Latina y los EE.UU.; se calcula que la epidemia costó a la economía de Perú un estimado de $US 1 billón en turismo y en exportación de productos agrícolas en sólo 10 semanas (OPS, 1998; Salazar, 2003). Se asume que la gran mayoría de la epidemia fue causada por la vía de agua contaminada y riego con aguas residuales crudas o diluidas (OPS, 1998). El cólera, lo que no había llegado al hemisferio occidental en más de 100 años, hoy en día es endémico en varios países de la región.

2. Cinco epidemias en los años 1995, 1996, 1997, 1998 y 2000 en los EE.UU. y Canadá de ciclosporiasis, causado por el patógeno emergente protozoario *Ciclospora cayetanensis*, han sido relacionadas a frambuesas importadas de Guatemala (Bern, *et al*., 1999; Ho, *et al.*, 2002). Se asume que las frambuesas fueron regadas o lavadas con aguas residuales crudas o diluidas. La ruta de transmisión principal de infección con *Ciclospora* en Guatemala es por la vía de agua (Bern, *et al*., 1999).

3. La epidemia más grande de hepatitis A en la historia de los EE.UU. ocurrió en 2003, donde las cebollas verdes utilizadas en restaurantes fueron contaminadas con el virus y más de 700 personas en cuatro estados fueron infectadas. La fuente de las cebollas fue una ó dos fincas en México, y se asume que las cebollas fueron regadas o lavadas con aguas residuales crudas o diluidas (Fiore, 2004).

En América Central las infecciones relacionadas a las excretas son endémicas y una causa principal de morbilidad y mortalidad. La epidemia de cólera causó 152.311 casos acumulados de 1991—97 en los países de El Salvador, Guatemala, Honduras, y Nicaragua (OPS, 1998). Las infecciones de parásitos intestinales son un problema serio y la prevalencia con infecciones de helmintos intestinales llega hasta más de 60% de la población en muchas áreas (OPS, 1998;

Girard de Kaminsky, 1996). El Cuadro 1 presenta un resumen de la prevalencia de parasitismo en El Salvador, Guatemala y Honduras.

Sin duda las aguas superficiales tienen un papel significativo en la continua transmisión de enfermedades relacionadas a las excretas en América Central, especialmente la transmisión de los parásitos intestinales mostradas en el Cuadro 1. El nivel de tratamiento de aguas residuales descargadas a las aguas superficiales es casi nulo como se ve en el Cuadro 2 (Salazar, 2003), y es muy común usar aguas residuales crudas o diluidas en aguas superficiales para riego, para aseo personal y lavar ropa, como fuente de agua potable y para la pesca.

**Cuadro 1: El Parasitismo en América Central**

| **Parásito** | **Prevalencia en Varios Lugares de Honduras 1986—93** | **Prevalencia en Encuestas Comunitarias en Guatemala 1996—98** | **Prevalencia en Varios Lugares de El Salvador 1998** |
|---|---|---|---|
| **Protozoarios** | | | |
| *Ciclospora cayetanensis* | | 6.7% | |
| *Entamoeba histolytica* | 2—19.5% | | |
| *Giardia lamblia* | 2.8—61.0 % | | |
| *Criptosporidium* especies | 3.6—15.0% | | |
| **Helmintos** | | | |
| Anquilostomas | 2—6% | 39.5% | 12.5% |
| *Ascaris lumbricoides* | 5—70% | 31.7% | >30% |
| *Trichuris trichiura* | 1—32% | 23.3% | 20% |

Fuentes: Bern, *et al*., 1999; Girard de Kaminsky, 1996; OPS, 1998.

**Cuadro 2: Tratamiento de Aguas Residuales en Algunos Países de América Central**

| **País** | **Porcentaje Estimado de Descargas de Aguas Residuales que Reciben Cualquier Forma de Tratamiento, %** |
|---|---|
| Costa Rica | 4 |
| El Salvador | 2 |
| Guatemala | 1 |
| Honduras | 3 |

Fuente: Salazar, 2003.

Como resultado, la conclusión profesional relacionada al objetivo de tratamiento de aguas residuales para los países de América Central dicta la remoción de patógenos. De hecho, las

conclusiones principales de la Conferencia Regional de Intercambio de Experiencias Sobre Lagunas de Estabilización en Centroamérica, celebrada en Managua, Nicaragua en 1997, y a la que asistieron profesionales de El Salvador, Guatemala, Honduras y Nicaragua, fueron la siguiente (Oakley, 2000):

> El tratamiento de aguas residuales domésticas debe tener como objetivo en orden de prioridad:
>
> i. La remoción de patógenos para prevenir la transmisión de enfermedades relacionadas a las excretas humanas.
>
> ii. La remoción de sólidos en suspensión y material orgánico para evitar la contaminación de los cuerpos receptores.
>
> iii. Un plan de sostenibilidad para que los sistemas tengan éxito a largo plazo.

**El Reuso de Efluentes para la Sostenibilidad de los Sistemas de Tratamiento**

Un estudio amplio recientemente publicado por el Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria (CEPIS), llamado *Una Estrategia para la Gestión de las Aguas Residuales Domésticas*, propone que el modelo de gestión de aguas residuales en países en desarrollo debe enfocarse en la salud como prioridad, y el objetivo principal de tratamiento debe ser la remoción de patógenos (Egocheaga y Moscoso, 2004). Se propone además que para resolver el problema de la demanda de agua en el sector agrícola, y el de la sostenibilidad de cualquier sistema de tratamiento, se debe integrar el tratamiento de aguas residuales (enfocado en la remoción de patógenos) con el uso productivo de agua residual tratada. De esta manera se convierte en un problema que no se puede resolver utilizando la tecnología de los países industrializados a una solución integrada y apropiada por todos los aspectos sociales, ambientales, económicos y técnicos de América Latina. Se concluye en el estudio que la mejor opción tecnológica para la remoción de patógenos es la lagunas de estabilización (Egocheaga y Moscoso, 2004).

**Las Normas Existentes para Descargas de Efluentes**

Las normas para patógenos de descargas de efluentes se expresan normalmente por las autoridades en términos de coliformes fecales como se presenta en el Cuadro 3 para algunos países de América Central. Sin embargo, el coliform fecal es solamente un indicador y no un patógeno, y fue desarrollado originalmente para proteger la salud pública en agua potable (Feachem, *et al*., 1983). Debido a que esencialmente todas los sistemas de tratamiento de aguas residuales no pueden cumplir una norma de coliformes fecales muy estricta—como por ejemplo los sistemas de lagunas en Nicaragua no pueden cumplir la norma nicaragüense de coliformes fecales (Oakley, 2000), y la mayoría de los sistemas en Honduras no cumplen la norma hondureña como se presenta adelante—en ese sentido se podría concluir que una norma que se enfoca solamente en una cierta concentración de coliformes fecales no es satisfactoria para la situación real de América Central.

**Cuadro 3: Normas Microbiológicas de Calidad de Efluentes para Descargas de Aguas Residuales a Cuerpos Receptores**

| Parámetro | El Salvador (Propuesta) | Guatemala (Propuesta) Límites Máximos Permisibles | | | Honduras | Nicaragua |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 3 Años | 6 Años | 9 Años | Concentración Máxima Permisible | Límites Máximos Permisibles |
| Coliformes Fecales NMP/100mL | 2.000 | 100,000 | 10.000 | 1.000 | 5.000 | 10.000 en 80% de una serie de muestras<br>50.000 en una muestra |

Fuentes: El Salvador: Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT), 2000.
Guatemala: Ministerio de Salud Pública y Asistencia Social, 1999.
Honduras: Ministerio de Salud, 1995.
Nicaragua: La Gaceta Diario Oficial, Decreto No. 33-95, 1995.

No existe una norma legislada adecuada en los países de América Central que enfrente los problemas de patógenos discutidos anteriormente. En este respecto es importante que los ingenieros sanitarios y otros profesionales involucrados en la salud pública desarrollen normas de diseño y nivel de tratamiento requerido para remover los patógenos que realmente causan los problemas de salud. Existen pocos estudios científicos de los cuerpos receptores y el grado del tratamiento requerido para proteger la salud y el cuerpo receptor, y probablemente no van a existir en un futuro cercano (la carencia de esos estudios es un problema de todos los países centroamericanos). Por lo tanto, es importante buscar soluciones que estén basadas en los problemas fundamentales a la salud pública en vez del cuerpo receptor, que pueden también acomodar los factores de sostenibilidad.

Con la ausencia de otros estudios de la salud pública y del cuerpo receptor, se recomienda un sistema de tratamiento de aguas residuales que remueva primero los huevos de helmintos utilizando las normas de la OMS, que se presenta en los Cuadros 4 y 5, como unas normas mínimas. Es posible cumplir las normas de la OMS con un mínimo costo con lagunas de estabilización, con el resultado que se puede utilizar el efluente como un recurso en el riego o en la acuicultura, un punto muy importante para la sostenibilidad en América Latina (Egocheaga y Moscoso, 2004).

## Cuadro 4: Normas Microbiológicas de la OMS de Calidad de Efluentes de Agua Residual Tratada para Riego

| Categoría y Condición de Reúso | Grupo Expuesto | Promedio de Una Serie de Muestras Durante el Período de Riego | | Tratamiento Previsto para Alcanzar los Requerimientos de las Normas |
|---|---|---|---|---|
| | | Helmintos Intestinales[1] Número de Huevos/L (Media Aritmética) | Coliformes Fecales NMP/100mL (Media Geométrica) | |
| **Categoría A**<br>**Riego No Restringido:** Cultivos que se consumen crudos: campos deportivos y parques públicos[2]. | Trabajadores Consumidores Público | ≤ 1 | ≤ 1,000 | Lagunas de estabilización diseñadas para alcanzar la calidad microbiológica indicada, o un tratamiento equivalente. |
| **Categoría B**<br>**Riego Restringido:** Cultivos de cereales, praderas, forrajeros y árboles[3]. | Trabajadores | ≤ 1 | Ninguna Norma Recomendada | Tiempo de retención hidráulica por 8 a 10 días en lagunas de estabilización, o su equivalente en remoción de huevos de helmintos. |
| **Categoría C**<br>**Riego Restringido:** Cultivos de cereales, praderas, forrajerosy árboles sin exposición de trabajadores o público. | Ninguno | No se aplica | No se aplica | Pretratamiento según lo requiera la técnica de riego, no menos de sedimentación primaria. |

1. Especies de *Áscaris*, *Trichuris*, y Anquilostomas.
2. Un límite más estricto de ≤ 200 NMP/100mL coliformes fecales es apropiado para áreas públicas donde el público tiene contacto directo con el cultivo.
3. En el caso de árboles frutales, el riego debe cesar dos semanas antes de la cosecha de los frutos y ningún fruto debe ser recogido del suelo. No es conveniente regar por aspersión.

Fuente: WHO, 1989.

**Cuadro 5: Normas Microbiológicas de la OMS de Calidad de Efluentes de Aguas Residuales Tratadas para Reuso en Acuicultura**

| Proceso de Reúso | Promedio de Una Serie de Muestras Durante el Período de Reúso | |
|---|---|---|
| | **Huevos de Helmintos con Huéspedes Intermediarios Acuáticos (*Schistosoma* especies en Latinoamérica) Número de Huevos/L (Media Aritmética)** | **Coliformes Fecales NMP/100mL (Media Geométrica)** |
| Cultura de Peces | 0 | <10,000 |
| Cultura de Macrofitas | 0 | <10,000 |

Fuente: WHO, 1989.

## Referencias


Bern, C., *et al*., Epidemiologic Studies of *Cyclospora cayetanensis* in Guatemala, *Emerging Infectious Diseases*, Vol. 5, No. 6, pp. 766-774, November-December, 1999.

Egocheaga, L. y Moscoso, J. *Una Estrategia para la Gestión de las Aguas Residuales Domésticas*, CEPIS/OPS, Lima, 2004.

Feachem, R.G., Bradley, D.J., Garelick, H., and Mara, D.D., *Sanitation and Disease: Health Aspects of Excreta and Wastewater Management*, John Wiley, London, 1983.

Fiore, A., Hepatitis A Transmitted by Food, *Clinical Infectious Diseases*, Vol. 38, pp. 705-715, 2004.

Girard de Kaminsky, R., *El Parasitísmo en Honduras*, Universidad Nacional Autónoma de Honduras, OPS/OMS, Serie de Diagnósticos No. 14, Tegucigalpa, 1996.

Ho, A. Y., *et al.*, Outbreak of Cyclosporiasis Associated with Imported Raspberries, Philadelphia, Pennsylvania, 2000, *Emerging Infectious Disease*, Volume 8, No. 8, pp. 783-788, August 2002.

Oakley, S., Pocasangre, A., Flores, C., Monge, J., and Estrada, M., Wastewater Stabilization Pond Use in Central America: The Experiences of El Salvador, Guatemala, Honduras and Nicaragua, *Water Science and Technology*, vol. 42, pp. 51-58, 2000.

OPS (Organización Panamericana de Salud) *La Salud en las Américas*, Edición de 1998, Volumen I, Washington, D.C., 1998.

Salazar, D., *Guía para el Manejo de Excretas y Aguas Residuales Municipales*, Programa Ambiental Regional para Centroamérica (PROARCA/SIGMA), Guatemala, 2003.

WHO, *Health Guidelines for the Use of Wastewater in Agriculture and Aquaculture*, Report of a WHO Scientific Group, Technical Report Series, No. 778, World Health Organization, Geneva, 1989.

# ESTUDIO DE CASO DE LAS LAGUNAS DE ESTABILIZACION EN HONDURAS

Stewart Oakley

## Introducción

El proyecto de monitoreo de los sistemas municipales de las lagunas de estabilización en Honduras fue ejecutado durante los años 2003--2004, y financiado por la Agencia para el Desarrollo Internacional (USAID-Honduras). A la fecha, la USAID ha financiado en las municipalidades unos 25 sistemas de lagunas de estabilización a lo largo del país. El proyecto de monitoreo contempló la evaluación de 10 sistemas de lagunas localizados a lo largo del país que mostraron diferentes condiciones ambientales y tamaños variables de población servida. Se incluyeron los sistemas de Catacamas Este, Catacamas Oeste, Danlí, El Progreso, Juticalpa, Morocelí, Pajuiles, Tela, Trinidad y Villanueva. Este estudio fue el primero que se elaboró en la región de América Central.

El proyecto tenía como objetivo principal el de reportar el monitoreo realizado durante el período comprendido durante las épocas secas y lluviosas, enfocándose principalmente en la remoción de parámetros previamente seleccionados con respecto a la determinación de un eficiente funcionamiento de cada sistema, y su sostenibilidad a largo plazo.

En cuanto a los objetivos específicos se encuentran los que se mencionan a continuación:

- Recopilación y análisis de información facilitada por cada municipalidad, las entidades gubernamentales responsables, los operadores que operan y mantienen la instalación, y el público.

- Exponer y analizar los resultados de los parámetros monitoreados, enfatizándose en la remoción que existe desde las aguas residuales crudas que entran al sistema hasta las aguas tratadas que salen.

- Medir y analizar los caudales que entran en cada sistema.

- Exponer las dificultades u obstáculos que podrían alterar el buen funcionamiento de cada sistema para luego proponer recomendaciones que superen dichos obstáculos para que el sistema sea sostenible.

Los resultados están publicados en 11 informes; uno para cada sistema y en Villanueva dividida en I y II, (ECOMAC, 2004). Dentro de cada informe se incluyen los antecedentes o cualquier otra información como memorias técnicas, planos y censos entre otros. Se complementa cada informe con las observaciones que se hicieron y la interpretación de datos para cada sistema.

## Alcance del Proyecto

Se basó en el conocimiento del predio donde se encuentran ubicadas las lagunas de estabilización, evaluando las características ambientales de la zona y el tipo de obras presentes dentro de los sistemas, como estructuras para la medición de caudales, rejillas, desarenadores, tipo de entradas y salidas e interconexiones, etc. Acompañado a ésto se ejecutó estudios

topográficos y batimétricos para poder definir bien las áreas y volúmenes de las lagunas y de los lodos depositados.

Asímismo se evaluaron los parámetros en el agua y en los lodos de las lagunas primarias (anaeróbica o facultativa) y secundarias (facultativa o de maduración), efectuando análisis de campo y de laboratorio que definen el funcionamiento y comportamiento de los sistemas.

El estudio se dividió en dos etapas: época seca (marzo, abril y mayo) y época lluviosa (septiembre, octubre y noviembre).

## Metodología

### *Recolección de la información y toma de muestras*

El monitoreo tomó un período de 5 días en cada sistema. Se dividieron en 2 días para recolección de información de soporte: población servida, edad de las lagunas, copia de planos y memorias técnicas, evaluación física de las lagunas y del predio en el que se encuentran, y otra información o reporte relevante para la evaluación. La información de campo se llevó a cabo mediante la elaboración sistemática de fichas de recolección de datos, lo que permitió la realización de una validación de resultados y un mejoramiento del procesamiento de los datos.

Los 3 últimos días se dispusieron para realizar la toma de muestras de los diferentes parámetros (físicos, químicos y microbiológicos) considerados.

### *Parámetros Analizados y Tipo de Muestreo*

Dentro de los parámetros analizados se buscaron los que fueran representativos de un buen o un mal funcionamiento de las lagunas de estabilización en términos de remoción de sólidos, material orgánico y patógenos. Los parámetros convencionales de aguas residuales seleccionados fueron sólidos suspendidos, $DBO_5$ total y filtrada; para patógenos se seleccionaron los parámetros de coliformes fecales, *Escherichia coli*, especies de *Shigella* y huevos de helmintos. Para lodos se seleccionaron los parámetros de sólidos totales, volátiles y fijos, y huevos de helmintos. Los análisis se realizaron en dos laboratorios asignados para la zona más cercana al sistema monitoreado, los cuales emplearon metodologías de Standard Methods para el análisis de las muestras (APHA, 1992). Se utilizó el Laboratorio Jordan Labs ubicado en San Pedro Sula y el Laboratorio de Análisis Industriales en la ciudad de Tegucigalpa para la mayoría de los análisis. Únicamente para el análisis de huevos de helmintos (en agua y en lodos), se acudió al Laboratorio Nacional del Centro de Estudio y Control de Contaminantes (CESCCO) de la Secretaría de Recursos Naturales y Ambiente.

Los parámetros de pH, temperatura, oxígeno disuelto, temperatura ambiente, humedad relativa y luminosidad se analizaron *in situ* con un equipo portátil.

### *Medición de Caudales*

Para medir los caudales se utilizó un medidor de flujo área-velocidad de ISCO, modelo 4250, con sistema Doppler, calibrando continuamente su precisión para brindar datos impresos cada hora. Antes de iniciar se procedió a la verificación de los caudales, efectuando varios análisis volumétricos mostrando diferencias despreciables, por lo que los caudales encontrados son valiosos datos que han venido a demostrar a las municipalidades un mayor interés por desarrollar mejor administración de sus coberturas de servicio.

### *Topografía y Batimetría*

Mediante el estudio topográfico se delimitaron los predios de las lagunas, se efectuó la planialtimetría de las lagunas, logrando encontrar áreas, y la batimetría (volúmenes de aguas y lodos acumulados). Adicionalmente se detallaron todas las estructuras menores de los sistemas, como canaletas Parshall, entradas, salidas y otros.

### *Muestreo*

Los puntos seleccionados para realizar la toma de muestras en agua fueron:

- Entrada de laguna primaria o canaleta Parshall.
- Salida de laguna primaria (facultativa o anaeróbica)
- Salida de laguna de maduración.

Los parámetros que se tomaron en los puntos anteriormente mencionados fueron $DBO_5$ total y filtrada, SS, pH, temperatura, oxígeno disuelto, coliformes fecales, huevos de helmintos, especies de *Shigella* y *Escherichia coli*.

Los sitios de muestreo seleccionados dentro de las lagunas siempre fueron los mismos para todos los sistemas para poder tener una visión clara del comportamiento de las aguas desde la entrada de estas hasta la salida. Asímismo se realizaron análisis dentro de las lagunas tomando únicamente lo que son lodos de la laguna facultativa, y oxígeno disuelto de todo el sistema en profundidades de 0.50 cm y 110 cm.

En el procedimiento de extracción de lodos y toma de oxígeno disuelto se utilizó una pequeña embarcación para capacidad de dos personas y espacio suficiente de maniobra de manejo de equipo y disposición de muestras en recipientes especiales. El análisis de oxígeno disuelto se efectuó por medio de un medidor electrónico empleando el método de membrana, teniendo de inmediato resultados a las profundidades señaladas.

Para el análisis de huevos de helmintos, el estudio contempló análisis en lodos y en agua. En el caso del lodo, este fue extraído por medio de una pequeña draga (capacidad 4 kg), posteriormente preservado con formaldehído al 4%. Para el análisis de helmintos en el agua, la muestra se extrajo en la entrada del agua cruda y se manejó un volumen compuesto.

Ambas muestras de huevos de helmintos (agua y lodos) fueron llevadas al Laboratorio de Microbiología Ambiental y de Alimentos del CESCCO para su análisis. Se tomaron muestras de agua en frascos de 3 galones preparados previamente en el laboratorio; para las muestras de sedimento se utilizaron recipientes de plástico de 1 litro con boca ancha. Una vez colectadas las muestras fueron trasladadas al laboratorio en hieleras. En el laboratorio las muestras de agua y sedimentos fueron procesadas de acuerdo al método de referencia de CESCCO. Los resultados se expresaron como número de huevos de helmintos por litro o gramo de muestra.

## Resultados

### *Caudales, Dotaciones, Tiempos de Retención Hidráulica y Cargas Orgánicas*

El Cuadro 1 presenta el resumen de los caudales promedios, la población reportada que estaba conectada al sistema, los caudales per cápita, los tiempos de retención hidráulica, la $DBO_5$ promedio medida en el efluente y las cargas superficiales calculadas, y las cargas volumétricas calculadas para las lagunas anaeróbicas. No se presentan resultados para Pajuiles o Villanueva

por las dificultades en medir los caudales: Paujiles no tenía un caudal continuo porque el agua estaba racionada, y el sistema de Villanueva estaba sobrecargado y no podía colocar el medidor de caudales en la tubería de la entrada del sistema (ECOMAC, 2004). De los resultados se concluye lo siguiente:

1. El caudal per cápita varía entre 127 y 515 litros por persona por día, con un promedio de 363 Lppd. Los aportes per cápita del caudal son muchos más altos que los asumidos por diseñadores, los cuales típicamente varían entre 80—120 Lppd. La razón de la diferencia puede ser por:

i) Alto crecimiento de la población que se conecta al alcantarillado.
ii) Desperdicios de agua por parte de la población.
iii) Infiltración al alcantarillado.
iv) Conexiones de maquiladoras y otras industrias.

2. El tiempo de retención hidráulica nominal, TRH, para la mayoría de los sistemas es menor como resultado del incremento de los caudales, y la mayoría de sistemas no cumplen la recomendación de la OMS de 10 días mínimos para remover huevos de helmintos en lagunas facultativas (Mara y Cairncross, 1989).

3. La $DBO_5$ promedio en el afluente varía mucho entre las municipalidades, de 62 a 437 mg/L, y a pesar que el promedio de todos los sistemas (incluyendo Pajuiles y Villanueva) fue de 206 mg/L, podría ser un error significativo en asumir este valor promedio para diseño.

4. Como resultado de los caudales altos con menos TRH, en combinación a veces con una $DBO_5$ alta en el afluente, la carga superficial orgánica para la laguna facultativa fue alta en la mayoría de los sistemas, variando entre 74 a 1.011 kg $DBO_5$/ha-día, con un promedio de 501 kg $DBO_5$/ha-día. La mayoría de las cargas están arriba de la carga máxima superficial para los climas de Honduras, que se asume varían (con un factor de seguridad) entre 280 y 350 kg $DBO_5$/ha-día. Se concluye que las lagunas primarias de Catacamas Este, Juticalpa, Morocelí, y Villanueva I y II estaban operando arriba de los límites de las lagunas facultativas. La laguna de Danlí fue diseñada como una laguna anaeróbica y la carga orgánica volumétrica es el parámetro más apropiado para analizarla.

**Cuadro 1: Resultados de los Caudales Promedios y per Cápita, Tiempo de Retención Hidráulica y Carga Superficial***

| Sistema | Caudal Promedio $m^3$/día | Población Reportada Conectada | Caudal per Cápita Lppd | Área de Laguna Primaria Ha | Volumen Útil de Laguna Primaria $m^3$ | TRH Nominal días | | | | $DBO_5$ Promedio Afluente mg/L | Carga Superficial CS kg DBO / Ha-día | Carga Volumétrica CV g DBO / $m^3$-día |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | F/A[1] | F/M[2] | M | Total | | | |
| *Resultados del Monitoreo en la Época Seca:* | | | | | | | | | | | | |
| Catacamas Este[3] | 2.580 | 5.350 | 482 | 1,02 | 12.976 | 5,0 | 3,7 | | 8,7 | 400 | 1.011 | 80 |
| Catacamas Oeste | 945 | 3.400 | 278 | 1,38 | 21.694 | 23,0 | 4,2 | | 27,1 | 437 | 300 | |
| Morocelí | 218 | 705 | 309 | 0,12 | 1.519 | 7,0 | 7,0 | | 14,0 | 220 | 410 | |
| Tela[3] | 2.726 | 5.306 | 514 | 0,42 | 7.025 | 2,6 | 4,3 | 2,6 | 9,5 | 114 | 737 | 44 |
| *Resultados del Monitoreo en la Época Lluviosa:* | | | | | | | | | | | | |
| Catacamas Este[3] | 2.639 | 5.350 | 493 | 1,02 | 12.976 | 4,9 | 3,6 | | 8,5 | 296 | 765 | 60 |
| Catacamas Oeste | 902 | 3.400 | 265 | 1,38 | 21.694 | 24,1 | 4,4 | | 28,4 | 294 | 193 | |
| Danlí[3] | 5.150 | 10.000 | 515 | 0,99 | 12.444 | 2,4 | 4,8 | | 7,2 | 205 | 1.066 | 85 |
| Juticalpa[4] | 3.510 | 11.422 | 307 | 1,23 | 21.583 | 6,1 | 3,4 | | 9,5 | 177 | 505 | |
| El Progreso[4] | 2.932 | 23.000 | 127 | 2,83 | 61.360 | 20,9 | 13,9 | | 34,8 | 71 | 74 | |
| Tela[3] | 2.121 | 5.306 | 400 | 0,42 | 7.025 | 3,3 | 5,5 | 3,4 | 12,2 | 62 | 313 | 19 |
| Trinidad | 1.816 | 6.108 | 297 | 0,98 | 14.205 | 7,8 | 6,2 | | 14,1 | 76 | 141 | |

*No se incluyen Pajuiles ni Villanueva por las dificultades en medir los caudales.

1. F/A: facultativa o anaeróbica. Los sistemas de Danlí y Tela consisten de una laguna anaeróbica seguida por una facultativa. Tela tiene una tercera laguna de maduración.
2. F/M: facultativa o de maduración.
3. Asumiendo el volumen útil de agua en la laguna primaria (volumen total menos el volumen de lodos acumulados).
4. Solamente una batería de dos en paralelo fue monitoreada.

5. La carga orgánica volumétrica para una laguna anaeróbica debe ser de 100 a 300 g $DBO_5/m^3$-día (Mara, *et al.*, 1992). Los resultados muestran que las lagunas primarias de Danlí y Tela, las dos diseñadas como lagunas anaeróbicas, estaban funcionando abajo del límite de la carga volumétrica de 100 g $DBO_5/m^3$-día mínima. La laguna primaria de Catacamas Este, diseñada como una laguna facultativa, estaba aproximando la carga volumétrica de una laguna anaeróbica con 80 g $DBO_5/m^3$-día.

6. Las lagunas primarias de Catacamas Este, Danlí y Villanueva están llegando a su límite de acumulación de lodos como resultado de no haber tenido operaciones de limpieza de lodos durante un período entre 7 y 10 años con sobrecarga de caudales; ésto ha generado disminución del volumen útil de agua con la consecuente reducción del tiempo de retención hidráulica.

***Remoción de Huevos de Helmintos***

El Cuadro 2 presenta los resultados de monitoreo de huevos de helmintos, los que se ilustran en las Fotos 1. La especie encontrada con más frecuencia fue *Ascaris lumbricoides*, seguido por *Trichuris trichiura* y finalmente las especies de Anquilostomas. Los resultados muestran claramente que todos los sistemas estaban removiendo 100% de los huevos de helmintos. La mayoría de los sistemas removían 100% de los huevos en las lagunas primarias; solamente las lagunas de Danlí, Pajuiles y Villanueva tenían concentraciones de huevos en el efluente de las lagunas primarias. Ese resultado es posible en función de que estas lagunas primarias estaban funcionando como lagunas anaeróbicas, lo que induce a una generación de burbujas por la digestión anaeróbica y por ende una resuspensión de huevos llevados hasta el efluente. Se concluye que las lagunas secundarias de maduración sirven como un factor de seguridad importante para la remoción de huevos de helmintos.

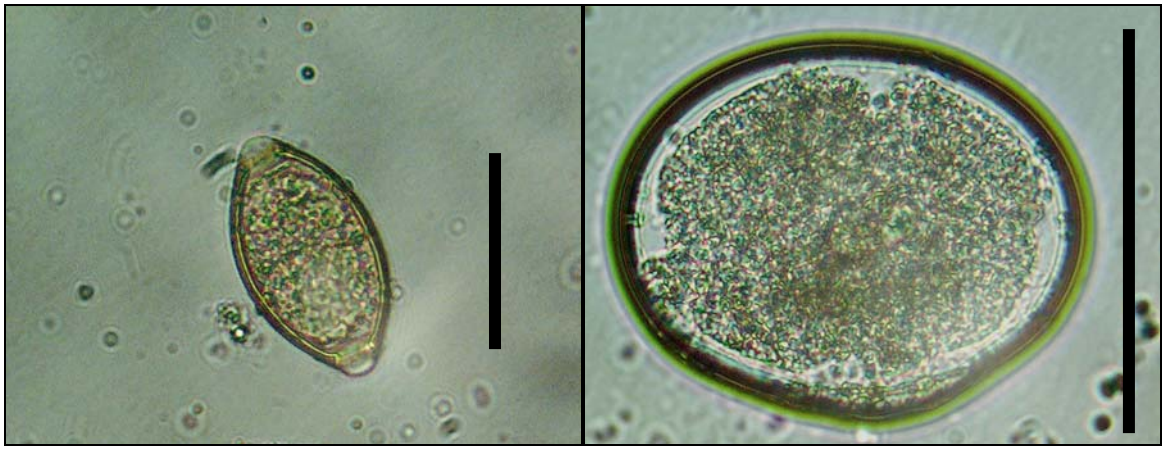
El Cuadro 2 también muestra que todos los lodos de todos los sistemas tienen altas concentraciones de huevos de helmintos. En vista de ese resultado, se concluye que el manejo adecuado de lodos durante la limpieza de lagunas debe requerir seguridad de los trabajadores, limpieza de equipo y una disposición final que protege la salud pública y evita la recontaminación del medio ambiente con huevos fértiles.

**Cuadro 2: Remoción de Huevos de Helmintos en Lagunas de Estabilización de Honduras**

| Sistema de Lagunas | Concentración Promedio de Huevos de Helmintos, Número/L (Rango de Muestras en Paréntesis, Número/L) | | | Concentración Promedio de Huevos de Helmintos en Lodos de Laguna Primaria[1] Número de Huevos / gramo seco (Rango en Paréntesis) |
|---|---|---|---|---|
| | Aguas Residuales Crudas | Efluente de Laguna Facultativa[1] | Efluente de Laguna de Maduración[1] | |
| Catacamas Este | | | | |
| Verano | 13 (9—18) | 0 | 0 | 53 (13—84) |
| Invierno | 33 (24—48) | 0 | 0 | 308 (247—354) |
| Catacamas Oeste | | | | |
| Verano | 84 (42—133) | 0 | 0 | 303 (202—499) |
| Invierno | 29 (24—48) | 0 | 0 | 674 (520—960) |
| Danlí[1] (Invierno) | 45 (30—58) | 2 (0—7) | 0 | 467 (30—1,164) |
| Juticalpa (Invierno) | 9 (0—20) | 0 | | 35 (8—53) |
| Morocelí (Verano) | 15 (0—24) | 0 | 0 | 189 (126—295) |
| Pajuiles (Verano) | 744 (720—792) | 29 (22-42) | 0 | 4,473 (3,720—5,299) |
| El Progreso (Invierno) | 6 (3—9) | 0 | 0 | 62 (15—141) |
| Tela | | | | |
| Verano | 9 (4—16) | 0 | 0 | 1 (1—2) |
| Invierno | 2 (0—4) | 0 | 0 | 50 (18—108) |
| Trinidad (Invierno) | 6 (4—8) | 0 | 0 | 15 (6—20) |
| Villanueva I y II (Verano) | 55 (18—72) | 3 (0—16) | 0 | 738 (270—1,075) |

1. Los sistemas de Danlí y Tela fueron diseñados como una laguna anaeróbica seguido por una laguna facultativa. Mientras la laguna primaria de Danlí funciona como una laguna anaeróbica, la laguna primaria de Tela funciona como una laguna facultativa por la baja carga orgánica.

**a)** ***Ascaris lumbricoides*** **(infértil y fértil)** **b)** ***Ascaris lumbricoides*** **(fértil)**



**c)** ***Trichuris trichiura*** **d) Anquilostomas**

**Fotos 1:** Ejemplos de los huevos de helmintos encontrados en las aguas residuales de las municipalidades monitoreadas en Honduras. La barra negra representa 50 μm. (Fotos tomadas de una placa provista cortesía de Dr. Gilberto Padilla de CESCCO)

***Remoción de Coliformes Fecales y Escherichia coli***

El Cuadro 3 presentan los resultados de la remoción de coliformes fecales y *Escherichia coli* en los sistemas monitoreados. Una vez analizados los resultados en detalle de cada sistema se puede concluir lo siguiente:

1. La naturaleza de la remoción de coliformes fecales y *Escherichia coli* es parecida en todos los sistemas en lagunas primarias y de maduración. Probablemente la mayoría de las especies observadas en el análisis de coliformes fecales corresponde a *E. coli*.

2. La remoción de ambos coliformes fecales y *E. Coli* mejora significativamente en las lagunas primarias hasta que se aproxima a 10 días de tiempo de retención hidráulica; después de 10 días, aunque hay pocos datos, parece que la tasa de remoción baja y se aproxima a un valor limitante como una reacción del primer orden. Cuando el TRH se aproxima a 10 días, se puede obtener 2.0 ciclos $\log_{10}$ remoción de coliformes fecales y *E. coli*.

**Cuadro 3: Resumen de Resultados de Monitoreo (Época Seca y Lluviosa) para *E. Coli*, Coliformes Fecales, $DBO_5$ y SS para Todos los Sistemas Monitoreados**

| Parámetro | Medio[1] (Rango de Valores) | |
|---|---|---|
| | **Afluente** | **Efluente Final** |
| *Escherichia coli*, NMP/100mL | 2.71E+07 (1.22E+06—8.96E+08) | 2.89E+04 (2.71E+02—1.17E+07) |
| Coliformes Fecales, NMP/100mL | 4.7E+07 (2.84E+06—2.01E+09) | 5.47E+04 (6.21E+02—1.47E+07) |
| $DBO_5$, mg/L | 206 (62—438) | 56 (19—93) |
| $DBO_5$ Filtrada, mg/L | ------ | 37 (11—91) |
| SS, mg/L | 207 (66—383) | 72 (24—135) |

1. Las concentraciones medias de coliformes fecales y *Escherichia coli* son medidas geométricas. Todas las demás son medidas aritméticas.

3. No existe una relación significativa entre remoción de coliformes fecales o *E. coli* en lagunas de maduración con relación al TRH. Se concluye que con 5 a 10 días de TRH se debe obtener una remoción de 1.0 ciclos $\log_{10}$. Con una tercera laguna se puede obtener un ciclo de remoción más como se ve en los datos de Tela.

4. La concentración de coliformes fecales o *E. coli* en el efluente final es en gran parte una función de la concentración de bacteria que entra al sistema. La Figura 1 muestra la relación entre la concentración en el efluente final versus la concentración en el afluente.

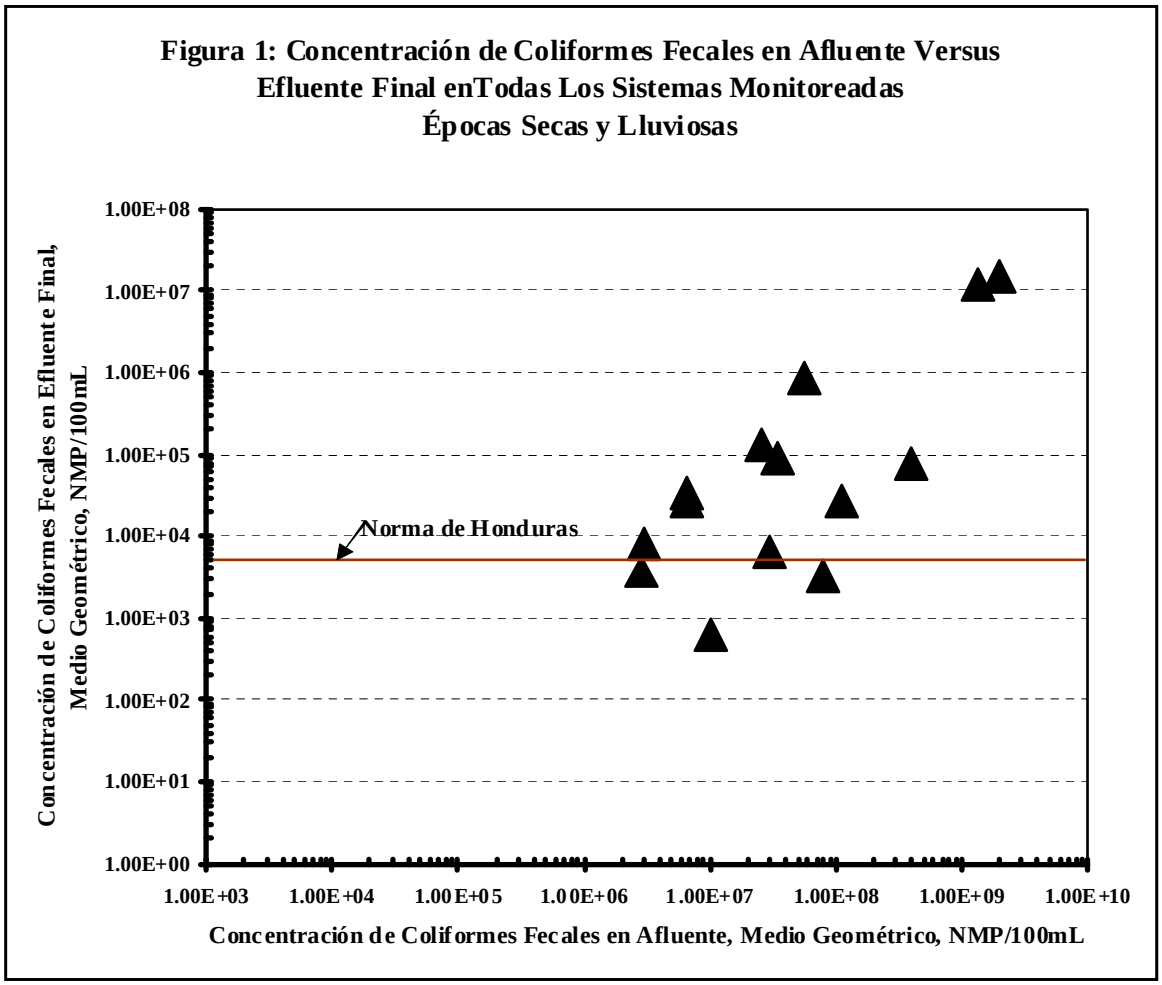
5. La mayoría de los sistemas no puede cumplir la norma de Honduras de coliformes fecales de 5,000 NMP/100mL como se ve en la Figura 1.

6. Tanto coliformes fecales como *E. coli* son especies limitadas cuando se les utilizan como indicadores de patógenos para plantas de tratamiento de aguas residuales, y especialmente en lagunas de estabilización. Es posible que sus poblaciones puedan multiplicarse dentro de una laguna (Feachem, *et* al., 1983), y por otro lado, las aves y mamíferos de sangre caliente que frecuentan las instalaciones también pueden contribuir a concentraciones significativas.

***Monitoreo de Especies de Shigella***

Con el motivo de monitorear un patógeno bacteriano para evitar los problemas discutidos de coliformes fecales y *E. coli*, se seleccionó las especies de *Shigella*, lo que es un patógeno único del ser humano sin ningún reservorio animal (Feachem, *et al*., 1983). Se esperaba que la remoción de especies de *Shigella* demostraría más el comportamiento de la remoción de verdaderos patógenos bacterianos diferente de los indicadores, que no solamente pueden ser excretados por la fauna de la laguna, sino que ellos mismos pueden multiplicarse dentro del sistema bajo condiciones propias (Feachem, *et al*., 1983).

Desafortunadamente, no se detectó la presencia de especies de *Shigella* en ninguna muestra en todo el proyecto de monitoreo. Esto se debe a que los patógenos bacterianos ocurren en aguas residuales solamente durante un brote o epidemia. Se concluye que el monitoreo de parásitos, especialmente helmintos, sería mejor como indicador de la eficiencia de lagunas (y cualquier tipo de planta) en remover patógenos relacionados a los excrementos humanos.




### *Remoción de Parámetros Convencionales: $DBO_5$ y SS*

El Cuadro 3 también muestra los resultados de monitoreo de $DBO_5$ y sólidos suspendidos. Se observa que, a pesar de que la mayoría de las lagunas primarias estaban sobrecargadas hidráulicamente y orgánicamente, la remoción de $DBO_5$ (total y filtrada) fue aceptable en casi todos los sistemas;de los 11 sistemas monitoreados, 8 cumplieron con la norma hondureña de $DBO_5$ de 50 mg/L.

La remoción de SS es más problemática en sistemas de lagunas por la concentración de algas que típicamente se encuentra en los efluentes finales. Sin embargo, los resultados en el Cuadro 8 muestran una buena remoción: por afluentes que varían entre 66—383 mg/L con un promedio de 207 mg/L, el rango de SS en los efluentes finales varía entre 24—135 mg/L, con un promedio aritmético de 72 mg/L. Solamente 3 sistemas excedían la norma hondureña de 100 mg/L.

***Características Físico-Químicas de los Lodos***

El Cuadro 4 presenta los resultados de los parámetros de los lodos en las lagunas primarias. Debido a que ningún sistema tenía un desarenador en operación, se utilizó la relación de concentraciones entre sólidos volátiles y sólidos fijos, estimando la producción de sólidos arenosos por cada 1.000 $m^3$ de afluente de aguas residuales que se presenta en el cuadro. Asimismo, con las mediciones del volumen de lodos acumulados por batimetría, se pudo estimar la producción de lodos por cada 1.000 $m^3$ de afluente. Se nota que la producción de sólidos arenosos sin desarenadores fue estimada en un rango de 3.2—5.8% del volumen total de lodos acumulados, lo que es semejante a un rango típico que ha sido reportado en otros estudios de lagunas (Arceivala, *et al*., 1970).

**Cuadro 4: Resumen de Resultados para Lodos de Lagunas Primarias**

| Parámetro | Rango de Valores |
|---|---|
| Sólidos Totales, % | 11.0—15.5 |
| Sólidos Volátiles, % | 15.5—31.4 |
| Sólidos Fijos, % | 68.0—84.5 |
| Acumulación Estimada de Sólidos Arenosos, $m^3/1.000m^3$ | 0.008—0.085 |
| Acumulación Estimada de Lodos, $m^3/1.000m^3$ | 0.213—0.548 |
| Porcentaje de sólidos arenosos en lodos acumulados, % | 3.2—5.8 |

***Observaciones de Condición Física, Operación y Mantenimiento y Sostenibilidad***

El Cuadro 5 presenta los resultados de observaciones en el campo de la condición física, operación y mantenimiento, y sostenibilidad de los sistemas monitoreados. De las condiciones físicas, un problema en todos los sistemas es la falta de canaletas Parshall calibradas con su respectiva lectura de caudal a la vista. Se constató, que ningún sistema posee una tabla con registros donde se permita traducir la lectura en caudal; unido a ésto se expone el hecho de la mala construcción de estas estructuras, por lo que canaletas prefabricadas pueden ser la solución del problema. En la mayoría de los sistemas faltan desarenadores y canales de desvío, así como facilidades sanitarias para los operadores y un botiquín para los trabajadores. Finalmente, ningún sistema tiene un lugar físico reservado para el almacenaje de lodos secos o mojados después de la limpieza de lodos.

En términos de operación, ningún operador ha monitoreado sus caudales—tampoco puede con las canaletas Parshall existentes—ni ha tomado muestras de rutina (*in situ* o para mandar al laboratorio) para analizar el funcionamiento del sistema. Ninguna municipalidad ha tomado un catastro de las conexiones al sistema de alcantarillado para tener un registro de las cargas pasadas, presentes y futuras. Y nadie ha monitoreado la profundidad de lodos en lagunas primarias.

El mantenimiento físico fue adecuado en la mayoría de sistemas, pero muchas veces faltan herramientas adecuadas para, por ejemplo, la limpieza de natas. La mayoría de las instalaciones cuentan con personal para vigilancia y limpieza de malas hierbas, pero requiere más capacitación sobre la operación y mantenimiento del sistema.

La sostenibilidad de la mayoría de los sistemas parece muy tenue por el momento. La mayoría tiene una aceptación general por parte del público, pero cuenta con un apoyo técnico y económico mínimo por parte de la municipalidad. Hay bastantes problemas como la necesidad de instalar canaletas Parshall que funcionen, monitoreo de caudales, catastro de conexiones, capacitación de operadores y planes para la expansión del sistema para acomodar el crecimiento de la población. Un punto muy importante es el hecho que ninguna instalación cuenta con un plan de monitoreo y limpieza de lodos en las lagunas primarias. Porque el costo de remoción de lodos puede ser significativo, especialmente si dejara la acumulación de ellos hasta que la profundidad prohíba su secado dentro de la laguna y tendrían que ser bombeados, la sostenibilidad de los sistemas a largo plazo dependerá mucho sobre el manejo adecuado de lodos cuando sea necesario limpiar las lagunas primarias.

**Cuadro 5: Condiciones Físicas, de Operación y Mantenimiento, y de Sostenibilidad de los Sistemas Monitoreados**

| Sistema | Condición Física | Monitoreo de Rutina | Mantenimiento | Personal | Planificación para Remoción de Lodos | Sostenibilidad |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Catacamas Este | Sobrecargado<br>Faltan canal de desvío,canaleta Parshall adecuada y desarenador<br>Faltan facilidades sanitarias y botiquín<br>Necesita limpieza de lodos | No hay catastro<br>No hay medición de caudales<br>No hay muestreo de rutina<br>No hay monitoreo de acumulación de lodos | Satisfactorio<br>Carencia de equipomanual para limpieza del sistema | Hay personal permanente<br>Personal requiere mayor capacitación | No hay planes ni presupuesto | Apoyo técnico y económico por parte de la municipalidad<br>Aceptación pública |
| Catacamas Oeste | Faltan canal de desvío, y canaleta Parshall adecuada<br>Faltan facilidades sanitarias y botiquín<br>Cercos en mal estado<br>Revestimiento en mal estado | No hay catastro<br>No hay medición de caudales<br>No hay muestreo<br>No hay monitoreo de acumulación de lodos | Satisfactorio<br>Carencia de equipo manual para limpieza del sistema | Hay personal permanente<br>Personal requiere mayor capacitación | No hay planes ni presupuesto | Apoyo técnico y económico por parte de la municipalidad<br>Aceptación pública |
| Danlí | Faltan rejillas, canaleta Parshall adecuada y desarenador<br>Faltan facilidades sanitarias y botiquín<br>Necesita limpieza de lodos | No hay catastro<br>No hay medición de caudales<br>No hay muestreo<br>No hay monitoreo de acumulación de lodos | Satisfactorio<br>Carencia de sitio para disposición final de natas | Hay personal permanente<br>Personal requiere mayor capacitación | No hay planes ni presupuesto | Apoyo mínimo técnico y económico por parte de la municipalidad<br>Aceptación pública |
| Juticalpa | Falta canal de desvío y canaleta Parshall adecuada<br>Falta caseta de operación con facilidades sanitarias y botiquín<br>Falta revestimiento<br>Acceso difícil en invierno | No hay catastro<br>No hay medición de caudales<br>No hay muestreo<br>No hay monitoreo de acumulación de lodos | No es satisfactorio<br>Carencia de sitio para disposición final de natas | Personal que mantiene periódicamente<br>Personal requiere mayor capacitación con asignación de más tiempo para mantenimiento | No hay planes ni presupuesto | Apoyo mínimo técnico y económico por parte de la municipalidad<br>Aceptación pública |

**Cuadro 5: A Continuación**

| Sistema | Condición Física | Monitoreo de Rutina | Mantenimiento | Personal | Planificación para Remoción de Lodos | Sostenibilidad |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Morocelí | Falta canaleta Parshall adecuada y desarenador adecuados<br>Faltan facilidades sanitarias y botiquín<br>Defectos en canal de desvío<br>Mamparas demasiadas altas<br>Erosión de taludes por escurrimiento de agua pluvial | No hay catastro<br>No hay medición de caudales<br>No hay muestreo<br>No hay monitoreo de acumulación de lodos | Escaso<br>Carencia de equipo manual para limpieza del sistema | No hay personal asignado de tiempo competo para mantenimiento<br>Personal requiere mayor capacitación con asignación de más tiempo para mantenimiento | No hay planes ni presupuesto | No existe apoyo técnico ni económico por parte de la municipalidad<br>Aceptación pública |
| Pajuiles | Faltan facilidades sanitarias y botiquín<br>Falta canaleta Parshall adecuada y desarenador<br>Falta acceso adecuado de vehículos | No hay catastro<br>No hay medición de caudales<br>No hay muestreo<br>No hay monitoreo de acumulación de lodos | Escaso<br>Carencia de sitio para disposición final de natas | No hay personal asignado de tiempo completo para mantenimiento<br>Personal requiere capacitación con asignación de más tiempo para mantenimiento | No hay planes ni presupuesto | No existe apoyo económico por parte de la municipalidad<br>No existe aceptación pública |
| El Progreso | Falta desarenador | No hay catastro<br>No hay medición de caudales<br>No hay muestreo<br>No hay monitoreo de acumulación de lodos | Satisfactorio | Hay personal permanente<br>Personal requiere capacitación | No hay planes ni presupuesto | Apoyo técnico y económico por parte de la municipalidad<br>Aceptación pública |

**Cuadro 5: A Continuación**

| Sistema | Condición Física | Monitoreo de Rutina | Mantenimiento | Personal | Planificación para Remoción de Lodos | Sostenibilidad |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Tela | Falta rejilla, canaleta Parshall adecuada, desarenador, canal de desvío y revestimiento<br>Faltan caseta de operación con facilidades sanitarios y botiquín<br>Cercos permiten el acceso de animales<br>Acceso difícil | No hay catastro<br>No hay medición de caudales<br>No hay muestreo<br>No hay monitoreo de acumulación de lodos | Satisfactorio | Personal que mantiene 2 ó 3 veces por semana | No hay planes ni presupuesto | Apoyo técnico y económico por parte de la municipalidad<br>Aceptación pública |
| Trinidad | Falta canaleta Parshall adecuada<br>Faltan facilidades sanitarias y botiquín<br>Vertederos de salidas son mal diseñados y no funcionan | No hay catastro<br>No hay medición de caudales<br>No hay muestreo<br>No hay monitoreo de acumulación de lodos | No es satisfactorio<br>Carencia de sitio para disposición final de natas<br>Falta el uso adecuado del desarenador | Hay personal permanente<br>Personal requiere mayor capacitación | No hay planes ni presupuesto | Apoyo mínimo técnico y económico por parte de la municipalidad<br>Aceptación pública |
| Villanueva | Sobrecargado<br>Falta botiquín<br>Falta rejilla, canaleta Parshall adecuada, desarenador y canal de desvío<br>Mala repartición de caudales entre dos baterías en paralelo<br>Necesita limpieza de lodos | No hay catastro<br>No hay medición de caudales<br>No hay muestreo<br>No hay monitoreo de acumulación de lodos | Satisfactorio | Hay personal permanente | No hay planes ni presupuesto | Apoyo técnico y económico por parte de la municipalidad<br>Aceptación pública |

Adaptado de ECOMAC (2004) y visitas personales.

## Lecciones Aprendidas y Recomendaciones

### *Funcionamiento de Sistemas y Diseño de Procesos*

La mayoría de los sistemas están funcionando en condiciones de cargas hidráulicas y orgánicas superiores a las usadas históricamente para diseño, a pesar que tenían menos de 10 años de operación. Por lo menos 3 lagunas primarias que fueron diseñadas como lagunas facultativas, estaban funcionando como lagunas anaeróbicas por la sobrecarga. El problema principal se manifiesta en la introducción de caudales y concentraciones de $DBO_5$ superiores a los considerados en diseño. Se concluye que, por la incertidumbre del catastro de conexiones y su crecimiento en las municipalidades, y de la variación de concentraciones de $DBO_5$ que puede ocurrir, es un error asumir aportes per cápita de dotación y $DBO_5$ en el diseño y en la planificación. Se debe diseñar y planificar usando mediciones de caudales y $DBO_5$ en campo, y se debe desarrollar un registro histórico de ambos en las municipalidades.

En lo relacionado a la sobrecarga por la acumulación de lodos en las lagunas primarias, se concluye que por lo menos tres lagunas estaban llegando a su límite de acumulación de lodos y en situación para extraerlos y secarlos por el método de secado—el menos costoso—en vez de los métodos de sacarlos mojados. Ningún sistema tiene monitoreo de acumulación de lodos ni un plan de su remoción. Los diseños y manuales de operación deben incluir una estimación de las tasas de acumulación de lodos y un método de remoción con una disposición final adecuada. La remoción de lodos de lagunas anaeróbicas es más difícil todavía que la remoción de lagunas facultativas por la profundidad de lodos encontrada, y por esta razón no se debe diseñar lagunas anaeróbicas en las municipalidades.

A pesar de las sobrecargas, la funcionalidad de los sistemas ha sido verdaderamente óptima frente a la remoción de los patógenos como huevos de helmintos. Referente a reuso de efluentes tratados, todos los sistemas cumplen la norma de Categoría B, Riego Restringido, de la OMS, para uso en cultivos agrícolas que no se consumen crudos. Se concluye que se debe diseñar sistemas de dos baterías de lagunas facultativas en paralelo, seguido por un mínimo de una laguna de maduración; las lagunas facultativas deben tener un mínimo de 10 días de TRH, y las lagunas de maduración un mínimo de 5 días de TRH, para la vida útil del sistema. Con estas normas de diseño se debe obtener 100% de remoción de huevos de helmintos, y aproximadamente 3 ciclos $\log_{10}$ de remoción de coliformes fecales o *E. coli*.

También, a pesar de las sobrecargas, y las fuertes diferencias de sistema a sistema, la remoción de $DBO_5$ y SS ha sido muy aceptable y típica de las lagunas de estabilización en cualquiera parte del mundo (Arceivala, *et al*., 1970; Mara, *et al*., 1992; Oakley, *et al*., 2000; Yánez, 1992).

Tomando en cuenta la remoción de patógenos y parámetros convencionales, a pesar de los problemas mencionados, se concluye que la tecnología de lagunas de estabilización es noble y resistente a las fuertes diferencias de condiciones que se encuentra en las municipalidades. Es difícil creer que otras tecnologías de tratamiento podrían funcionar con tanto éxito como lagunas en remoción de patógenos y $DBO_5$ bajo las condiciones encontradas en las municipalidades.

### *Diseño Físico y Construcción*

Los problemas principales de diseño físico son:

1. Falta de canal de desvío.
2. Falta de canaleta Parshall calibrada para medir caudales.
3. Falta de desarenador.
4. Falta de dispositivos para remoción y almacenaje de lodos (rampas y lechos de secado).
5. Falta de diseños estándares para dispositivos de entrada, salida y división de caudales.
6. Falta de lagunas primarias en paralelo para la remoción de lodos.
7. Falta de facilidades sanitarias con botiquín para los operadores.

Además, en varios lugares han ocurrido serios problemas con supervisión adecuada de construcción. Por ejemplo, ninguna canaleta Parshall hecha de concreto sirve para medir caudales como resultado de su mala construcción que prohíbe su calibración. Asimismo, se observó que al menos tres canaletas Parshall prefabricadas no se pueden utilizar por su mala instalación: dos de ellas no tenían tablas con valores de nivel, y el contratista cortó el fondo de otra para poder ubicarla más fácilmente entre la rejilla y el desarenador (debe ser ubicada después del desarenador para controlar la velocidad en el desarenador). En otro ejemplo una contratista no puso impermeabilización en los taludes interiores de la laguna primaria, y la laguna no pudo mantener su nivel después de llenarla como resultado de la infiltración. En la mayoría de los sistemas el diseñador original nunca ha visitado el sitio a fin de verificar la construcción versus su diseño y concluir sobre su operación.

Se concluye que hay una falla significativa en el diseño y en la supervisión de construcción que se debe mejorar para evitar estos problemas en el futuro.

***Operación y Mantenimiento***

Mientras el mantenimiento físico de la mayoría de las instalaciones fue adecuado, faltaba mucho en la operación de rutina de los sistemas, particularmente la medición de caudales con un registro histórico, el catastro de conexiones al alcantarillado, el muestreo de rutina y la medición de la acumulación de lodos. En los sistemas sobrecargados, a pesar de los problemas obvios, las municipalidades no han iniciado ningún plan para enfrentar las sobrecargas a efecto que el sistema sea sostenible a largo plazo.

Es imposible, por ejemplo, analizar el comportamiento de un sistema de lagunas, y saber si están o estarán sobrecargados, sin tener un registro de los caudales. Que algo tan básico todavía no existe en las municipalidades es una reflexión de la falta de capacitación y concientización, no solamente por parte de los operadores, sino de los alcaldes, ingenieros municipales, diseñadores, e ingenieros y técnicos del sector público que están involucrados con el financiamiento y regulación de sistemas de tratamiento de aguas residuales.

Se concluye que es necesario y urgente que las municipalidades empiecen a operar sus sistemas más profundamente para poder anticipar problemas de sobrecargas hidráulicas y orgánicas, y acumulación de lodos en lagunas primarias.

***Sostenibilidad***

Las diferencias encontradas en los caudales, tiempos de retención hidráulica correspondientes y las cargas orgánicas superficiales entre las municipalidades radican fundamentalmente en las acciones de operación y mantenimiento ofrecidas por los entes encargados. La mala administración de la cobertura de servicio, las condiciones de colección y transporte del sistema de alcantarillado sanitario y el deficitario servicio de agua potable pueden redundar en bajos

caudales entrando a los sistemas. También, la mala administración para controlar la cobertura, y el mal monitoreo y control de catastro y tipo de usuarios, pueden redundar en altos caudales entrando a los sistemas. No se puede dejar por alto la falta de monitoreo de los sistemas, especialmente lo referente a caudales, cargas y acumulación de lodos.

Para que los sistemas de las lagunas de estabilización tengan sostenibilidad a largo plazo, los entes encargados deben hacer lo siguiente:

1. Capacitar operadores, ingenieros municipales y responsables de entes públicos en el monitoreo, aspecto que hoy en día representa una seria responsabilidad. Se hace hincapié en el seguimiento de: catastro de conexiones, medición de caudales, cargas orgánicas y medición de la acumulación de lodos.

2. Desarrollar planes de limpieza de lodos que incluyen financiamiento del trabajo. Si ésto está bien planeado, la municipalidad puede hacer la obra en vez de contratar una empresa privada.

3. Desarrollar planes de la expansión del sistema de tratamiento de forma que pueda balancear su eficiencia conforme al aumento de la población y sus conexiones al alcantarillado.

4. Desarrollar planes de tarifas que puedan cubrir los costos de la operación de la instalación, incluyendo la remoción y disposición final de lodos cada 5 a 10 años.

**El Reuso de Aguas Residuales**

Un punto importante presentado en detalle en el informe de CEPIS (Egocheaga y Moscoso, 2004) es que las aguas residuales tratadas pueden ser un recurso sostenible en vez de un problema de la salud pública y el medio ambiente. Los resultados del Proyecto de Monitoreo de las Lagunas de Estabilización en Honduras muestran que todos los sistemas monitoreados cumplían la norma de Categoría B de la OMS para riego restringido, y un sistema cumplía la norma de Categoría A para riego no restringido. Si se considera las normas de la OMS para el uso de efluentes en acuicultura, cinco sistemas monitoreados cumplían la norma.

Las normas de la OMS ofrecen una excelente referencia en demostrar la posibilidad real de usar el agua residual doméstica en actividades productivas, haciendo más sostenible la protección de la salud pública y el uso de los recursos hídricos. Desgraciadamente, en Honduras como en la mayoría de los países de América Latina y América Central, los entes encargados de promulgar las normas no las han considerado en todo su potencial por diversas razones, lo que incluye enfoques en remoción de material orgánico y protección ambiental, y más énfasis en buen funcionamiento del sistema de tratamiento en términos operativos y mucho menos al sanitario con énfasis en enfermedades infecciosas. Se espera que estos enfoques cambien, y que estudios de caso como este de Honduras puedan ofrecer un punto de vista demostrando la posibilidad real de mejorar la protección de la salud pública, especialmente en la remoción de huevos de helmintos con lagunas de estabilización, con la posibilidad de aprovechar el efluente en actividades productivas para que los sistemas de lagunas sean sostenibles a largo plazo.

**Referencias**

APHA (American Public Health Association), *Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater*, 19th Edition, America Public Health Association, Washington, D.C., 1995.

Arceivala, S. J., *et al. Waste Stabilization Ponds: Design, Construction & Operation in India*, Central Public Health Engineering Research Institute, Nagpur, India, 1970.

ECOMAC, Informes de Monitoreo: Lagunas de Estabilización en Honduras, (11 Volumenes) Proyecto Monitoreo de Sistemas de Estabilización de Tratamiento de Aguas Negras, Department of the Army, U.S. Army Corps of Engineers (Cuerpo de Ingenieros del Ejército de Estados Unidos), Mobile District, Tegucigalpa, 2004.

Egocheaga, L. y Moscoso, J. *Una Estrategia para la Gestión de las Aguas Residuales Domésticas*, CEPIS/OPS, Lima, 2004.

Feachem, R.G., Bradley, D.J., Garelick, H., and Mara, D.D., *Sanitation and Disease: Health Aspects of Excreta and Wastewater Management*, John Wiley, London, 1983.

Mara, D. *et al.*, *Waste Stabilization Ponds: A Design Manual for Eastern Africa*, Lagoon Technology International, Leeds, England, 1992.

Mara, D. and Cairncross, S., *Guidelines for the Safe Use of Wastewater and Excreta in Agriculture and Aquaculture*, World Health Organization, Geneva, 1989.

Yánez, F., *Lagunas de Estabilización: Teoría, Diseño, Evaluación, y Mantenimiento*, Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias, Ministerio de Salud Pública, Quito, Ecuador, 1992.

# FILTROS PERCOLADORES

Pedro Saravia

## INVESTIGACION EN ERIS

La Escuela Regional de Ingeniería Sanitaria y Recursos Hidráulicos de la Universidad de San Carlos de Guatemala, conocida por sus siglas ERIS, inició las investigaciones sobre tratamiento apropiado de aguas residuales domésticas, en la década de los setenta del siglo pasado, buscando básicamente sistemas económicos de construir y sostenibilidad de los proyectos, fue así como se propuso el desarrollo de plantas construidas con materiales locales, de fácil operación y mantenimiento, sin la utilización de energía eléctrica y equipos mecánicos.

En 1972, la ERIS, emprendió el programa de investigación bajo la responsabilidad del ingeniero Arturo Pazos Sosa, para estudiar las posibles soluciones al tratamiento de las aguas residuales domésticas, partiendo de los lineamientos propuestos por la dirección de ERIS, consistentemente en tecnología apropiada para el área centroamericana y que incluyera adicionalmente propósitos pedagógicos como: dar a los estudiantes de ERIS la oportunidad de realizar sus propios ensayos y aplicar los conocimientos aprendidos en clase (Pazos, 1972).

La investigación consistió entonces en: estudio experimental del proceso de filtros percoladores operando por gravedad y sus unidades complementarias como sedimentadores, digestor y patio de secado de lodos. Así como el estudio de aplicación de materiales locales y operación y mantenimiento.

La selección de los filtros percoladores se basó en los siguientes criterios:

- Sistema de tratamiento que pone en contacto las aguas residuales sedimentadas con cultivos biológicos y oxígeno, donde los microorganismos convierten las sustancias complejas principalmente orgánicas en material celular viviente o en sustancias más simples y sedimentables (Pazos, 1982).

- Los filtros percoladores torre, Turmtropfkűrpper, fueron experimentados en Alemania por el ingeniero Schulz, siendo eficientes para tratar aguas residuales a razón de 86 personas por cada metro cúbico, en Norte América y en Europa se contaba con experiencias de tratamiento de aguas residuales por medio de filtros percoladores de 1 a 3 metros de altura, pero Schulz, investigó con filtros de 6 a 20 metros de altura, donde el largo camino y repetido contacto de las gotas de aguas residuales con el contacto del aire favorece la acción de los microorganismos para que sea más eficiente la remoción de materia orgánica (Pazos 1972).

- Se necesita poco espacio horizontal, se puede ubicar en laderas de barrancos, no necesita equipo mecánico para funcionar, la eficiencia de estos filtros es 4 veces mayor que los filtros percoladores de alta capacidad, bajo costo de construcción, la operación es sencilla y bajo costo de mantenimiento.

El filtro experimental construido, consistió en una torre de 8.5 metros de altura de lecho filtrante con un diámetro interno de 1.20 metros, el filtro se dividió en tres etapas de 3.33 metros de alto con una separación entre etapas de 0.60 metros, el lecho filtrante se construyó inicialmente con toba volcánica de 13 a 15 centímetros de diámetro y posteriormente se cambió a diámetros de 9 y 6 centímetros para mejorar la eficiencia, en la fotografía 1 se observa el filtro torre. La planta inició operación en enero de 1974 y los resultados obtenidos fueron: carga hidráulica 9.6 $m^3/m^2$.día, 65 habitantes tratados por metro cúbico de filtro, carga orgánica 1.22 Kg de $DBO_5/m^3$.día y 75% de eficiencia en la remoción de materia orgánica. Se demostró la sencillez de la operación y el operador dedica en promedio menos de 3 horas diarias para operar todo el sistema (Pazos, 1974).

Fotografía 1: Filtro torre experimental de la planta de tratamiento Aurora II.

Los filtros percoladores siguen siendo una de las principales líneas de investigación de ERIS y hasta la fecha se han desarrollado las siguientes investigaciones:

- Comparación entre lagunas de estabilización y filtro torre, obteniendo los siguientes resultados: carga hidráulica 19.4 $m^3/m^2$día, carga orgánica 3.25 Kg de $DBO_5/m^3$día como máxima y eficiencia variable entre 57 y 86%, (Gonzales, Rocha y Tercero, 1974).

- Filtro torre de 12 metros de alto, con una altura efectiva de 9.7 metros y material filtrante de placas de duroport, de 1 metro por 2 metros, por un centímetro de espesor, colocadas verticalmente y separadas entre sí por 0.06 cms (Tanches, 1978). Las conclusiones

obtenidas con esta investigación: carga de DBO oscila entre 0.6 y 1.29 Kg de DBO $_5$/m$^3$día, para eficiencias entre 89.5 y 97.6%; carga hidráulica varió en el rango de 21.6 a 32.88 m$^3$/m$^2$día.

- Sistemas de filtros percoladores construidos en serie, consisten en tres filtros percoladores independientes, cada uno con una altura de 4 metros, de los cuales 3.5 son de lecho filtrante y 0.64 m$^2$ de superficie, construidos separadamente, aprovechando la topografía del sitio (Mayorga, 1980). El objetivo de estos filtros fue reducir costos de construcción y disminuir el riesgo sísmico, al evitar estructuras altas de 12 metros de altura. Los resultados obtenidos: 1.6 Kg de DBO $_5$/m$^3$día y eficiencias variables entre 60 y 86%, lo cual depende del caudal aplicado, a mayor caudal menor eficiencia. En la fotografía 2, se observa el tercer filtro percolador y el sedimentador secundario.

- También se realizaron investigaciones para determinar la eficiencia de remoción de materia orgánica de un filtro percolador de 3.5 metros de altura y dos filtros percoladores construidos en serie. En el primer caso se obtuvo eficiencias de remoción de materia orgánica de 45 % para carga por unidad de superficie de 0.27 litros/segundo/m$^2$ y 65% para carga por unidad de superficie de 0.57 litros/segundo/m$^2$ (Girón 1982); en el segundo caso se obtuvo eficiencias de remoción de la materia orgánica entre 60 y 87.5%.

- Otras investigaciones relacionas: evaluación de sistema de reactores anaerobios de flujo ascendente, RAFA, filtro percolador, reactores anaerobios y filtros percoladores construidos con elementos prefabricados.

- Investigaciones en curso, pendientes de concluir: construcción de medio filtrante a partir de envase plástico tipo PET y filtros percoladores utilizando material filtrante, desecho seleccionado de construcción.

Fotografía 2: Tercer filtro percolador y sedimentador secundario.

## DESARROLLO EN GUATEMALA

Con los resultados de la experimentación desarrollada por ERIS, en la planta piloto, se construyeron las plantas de tratamiento siguientes:

- Granja Penal de Pavón, Faijanes.
- Población de San Juan Comalapa, municipio de Chimaltenango.
- Colonia el Mezquital, cuidad de Guatemala
- Campus Central de la Universidad de San Carlos de Guatemala, Ciudad Universitaria zona 12, capacidad 85,000 habitantes.
- Campus Central de la Universidad Rafael Landivar, zona 15, ciudad de Guatemala.

Estas plantas están integradas con las siguientes unidades de tratamiento: Desarenador, rejas para atrapar sólidos grandes, sedimentador primario, tres filtros percoladores en serie, sedimentador secundario, digestor para tratamiento de lodos y patio de secado de lodos.

Los filtros percoladores cuentan con un sistema de distribución de aguas residuales que esparcen el efluente en forma homogénea sobre la superficie del filtro, el sistema filtrante que consiste en grava con granulometría entre 2.5 y 3.5 pulgadas de diámetro y sistema de recolección que permite sostener el lecho filtrante y, al mismo tiempo, no obstruye el paso del aire a través del lecho filtrante, éste fue construido con tubería de cemento de 16 pulgadas de diámetro, cortadas por la mitad y con perforaciones a cada 0.50 metros.

Es importante mencionar que el sistema de distribución ha consistido en aspersores fijos, construidos de tubería de hierro galvanizado de 2 pulgadas de diámetro con agujeros perforados de 5/8 de pulgada y espaciados uniformemente a cada 0.5 metros, que se encargan de distribuir el flujo sobre la superficie, con el objeto de tener la misma carga hidráulica sobre el área del filtro. Uno de los inconvenientes de este tipo de aspersor, es el constante taponamiento de los agujeros impidiendo que el flujo se distribuya en forma homogénea sobre el filtro dejando zonas muertas, que no reciben aguas residuales y zonas que reciben un flujo mayor, esto ha sido solucionado en la República de El Salvador, mediante el empleo de canaletas dotadas de vertederos que distribuyen el efluente sobre el lecho filtrante.

En la fotografía 3 se muestra la planta de tratamiento de San Juan Comalapa, que consta de filtros percoladores en serie, se observan los aspersores fijos, consistentes en tuberías colocadas sobre el filtro.

Fotografía 3: Planta de tratamiento de San Juan Comalapa.

## PARAMETROS DE DISEÑO

Los parámetros de diseño utilizados están en función de la carga orgánica, en términos de la demanda bioquímica de oxígeno aplicada diariamente por unidad de volumen de medio filtrante, expresada como Kg de $DBO_5/m^3$ por día y el caudal diario que se puede tratar por área de superficie, denominado carga hidráulica, expresado con $m^3/m^2$ por día.

En el caso de los filtros percoladores se ha desarrollado un modelo matemático que incluye ambos parámetros de diseño en función de la velocidad de remoción de la materia orgánica soluble en agua, que es proporcional a la cantidad de materia orgánica remanente de la siguiente forma:

$$\frac{S}{S_0} = \mathrm{e}^{-Kt} \qquad (1)$$

Donde

$S$ = Demanda bioquímica del efluente, mg/L
$S_o$ = Demanda bioquímica del afluente, mg/L
$K$ = Constante de reacción, días$^{-1}$
$t$ = Tiempo de contacto en el filtro, días

Schulze y Houlaud (Cruz, 1990) han expresado el tiempo como:

$$t = KD / Q^n \qquad (2)$$

Donde

$D$ = Profundidad del filtro, m
$Q$ = Carga hidráulica por unidad de superficie, m$^3$/m$^2$-día
$n$ = Exponente

De la combinación de ambas ecuaciones (1) y (2) se obtiene:

$$\frac{S}{S_0} = \mathrm{e}^{-KD / Q^n} \qquad (3)$$

Esta ecuación es válida para filtros que no emplean recirculación (Cruz 1990) y los valores deben de establecerse experimentalmente. Como resultado de la investigación en la planta piloto de ERIS, el ingeniero Arturo Pazos, para medio filtrante piedra volcánica, encontró los siguientes valores:

$n$ = 1.02
$K$ = 0.1290 días$^{-1}$

Y para grava:

$n$ = 0.725
$K$ = 0.1072 días$^{-1}$

La ecuación para el segundo caso queda definida de la siguiente manera:

$$\frac{S}{S_0} = e^{-0.1072D/Q^{0.725}} \qquad (4)$$

El ingeniero Héctor Javier Cruz, experimentando con medio filtrante de grava de concreto de 2 pulgadas de diámetro, encontró valores muy similares a los encontrados por el ingeniero Pazos (Cruz 1990). Los valores son los siguientes:

$n = 0.709$
$K = 0.1029$ días$^{-1}$

**DATOS DE MONITOREO**:

Las plantas de tratamiento con filtros percoladores en serie han demostrado que son eficientes para remover materia orgánica, para ello se presentan las evaluaciones que se hicieron en las plantas de tratamiento de la Universidad de San Carlos de Guatemala, USAC, (Chávez, 1991) y de la Colonia el Mezquital, (Bravatti, 1983), ambas plantas constan de las siguientes unidades: Desarenador, sedimentador primario, tres módulos de filtros percoladores en serie, para evitar recirculación; sedimentador secundario, digestor de lodos y patios de secado de lodos.

Los resultados de la remoción de $DBO_5$, que básicamente consiste en la diferencia entre la entrada y salida del sistema de tratamiento, se presentan en los cuadros 1 y 2, en la gráfica 1 se presenta la dispersión entre máximos y mínimos, se incluye el promedio:

Cuadro 1

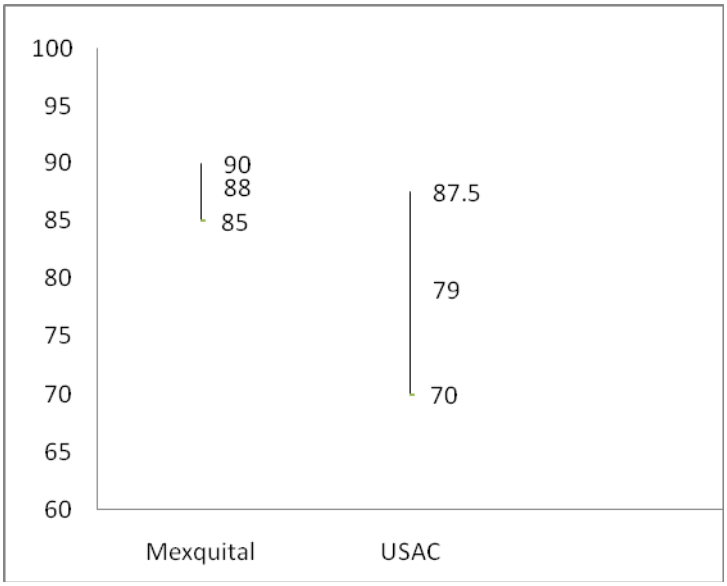
PLANTA USAC

| | DBO en mg/l | | | | Promedio | max | min |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| ENTRADA | 80 | 20 | 75 | 52.5 | 56.875 | 80 | 20 |
| SALIDA | 10 | 6 | 16 | 10 | 10.5 | 16 | 6 |
| EFICIENCIA | 87.5 | 70 | 79 | 80 | 79.125 | 87.5 | 70 |

Cuadro 2

PLANTA MEXQUITAL

| | DBO en mg/l | | | | Promedio | max | min |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| ENTRADA | 260 | 400 | 150 | 180 | 247.5 | 400 | 150 |
| SALIDA | 40 | 45 | 15 | 20 | 30 | 45 | 15 |
| EFICIENCIA | 85 | 89 | 90 | 89 | 88.25 | 90 | 85 |



Gráfica 1: Rango de la Eficiencia de Remoción de $DBO_5$ en las Dos Plantas

En la planta de tratamiento de la Universidad de San Carlos existe una mayor dispersión de los datos y una eficiencia menor, pero esto se debe a las características propias de un establecimiento educativo, donde la carga hidráulica y orgánica, varían durante el día y los fines de semana.

Se puede concluir que las plantas de tratamiento con filtros percoladores en serie han demostrado que son apropiadas para terrenos quebrados, por su eficiencia, bajo costo de construcción y mantenimiento y sencillez de operación.

## BIBLIOGRAFIA

Berganza R., Ricardo Mauricio, **Determinación de la eficiencia de remoción de materia orgánica, de dos filtros percoladores colocados en serie,** Estudio Especial (Tesis) de Maestría, ERIS, Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala, octubre de 1982, 34 páginas.

Bravatti C., Edgar J, **Evaluación de la eficiencia de remoción de materia orgánica en la planta de tratamiento de aguas servidas de la colonia El Mezquital,** Estudio Especial (Tesis) de Maestría, ERIS, Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala, octubre de 1983, 43 páginas.

Cáceres J., **Informe de avance de investigación, medio filtrante construido a partir de envase PET**, ERIS, Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala, octubre de 2009, 6 páginas.

Chávez Luis, **Evaluación del funcionamiento de la planta de tratamiento de aguas negras de la cuidad universitaria** Estudio Especial (Tesis) de Maestría, ERIS, Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala, noviembre de 1991, 34 páginas.

Cruz N, Héctor J. **Evaluación de dos filtros percoladores para el tratamiento de aguas negras**, Estudio Especial (Tesis) de Maestría, ERIS, Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala, octubre de 1990, 86 páginas.

Girón C, Max A, **Determinación de la eficiencia de remoción de materia orgánica de un filtro percolador de 3.5 metros de altura**, Estudio Especial (Tesis) de Maestría, ERIS, Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala, octubre de 1982, 32 páginas.

González E, Rocha D y Tercero, **Comparación entre lagunas de estabilización y filtros torre para aguas servidas,** Estudio Especial (Tesis) de Maestría, ERIS, Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala, noviembre de 1974, 45 páginas.

López, A., **Informe de avance de investigación, medio filtrante construido a partir de desecho seleccionado de construcción,** ERIS, Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala, octubre de 2009, 6 páginas.

Mayorga, Javier, **Eficiencia en el tratamiento de aguas servidas, por medio de un sistema de filtros percoladores construidos en serie**, Estudio Especial (Tesis) de Maestría, ERIS, Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala, noviembre de 1980, 34 páginas.

Pazos, S. Arturo, **Proyecto de investigación Filtro percolador piloto,** ERIS, Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala, octubre de 1972, 5 páginas.

Pazos, S. Arturo, **Planta Piloto para tratamiento de aguas negras,** ERIS, Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala, 1980, 17 páginas.

Pazos, S. Arturo, **Tratamiento de aguas servidas por medio de filtros percoladores, XII Congreso Interamericano de Ingeniería Sanitaria, Panamá,** ERIS, Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala, agosto 1982, 34 páginas.

Tanchez, Herbert B, **Determinación de la eficiencia del filtro percolador torre construido con duroport como medio filtrante**, Estudio Especial (Tesis) de Maestría, ERIS, Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala, octubre de 1978, 26 páginas.

# DIFUSIÓN Y APLICACIÓN DE DIFERENTES SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN EL SALVADOR

Julián Antonio Monge Vásquez

## INTRODUCCION

Para el tratamiento de aguas negras en El Salvador, se han empleado varios sistemas, éstos van desde los procesos aeróbicos (en presencia de oxígeno) hasta los anaerobios (sin presencia de oxígeno). De los tratamientos aeróbicos los más conocidos en nuestro país son los de filtración biológica o filtro percolador, las lagunas de oxidación tipo facultativas y de maduración y últimamente los sistemas de lodos activados (mecanizados); de los anaeróbicos: la fosa o tanque séptico, las lagunas anaeróbicas, el tanque Imhoff, el Reactor Anaeróbico de Flujo Ascendente (RAFA) y el Filtro Anaeróbico de Flujo Ascendente (FAFA).

La investigación que se está realizando en el país es limitada, pero aún así nos ha servido para efectuar modificaciones e implementar diferentes tecnologías adaptándolas a nuestras necesidades. Anteriormente se tenía un programa de muestreo en unas 35 plantas de tratamiento para aguas residuales en urbanizaciones y municipios del Área Metropolitana de San Salvador y Zona Central, del cual se obtuvo información de laboratorio que sirvió para estudiar el comportamiento de cada unidad que componen un sistema de tratamiento. Es de mencionar que muchos de los sistemas se han diseñado con datos y fórmulas obtenidas de bibliografía extranjera. En diversas ocasiones, estos datos y fórmulas han sido mal empleados por los diseñadores, repercutiendo en una baja eficiencia y pérdida de credibilidad en el buen funcionamiento de las plantas de tratamiento para aguas negras.

La mayoría de los sistemas de tratamiento que fueron construidos en los años 80's, para urbanizaciones que no podían drenar sus aguas servidas a colectores existentes y así cumplir con un requisito de ANDA (Administración Nacional de Acueductos y Alcantarillados), al finalizar su construcción han quedado abandonados, con problemas tanto de diseño como de funcionamiento.

De estos sistemas abandonados se recuperaron algunos que eran tanques Imhoff y en 1990 estos tanques por su baja eficiencia, se modificaron a Reactores Anaeróbicos de Flujo Ascendente o UASB (Urb. Chávez Galeano y Campo Verde en Ayutuxtepeque), en las que por las modificaciones se mejoró un 30% de su eficiencia original.

**TIPOS DE SISTEMAS DE TRATAMIENTO PARA AGUAS RESIDUALES DOMESTICAS CONSTRUIDOS EN EL SALVADOR**

TANQUES IMHOFF:

Como se había mencionado anteriormente, los Tanques Imhoff, junto a las lagunas de oxidación, fueron los primeros sistemas de tratamiento que se construyeron en El Salvador. Estos tanques, por tener dos cámaras sobrepuestas (sedimentación de tipo horizontal y almacenamiento (digestión) de lodos), no tienen buena remoción de contaminantes y su eficiencia comprobada con análisis de laboratorio anda por debajo del 30%.

Todos estos sistemas de tratamiento para aguas residuales quedaron abandonados sin ningún mantenimiento por muchos años y en 1990 se inició la rehabilitación de algunos, convirtiéndolos de tanque Imhoff en Reactor Anaeróbico de Flujo Ascendente (del cual hablaremos posteriormente). En la actualidad por los problemas de funcionamiento ya no se construye en el país este tipo de tanque.

*Sistema de tratamiento de la Urbanización El Carmen, Ayutuxtepeque, Depto. de San Salvador Tanque Imhoff y filtro percolador (fuera de funcionamiento).*

LAGUNAS DE OXIDACION:

Se tiene conocimiento que se han construido varias lagunas de oxidación en el país: en dos municipios (Santiago Nonualco y Zaragoza), en varios cuarteles (El Paraíso, en Chalatenango; Base Aérea Militar y Academia de Seguridad Publica, en Comalapa) y para la industria. Para los dos primeros se han tenido buenos resultados pero para el último no han funcionado bien debido a las altas cargas de contaminantes que son vertidas en ellas: Ej. Una industria de toallas, una industria papelera y una granja avícola etc.

Las lagunas de oxidación a nivel de urbanizaciones no han tenido auge debido a que se necesita mucho terreno para su construcción (aproximadamente 2.0 $m^2$ por persona), el cual debe ser de topografía plana, pudiéndose implementar en la zona costera del país.

Es de mencionar que este tipo de sistema tiene la ventaja que necesita relativamente de poco mantenimiento. En la actualidad cuentan con operación y mantenimiento permanente y las visitas de inspección son más frecuentes.

*Laguna de Oxidación facultativa para la ciudad de Zaragoza, Depto. de La Libertad*
*(Construida en el año de 1982).*

*Laguna de maduración  para la  ciudad de Zaragoza, Depto. de La Libertad*
(Construida en el año de 1982).

*Laguna de Oxidación para la ciudad de Santiago Nonualco, Depto. de La Paz*
(Construida a principios de los años 70´s, sólo una vez se le han extraído lodos).

FILTRO PERCOLADOR:

La Escuela Regional de Ingeniería Sanitaria (ERIS) de la Universidad de San Carlos de Guatemala, en los años 80's trabajó el proceso de filtros percoladores que operan por gravedad. El sistema de tratamiento es de fácil operación y mantenimiento, a la vez no emplea equipo electromecánico. A través de un estudio experimental de campo a lo largo de varios años, basado en análisis de laboratorio y experiencias prácticas calibraron la fórmula para filtros percoladores propuesta por Eckenfelder ($S/So = e^{-0.1070H/q^{0.7255}}$). De este tipo de planta se han construido varias para tratar un caudal máximo de aguas negras de 31.25 litros/segundo, equivalentes a unas 18,000 personas con un aporte de aguas negras de 150 lts/persona por día, pero por las experiencias que se han tenido es recomendable hacer módulos para un máximo de 6,000 habitantes. En 1988 se hicieron en El Salvador los primeros diseños utilizando la fórmula calibrada en la ERIS., pero las primeras plantas que se construyeron tuvieron diferentes problemas que en algunas se han solventado, entre los que se pueden mencionar:

a) Los materiales utilizados en varias unidades llevan estructuras metálicas, que con los gases se corroyeron con facilidad y quedaron fuera de funcionamiento. En la actualidad se están construyendo de concreto.

b) La fórmula está calibrada para que la altura del medio filtrante sea de 9.00 m. Para construir una planta de este tipo se necesita de una diferencia de nivel de por lo menos 20.00 m, lo cual se puede lograr en terrenos a las orillas de quebradas o ríos; pero en El Salvador existen plantas que las construyeron con un solo filtro porque el terreno que utilizaron era casi plano, dando como resultado en algunos baja eficiencia del sistema y en otros se obtuvieron resultados aceptables con alturas de medio filtrante entre 4.5 y 5.0 m.

c) Para el diseño de los filtros percoladores en algunas plantas, por falta de datos de aforo, se calculó con poco aporte de aguas negras y no se incrementó un factor de seguridad al caudal de diseño, dando como resultado el subdimensionamiento de las plantas.

*Vista superior de un filtro percolador, se observan las canaletas distribuidoras de caudal.*

REACTOR ANAERÓBICO DE FLUJO ASCENDENTE (RAFA):

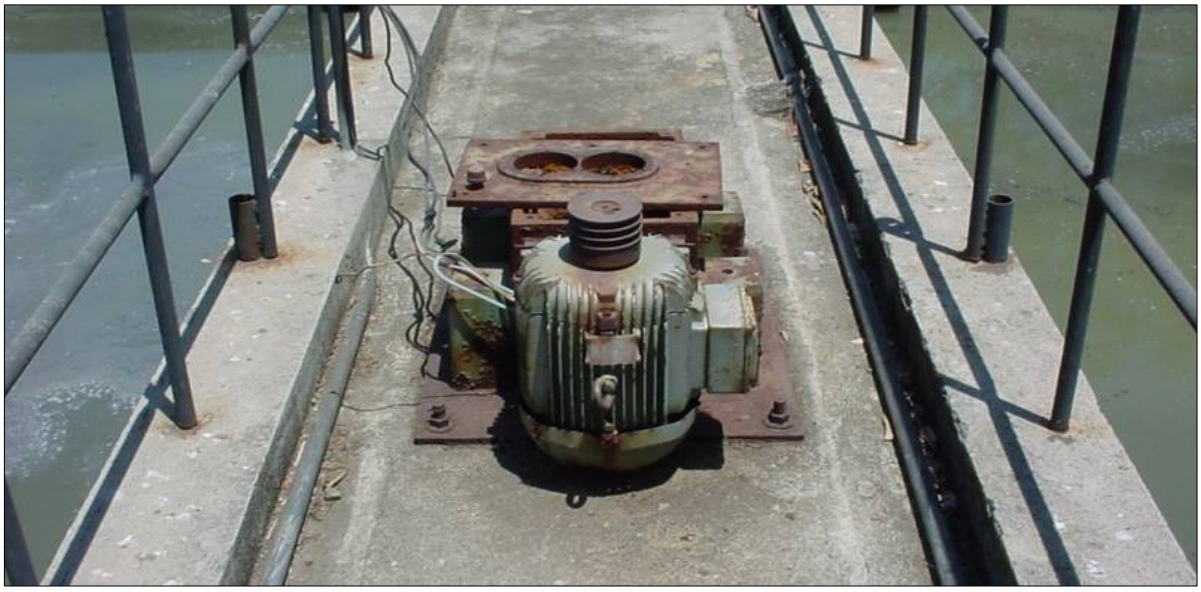
En 1990, se modificó el primer Tanque Imhoff a Reactor Anaeróbico de Flujo Ascendente (RAFA), siendo éste el de la Urbanización Chávez Galeano, en Ayutuxtepeque. El sistema estaba abandonado y fuera de funcionamiento, por lo que se limpió el lodo que tenía acumulado y se cambió el flujo original del agua de horizontal a vertical. Para esto se utilizaron tuberías de PVC Ø4" que fueron introducidas hasta el fondo del tanque y en el compartimiento de sedimentación se colocaron dos canaletas para que el flujo de agua fuera uniforme. Con esta modificación se logró mejorar la eficiencia de un 35% a un 65-70%.

Utilizando las unidades construidas se logró un sistema de tratamiento con calidad de efluente aceptable; éste quedó de la siguiente manera: un Desarenador, un RAFA, un Tanque Imhoff, Batería de Filtros biológicos, y un sedimentador secundario el cual fue construido utilizando el espacio de dos filtros biológicos. Este sistema sin el tanque Imhoff es el que en la actualidad se está utilizando junto a los Filtros Percoladores, cambiando únicamente el sedimentador primario por un RAFA. Ya en funcionamiento se iniciaron los muestreos del sistema durante varios meses, con los cuales se comprobó la eficiencia del RAFA.

*Fotografías mostrando la parte superior de RAFA´s en su etapa de construcción.*

LODOS ACTIVADOS, MODALIDAD AERACIÓN PROLONGADA:

Uno de los primeros sistemas de tratamiento que se construyó y del que se tiene conocimiento es el de El Puerto de La Libertad (planta Chilama). Este, desde su inicio, no funcionó por problemas de diseño: poca cantidad de aire y el caudal de aguas que ingresa a ella es en forma puntual o intermitente por medio de una estación de bombeo, por lo que nunca se estabilizó. Existieron varias demandas y al final se rehabilitó; se hicieron varias modificaciones al diseño original y se le instalaron dos equipos de aeración de 30 HP. Aunque el caudal sobrepasa la capacidad de la planta de tratamiento, ésta quedó funcionando aceptablemente.



*Fotografías mostrando la planta de tratamiento "Chilama" sin funcionar, abajo se puede observar un equipo de aeración deteriorado.*

*Instalación de equipos de aeración en planta de tratamiento "Chilama".*

*La cubeta de aeración de la planta de tratamiento "Chilama" iniciando funcionamiento.*

En los años 90´s, se empezaron a introducir plantas de lodos activados modalidad Aeración Prolongada (compuestas por módulos) a las que presentaban como “plantas paquete,” que es muy diferente a módulo. Inicialmente no se consideró la construcción de unidades de Tratamiento Preliminar para retener en ellas sólidos gruesos y arena, ni la construcción de los patios de secado de lodos; posteriormente se corrigieron estos errores.

Una ventaja de las plantas de Lodos Activados es que los olores provenientes de las mismas se minimizan gracias a la inyección de aire. El inconveniente es que, por ser plantas mecanizadas, los equipos de aeración y bombeo consumen una considerable cantidad de energía eléctrica, lo que incrementa el costo del metro cúbico de agua tratada en comparación a los sistemas por gravedad.

Algunas de estas plantas, al igual que algunas de otros tipos, no han funcionado bien por diferentes razones. Entre los problemas que podemos mencionar están: poca inyección de aire (equipos de aeración con menos capacidad a lo requerido), mala recirculación de lodos (activación de lodos), falta de controles de laboratorio, y mala operación y mantenimiento.

*Panorámica de un módulo de planta de tratamiento para aguas negras de lodos activados, modalidad aeración prolongada, construido en Mejicanos para 220 viviendas.*

*Retorno de lodos en una de la plantas de tratamiento de lodos activados.*

# PRETRATAMIENTO Y MEDICIÓN DE CAUDALES

Stewart M. Oakley

## 1. Introducción

En un sistema de tratamiento de aguas residuales a través de lagunas de estabilización, el pretratamiento sirve para lo siguiente (Departamento de Sanidad del Estado de Nueva York, 1993; MOPT, 1991; Mara, *et al.*, 1992):

i) Remover los sólidos grandes (gruesos) que flotan o están suspendidos. Estos sólidos gruesos consisten principalmente en papel, plásticos, trapos y tela, y otros desechos sólidos que pueden entrar al alcantarillado. Dependiendo de la abertura de las barras en una rejilla, los sólidos gruesos también pueden consistir de excretas humanas.

ii) Remover los sólidos inorgánicos pesados, los que se llaman sólidos arenosos, que han entrado al alcantarillado. Estos sólidos entran al alcantarillado por las conexiones de la tubería y los pozos de inspección, y consisten principalmente de arena y otros sólidos que tienen una gravedad específica alrededor 2.5.

Los sólidos flotantes y gruesos pueden causar problemas nocivos en la operación de las lagunas: ellos ayudan a la formación de nata que puede producir malos olores, sirven como un foco para la reproducción de insectos y producen condiciones desagradables a la vista (Véanse las Fotos 1). Los sólidos arenosos pueden llenar la entrada de la laguna primaria (Véase la Foto 2), donde se impide la mezcla del afluente con el contenido de la laguna, erosionan el revestimiento y los taludes interiores, y causan problemas de cortocircuitos hidráulicos, malos olores y condiciones desagradables a la vista (Gloyna, 1971). También los sólidos arenosos pueden contribuir significativamente al volumen de lodos que llena una laguna primaria, y como resultado la laguna necesitará limpieza con más frecuencia.

La manera más apropiada de remover los sólidos arenosos y gruesos es por medio de rejillas y desarenadores horizontales, con el nivel de agua y la velocidad en los canales controlados por una canaleta Parshall prefabricada; la canaleta Parshall también sirve como el medidor de caudales. La Foto 3 y la Figura 1 muestran una instalación típica de una rejilla, un desarenador horizontal con dos cámaras y una canaleta Parshall prefabricada.

## 2. Remoción de Sólidos Gruesos: Rejillas

Para la separación de sólidos gruesos se utilizan rejillas ubicadas transversalmente al flujo. Al pasar el agua, el material grueso queda retenido en el enrejado. El material debe ser retirado manualmente con un rastro y enterrado diariamente. La cantidad de material retenido varía dependiendo de la abertura entre las barras de las rejillas. Estudios en Brasil y Perú han encontrado cantidades de sólidos gruesos retenidos entre 0.008 y 0.038$m^3$/1,000$m^3$ en rejillas con aberturas entre 20 y 50 mm (Rolim, 2000; Viceministerio de Vivienda y Construcción, 1997). Utilizando estos rangos, y asumiendo un caudal por persona de 120 L/per cápita-día, y una población de 10,000 habitantes, se podría tener una producción de material retenido entre 0.01 y 0.05 $m^3$/día (10—50 L/día). Sin embargo, el diseñador debe verificar la cantidad retenida a través de mediciones del campo de lagunas en operación que cuentan con rejillas.

**Fotos 1:** Los sólidos flotantes y gruesos pueden causar problemas nocivos en la operación de las lagunas: ellos ayudan a la formación de nata que puede producir malos olores, sirven como un foco para la reproducción de insectos y producen condiciones desagradables a la vista. Deben ser removidos a través de rejillas en la entrada del sistema (Foto arriba: Danlí, Honduras; abajo: Morocelí, Honduras).

**Foto 2:** Si los sólidos arenosos no se remueven, éstos pueden llenar la entrada de la laguna primaria donde impiden la mezcla del afluente con el contenido de la laguna, causando problemas de cortocircuitos hidráulicos con malfuncionamiento del sistema. También pueden causar malos olores, condiciones desagradables a la vista y erosión al revestimiento y a los taludes interiores como se ve en la foto arriba. Además, los sólidos arenosos pueden contribuir significativamente al volumen de lodos que llena una laguna primaria, con la consecuencia que la laguna necesitará limpieza con más frecuencia. La manera típica de remover los sólidos arenosos es por medio de desarenadores horizontales (Chinándega, Nicaragua).

**Foto 3:** Rejilla y desarenador diseñados para una laguna facultativa, seguidos por una canaleta Parshall prefabricada para controlar el nivel de agua, la velocidad horizontal en el desarenador y medir los caudales. Arriba de la rejilla hay una plataforma de drenaje para drenar los sólidos gruesos removidos con un rastro antes de enterrarlos. El desarenador tiene dos cámaras: se desvía el caudal a una cámara y se drena la otra para sacar los sólidos arenosos. Este desarenador fue instalado porque la carga de arena fue excesiva y la laguna estaba llenando prematuramente con lodos arenosos. Nótese las pilas de los sólidos gruesos y arenosos sacados por el operador y la carretilla utilizada para llevar los sólidos a su lugar de enterramiento (León, Nicaragua).

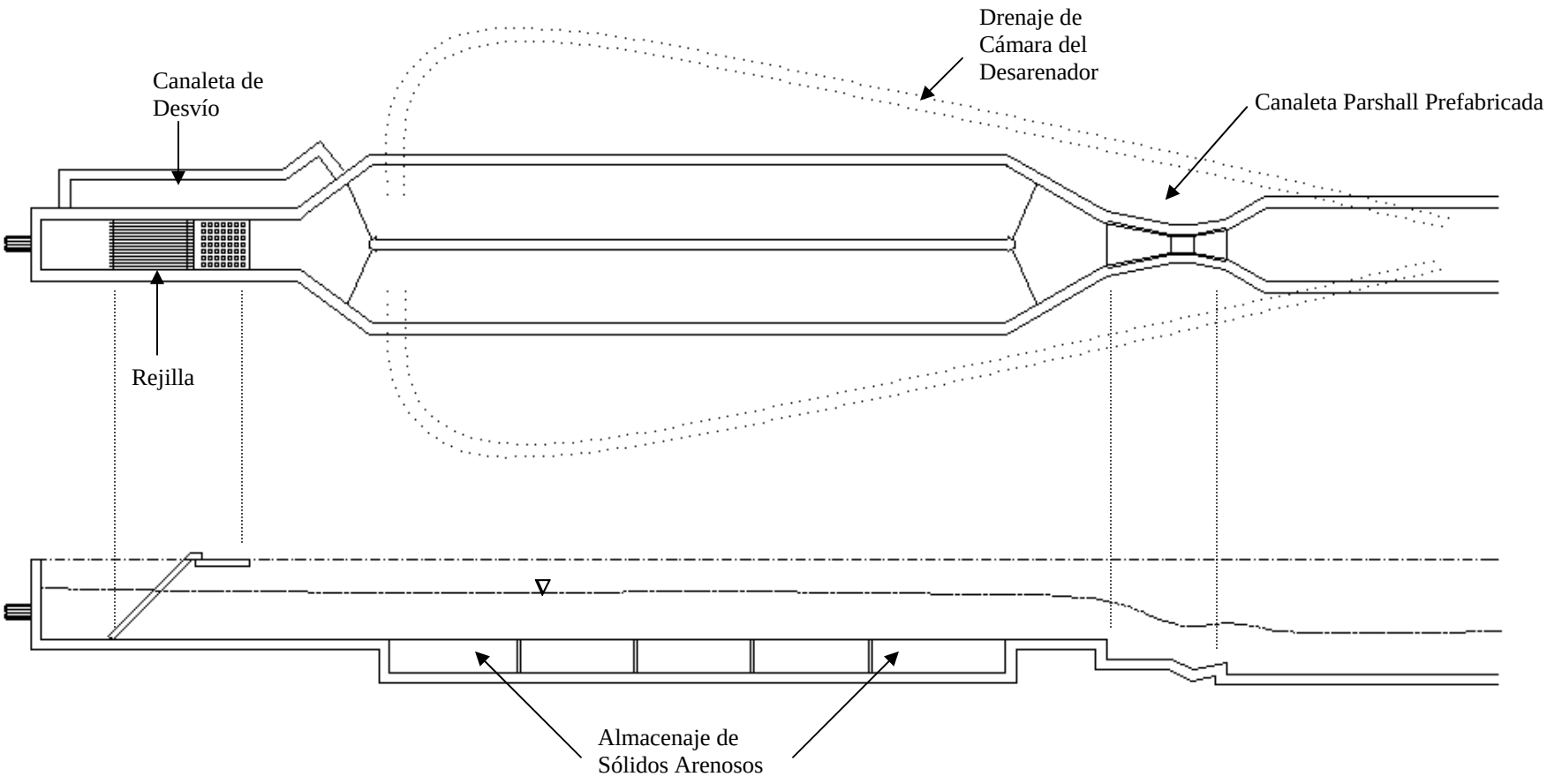



**Figura 1: La Instalación Recomendada de Rejilla, Desarenador Horizontal con Dos Cámaras, y Canaleta Parshall para el Control de Velocidad y Medición de Caudal.**

### *2.1 Diseño de Rejillas*

El Cuadro 1 y la Figura 2 muestran las normas de diseño recomendadas y los detalles para rejillas en sistemas de lagunas. La Foto 4 muestra una instalación típica. La rejilla debe tener barras rectangulares con anchos de 5 a 15 mm y espesores de 25 a 40 mm. También debe tener una plataforma de drenaje para poder drenar los sólidos gruesos retenidos—que tienen una humedad de aproximadamente 80%—antes de disponerlos en una manera sanitaria (Mendonça, 2000). Se recomienda una abertura entre las barras de 50 mm para que la mayoría de las heces humanas pasen por la rejilla sin ser retenidas (Véanse las Fotos 5); en esta manera el operador no tendrá que manejarlas con los altos riesgos de exposición a las enfermedades relacionadas a las excretas. El canal de aproximación antes de la rejilla debe tener un canal de desvío en el caso de una emergencia (Foto 6). La inclinación con la vertical de la rejilla varía entre 45 y 60° para que se remueva el material retenido fácilmente con un rastro. El material de construcción de las barras y la plataforma de drenaje debe ser resistente a la corrosión; han utilizado acero inoxidable, acero galvanizado y aluminio en la construcción (Fotos 7).

**Cuadro 1: Normas de Diseño para Rejillas Manuales**

| Parámetro | Norma Recomendada |
|---|---|
| Forma de barra | Rectangular<br>No debe utilizar barras de refuerza |
| Ancho de barra | 5—15 mm |
| Espesor de barra | 25—40 mm |
| Espaciamiento (abertura) entre barras | 25—50 mm<br>50 mm recomendado para que las heces humanas pasen por las barras |
| Inclinación con la vertical | 45—60° |
| Plataforma de drenaje | Suficiente para el almacenamiento temporal del material retenido en condiciones sanitarias |
| Canaleta de desvío (By-pass) | Suficiente para desviar el caudal máximo durante una emergencia |
| Material de construcción de barras y plataforma de drenaje | Acero inoxidable o galvanizado; aluminio |
| Velocidad de aproximación | 0.45 m/s |
| Tiempo de retención en canal de aproximación | ≥ 3 s |
| Largo de canal de aproximación | ≥ 1.35 m |
| Velocidad a través de las barras | ≤ 0.6 m/s para caudal promedio<br>≤ 0.9 m/s para caudal máximo |
| Pérdida de carga máxima | 0.15 m |
| Cantidades de material retenido | 0.008—0.038 $m^3$/1,000 $m^3$ |
| Disposición final de residuos | Solución técnica utilizando métodos sanitarios |

Adaptado de Reynolds y Richards, 1996; Mendonça, 2000; y Viceministerio de Vivienda y Construcción, 1997.

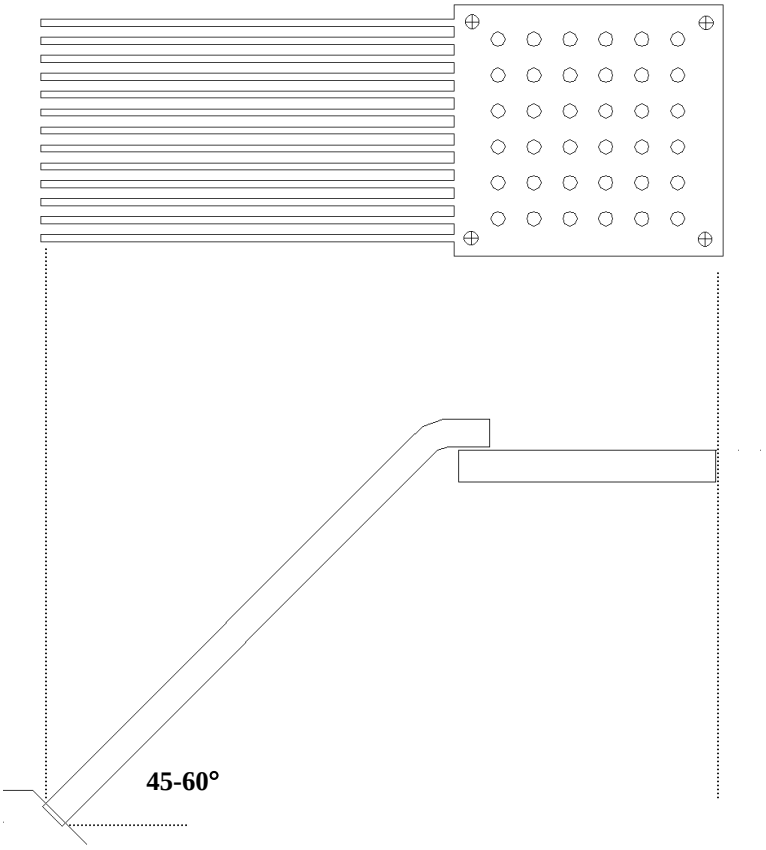



**Figura 2: Detalle de una Rejilla de Metal con Plataforma de Drenaje.**

**Foto 4:** Una rejilla bien diseñada debe tener barras rectangulares con anchos de 5 a 15 mm y espesores de 25 a 40 mm, con una plataforma de drenaje para poder drenar los sólidos gruesos retenidos—que tienen una humedad promedia de 80%—antes de disponerlos en una manera sanitaria. Se recomienda una abertura entre las barras de 50 mm para que las heces humanas pasen por la rejilla sin ser retenidas (Véanse las Fotos 5). La inclinación con la vertical de la rejilla varía entre 45 y 60° para que se remueva el material retenido fácilmente con un rastro. El material de construcción de las barras y la plataforma de drenaje debe ser de metal y resistente a la corrosión, como acero inoxidable, acero galvanizado, o aluminio. (Urbanización Alta Vista, San Salvador, El Salvador).

**Fotos 5:** La remoción del material atrapado en la rejilla constituye una función clave para mantener el caudal interrumpido. Una rejilla tiene que ser limpiada diariamente: La foto superior muestra el nivel del agua 24 horas después de limpiar la rejilla; la foto inferior muestra el nivel después de limpiarla. Como un factor de seguridad la rejilla debería de haber tenida una canaleta de desvío (Véase la Foto 6 siguiente). Se nota que la mayoría de los sólidos retenidos son heces humanas, las cuales deben pasar por la rejilla para ser tratados en el sistema aguas abajo. (Urbanización Alpes Suiza, San Salvador, El Salvador).

**Foto 6:** El canal de aproximación antes de la rejilla debe tener una canaleta de desvío como se muestra arriba para desviar el afluente durante una emergencia cuando el operador no está disponible para limpiar la rejilla. Nótese en la foto que las rejillas son hechas de aluminio. La rejilla inclinada debería de haber tenida una plataforma de drenaje de metal (Sanarate, Guatemala).

### *2.2 Dimensionamiento de Rejillas y el Canal de Aproximación*

Se dimensiona la rejilla y el canal de aproximación antes de la rejilla con la siguiente ecuación adaptada de Mara (1976):

$$a_{canal} = \frac{Q_{\max}}{0.6 P_{\max}} \cdot \left[ \frac{a_b + e_b}{e_b} \right] \qquad (1)$$

Donde $a_{canal}$ = ancho de canal de aproximación, m
$Q_{max}$ = caudal máximo, $m^3/s$
0.6 = velocidad máxima a través de las barras, m/s
$P_{max}$ = profundidad máxima de agua en el canal cuando $Q = Q_{max}$, m
$a_b$ = ancho de barras, mm
$e_b$ = espaciamiento (abertura) entre barras, mm

La profundidad máxima, $P_{max}$, es determinada durante el diseño del desarenador como se muestra adelante en un ejemplo de diseño.

**Fotos 7:** La rejilla a la izquierda, mientras que tiene una abertura apropiada para que retenga los sólidos más gruesos y que permita pasar las heces humanas, y también una plataforma de drenaje adecuada, no debe ser construida de barras de refuerzo. Las barras de refuerzo, por la calidad del metal utilizado en su construcción, no duran por muchos años en un sistema de aguas residuales donde se favorece las condiciones de corrosión. Los sólidos en la foto izquierda deben ser enterrados inmediatamente para proteger la salud pública (Izquierda: Granada, Nicaragua; Derecha: Choloma, Honduras).

Se calcula la velocidad en el canal de aproximación con la siguiente ecuación:

$$v = \frac{0.6}{\left(\frac{a_b + e_b}{e_b}\right)} \qquad (2)$$

Donde $v$ = velocidad en el canal de aproximación, m/s

La Ecuación 2 asume que la velocidad máxima a través de la rejilla es 0.6 m/s, y, por lo tanto, la velocidad calculada, $v$, debe ser cerca de 0.45 m/s si se utiliza dimensiones de $a_b$ y $e_b$ típicas mostradas en el Cuadro 1.

Los canales de aproximación deben tener un tiempo de retención hidráulica mínimo de 3 segundos y un largo mínimo de 1.35 metros para asegurar una velocidad uniforme a través de las barras. Si el tiempo de retención hidráulica y el largo son menos, es muy probable que el canal tenga turbulencia por las barras como se ve en las Fotos 8.

Se calculan las pérdidas de carga a través de la rejilla con la siguiente ecuación (Metcalf & Eddy, 1991):

$$h_f = \frac{1}{0.7} \cdot \left[\frac{v_R^{\,2} - v_a^{\,2}}{2g}\right] \qquad (3)$$

Donde $h_f$ = pérdida de carga, m
$v_R$ = velocidad a través de la rejilla, m/s
$v_a$ = velocidad en el canal de aproximación, m/s
$g$ = aceleración de gravedad, 9.81 m/s$^2$

Se aplica la Ecuación 3 solamente cuando la rejilla está limpia (Metcalf & Eddy, 1991).

### *2.3 Disposición Final de los Sólidos Gruesos*

Sin duda los desechos gruesos están muy contaminados con patógenos, y son excesivamente nocivos con malos olores y malas apariencias. Deben estar enterrados diariamente con el mínimo de manejo por el operador de la instalación. El diseño de la instalación de pretratamiento debe incluir un área reservada cerca de la rejilla, donde el operador pueda enterrar los sólidos gruesos como se ve en la Foto 9.

**Fotos 8:** Los canales de aproximación antes de la rejilla deben tener una velocidad de 0.45 m/s para que los sólidos arenosos no sedimenten, y la velocidad a través de las barras no exceda 0.6 m/s. También los canales deben tener un tiempo de retención hidráulica mínima de 3 segundos y un largo mínimo de 1.35 metros para asegurar una velocidad uniforme a través de las barras. El canal a la izquierda tiene demasiada turbulencia para tener una velocidad uniforme. El canal a la derecha tiene suficiente largo para asegurar una velocidad uniforme sin turbulencia (Foto izquierda: Urbanización en la Ciudad de Guatemala; Foto derecha: Trinidad, Honduras).

**Foto 9:** Una excavación al lado de la rejilla y el desarenador para enterrar los sólidos colectados de la rejilla y el desarenador. El diseño de la instalación de pretratamiento debe incluir un área reservada cerca de donde el operador pueda enterrar los sólidos arenosos y gruesos tan pronto como los saque con el mínimo de manejo. Los sólidos arenosos y gruesos siempre estarán contaminados con patógenos, y los sólidos gruesos de la rejilla son excesivamente nocivos con malos olores y malas apariencias. Es necesario enterrar los sólidos gruesos diariamente, mientras que los sólidos arenosos requieren enterramiento solamente cuando se limpia la cámara del desarenador (Urbanización Alta Vista, San Salvador, El Salvador).

### 3. Remoción de Sólidos Arenosos: Desarenadores

Las aguas residuales contienen, por lo general, concentraciones significativas de sólidos inorgánicos como arena, ceniza y grava que tienen una gravedad específica entre 1.5 y 2.65; por convención se llaman estos "sólidos arenosos". Los sólidos arenosos provienen del alcantarillado y la cantidad producida es muy variable y depende de factores como la tasa de infiltración al alcantarillado, la condición del colector, la topografía, el tipo de suelo y el porcentaje de las calles pavimentadas. También la cantidad varía significativamente entre la época seca y la época lluviosa (Mendonça, 2000; ASCE/WPCF, 1977).

El Cuadro 2 muestra las cantidades reportadas en varios estudios técnicos en América Latina, India y los EE.UU., donde existen datos para las épocas secas y lluviosas, siempre durante la época lluviosa, y especialmente durante una tormenta, la producción de sólidos arenosos sube significativamente. Estudios en los EE.UU. han mostrado que la relación entre el máximo diario de producción y el promedio diario de producción durante una tormenta puede llegar hasta 1,800 (ASCE/WPCF, 1977).

**Cuadro 2: Cantidades de Sólidos Arenosos Encontradas en Aguas Residuales en América Latina, India y los EE.UU.**

| Lugar | Cantidades $m^3/1{,}000m^3$ | Relación de $\frac{\text{Máximo Diario}}{\text{Promedio Diario}}$ |
|---|---|---|
| Brasil (1970) | | |
| Época seca | 0.015—0.029 | |
| Época lluviosa | 0.030—0.040 | |
| Honduras (2003) (Estimado) | 0.010—0.085 | |
| India (1970) | | |
| Promedio Diario | 0.026—0.090 | |
| Pico de la carga (Durante 1-2 horas) | 0.370—0.740 | |
| EE.UU. | | |
| Promedio Diario | 0.002—0.176 | |
| Máximo Diario (Durante una tormenta) | 0.006—3.900 | 1.0—1,800 |

Adaptado de Arceivala, *et al.*, 1970; Oakley, 2004; Mendonça, 2000; y ASCE/WPCF, 1977.

Desgraciadamente, como la producción de sólidos gruesos, existen muy pocos datos publicados de la producción de sólidos arenosos de varios lugares en Centroamérica durante las épocas secas y lluviosas. El diseñador debe estimar la producción local usando mediciones del campo. Un punto para empezar la estimación sería los datos obtenidos del estudio de monitoreo de las lagunas de estabilización de Honduras presentados en el Cuadro 2.

Los sólidos arenosos, si entraran a una laguna primaria, pueden causar todos los problemas mencionados anteriormente y mostrados en las Fotos 2 y 3. Como resultado, se recomienda en todas las instalaciones de lagunas, el uso de desarenadores rectangulares con canaletas Parshall para el control de velocidad y para medir los caudales (Figura 1 y Foto 3). El procedimiento de diseño se discute adelante.

### *3.1 Ecuaciones de Canaletas Parshall de Flujo Libre para el Diseño de Desarenadores*

La Figura 3 muestra los detalles de una canaleta Parshall conectada al extremo de un desarenador rectangular.

La ecuación del caudal para una canaleta Parshall se define como la siguiente (Gloyna, 1971; Marais y van Haandel, 1996):

$$Q = 2.27 \cdot W(H_a)^{1.5} \qquad (4)$$

Donde $Q$ = caudal, $m^3/s$
$W$ = ancho de garganta de medidor Parshall, m
$H_a$ = profundidad de agua (carga) a punto A (Figura 2) medida desde la base de la canaleta Parshall, m

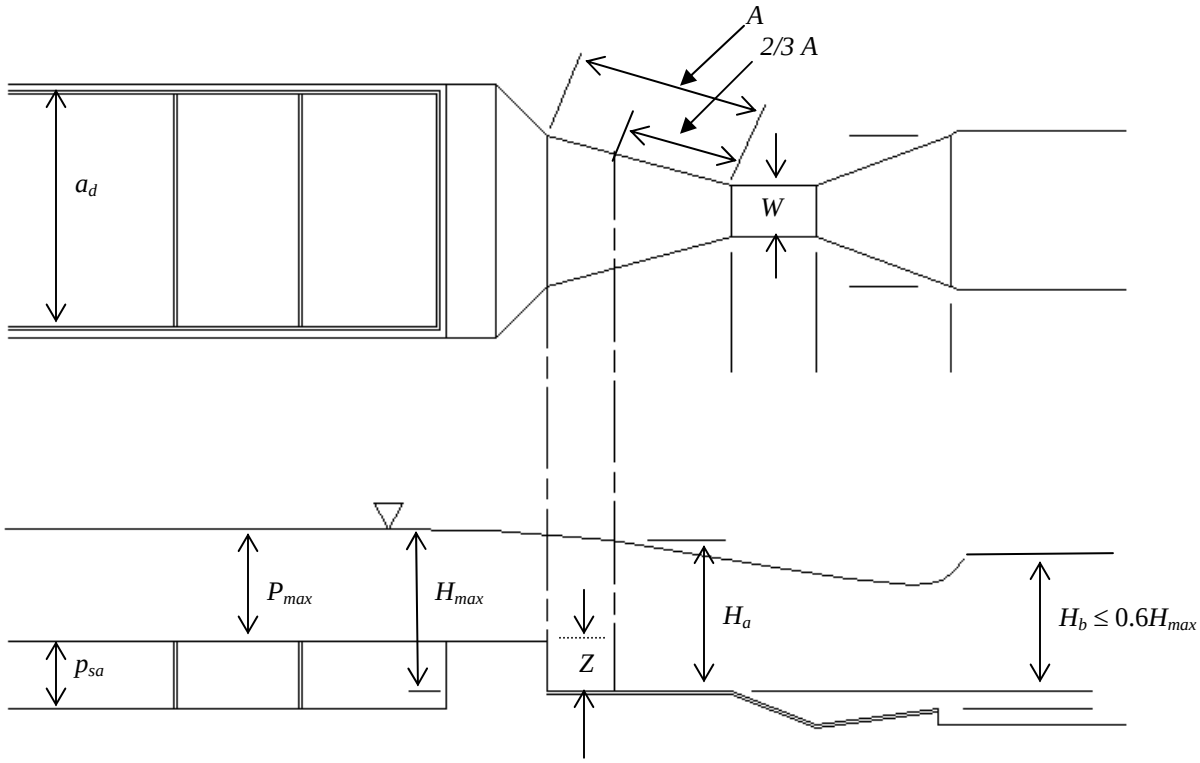



**Figura 3: Una Canaleta Parshall al Extremo de Un Desarenador Rectangular**

La carga aguas arriba de la canaleta Parshall en el canal del desarenador se define como (Gloyna, 1971):

$$H = 1.1H_a \tag{5}$$

Donde $H$ = la carga aguas arriba de canaleta Parshall en el canal del desarenador (Figura 2) medida con referencia a la base de canaleta Parshall, m

Combinando las Ecuaciones 4 y 5 se obtiene la siguiente relación:

$$Q = 2.27 \cdot W \left[ \frac{H}{1.1} \right]^{1.5} \tag{6}$$

Al reacomodar la Ecuación 5-6 se obtiene la siguiente relación para la carga en el canal del desarenador (Figura 5-3):

$$H = \left[ \frac{1.1 \cdot Q}{2.27 \cdot W} \right]^{0.667} \tag{7}$$

Para el caudal máximo, $Q_{max}$, la Ecuación 7 resulta en

$$Q_{\max} = 2.27 \cdot W \left[ \frac{H_{\max}}{1.1} \right]^{1.5} \qquad (8)$$

donde $H_{max}$ = la carga máxima en el canal del desarenador cuando $Q = Q_{max}$, m

Reacomodando la Ecuación 8 se obtiene la siguiente relación para la carga máxima en el desarenador:

$$H_{\max} = \left[ \frac{1.1 \cdot Q_{\max}}{2.27 \cdot W} \right]^{0.667} \qquad (9)$$

Las Ecuaciones de 4 a 9 asumen que el flujo a través de la canaleta Parshall es libre. Para que exista la condición de flujo libre, la carga aguas abajo de la canaleta Parshall ($H_b$ en la Figura 3) tiene que ser igual o menor de 60% de la carga aguas arriba en el canal del desarenador medida con referencia a la base de la canaleta Parshall ($H$ en la Figura 3). Para satisfacer esta condición, se diseña la cota del canal aguas abajo de la canaleta Parshall para las condiciones de caudal máximo, $Q_{max}$, lo que da $H_{max}$. El nivel de agua en el canal entonces tiene que ser ≤0.60 el nivel de $H_{max}$ como se ve en la Figura 3. Las Fotos 10 y 11 muestran ejemplos de canaletas Parshall en operación.

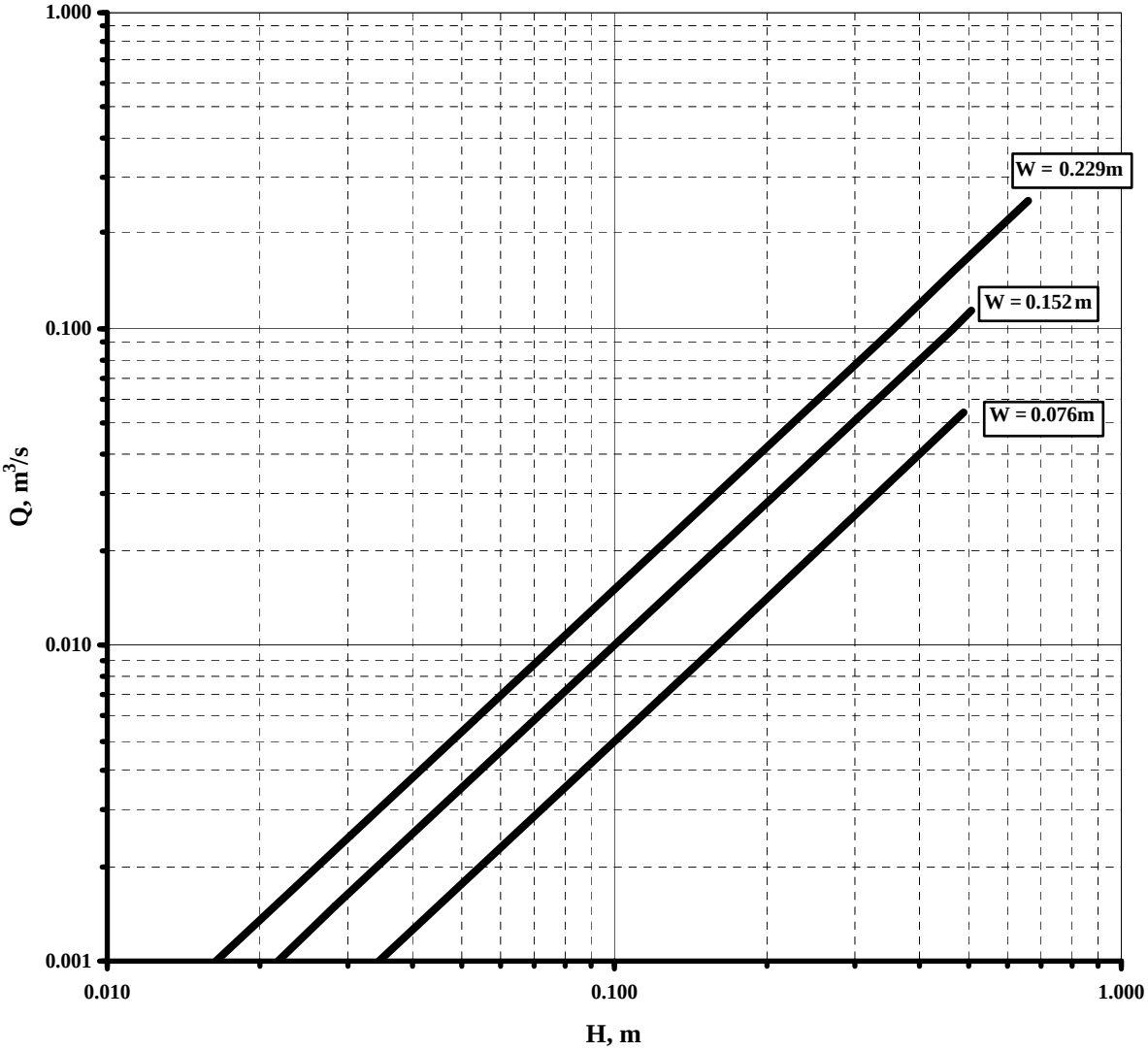
En la Figura 4 se presenta la relación entre $Q$ y $H$ para varios anchos de garganta de canaletas Parshall. Los límites de caudales para anchos de garganta diferentes se presenten en el Cuadro 3 abajo.

**Cuadro 3: Rangos de Caudales para Canaletas Parshall con Flujo Libre**

| **Ancho de Garganta, W m** | **$Q_{min}$** | | **$Q_{max}$** | |
|---|---|---|---|---|
| | **$m^3/s$** | **$m^3$/día** | **$m^3/s$** | **$m^3$/día** |
| 0.076 | 0.0008 | 69 | 0.0538 | 4,648 |
| 0.152 | 0.0015 | 130 | 0.1104 | 9,539 |
| 0.229 | 0.0025 | 216 | 0.2519 | 21,764 |
| 0.305 | 0.0031 | 268 | 0.4556 | 39,364 |

Fuente: Marais y van Haandel, 1996.

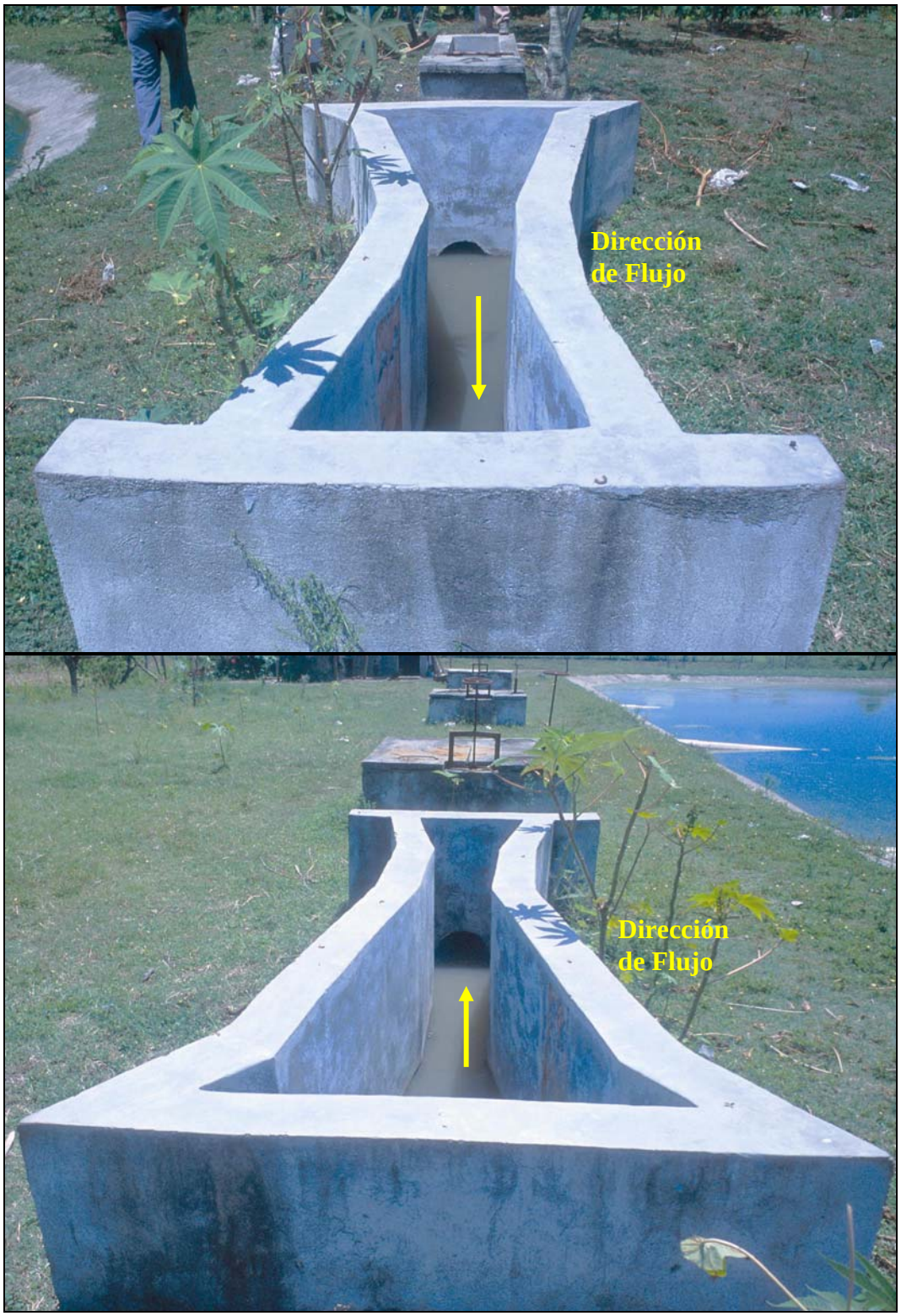
**Figura 4: Caudal, Q, Versus Carga, H, en el Canal del Desarenador Aguas Arriba de una Canaleta Parshall con Flujo Libre con Ancho de Garganta, W**



**Fotos 10:** Un ejemplo de una canaleta Parshall prefabricada instalada en un sistema de lagunas. El diseñador siempre debe requerir canaletas Parshall prefabricadas en el diseño y nunca canaletas Parshall hechas de concreto por los problemas de construcción y calibración como se muestran en las Fotos 12 y 13 adelante (Masaya, Nicaragua).

**Fotos 11:** Ejemplos de canaletas Parshall prefabricadas con flujo libre. Para tener flujo libre, el canal aguas abajo de la canaleta Parshall tiene que tener suficiente pendiente para que su carga máxima sea ≤ 0.60 la carga máxima en el canal del desarenador medida con referencia a la base de la canaleta Parshall (Foto izquierda: León, Nicaragua; derecha: Masaya, Nicaragua).

**Fotos 12:** Ejemplos de canaletas Parshall de concreto que no sirven por su mala construcción (nótese las dimensiones irregulares) y el hecho que no cuentan con flujo libre como se ve en las Fotos 11. Nunca se debe diseñar canaletas Parshall de concreto (Foto izquierda: Catacamas, Honduras; derecha: Villanueva, Honduras).




**Fotos 13:** Otro ejemplo de la mala construcción de una canaleta Parshall de concreto que también no tiene flujo libre por el mal diseño de la pendiente (Choloma, Honduras).

### *3.2 Ecuaciones del Desarenador Rectangular*

El resalto, *Z*, lo que es la diferencia de cota entre la canaleta Parshall y el canal del desarenador, como se muestra en la Figura 5-3, se determina con las siguientes ecuaciones (Babbitt y Baumann, 1958; Gloyna, 1971; Marais y van Haandel, 1996):

$$Z = \left[\frac{R^{1/3} - 1}{R - 1}\right] \cdot 1.1 \left[\frac{Q_{\max}}{2.27W}\right]^{2/3} \tag{10}$$

$$Z = \left[\frac{R^{1/3} - 1}{R - 1}\right] \cdot H_{\max} \tag{11}$$

$$Z = C_r \cdot H_{\max} \tag{12}$$

Donde

$$C_r = \frac{R^{1/3} - 1}{R - 1} \tag{13}$$

$$R = \frac{Q_{\max}}{Q_{\min}} \tag{14}$$

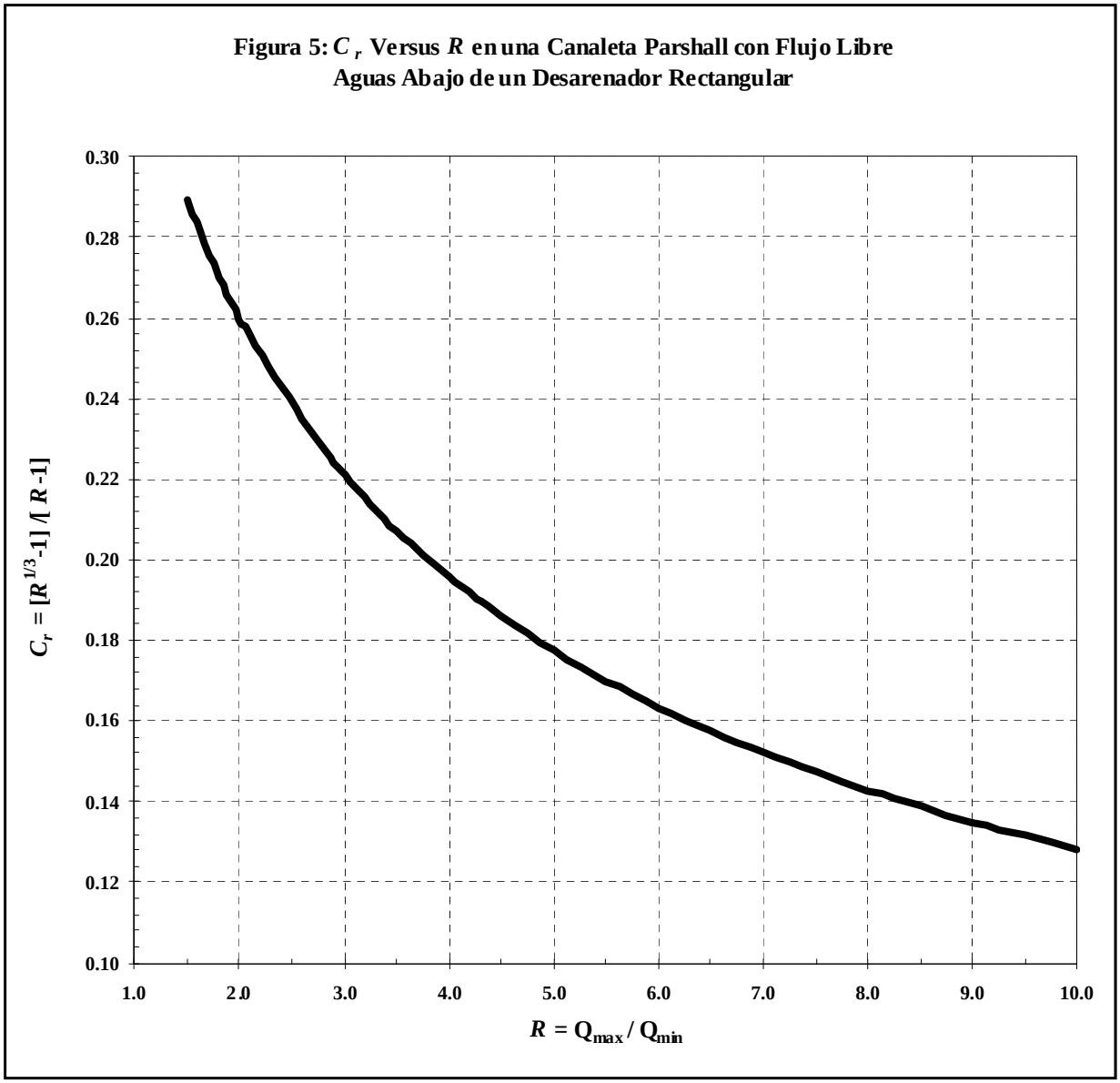
$Z =$ resalto entre la cota del desarenador y la canaleta Parshall, m

La Figura 5, lo que fue desarrollado de las Ecuaciones 13 y 14, muestra la relación entre $C_r$ y $R$ para los rangos más probables encontrados en las municipalidades de Centroamérica.

Después de calcular el resalto, Z, se determina la profundidad máxima de agua en el canal de desarenador con referencia a la cota del canal (no la carga máxima $H_{max}$) con la siguiente relación:

$$P_{\max} = H_{\max} - Z \tag{15}$$

Donde $P_{max}$ = la profundidad máxima de agua medida de la cota del canal de desarenador (Véase la Figura 2), m




Se calcula el ancho del canal del desarenador utilizando la Ecuación 16:

$$a_d = \frac{Q_{\max}}{P_{\max} \cdot v_{\max}} = \frac{Q_{\max}}{P_{\max} \cdot (0.3)} \qquad (16)$$

Donde $a_d$ = ancho de desarenador, m

$v_{max}$ = velocidad horizontal máxima a través del desarenador = 0.3m/s

El largo del desarenador se calcula utilizando el método de Marais y van Haandel (1996):

$$45 \cdot v_{\max} \leq L \leq 60 \cdot v_{\min} \qquad (17)$$

Donde $v_{max}$ = velocidad horizontal máxima, m/s
$v_{min}$ = velocidad horizontal mínima, m/s
$L$ = largo de desarenador, m

La Ecuación 17 es basada en el criterio que la velocidad horizontal crítica para partículas de 0.2mm en diámetro con gravedad específica de 2.65 para evitar arrastre por el fondo del desarenador es 0.23 m/s (ASCE/WPCF, 1977; Marais y van Haandel, 1996).

Se recomienda que se seleccione 0.3 m/s para $v_{max}$. Se calcula $v_{min}$ con las siguientes relaciones (Marais y van Haandel, 1996):

$$v_{\min} = v_{\max} \cdot C_v = 0.3C_v \qquad (18)$$

$$C_v = 2.6C_r^{\,0.5}\left(1 - C_r\right) \qquad (19)$$

Donde $v_{min}$ = velocidad mínima en el desarenador, m/s
$C_v$ = relación de $v_{min}$/ $v_{max}$

La Figura 6 muestra la relación entre $C_v$ y $R$. Generalmente se concluye que la velocidad mínima no deber ser menor de 80% de la velocidad máxima, o 0.24 m/s si se selecciona $v_{max}$ como 0.3 m/s, lo que es arriba del valor mínimo de 0.23 m/s para evitar arrastre por el fondo.

Entonces, la Ecuación 17 reduce a la siguiente para diseño:

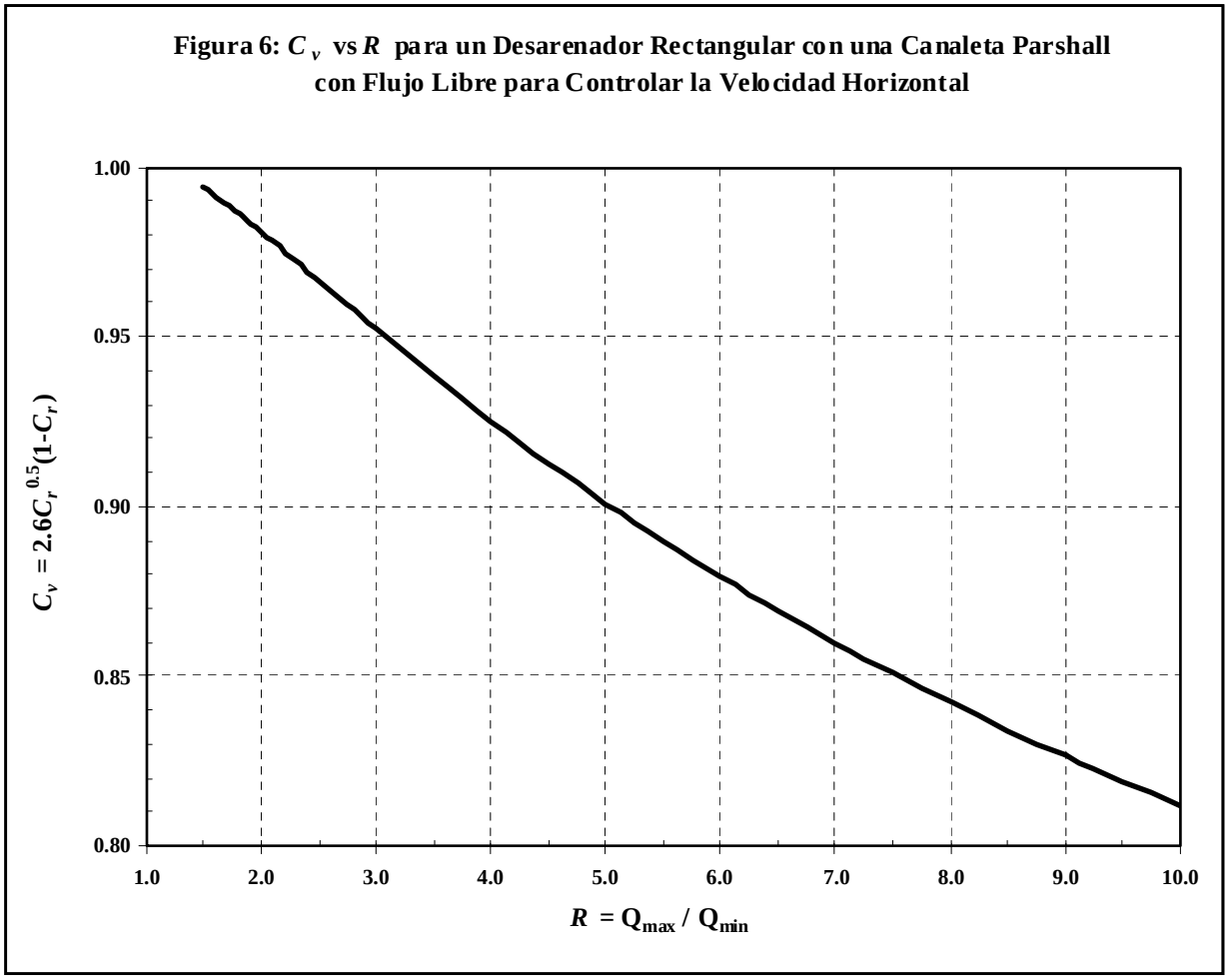
$$45 \cdot (0.3) \leq L \leq 60 \cdot (0.3C_v) \qquad (20)$$

$$13.5\text{m} \leq L \leq 18 \cdot C_v \qquad (21)$$

El volumen de sólidos arenosos acumulados en el desarenador se calcula con la Ecuación 22:

$$V_{sa} = t_{op} \cdot Q_{med} \cdot C_{sa} \qquad (22)$$

Donde $V_{sa}$ = volumen de sólidos arenosos, $m^3$
$t_{op}$ = tiempo de operación, días
$Q_{med}$ = caudal promedio, $m^3$/día
$C_{sa}$ = carga de sólidos arenosos en las aguas residuales, $m^3$/1,000$m^3$




La profundidad de sólidos arenosos acumulados en el fondo del desarenador se calcula con la Ecuación 23 (Marais y van Haandel, 1996):

$$p_{sa} = \frac{t_{op} \cdot Q_{med} \cdot C_{sa}}{a_d \cdot L} = \frac{V_{sa}}{a_d \cdot L} \qquad (23)$$

Donde $p_{sa}$ = profundidad de sólidos arenosos acumulados, m

Se calcula $p_{sa}$ para determinar la profundidad de la cámara de almacenaje de sólidos arenosos al fondo del desarenador.

En el Cuadro 4 se presenta un resumen de las normas de diseño recomendadas para desarenadores horizontal.

**Cuadro 4: Normas de Diseño Recomendadas para Desarenadores Horizontales**

| Parámetro | Norma Recomendada |
|---|---|
| Velocidad horizontal | $v_{max}$ = 0.3 m/s<br>$v_{min} \geq 0.80\ v_{max}$ |
| Velocidad de sedimentación | 0.02 m/s<br>(partículas de 0.2mm) |
| Forma de la sección transversal | Rectangular<br>(Con un resalto entre la cota del desarenador y la de la canaleta Parshall) |
| Tiempo de retención hidráulica | ≤60s para $v_{min}$<br>≥45s para $v_{max}$<br>$v_{max}$ = 0.3 m/s<br>$v_{min} = 0.3C_v$ |
| Largo de canal | $45\ v_{max} \leq L \leq 60\ v_{min}$<br>$13.5\ \text{m} \leq L \leq 18\ C_v$ |
| Sección de control de velocidad | Canaleta Parshall prefabricada con flujo libre |
| Carga en el canal aguas abajo la canaleta Parshall para asegurar flujo libre | ≤60% de la carga en el desarenador |
| Número de canales | Dos en paralelo, cada uno con drenaje<br>(Uno en operación y otro para limpieza) |

Adaptado de Marais y van Haandel, 1996; Reynolds y Richards, 1996; Mendonça, 2000; y Viceministerio de Vivienda y Construcción, 1997.

### *3.3 Disposición Final de los Sólidos Arenosos*

Los sólidos arenosos, como los sólidos gruesos, siempre estarán contaminados con patógenos y el operador necesita mucho cuidado en su manejo cuando es necesario limpiar el desarenador. Se debe enterrar todos los sólidos arenosos inmediatamente después de sacarlos con el mínimo de manejo. El diseño de la instalación de pretratamiento debe incluir un área reservada para la disposición final de los sólidos arenosos. Las Fotos 14 muestran ejemplos del problema del manejo adecuado de los sólidos arenosos.

## 4. Procedimiento para el Diseño de Pretratamiento con Canaleta Parshall

El procedimiento de diseño del sistema de pretratamiento con rejilla, desarenador horizontal y canaleta Parshall es el siguiente:

1. Determinar el caudal máximo, mínimo y promedio en $m^3/s$ para el diseño. Es esencial que los parámetros provengan de medidas del campo durante las épocas seca y lluviosa.

2. Seleccionar el ancho de garganta de la canaleta Parshall usando el Cuadro 3.

3. Calcular la carga máxima en el canal del desarenador con referencia a la base de la canaleta Parshall, $H_{max}$, utilizando la Ecuación 9:

**Fotos 14:** Los sólidos arenosos siempre estarán contaminados con patógenos y su disposición final requiere una solución sanitaria para proteger la salud de los operadores. En la foto de arriba (León, Nicaragua) la pila de sólidos arenosos debería de haberse enterrado; nótese también la cantidad de material producido que hubiera entrado una laguna primaria sin el desarenador. Una solución adecuada mostrada en la foto de abajo (Urbanización en la Ciudad de Guatemala) es una fosa séptica construida específicamente para la disposición final de los sólidos arenosos.

$$H_{\max} = \left[ \frac{1.1 \cdot Q_{\max}}{2.27 \cdot W} \right]^{0.667} \tag{9}$$

4. Calcular $R$ y $C_r$ de las Ecuaciones 13 y 14 o la Figura 5:

$$C_r = \frac{R^{1/3} - 1}{R - 1} \tag{13}$$

$$R = \frac{Q_{\max}}{Q_{\min}} \tag{14}$$

5. Calcular el resalto, $Z$, de la Ecuación 12:

$$Z = C_r \cdot H_{\max} \tag{12}$$

6. Calcular la profundidad máxima de agua en el canal del desarenador, $P_{max}$, medida de la cota del canal usando la Ecuación 15:

$$P_{\max} = H_{\max} - Z \tag{15}$$

7. Calcular el ancho del canal de desarenador utilizando la Ecuación 16:

$$a_d = \frac{Q_{\max}}{P_{\max} \cdot v_{\max}} = \frac{Q_{\max}}{P_{\max} \cdot (0.3)} \tag{16}$$

8. Determinar el factor de $C_v$ de la Ecuación 19 o la Figura 6:

$$C_v = 2.6 C_r^{\,0.5} \left(1 - C_r\right) \tag{19}$$

9. Escoger el largo del canal del desarenador con la Ecuación 21:

$$13.5\text{m} \le L \le 18 \cdot C_v \tag{21}$$

10. Calcular el volumen y la profundidad de sólidos arenosos acumulados con las Ecuaciones 22 y 23:

$$V_{sa} = t_{op} \cdot Q_{med} \cdot C_{sa} \tag{22}$$

$$p_{sa} = \frac{t_{op} \cdot Q_{med} \cdot C_{sa}}{{}_d \cdot L} = \frac{V_{sa}}{a_d \cdot L} \tag{23}$$

11. Seleccionar la cota del canal aguas abajo de la canaleta Parshall para asegurar la carga es igual o menos de 0.60 de la carga en el canal del desarenador, todas medidas con referencia a la base de canaleta Parshall.

12. Determinar el ancho y abertura, $a_b$ y $e_b$, de las barras de la rejilla.

13. Utilizando la Ecuación 1 se calcula el ancho, $a_{canal}$, del canal de aproximación antes de la rejilla:

$$a_{canal} = \frac{Q_{\max}}{0.6P_{\max}} \cdot \left[ \frac{a_b + e_b}{e_b} \right] \tag{1}$$

14. Calcular la velocidad en el canal de aproximación y las pérdidas de carga a través de la rejilla con las Ecuaciones 2 y 3:

$$v_a = \frac{0.6}{\left( \frac{a_b + e_b}{e_b} \right)} \tag{2}$$

$$h_f = \frac{1}{0.7} \cdot \left[ \frac{v_R^{\ 2} - v_a^{\ 2}}{2g} \right] \tag{3}$$

15. Se termina el diseño con los parámetros físicos mostrados en los Cuadros 1 y 4.

**5. Ejemplo: Diseño de Sistema de Pretratamiento para las Lagunas de Catacamas Este**

Se requiere diseñar una rejilla, desarenador y canaleta Parshall para las lagunas de Catacamas Este. La Figura 7 muestra los resultados del monitoreo del caudal con el medidor de flujo área-velocidad por tres días seguidos, 24 horas por día (ECOMAC, 2004).

1. Determinar el caudal máximo, mínimo y promedio para el diseño.

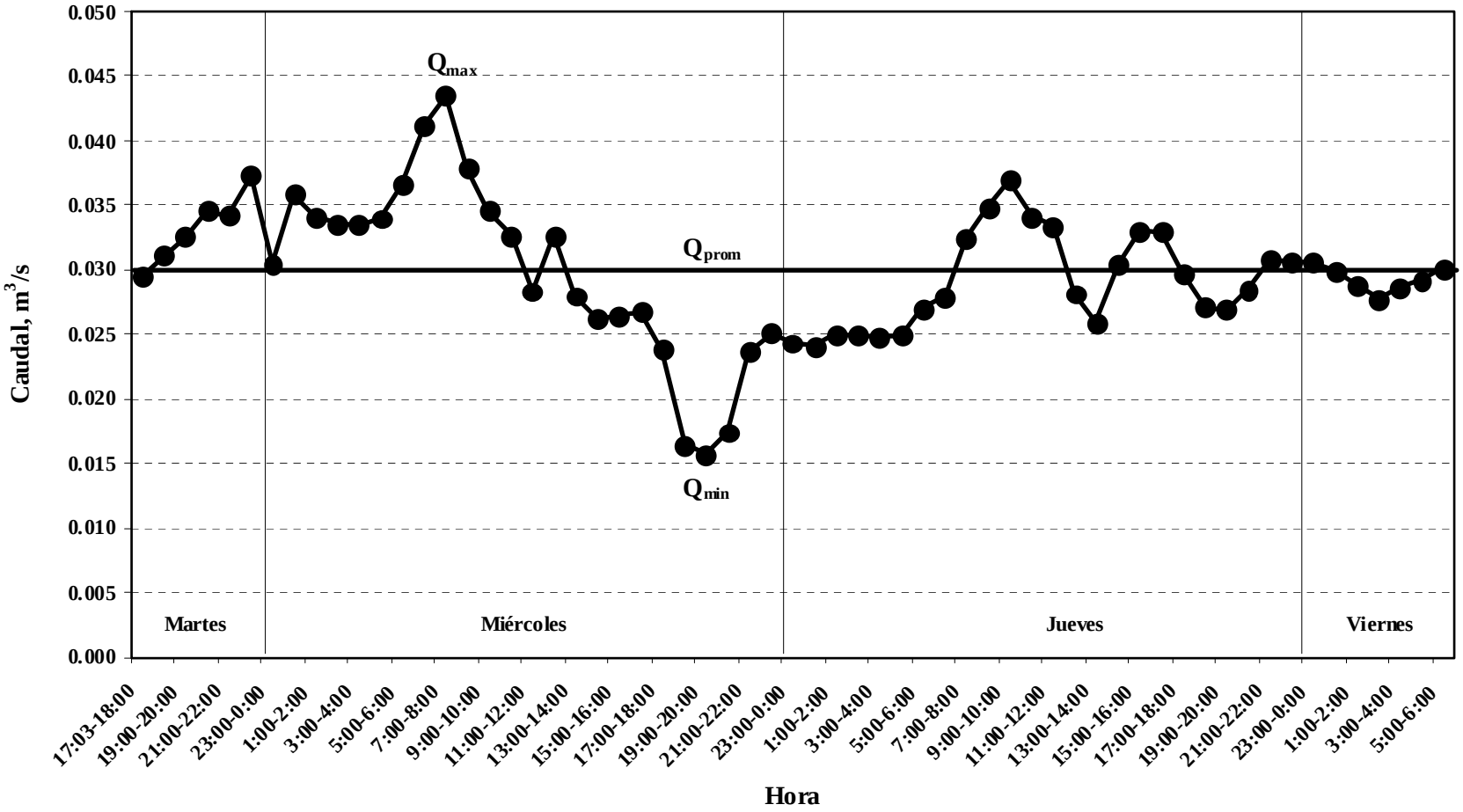
   De Figura 7: $Q_{prom}$ = 0.03 m$^3$/s; $Q_{max}$ = 0.045 m$^3$/s; $Q_{min}$ = 0.015 m$^3$/s

   Se asume que la relación de $Q_{max}/Q_{min}$ = 5 en vez de 3 como un factor de seguridad durante la época lluviosa. Para el diseño, entonces, $Q_{max}$ = 0.075 m$^3$/s.

2. Seleccionar el ancho de garganta de la canaleta Parshall.

   $W$ = 0.152 m (Cuadro 3)

**Figura 7: Medición de Caudales en Sistema de Lagunas de Catacamas Sector Este (02-05/09/03)**



3. Calcular la carga máxima en el canal del desarenador utilizando la Ecuación 9 ó la Figura 3.

$$H_{\max} = \left[\frac{1.1 \cdot Q_{\max}}{2.27 \cdot W}\right]^{0.667} = \left[\frac{1.1 \cdot (0.075)}{2.27 \cdot (0.152)}\right]^{0.667} = 0.385\text{m}$$

4. Calcular $R$ y $C_r$ de las Ecuaciones 13 y 14 ó la Figura 5:

$$R = \frac{Q_{\max}}{Q_{\min}} = \frac{0.075}{0.015} = 5\,;\; C_r = \frac{R^{1/3} - 1}{R - 1} = \frac{(5)^{1/3} - 1}{5 - 1} = 0.18$$

5. Calcular el resalto, $Z$, de la Ecuación 12:

$$Z = C_r \cdot H_{\max} = (0.18) \cdot (0.385) = 0.07\text{m}$$

6. Calcular la profundidad máxima de agua en el canal del desarenador, $P_{max}$, medida de la cota del canal usando la Ecuación 15:

$$P_{\max} = H_{\max} - Z = 0.385\text{m} - 0.07\text{m} = 0.315\text{m}$$

7. Calcular el ancho del canal del desarenador utilizando la Ecuación 16:

$$a_d = \frac{Q_{\max}}{P_{\max} \cdot v_{\max}} = \frac{0.075}{(0.315) \cdot (0.3)} = 0.8\text{m}$$

8. Determinar el factor de $C_v$ de la Ecuación 19 o la Figura 6:

$$C_v = 2.6 C_r^{\,0.5} (1 - C_r) = 2.6 \cdot (0.18)^{0.5} (1 - 0.18) = 0.90$$

9. Escoger el largo del canal de desarenador con la Ecuación 21:

$$13.5\text{m} \le L \le 18 \cdot C_v \;\Rightarrow\; 13.5\text{m} \le L \le 18 \cdot (0.90) \;\Rightarrow\; 13.5\text{m} \le L \le 16.2\text{m}$$

Se selecciona $L$ = 15m.

10. Calcular el volumen y la profundidad de sólidos arenosos acumulados con las Ecuaciones 22 y 23:

Se asume que el tiempo entre limpiezas, $t_{op}$, es 15 días y la carga de sólidos arenosos, $C_{sa}$, es 0.085 $m^3$/1,000$m^3$.

$$V_{sa} = t_{op} \cdot Q_{med} \cdot C_{sa} = (15\text{d}) \cdot (0.03\text{m}^3/\text{s} \cdot 86{,}400\text{s/d}) \cdot (0.085\text{m}^3/1{,}000\text{m}^3) = 3.3\text{m}^3$$

$$p_{sa} = \frac{t_{op} \cdot Q_{med} \cdot C_{sa}}{a_d \cdot L} = \frac{V_{sa}}{a_d \cdot L} = \frac{3.3\text{m}^3}{(0.8\text{m}) \cdot (15\text{m})} = 0.275\text{m}$$

11. Se diseña la cota del canal aguas abajo de la canaleta Parshall para que la carga en el canal sea $\leq 0.60$ de la carga en el desarenador ($H_{max}$), todas medidas con referencia a la base de la canaleta Parshall, para asegurar flujo libre en la canaleta Parshall.

12. Determinar el ancho y abertura, $a_b$ y $e_b$, de las barras de la rejilla.

    $a_b$ = 10mm; $e_b$= 50mm (Cuadro 1)

13. Utilizando la Ecuación 1 se calcula el ancho, $a_{canal}$, del canal de aproximación antes de la rejilla:

$$a_{canal} = \frac{Q_{\max}}{0.6P_{\max}} \cdot \left[\frac{a_b + e_b}{e_b}\right] = \frac{0.075\text{m}^3/\text{s}}{0.6 \cdot (0.315\text{m})} \cdot \left[\frac{10\text{mm} + 50\text{mm}}{50\text{mm}}\right] = 0.476\text{m}$$

14. Calcular la velocidad en el canal de aproximación y las pérdidas de carga a través de la rejilla con las Ecuaciones 2 y 3:

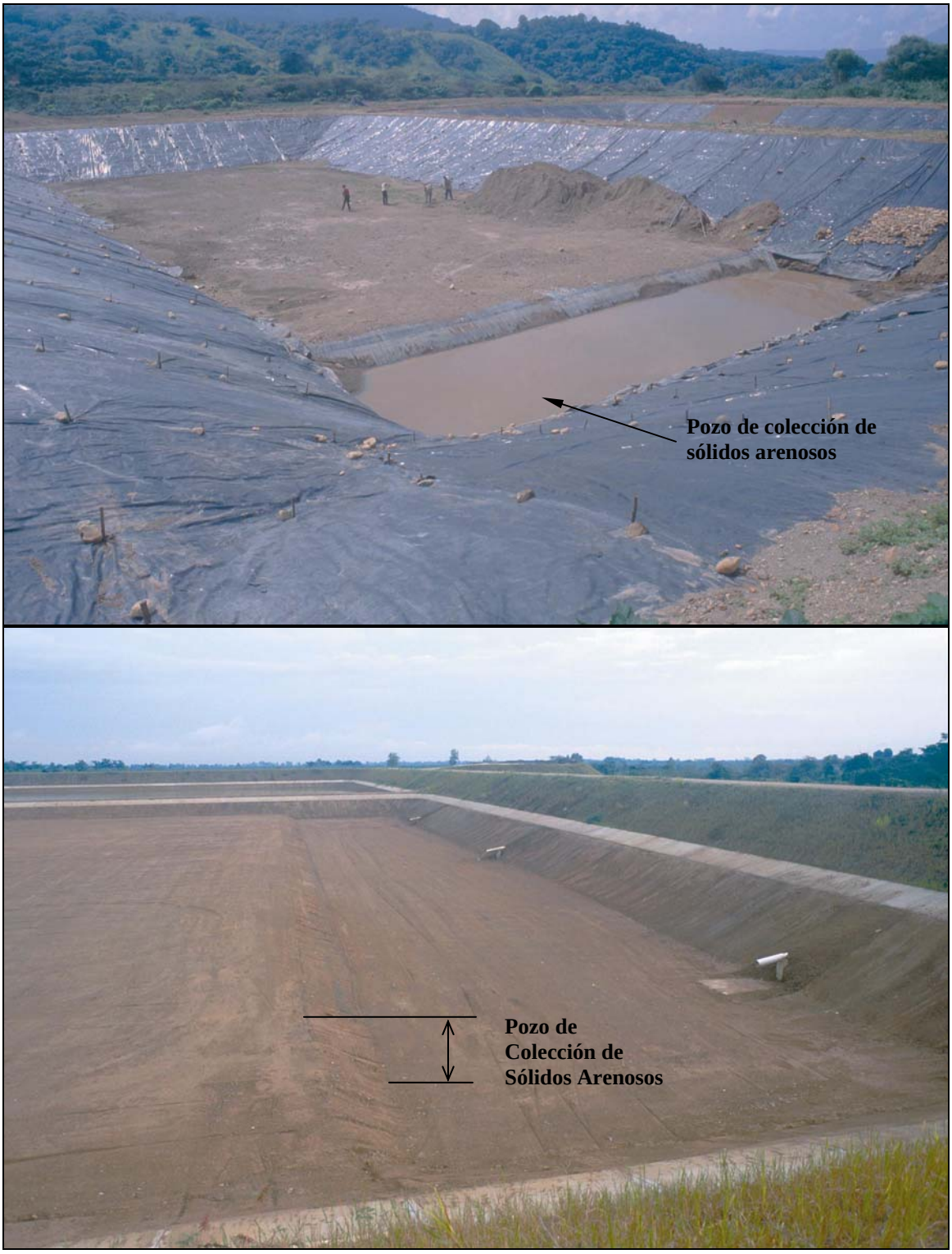
$$v_a = \frac{0.6}{\left(\frac{a_b + e_b}{e_b}\right)} = \frac{0.6}{1.2} = 0.5\text{m/s}$$

$$h_f = \frac{1}{0.7} \cdot \left[\frac{v_R{}^2 - v_a{}^2}{2g}\right] = \frac{1}{0.7} \cdot \left[\frac{(0.6)^2 - (0.5)^2}{2 \cdot (9.81)}\right] = 0.008\text{m}$$

15. Se termina el diseño con los parámetros físicos mostrados en los Cuadros 1 y 4.

## 6. Pozos de Colección de Sólidos Arenosos

Como alternativa en municipalidades pequeñas el uso de pozos de colección de arena en la entrada de las lagunas primarias (lagunas anaeróbicas o facultativas) ha sido utilizado (Véanse las Fotos 15). El propósito del pozo es almacenar los sólidos arenosos que entran a la laguna en vez de tener que mantener un desarenador. Esta práctica no es recomendable porque los lodos orgánicos sedimentan con los sólidos arenosos y, como resultado, la remoción de lodos será más difícil todavía cuando sea necesaria; los lodos estarían tan profundos que no se pueden secar adecuadamente. Se discute este problema en detalle en el capítulo sobre lagunas de estabilización.




**Fotos 15:** Ejemplos de pozos de colección de sólidos arenosos instalados en la entrada de la laguna primaria en vez de utilizar un desarenador. La foto de arriba (Boca del Monte, Guatemala) es una laguna anaeróbica y de abajo (El Paraíso, Honduras) una facultativa. Esta práctica no es recomendable por la dificultad de remover los lodos cuando sea necesario (Véase el capítulo sobre lagunas de estabilización).

## REFERENCIAS


Arceivala, S. J., *et al. Waste Stabilization Ponds: Design, Construction & Operation in India*, Central Public Health Engineering Research Institute, Nagpur, India, 1970.

ASCE/WPCF (American Society of Civil Engineers/Water Pollution Control Federation), *Wastewater Treatment Plant Design*, ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice No. 36, New York, 1977.

Babbitt, H. E. and Baumann, E. R., *Sewerage and Sewage Treatment*, Eighth Edition, John Wiley & Sons, New York, 1958.

Departamento de Sanidad del Estado de Nueva York, *Manual de Tratamiento de Aguas Negras*, Editorial LUMUSA, México, 1993.

ECOMAC, Informes de Monitoreo: Lagunas de Estabilización en Honduras, (11 Volúmenes) Proyecto Monitoreo de Sistemas de Estabilización de Tratamiento de Aguas Negras, U.S. Army Corps of Engineers, Mobile District, Tegucigalpa, 2004.

Gloyna, E. F., *Waste Stabilization Ponds*, World Health Organization, Geneva, 1971.

Mara, D., *Sewage Treatment in Hot Climates*, John Wiley & Sons, New York, 1976.

Mara, D. *et al.*, *Waste Stabilization Ponds: A Design Manual for Eastern Africa*, Lagoon Technology International, Leeds, England, 1992.

Marais, G. v. R. y van Haandel, A. C., Design of Grit Channels Controlled by Parshall Flumes, *Water Science and Technology*, Vol. 33, No. 3, pp. 195—210, 1996.

Mendonça, S. R., *Sistemas de Lagunas de Estabilización*, McGraw-Hill, Bogotá, 2000.

Metcalf & Eddy, *Wastewater Engineering: Treatment, Disposal, and Reuse*, Third Edition, McGraw-Hill, New York, 1991.

MOPT (Ministerio de Obras Públicas y Transportes), *Depuración por Lagunaje de Aguas Residuales: Manual de Operadores*, Monografías de la Secretaría de Estado para las Políticas del Agua y el Medio Ambiente, Ministerio de Obras Públicas y Transportes, Madrid, España, 1991.

Oakley, S. M., Monitoring of Wastewater Stabilization Ponds in Honduras, Proceedings of the XXIX Inter-American Congress of Sanitary and Environmental Engineering, Asociación Interamericana de Ingeniería Sanitaria (AIDIS), San Juan, Puerto Rico, August 2004.

Reynolds, T. D. y Richards, P. A., *Unit Operations and Processes in Environmental Engineering*, Second Edition, PWS Publishing Company, Boston, 1996.

Viceministerio de Vivienda y Construcción, *Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales*, Reglamento Nacional de Construcciones, Norma de Saneamiento S.090, Lima, Perú, 1997.

# LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN

Stewart M. Oakley

## Sección 1: Introducción

### 1.1 Tratamiento de Aguas Residuales con Lagunas de Estabilización

Se han realizado muchas investigaciones sobre el uso de lagunas de estabilización para tratamiento de aguas residuales en países en desarrollo (Arceivala, *et al.*, 1970; Arthur,1983; Cisneros, *et al.*, sin fecha; Egocheaga y Moscoso, 2004; Feachem *et al.*, 1983; León y Moscoso, 1996; Mara y Cairncross, 1989; Mara *et al.*, 1992; Mendonça, 2000; Shuval *et al.*, 1986; Yánez, 1992). Los resultados muestran claramente que las lagunas pueden tratar aguas residuales a un alto nivel—tanto en la remoción de patógenos como en la de compuestos orgánicos—requiriendo mínimos recursos para su diseño, construcción, operación y mantenimiento. El diseño de plantas de tratamiento de aguas residuales en América Latina y en países en desarrollo no debe ser similar al de los países industrializados, donde se basa el diseño en la reducción de compuestos orgánicos para proteger los cuerpos receptores con poca o ninguna atención a los aspectos de salud pública, especialmente a la remoción de los patógenos. Dado que una de las principales causas de mortalidad y morbilidad es la de enfermedades relacionadas a las excretas humanas en América Latina, se concluye que los procedimientos de diseño de países industrializados no son adecuados, y que el diseño debe enfocarse fundamentalmente en la remoción de patógenos conjuntamente con el posible reuso de los efluentes en la agricultura o acuicultura como un recurso sostenible.

#### *1.1.1 Remoción de Patógenos y Parámetros Convencionales*

El Cuadro 1-1 presenta un resumen de los varios procesos de tratamiento de aguas residuales en términos de remoción de patógenos y los parámetros convencionales de demanda bioquímica de oxígeno ($DBO_5$) y sólidos suspendidos (SS) (Feachem *et al.*, 1983; Mara *et al.*, 1992; Yánez, 1992). Se ve claramente que las lagunas de estabilización son la mejor opción para la remoción de patógenos: las lagunas de estabilización que están diseñadas y operadas apropiadamente tienen la mejor eficiencia en la remoción de virus, bacterias, y especialmente huevos de helmintos y quistes de protozoarios. Todos los otros procesos requieren desinfección como un proceso terciario para obtener una remoción de bacterias o virus igual a la que las lagunas pueden alcanzar mediante un proceso secundario; además, el cloro no puede matar totalmente los huevos de helmintos y los quistes de protozoarios. La laguna es el único proceso que, como un proceso secundario, puede producir efluentes de una calidad que puede utilizarse para el riego en la agricultura o para la fuente de agua en acuicultura.

**Cuadro 1-1:**
**Eficiencia de Remoción de Patógenos y Parámetros Convencionales para Varios Procesos**

| Proceso | Remoción, % | | Remoción, Ciclos $\log_{10}$[4] | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | $DBO_5$ | SST | Virus | Bacteria | Huevos de Helmintos | Quistes de Protozoarios |
| Sedimentación primaria | 25—40 | 40—70 | 0—1 | 0—1 | 0—1 | 0—2 |
| Lodos activados[1] | 55—95 | 55—95 | 1—2 | 0—2 | 0—1 | 1—2 |
| Filtros percoladores[1] | 50—95 | 50—90 | 1—2 | 0—2 | 0—1 | 1—2 |
| Desinfección con cloro | --- | --- | 0—4 | 2—6 | 0—1 | 0—3 |
| Lagunas en serie[2] | 70—95 | 55—95[3] | 2—4 | 2—6 | 2—4 (100%) | 2—4 (100%) |

1. Precedidos y seguidos de sedimentación
2. Dependiendo del número de lagunas en serie, tiempo de retención hidráulica, y factores de diseño físico.
3. El efluente de lagunas puede contener altas concentraciones de SS en forma de algas.
4. 1 ciclo $\log_{10}$ = 90% remoción; 2 ciclos = 99%; 3 ciclos = 99.9%; etc. Las lagunas pueden remover 100% de los huevos de helmintos y 100% de los quistes de protozoarios.

Fuentes: Feachem *et al.*, 1983; Mara *et al.*, 1992; Yánez, 1992.

Además de la remoción de patógenos, la remoción de $DBO_5$ y SS puede ser tan alta como en cualquier otro proceso si la laguna está diseñada y operada adecuadamente y si se considera que los sólidos en el efluente son algas producidas en la laguna y no los sólidos suspendidos de las aguas residuales originales que entran el sistema. A continuación, se presentan otras ventajas de las lagunas de estabilización (Mara *et al.*, 1992).

### *1.1.2 Simplicidad de Lagunas*

Las lagunas son más sencillas de diseñar, construir, operar y mantener que cualquier otro proceso de tratamiento. La excavación es la actividad principal en la construcción. La construcción de obras civiles es mínima: solamente estructuras de ingresos, interconexiones, salidas y el revestimiento de los taludes interiores. La operación y mantenimiento consiste normalmente en tareas de rutina como el corte de vegetación en la orilla y en el dique, remoción de natas y sólidos flotantes, la medición diaria del caudal, y el monitoreo periódico del afluente y efluente.

### *1.1.3 Bajo Costo*

Las lagunas cuestan mucho menos que los otros procesos de tratamiento. El equipo requerido se puede obtener localmente; las plantas de lodos activados, por ejemplo, requieren de la importación de equipo mecanizado y piezas de repuesto costosas. El consumo de energía es mínimo; por ejemplo, para una población de 10,000 personas, una planta de lodos activados puede consumir 1,000,000 kW-hrs/año, mientras que una serie de lagunas de estabilización no consumiría ninguna energía eléctrica (Mara *et al.*, 1992).

### *1.1.4 Mínimo Manejo de Lodos*

El costo mayor en operación de plantas secundarias de tratamiento de aguas residuales con sedimentación primaria y secundaria es el manejo de los lodos producidos. Una ventaja fundamental en el uso de lagunas es el hecho que se producen menos lodos que cualquier otro proceso como se presenta en el Cuadro 1-2. Porque los lodos quedan en la laguna primaria por años en vez de horas o días como en los otros procesos, se consolidan con tiempo y ocupan menos volumen poco a poco (Nelson, *et al*., 2004).

Todos los lodos de cualquier proceso están bastante contaminados con huevos de helmintos, quistes de protozoarios y otros patógenos bacterianos y viruses, por esto la otra ventaja importante de las lagunas es el mínimo manejo de lodos producidos, con menos concentraciones de patógenos en los lodos por su edad. Una planta de filtros percoladores o lodos activados con sedimentación primaria y secundaria, y con digestión anaeróbica, tendría que remover lodos con una frecuencia de por lo menos cada mes, con todos los riesgos de manejar y disponer sanitariamente los lodos contaminados. En contraste, la remoción de lodos de una laguna primaria es necesaria solamente cada 5 a 10 años, con menos riesgos de encontrar patógenos por la alta edad de los lodos.

**Cuadro 1-2: Cantidades de Lodos Producidos por Varios Procesos**

| **Proceso de Tratamiento** | **Lodos Producidos ($m^3$ de lodos mojados por 1,000$m^3$ de aguas residuales tratadas)** |
|---|---|
| Sedimentación Primaria | 2.1—3.3 |
| Lodos Activados | 1.4—1.9 |
| Tratamiento Secundario sin Digestión de Lodos | 3.5—5.2 |
| Tratamiento Secundario con Digestión de Lodos | 2.6—3.9 |
| Laguna Facultativa de Estabilización | 0.4—0.6 |

Fuentes: Metcalf & Eddy, 1991; Mara y Pearson, 1998.

### *1.1.5 Complejidad del Proceso y Requisitos de Operación y Mantenimiento*

El Cuadro 1-3 presenta el nivel de complejidad de varios procesos y los requisitos de capacitación de personal y de monitoreo del proceso. Las lagunas de estabilización, por su bajo nivel de complejidad, tienen muchos menos requisitos de operación y mantenimiento de cualquier otro proceso, lo que es una ventaja clave para municipalidades con pocos recursos.

**Cuadro 1-3: Complejidad y Requisitos de Capacitación y Monitoreo**

| Proceso de Tratamiento | Nivel de Complejidad | Nivel de Capacitación de Personal | Requerimientos de Monitoreo del Proceso |
|---|---|---|---|
| Lodos Activados | Alto | Alto | Alto |
| Filtro Percolador | Medio—Alto | Medio—Alto | Medio |
| Laguna Aireada | Medio—Alto | Medio—Alto | Medio—Alto |
| Sistema de Lagunas de Estabilización | Bajo | Bajo | Bajo |

### *1.1.6 Estabilidad y Resiliencia de Procesos*

Las lagunas de estabilización tienen un largo tiempo de retención hidráulica medido en días en vez de horas como es para las tecnologías más complejas; estas lagunas además tienen mucha más resiliencia a cargas orgánicas e hidráulicas altas, y a concentraciones altas de compuestos tóxicos como se presentan en el Cuadro 1-4. Como resultado, en muchos países industrializados se utilizan frecuentemente lagunas para tratar aguas residuales industriales por su mejor estabilidad y resiliencia.

**Cuadro 1-4: Resiliencia de los Procesos de Tratamiento**

| Proceso | Sensitividad a Cargas Altas de Materia Orgánica | Sensitividad a Cargas Altas Hidráulicas | Sensitividad a Compuestos Tóxicos |
|---|---|---|---|
| Lodos Activados | Alta | Alta | Alta |
| Filtro Percolador | Media | Media | Media |
| Laguna Aireada | Baja—Media | Baja—Media | Baja—Media |
| Sistema de Lagunas Facultativas | Baja | Baja | Baja |

### *1.1.7 Requisitos del Terreno*

La principal desventaja de las lagunas de estabilización es el área requerida. Generalmente, como una regla práctica, en los climas de América Central o en climas tropicales-subtropicales, se puede estimar que se necesitaría entre 2.0 y 2.5 hectáreas mínimas de lagunas para servir a una población de 10,000 habitantes. El Cuadro 1-5 muestra el área requerida para varios procesos de tratamiento Carranza, 1997; Mara y Pearson, 1998).

**Cuadro 1-5: El Área Requerida para Varios Procesos de Tratamiento**

| Proceso de Tratamiento | Área Requerida, ($m^2$/persona) |
|---|---|
| Lodos Activados | 0.3—1 |
| Filtro Percolador | 0.4—1 |
| Laguna Aireada | 4—10 |
| Sistema de Lagunas de Estabilización | 2—20[1] |

1. El área requerida depende del clima, el diseño y el nivel de tratamiento requerido.

## Sección 2: La Remoción de Patógenos en Lagunas de Estabilización y el Potencial para Reuso de Efluentes

### 2.1 Introducción

Generalmente, las normas para patógenos de descargas de efluentes se expresan por las autoridades en términos de coliformes fecales como se presenta en el Cuadro 2-1.

**Cuadro 2-1: Normas Microbiológicas de Calidad de Efluentes para Descargas de Aguas Residuales a Cuerpos Receptores**

| Parámetro | El Salvador (Propuesta) | Guatemala (Propuesta) Límites Máximos Permisibles | | | Honduras | Nicaragua |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 3 Años | 6 Años | 9 Años | Concentración Máxima Permisible | Límites Máximos Permisibles |
| Coliformes Fecales NMP/100mL | 2,000 | 100,000 | 10,000 | 1,000 | 5,000 | 10,000 en 80% de una serie de muestras<br>50,000 en una muestra |

Fuentes: El Salvador: Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT), 2000.
Guatemala: Ministerio de Salud Pública y Asistencia Social, 1999.
Honduras: Ministerio de Salud, 1995.
Nicaragua: La Gaceta Diario Oficial, Decreto No. 33-95, 1995.

Sin embargo, el coliform fecal es solamente un indicador y no un patógeno, y fue desarrollado originalmente para proteger la salud pública en agua potable (Feachem, *et al*., 1983). Debido a que sistemas de lagunas de estabilización frecuentemente no pueden cumplir una norma de coliformes fecales muy estricta—por ejemplo los sistemas de lagunas en Nicaragua no pueden cumplir la norma nicaragüense de coliformes fecales (Oakley, 2000; 1998), y la mayoría de los sistemas en Honduras no cumplen la norma hondureña como se presentó en el capítulo sobre lagunas en Honduras—se podría concluir que una norma que se enfoca solamente en una cierta concentración de coliformes fecales no es satisfactoria para la situación real de América Central.

No existe una norma de legislación adecuada en los países de América Central que enfrente los problemas de patógenos abordados anteriormente. Al respecto es importante que los ingenieros sanitarios y otros profesionales involucrados en la salud pública desarrollen normas de diseño y nivel de tratamiento requerido para remover los patógenos que realmente causan los problemas de salud. Existen pocos estudios científicos de los cuerpos receptores y el grado de tratamiento requerido para proteger la salud y el cuerpo receptor, y probablemente no van a existir en un futuro cercano (la carencia de esos estudios es un problema de todos los países centroamericanos). Por lo tanto, es importante buscar soluciones que estén basadas en los problemas fundamentales de la salud pública en vez del cuerpo receptor. Debido a que los problemas más urgentes en Centroamérica son las enfermedades relacionados con las excretas, se puede concluir que la remoción de patógenos es la norma más importante. Sin embargo, hay que tomar en cuenta que en otros países como los Estados Unidos, el problema es totalmente diferente y por lo tanto, la tecnología requerida en los EE.UU puede ser muy diferente también; es por eso que el uso de plantas de lodos activados es común en los Estados Unidos pero no apropiado para muchas aplicaciones en Centroamérica.

Por ahora, se recomiendan los siguientes puntos que se deben tomar en cuenta en el desarrollo de normas de diseño y nivel de tratamiento para efluentes de plantas de tratamiento de aguas residuales domésticas utilizando lagunas de estabilización.

## 2.2 Los Factores Epidemiológicos y Ambientales de Patógenos

El Cuadro 2-2 presenta las enfermedades transmisibles en América Central relacionadas a las excretas. Se nota que el problema principal con los patógenos de Categoría I es el de los protozoarios, los cuales tienen una dosis infectiva baja con ninguna inmunidad. En contraste, todas las infecciones de los virus dan una inmunidad al infectado. En la Categoría II se observa que, a pesar que todas las infecciones de bacteria dan una inmunidad, la bacteria puede multiplicarse en el medio ambiente, un problema en el monitoreo de la remoción de coliformes fecales en lagunas. Finalmente, se nota que las enfermedades de helmintos en las Categorías III y IV no solamente da ninguna inmunidad, sino que la dosis infectiva es baja y la persistencia de los helmintos en el medio ambiente puede ser muy larga. En el Cuadro 2-3 se presenta un resumen de los factores epidemiológicos y ambientales más importantes del Cuadro 2-2.

Shuval *et al.* (1986), después de hacer una investigación intensiva, desarrollaron los siguientes factores del riesgo que regulan la forma en la cual se transmiten las enfermedades relacionadas a los excrementos humanos, especialmente cuando se utiliza aguas residuales para riego:

1) Persistencia del patógeno por períodos prolongados en el medio ambiente
2) Un período de latencia o etapa de desarrollo prolongado
3) El huésped presenta poca o ninguna inmunidad
4) Que exista una mínima transmisión simultánea por medio de otras vías, como los alimentos, el agua, e higiene personal

## Cuadro 2-2:
## Enfermedades Transmisibles Relacionadas a Las Excretas Humanas en América Central

| Categoría Epidemiológica y Enfermedad | Agente Patógeno | Inmunidad | Persistencia Ambiental 20—30 °C |
|---|---|---|---|
| **I. Fecal-Oral Sin Latencia, Dosis Infectiva Baja Heces→Vehículo/Vector→Ingestión** | | | |
| *Sin Inmunidad:* | | | |
| Amebiasis | Protozoario | No | 25 días |
| Criptosporidiosis | Protozoario | No | 30 días |
| Giardiasis | Protozoario | No | 25 días |
| Infecciones por *Ciclospora* (Tiene un período de latencia) | Protozoario | No | ? |
| Enterobiasis | Helminto | No | 7 días |
| *Con Inmunidad:* | | | |
| Hymenolepiasis | Helminto | Sí (Parcial) | 30 días |
| Hepatitis A | Virus | Sí | ? |
| Infecciones por Enterovirus | Virus | Sí | 3 meses |
| Infecciones por Rotavirus | Virus | Sí | ? |
| **II. Fecal-Oral Sin Latencia, Dosis Infectiva Media, Persistencia Moderada, Puede Multiplicar en el Medio Ambiente (Bacteria) Heces→Vehículo/Vector→Ingestión** | | | |
| Cólera | Bacteria | Sí | 1 mes |
| Diarrea por *Escherichia coli* enteropatogénica | Bacteria | Sí | 3 meses |
| Enteritis por *Campylobacter* | Bacteria | Sí | 7 días |
| Fiebre tifoidea | Bacteria | Sí | 2 meses |
| Salmonelosis | Bacteria | Sí | 3 meses |
| Shigelosis | Bacteria | Sí | 1 mes |
| Yersiniosis | Bacteria | Sí | 3 meses |
| **III. Fecal-Oral o Fecal-Cutáneo, Con Latencia y Persistencia en el Suelo Heces→Suelo→Ingestión Heces→Suelo→Penetración por la piel** | | | |
| Anquilostomiasis | Helminto | No | 3 meses |
| Ascaridiasis | Helminto | No | > 1 año |
| Tricuriasis | Helminto | No | 9 meses |
| **IV. Fecal-Huésped Intermediario, Con Latencia y Persistencia Heces→Cerdo/Ganado→Ingestión de Carne** | | | |
| Teniasis y Cisticercocis | Helminto | No | 9 meses |
| **V. Fecal-Huéspedes Intermediarios Acuáticos-Cutáneo Heces→Agua Dulce→Caracol→Larva Infectiva→ Penetración de Larva por la Piel** | | | |
| Esquistosomiasis[1] | Helminto | No | 2 días |
| **VI. Transmisión por Vectores Artrópodos Aguas Residuales→Mosquitos→Picaduras de Mosquitos** | | | |
| Filariasis[2] | Helminto | No | No se aplica |
| Las enfermedades de todas las categorías también pueden ser transmitidas mecánicamente por insectos y otros vectores. | | | |

1. El esquistosomiasis ha sido reportado solamente en Sudamérica y Cuba en el Caribe.
2. El filariasis ha sido reportado en Sudamérica, el Caribe, y Costa Rica.
Adaptado de Feachem, *et al.*, 1983.

## Cuadro 2-3: Características Epidemiológicas de los Patógenos Excretados

| Tipo de Patógeno | Tamaño | Persistencia en el Medio Ambiente (20—30 °C) | Dosis Infectiva | Inmunidad | Transmisión Simultánea[1] | Latencia | Multiplicación Fuera del Huésped Humano | Resistencia a Desinfección con Cloro |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Virus | 0.02—0.08µm | Meses | Baja | Sí | Común | No | No | No |
| Bacteria | 1—5µm | 1—3 meses | Media—Alta | Sí | Común | No | Sí | No |
| Protozoarios | 5—20µm | < 30 días | Baja | No | Menos Común | No | No | Sí |
| Helmintos | 40—60µm | Meses—años | Baja | No | No Común | Sí | No | Sí |

1. La transmisión simultánea puede ser a través del agua, alimentos y contacto directo de persona a persona.

Adaptado de Feachem, *et al.*, 1983.

Shuval *et al.* (1986) concluyeron que las infecciones por helmintos constituyen el riesgo más peligroso para la salud en relación con el tratamiento de aguas residuales cuando se utiliza el efluente para riego (uso directo o indirecto de agua superficial contaminada), una práctica común en América Latina que ha causado los problemas discutidos anteriormente. Se concluyó que después de las infecciones de helmintos, en orden de riesgo por las infecciones serían las de protozoarios, bacterias y finalmente los virus. Por lo tanto, se puede clasificar los riesgos de patógenos en el siguiente orden:

| **Nivel de Riesgo** | **Tipo de Patógeno** |
|---|---|
| Elevado | Helmintos: *Ascaris lumbricoides, Ancyclostoma duodenale, Necator americanus*, *Trichuris trichuria* |
| Medio-Elevado | Protozoarios: *Entamoeba histolytica, Giardia lamblia, Cryptosporidium, Cyclospora* |
| Medio | Bacteria: *Eschericia coli* patogénica, *Vibrio cholerae, Salmonella*, *Shigella*, *Campylobacter fetus* |
| Mínimo | Virus: Enterovirus, Roatvirus, virus de Hepatitis A |

Estas conclusiones fueron también confirmadas por Feachem *et al.* (1983) y aceptadas por la Organización Mundial de Salud (OMS), que ha establecido los criterios de calidad para el caso de reuso de aguas residuales en la agricultura (se utiliza coliformes fecales como un organismo indicador de patógenos de las bacterias) (WHO, 1989). El Cuadro 2-4 muestra los criterios.

Con la información anterior y en la ausencia de otros estudios de la salud pública y del cuerpo receptor, se recomienda un sistema de tratamiento de aguas residuales que remueva primero los huevos de helmintos y segundo los patógenos de protozoarios—las enfermedades de parásitos más importantes en América Central y en Honduras—utilizando las normas de la OMS para los efluentes como una norma mínima. Es posible cumplir las normas de la OMS con un mínimo costo con lagunas de estabilización, con el resultado que se puede utilizar el efluente como un recurso en el riego, un punto muy importante en América Latina (Egocheaga y Moscoso, 2004). Por la carencia de otra información, se puede asumir que, si los huevos de helmintos son removidos, también los quistes de protozoarios serían removidos; esta suposición es precisa especialmente en las lagunas de estabilización (Blumenthal, *et al*., 2000).

Típicamente las concentraciones de patógenos de bacterias en aguas residuales están 3 ó 4 órdenes de magnitud más abajo de las de coliformes fecales (Feachem, *et al*., 1983). Varias investigaciones han mostrado que los efluentes de una serie de lagunas que tenían una remoción de coliformes fecales de por lo menos 3 ciclos $\log_{10}$ no contenían ninguna concentración de patógenos significativos, incluyendo los de cólera (Arridge, *et al*., 1995; Castro de Esparza, *et* al., 1992; León y Moscoso, 1996; Mara *et al.*, 1992). Como ejemplo, la Figura 2-1 presenta la remoción de *Vibrio cholerae* 01 relacionada a la remoción de coliformes fecales en las lagunas de San Juan en Lima, Perú durante el pico de la epidemia de cólera (Castro de Esparza, *et al*., 1992). Mientras la concentración de coliformes fecales fue todavía 1.7 E+05 NMP/100mL en el efluente de la primera laguna de maduración, la concentración de *Vibrio cholerae* 01 bajó de

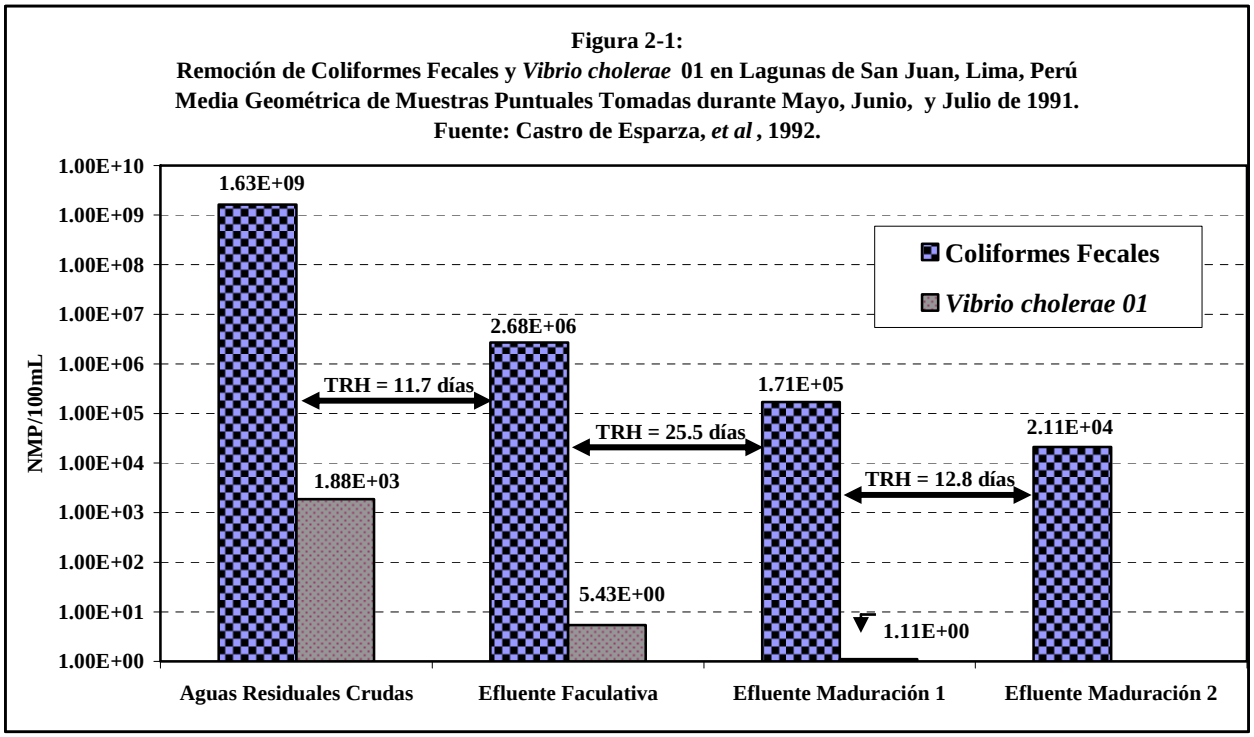
**Cuadro 2-4:**
**Normas Microbiológicas de la OMS de Calidad de Efluentes de Agua Residual Tratada para Riego**

| Categoría y Condición de Reuso | Grupo Expuesto | Promedio de Una Serie de Muestras Durante el Período de Riego | | Tratamiento Previsto para Alcanzar los Requerimientos de las Normas |
|---|---|---|---|---|
| | | Helmintos Intestinales[1] Número de Huevos/L (Media Aritmética) | Coliformes Fecales NMP/100mL (Media Geométrica) | |
| **Categoría A**<br>**Riego No Restringido:** Cultivos que se consumen crudos: campos deportivos; parques públicos[2]. | Trabajadores<br>Consumidores<br>Público | ≤ 1 | ≤ 1,000 | Lagunas de estabilización diseñadas para alcanzar la calidad microbiológica indicada, o un tratamiento equivalente. |
| **Categoría B**<br>**Riego Restringido:** Cultivos de cereales, praderas, forrajeros y árboles[3]. | Trabajadores | ≤ 1 | Ninguna Norma Recomendada | Tiempo de retención hidráulica por 8 a 10 días en lagunas de estabilización, o su equivalente en remoción de huevos de helmintos. |
| **Categoría C**<br>**Riego Restringido:** Cultivos de cereales, praderas, forrajeros y árboles sin exposición de trabajadores o público. | Ninguno | No se aplica | No se aplica | Pretratamiento según lo requiera la técnica de riego, no menos de sedimentación primaria. |

1. Especies de *Áscaris*, *Trichuris*, y Anquilostomas.
2. Un límite más estricto de ≤ 200 NMP/100mL coliformes fecales es apropiado para áreas públicas donde el público tiene contacto directo con el cultivo.
3. En el caso de árboles frutales, el riego debe cesar dos semanas antes de la cosecha de los frutos y ningún fruto debe ser recogido del suelo. No es conveniente regar por aspersión.

Fuente: OMS, 1989.

1.88 E+03 a 5.4 NMP/100mL en la laguna facultativa hasta 1.11 NMP/100mL en la primera laguna de maduración. Tomando en cuenta estas investigaciones y las conclusiones de Shuval *et al.* (1986) para riesgos bacterianos, se recomienda una remoción mínima de 3 ciclos $\log_{10}$ de coliformes fecales en un sistema de lagunas en serie que tiene un tiempo de retención hidráulica nominal, de por lo menos 15 días, para remoción de patógenos bacterianos.




## 2.3 El Reuso de Aguas Residuales

Un punto importante presentado en detalle en el informe reciente de CEPIS (Egocheaga y Moscoso, 2004) es que las aguas residuales tratadas pueden ser un recurso sostenible en vez de un problema de la salud pública y el medio ambiente. Como se presenta en los siguientes capítulos, los resultados del Proyecto de Monitoreo de las Lagunas de Estabilización en Honduras muestran que todos los sistemas monitoreados cumplían la norma de Categoría B de la OMS en el Cuadro 2-4 para riego restringido, y un sistema cumplía la norma de Categoría A para riego no restringido. Si se considera las normas de la OMS para el uso de efluentes en acuicultura mostrada en el Cuadro 2-5, cinco sistemas monitoreados cumplían la norma.

Egocheaga y Moscoso (2004) abordan en detalle las normas de la OMS que han existido desde 1989, y ofrecen una excelente referencia para demostrar la posibilidad real de usar el agua residual doméstica en actividades productivas, haciendo más sostenible la protección de la salud pública y el uso de los recursos hídricos. Desafortunadamente, la mayoría de los países de América Latina no han considerado las normas en todo su potencial por diversas razones, lo que incluye enfoques en remoción de material orgánico y protección ambiental, y más énfasis en buen funcionamiento del sistema de tratamiento en términos operativos y mucho menos al sanitario con énfasis en enfermedades infecciosas. Se espera que este manual ofrezca un punto de vista demostrando la posibilidad real de mejorar la protección de la salud pública, especialmente en la remoción de huevos de helmintos con lagunas de estabilización, con la posibilidad de aprovechar el efluente en actividades productivas para que los sistemas de lagunas sean sostenibles a largo plazo.

**Cuadro 2-5:**
**Normas Microbiológicas de la OMS de Calidad de Efluentes de Aguas Residuales Tratadas para Reuso en Acuicultura**

| Proceso de Reuso | Promedio de Una Serie de Muestras Durante el Período de Reúso | |
|---|---|---|
| | Huevos de Helmintos con Huéspedes Intermediarios Acuáticos (*Schistosoma* especies en Latinoamérica) Número de Huevos/L (Media Aritmética) | Coliformes Fecales NMP/100mL (Media Geométrica) |
| Cultura de Peces | 0 | <10,000 |
| Cultura de Macrofitas | 0 | <10,000 |

Fuente: OMS, 1989.

## Sección 3: Teoría de Diseño de Lagunas de Estabilización

### 3.1 Clasificación de Lagunas y Estrategias de Diseño

Las lagunas de estabilización son lagunas construidas de tierra diseñadas para el tratamiento de aguas residuales por medio de la interacción de la biomasa (principalmente bacterias y algas) como se muestra en la Figura 3-1. La función real del proceso es estabilizar la materia orgánica y remover los patógenos de las aguas residuales realizando una descomposición biológica natural; normalmente se diseña el proceso para la remoción de DBO, sólidos suspendidos, y coliformes fecales. En este manual el término lagunas de estabilización incluye lagunas anaeróbicas, facultativas, y lagunas de maduración.

El propósito de una laguna anaeróbica es remover un porcentaje de la carga orgánica (DBO) y la mayoría de los sólidos suspendidos bajo condiciones anaeróbicas por la acción de bacterias anaeróbicas, y por lo tanto, disminuir el área requerida para el sistema total de lagunas (Mara *et al.*, 1992). Como consecuencia de la elevada carga orgánica, la profundidad de la laguna con mínima área, y el corto período de retención hidráulica, se mantiene el sistema ausente de oxígeno disuelto bajo condiciones anaeróbicas. La bacteria anaeróbica realiza un tratamiento de los desechos mediante una asimilación anaeróbica con la descomposición de materia orgánica y la producción de bióxido de carbono, metano y otros productos secundarios.

Las lagunas facultativas se caracterizan por tener una zona aeróbica en el estrato superior, donde existe la simbiosis entre algas y bacterias, y una zona anaeróbica en el fondo inferior (Véase la Figura 3-1). Existen dos mecanismos de adición de oxígeno al estrato superior: la fotosíntesis llevada a cabo por las algas, y la reaireación a través de la acción del viento de la superficie. Las bacterias aeróbicas realizan un tratamiento de los desechos, particularmente la materia orgánica disuelta, mediante asimilación y oxidación de la materia orgánica con la producción de bióxido de carbono y productos secundarios de nutrientes como amoníaco y nitrato; las algas utilizan el bióxido de carbono y los nutrientes para producir oxígeno a través de la fotosíntesis. En los niveles más profundos existen condiciones anaeróbicas donde la descomposición ocurre como en una laguna anaeróbica.

Las lagunas de maduración se caracterizan como lagunas aeróbicas, donde se mantiene un ambiente aeróbico en todo su estrato. El propósito principal de las lagunas de maduración es proveer un período de retención hidráulica adicional para la remoción de los patógenos; también el de mejorar la calidad del efluente en términos de DBO.

Se diseña un sistema de lagunas para tener baterías de lagunas primarias (facultativas o anaeróbicas) en paralelo seguidas por dos o tres lagunas de maduración en serie como se presenta en los ejemplos de las Figuras 3-2 y 3-3. Se deben diseñar las lagunas primarias en paralelo para poder remover una de operación para la remoción de lodos mientras las demás quedan operando. Se diseña lagunas anaeróbicas y facultativas para remover la DBO y SS, y controlar el proceso de tratamiento; después, se diseña lagunas de maduración para remover patógenos aprovechando su remoción anterior en las lagunas anaeróbicas o facultativas.

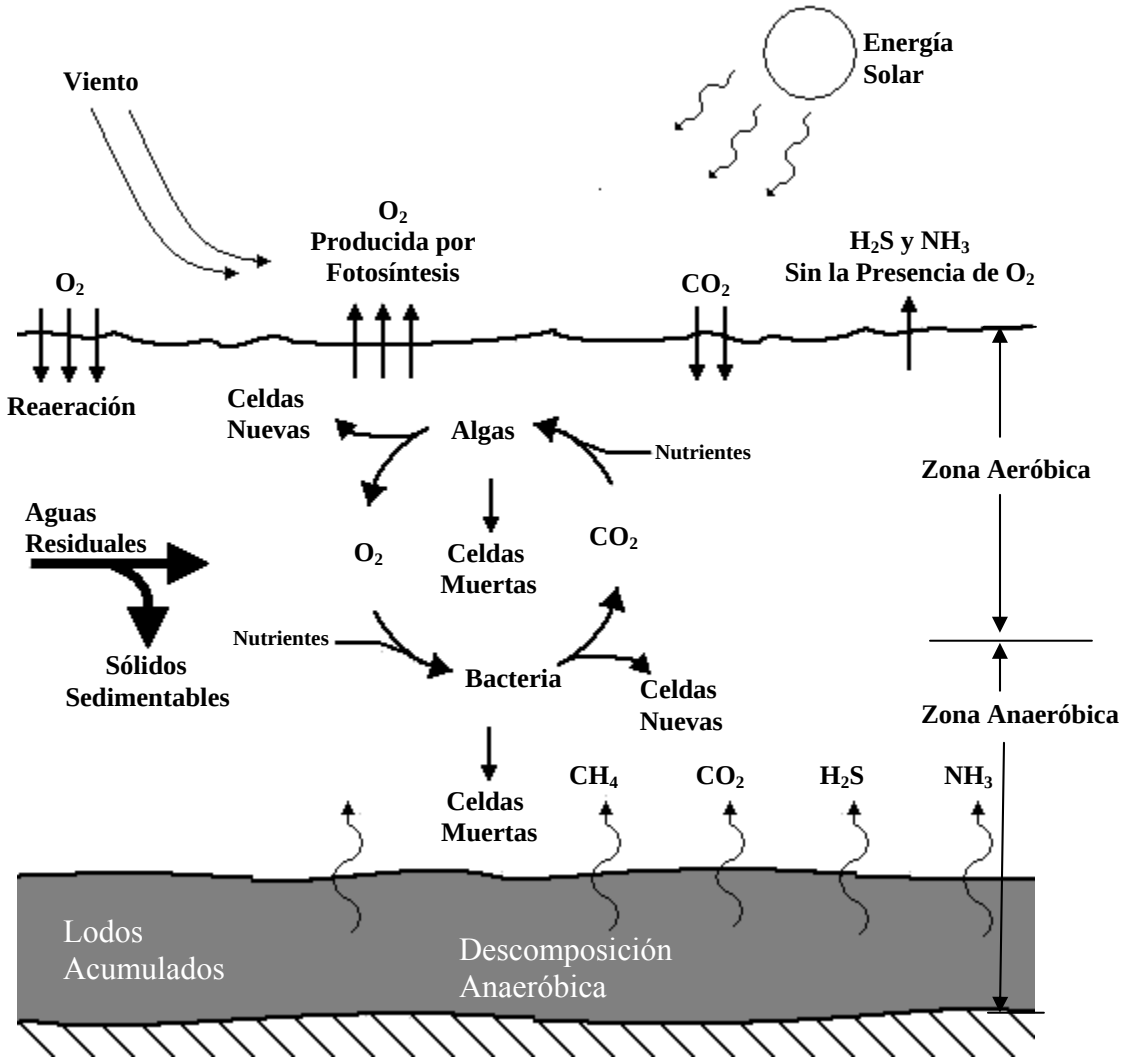



**Figura 3-1:** La interacción de bacterias y algas en las zonas aeróbicas y anaeróbicas en una laguna facultativa de estabilización.

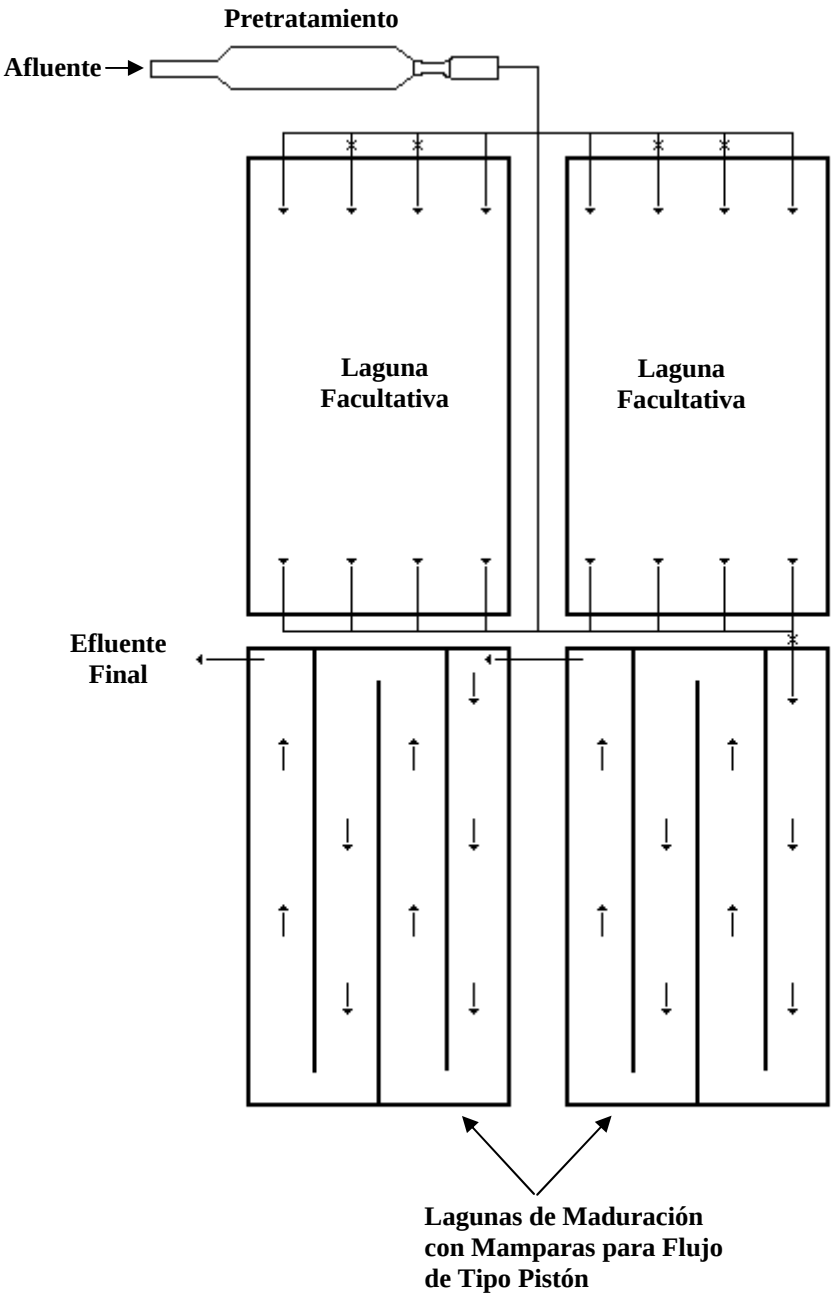



**Figura 3-2:** Dos lagunas facultativas en paralelo seguidas por dos lagunas de maduración en serie. Se utiliza dos lagunas facultativas en paralelo para poder tener una fuera de servicio para la remoción de lodos.

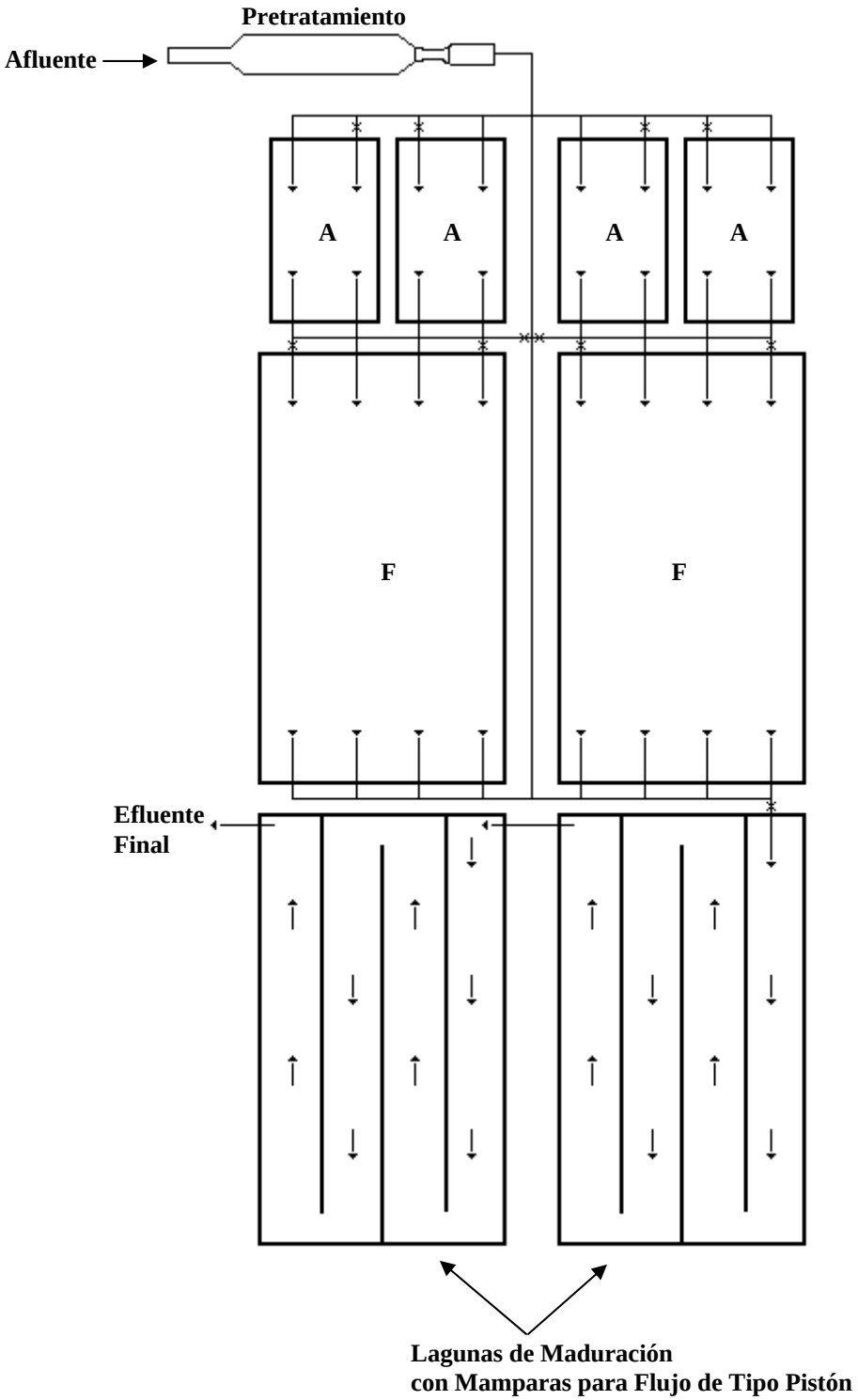



**Figura 3-3:** Dos baterías en paralelo de dos lagunas anaeróbicas y una facultativa, seguidas por dos lagunas de maduración en serie. Se utiliza lagunas en paralelo para poder tener una fuera de servicio para la remoción de lodos. Las lagunas anaeróbicas disminuyen el área total del sistema, pero requieren mucho mantenimiento y generalmente no se recomienda su uso en las municipalidades.

### 3.2 Lagunas Anaeróbicas

Las lagunas anaeróbicas son estanques de profundidad de 3.0 a 5.0 metros con un período de retención hidráulica de 1.0 a 5.0 días (Yánez, 1992). Se presenta un diagrama del proceso de una laguna anaeróbica en la Figura 3-4.

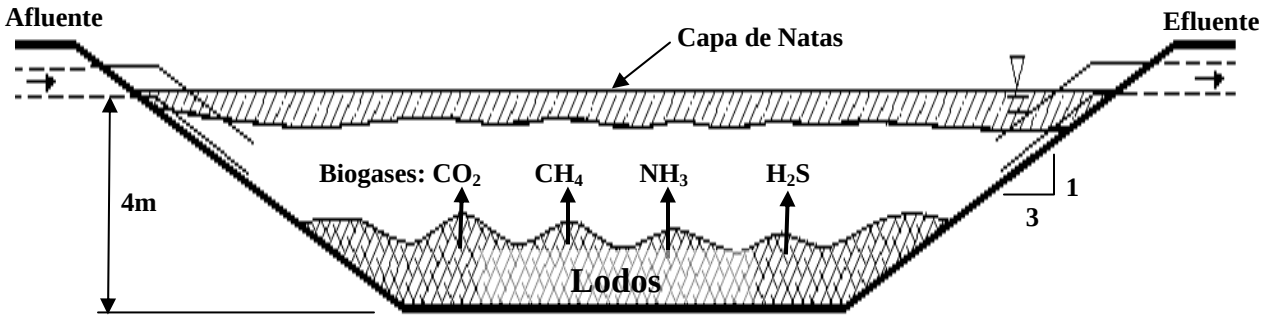



**Figura 3-4:** Un diagrama de una laguna anaeróbica. Los requisitos de operación y mantenimiento de las lagunas anaeróbicas no son recomendables, especialmente para las municipalidades.

El diseño de una laguna anaeróbica es basado en la carga volumétrica usando la siguiente ecuación (Arthur, 1983; Mara *et al.*, 1992):

$$V_A = \frac{\mathrm{DBO_o} \cdot Q_{med}}{CV_A} \qquad (3\text{-}1)$$

Donde $V_A$ = el volumen de laguna anaeróbica, $m^3$
$\mathrm{DBO_o}$ = la concentración inicial de DBO en el afluente, mg/L
$Q_{med}$ = el caudal promedio, $m^3$/día
$CV_A$ = la carga volumétrica de DBO, g/$m^3$-día

La literatura técnica muestra que el valor de $CV_A$ debe estar entre 100 a 400 g DBO/$m^3$-día. Se debe mantener la carga arriba de 100 g DBO/$m^3$-día para tener condiciones anaeróbicas, y menos que 400 g DBO/$m^3$-día para evitar malos olores causados por la conversión de sulfatos a sulfuro de hidrógeno (Mara, *et al*., 1992; Yánez, 1992); también se puede tener malos olores causados por la emisión de amoniaco. Típicamente se utiliza una carga máxima de 300 g DBO/$m^3$-día para tener un factor de seguridad. El volumen de la laguna es determinado de la ecuación 3-1; se recomienda que la profundidad debe estar entre 3.0 y 5.0 m--la más común es de 4 m. El tiempo de retención hidráulica nominal, TRH, se determina de la siguiente relación:

$$TRH = \frac{V_A}{Q_{med}} \qquad (3\text{-}2)$$

Donde $TRH$ = el tiempo de retención hidráulica nominal, días

La eficiencia de las lagunas anaeróbicas es relacionada a la temperatura y el tiempo de retención hidráulica como se ve en el Cuadro 3-1 (Yánez 1992). Se puede usar el Cuadro 3-1 para el diseño, usando una carga volumétrica, $CV_A$, de 300 g DBO/m$^3$-día para temperaturas arriba de 20 ° C (Mara, *et al.*, 1992; Yánez, 1992).

**Cuadro 3-1: Relación entre Temperatura, Tiempo de Retención Hidráulica y Eficiencia en Lagunas Anaeróbicas**

| Temperatura, °C | TRH, días | Remoción de DBO, % |
|---|---|---|
| 10—15 | 4—5 | 30—40 |
| 15—20 | 2—3 | 40—50 |
| 20—25 | 1—2 | 50—60 |
| 25—30 | 1—2 | 60—80 |

Fuente: Yánez (1992).

La formación de nata es un factor importante en la operación de las lagunas anaeróbicas. Las natas cubren la superficie y ayudan al mantenimiento de condiciones anaeróbicas, disminuyendo la reaireación por el viento y manteniendo condiciones para tener una tasa alta de reacción por la retención de calor en la laguna. En la construcción es fundamental instalar pantallas o compuertas en la salida de la laguna para remover la nata antes de descargar a la laguna secundaria.

La remoción de sólidos suspendidos en el proceso de tratamiento anaeróbico es del orden de 70 por ciento (MOPT, 1991). Estos sólidos se acumulan en el fondo de las lagunas, donde están digeridos bajo las condiciones anaeróbicas, hasta que disminuyen el volumen y afectan el proceso anaeróbico; los gases de descomposición forman burbujas que causan una fracción de los lodos a subir, formando la nata de la superficie. Como se aborda en detalle mas adelante, la acumulación estimada de lodos en el proyecto de monitoreo varía entre 0.224 a 0.548 m$^3$ de lodos por 1,000 m$^3$ de aguas residuales tratadas. Por el diseño con el tiempo de retención hidráulica de 1 a 3 días, el lodo de una laguna anaeróbica tiene que ser retirado con una frecuencia entre 2 y 5 años, dependiendo sobre el volumen de la laguna ocupado con lodos acumulados que se permita en el diseño. Se puede estimar la frecuencia de limpieza usando la siguiente relación:

$$n = \frac{1{,}000 \cdot FVL \cdot V_A}{TAL \cdot Q_{med} \cdot 365} \qquad (3\text{-}3)$$

Donde $n$ = número de años de operación para la limpieza
$FVL$ = fracción del volumen de laguna ocupada con lodos (se utiliza 0.25—0.5)
$V_A$ = volumen de la laguna anaeróbica
$TAL$ = tasa de acumulación de lodos, $m^3/1{,}000\ m^3$ (se utiliza 0.6 con factor de seguridad)
$Q_{med}$ = caudal promedio, $m^3$/día

La Fotos 3-1 y 3-2 muestran ejemplos de lagunas anaeróbicas en construcción y en operación.

El Cuadro 3-2 muestra las ventajas y desventajas de las lagunas anaeróbicas. Hay una controversia en la literatura técnica sobre el uso de lagunas anaeróbicas. Mientras Arthur (1983) y Mara *et al.* (1992) las recomiendan, Yánez (1992) dice que hay problemas con olores y mantenimiento, especialmente si tienen poca carga. Los resultados del Proyecto de Monitoreo de las Lagunas de Estabilización de Honduras muestran que la acumulación de lodos es un problema muy serio, especialmente en lagunas anaeróbicas con menos tiempo de retención hidráulica (Véase el Capítulo 8), y también que los huevos de helmintos pueden pasar por una laguna anaeróbica, probablemente resuspendidos por las burbujas. Debida a las condiciones de las municipalidades en América Central, donde hay pocos recursos para operación y mantenimiento, y especialmente limpieza de lodos con más frecuencia, y los problemas con la prevalencia de infecciones de helmintos, se concluye que no se debe diseñar lagunas anaeróbicas: es una tecnología demasiada complicada que requiere personal más calificado, con costos más altos para la limpieza de lodos, más riesgos de malos olores y más atención para su operación y mantenimiento**.**

**Cuadro 3-2: Ventajas y Desventajas del Uso de Lagunas Anaeróbicas**

| Ventajas | Desventajas |
|---|---|
| Minimizar el área total del sistema de lagunas | Requerir personal más calificado |
| Reducir la carga orgánica si la carga está más alta que la carga normal de aguas residuales domésticos | El riesgo de malos olores de amoniaco y sulfuro de hidrógeno |
| Reducir las concentraciones de compuestos tóxicos por descomposición anaeróbicas | Requerir limpieza de lodos cada 2 a 5 años |
| | Requerir más difícil y costoso manejo de lodos, incluyendo el uso de lechos de secado, porque los lodos tienen que ser sacados mojados de la laguna. |

**Fotos 3-1:** Dos lagunas anaeróbicas en paralelo diseñadas en Boca del Monte, Guatemala. La profundidad de 4 m es típica de lagunas anaeróbicas. El problema fundamental es la dificultad de remover los lodos cuando sea necesario: normalmente, por su profundidad, los lodos tienen que ser removidos mojados por bomba o draga, lo que es mucho más costoso que remoción por secado, como se presenta en la sección 7. Nótese el dispositivo de drenaje en la foto de abajo.

**Fotos 3-2:** Las lagunas anaeróbicas de Danlí, Honduras. Se ve claramente las burbujas llevando los lodos sedimentados a la superficie (los colores negros), que pueden también llevar los huevos de helmintos a la siguiente laguna. Estas lagunas están llenando con lodos y, por su profundidad, será difícil y costoso removerlos, un problema típico del uso de lagunas anaeróbicas.

## 3.3 Lagunas Facultativas

El propósito de las lagunas facultativas es remover la DBO bajo condiciones aeróbicas, aprovechando principalmente la simbiosis entre las algas y la bacteria; la laguna también contribuye a la remoción de patógenos a través del largo período de retención hidráulica típico en el diseño, que permite la sedimentación de huevos de helmintos, y la mortalidad de bacteria causado por el tiempo de retención hidráulica, por los rayos ultravioletas de la energía solar y el aumento en pH por las actividades de las algas. En la Figura 3-5 se presenta un diagrama de una laguna facultativa. Para su diseño se calcula; i) la carga orgánica máxima superficial; ii) el área requerida con un factor de seguridad; y iii) el tiempo de retención hidráulica.

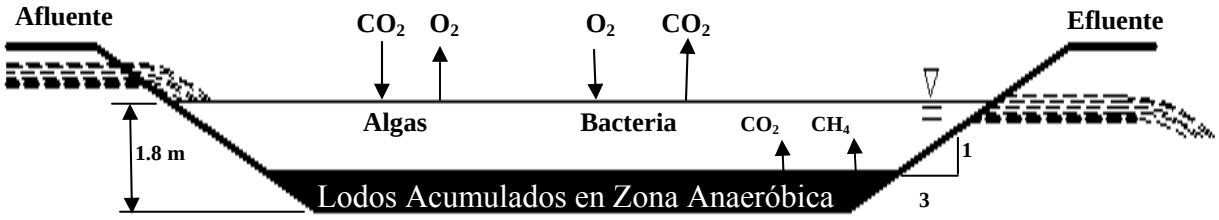



**Figura 3-5:** Un diagrama de una laguna facultativa con la zona aeróbica, donde las algas consumen $CO_2$ y producen $O_2$ y la bacteria consume $O_2$ y produce $CO_2$, y la zona anaeróbica donde los lodos acumulan y digieren, produciendo los gases de $CO_2$ y $CH_4$.

### *3.3.1 La Carga Orgánica Superficial por el Método de Radiación Solar*

El método más apropiado para el diseño de lagunas facultativas es el de la carga orgánica superficial, lo que depende sobre la cantidad de oxígeno producido por las algas en la laguna por la siguiente ecuación balanceada de fotosíntesis (Rittmann y McCarty, 2001):

$$106\ CO_2 + 65\ H_2O + 16\ NH_3 + H_3PO_4 \xrightarrow[\text{Radiación Solar}]{} \underset{\text{Celdas de algas}}{C_{106}H_{181}O_{45}N_{16}P} + 118\ O_2 \qquad (3\text{-}4)$$

| | |
|---|---|
| 2,428 mg | 3,776 mg |
| 1 mg | 1.55 mg |
| 1 kg | 1.55 kg |

La Ecuación 3-4 muestra que 1 kilogramo de algas produce 1.55 kilogramos de oxígeno. La energía del sol requerida para producir un kilogramo de celdas de algas es de 24,000 kilo Joules (kJ) (Rittmann y McCarty, 2001). De la energía solar que radia la superficie de una laguna facultativa, solamente un porcentaje es utilizado por las algas como resultado de su eficiencia de

conversión; la eficiencia de conversión varía entre las especies de algas y el rango ha sido reportado de 2 a 7% (Arceivala, *et al*., 1970).

Se puede combinar la ecuación de fotosíntesis con la conversión de energía a celdas de algas y la eficiencia de conversión de energía solar por las algas para dar la siguiente ecuación de carga superficial máxima:

$$CS_m = \frac{(\text{Radiación Solar, kJ/ha - día}) \cdot (\text{Eficiencia de Conversión}) \cdot (1.55 \text{ kg } O_2 \text{ / kg algas})}{24{,}000 \text{ kJ/kg algas producidas}} \qquad (3\text{-}5)$$

Donde $CS_m$ = carga máxima superficial orgánica, kg $O_2$/ha-día

Utilizando una eficiencia de 3% de la conversión de energía solar por las algas, lo que da un factor de seguridad (Rittmann y McCarty, 2001), la Ecuación 3-5 reduce a la siguiente:

$$CS_m = (1.937\text{E - 06}) \cdot (RS) \qquad (3\text{-}6)$$

Donde $RS$ = la radiación solar mínima diaria del año expresada como el promedio del mes, kJ/ha-día

La Administración de Aeronáutica y Espacio (NASA) de los EE.UU. tiene un sitio del web (<http://eosweb.larc.nasa.gov/cgi-bin/sse/sse.cgi?na>) llamado Surface Meteorology and Solar Energy (Meteorología Superficial y Energía Solar), donde se pueden obtener datos del promedio de 10 años de insolación solar en una superficie horizontal para cualquiera parte del mundo. Los datos están expresados por mes en unidades de kW-hrs/$m^2$-día, e incluyen la disminución de insolación por las nubes existentes cada mes del año. Para obtener datos de un lugar, se coloca las coordenadas en latitud y longitud.

Por ejemplo, las coordenadas de Catacamas, Honduras son: 14.8 ° N, 85.9 ° W. El Cuadro 3-3 muestra los datos del sitio de NASA de insolación solar en una superficie horizontal en kW-hrs/$m^2$-día, lo que se cambia a unidades de kJ/ha-día por el factor de conversión de 1 kW-hrs/$m^2$-día = 0.359999E+08 kJ/ha-día.

En el Cuadro 3-4 se presenta los resultados de la carga superficial máxima por mes utilizando la Ecuación 3-6. Se concluye que la carga superficial máxima para el diseño de las lagunas facultativas en Catacamas no debe exceder 275 kg $DBO_5$/ha-día (Cuadro 3-4).

**Cuadro 3-3: Insolación Solar en Una Superficie Horizontal, Promedio de 10 Años**
**Catacamas, Honduras Latitud 14.8 ° N; Longitud 85.9 ° W.**

| Mes | kW-hrs. / $m^2$-día | kJ/ha-día |
|---|---|---|
| E | 4.36 | 1.57E+08 |
| F | 5.09 | 1.83E+08 |
| M | 5.85 | 2.11E+08 |
| A | 6.21 | 2.24E+08 |
| M | 5.63 | 2.03E+08 |
| J | 4.49 | 1.62E+08 |
| J | 4.28 | 1.54E+08 |
| A | 4.51 | 1.62E+08 |
| S | 4.63 | 1.67E+08 |
| O | 4.45 | 1.60E+08 |
| N | 4.15 | 1.49E+08 |
| D | 3.94 | 1.42E+08 |

Fuente: NASA (http://eosweb.larc.nasa.gov/cgi-bin/sse/sse.cgi?na)
Notase: 1 kW-hrs/$m^2$-día = 0.359999E+08 kJ/ha-día

**Cuadro 3-4: Insolación Solar y Carga Superficial Máxima, $CS_M$**
**Catacamas, Honduras Latitud 14.8 ° N; Longitud 85.9 ° W.**

| Mes | kJ/ha-día | Eficiencia de Algas | $CS_M$ kg $O_2$ / ha-día |
|---|---|---|---|
| E | 1.57E+08 | 0.03 | 304 |
| F | 1.83E+08 | 0.03 | 355 |
| M | 2.11E+08 | 0.03 | 408 |
| A | 2.24E+08 | 0.03 | 433 |
| M | 2.03E+08 | 0.03 | 393 |
| J | 1.62E+08 | 0.03 | 313 |
| J | 1.54E+08 | 0.03 | 299 |
| A | 1.62E+08 | 0.03 | 315 |
| S | 1.67E+08 | 0.03 | 323 |
| O | 1.60E+08 | 0.03 | 310 |
| N | 1.49E+08 | 0.03 | 289 |
| D | 1.42E+08 | 0.03 | 275 |

Utilizando los datos de NASA, las Figuras 3-6 y 3-7 muestran, como ejemplos, la insolación y las cargas superficiales máximas para Catacamas, Choluteca, y La Ceiba, Honduras. Se concluye que, para la mayoría de los climas de Honduras (y para Centroamérica también), la carga

superficial máxima para lagunas facultativas varía entre 275 y 350 kg $DBO_5$/ha-día, asumiendo una eficiencia de conversión de energía solar por las algas de 3%.

La Figura 3-8 presenta los resultados de las cargas superficiales medidas en el proyecto de monitoreo de Honduras (los puntos negros) como función de la $DBO_5$ del afluente. También, la figura presenta curvas de tiempo de retención hidráulica que muestran la relación entre carga superficial y la $DBO_5$ del afluente. Se ve claramente que la mayoría de las lagunas facultativas estaban sobrecargadas, y también que la mayoría no tienen el mínimo tiempo de retención hidráulica recomendado de 10 días.

La Figura 3-8 también muestra que la $DBO_5$ del afluente es muy importante para el diseño de una laguna facultativa: si la $DBO_5$ es 200 mg/L, un tiempo de retención de 10 días sería dentro del rango aceptable de la carga superficial máxima; pero, si $DBO_5$ del afluente es 300 mg/L, la laguna facultativa necesitaría un TRH de, por lo mínimo, 16 días para poder estar dentro de los rangos aceptables de cargas superficiales. Se concluye que es fundamental monitorear los caudales y la $DBO_5$ del afluente antes de diseñar una laguna facultativa para no seguir cometiendo los errores del pasado.

### *3.3.2 Efectos de Viento y Temperatura en el Diseño de Lagunas Facultativas*

No se incluye el efecto de reaireación por el viento en el diseño de lagunas facultativas porque, como discutió Oswald hace cuarenta años (1963), la ganancia del oxígeno por reaireación es solamente una fracción de la ganancia por fotosíntesis. Por ejemplo, el oxígeno disuelto dentro de una laguna tendría que tener un déficit de 10 mg/L—una condición en la que la laguna tendría muy malos olores—para obtener una ganancia de 18 kg $O_2$/ha-día por reaireación, un factor insignificativo relacionado las ganancias por fotosíntesis (Oswald, 1963).

Oswald (1957) presentó los siguientes coeficientes de temperatura para la generación de especies de alga *Chlorella* en lagunas facultativas:

| Temperatura, ° C | Coeficiente de Temperatura para Fotosíntesis |
|---|---|
| 10 | 0.49 |
| 15 | 0.87 |
| 20 | 1.00 |
| 25 | 0.91 |
| 30 | 0.82 |
| 35 | 0.69 |

Suponiendo que la mayoría de algas en las lagunas se comportan como *Chlorella,* se concluye que para las temperaturas entre 20 y30 °C, la tasa de fotosíntesis no cambia significativamente. Un problema potencial es la temperatura arriba de 30 °C, que puede afectar la tasa de fotosíntesis de algas. Debido a que todos los sistemas monitoreados en el proyecto de monitoreo en Honduras tenían temperaturas entre 20 y30 °C, se concluye que la temperatura no tiene un efecto significativo en el diseño, utilizando el método de energía solar.

**Figura 3-6: Insolación en una Superficie Horizontal Versus Mes**

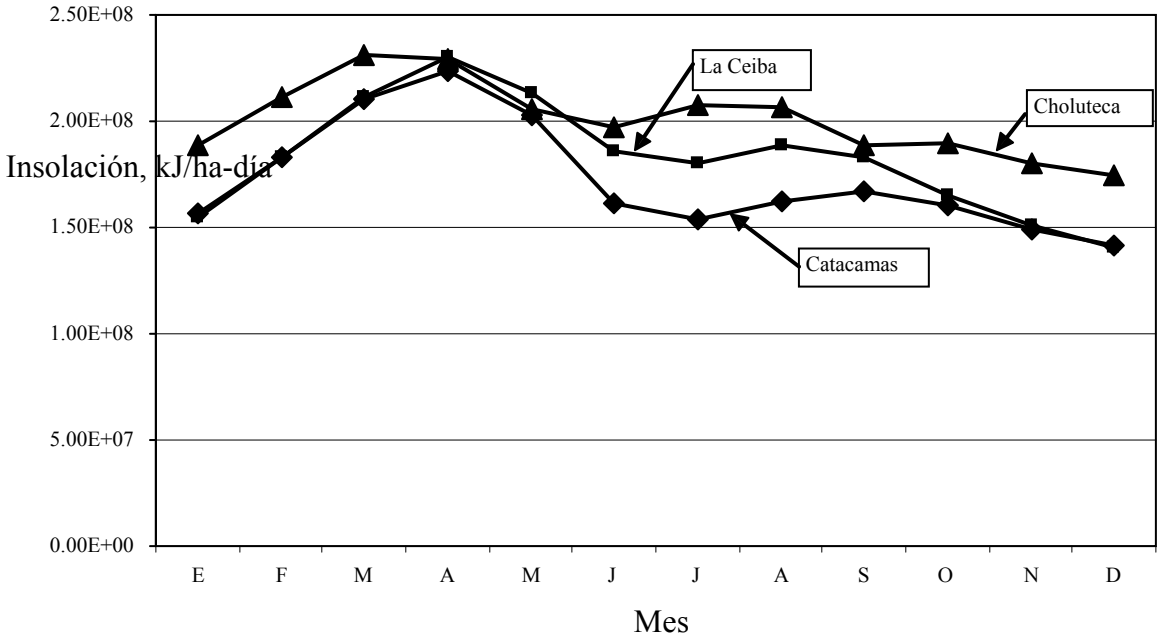
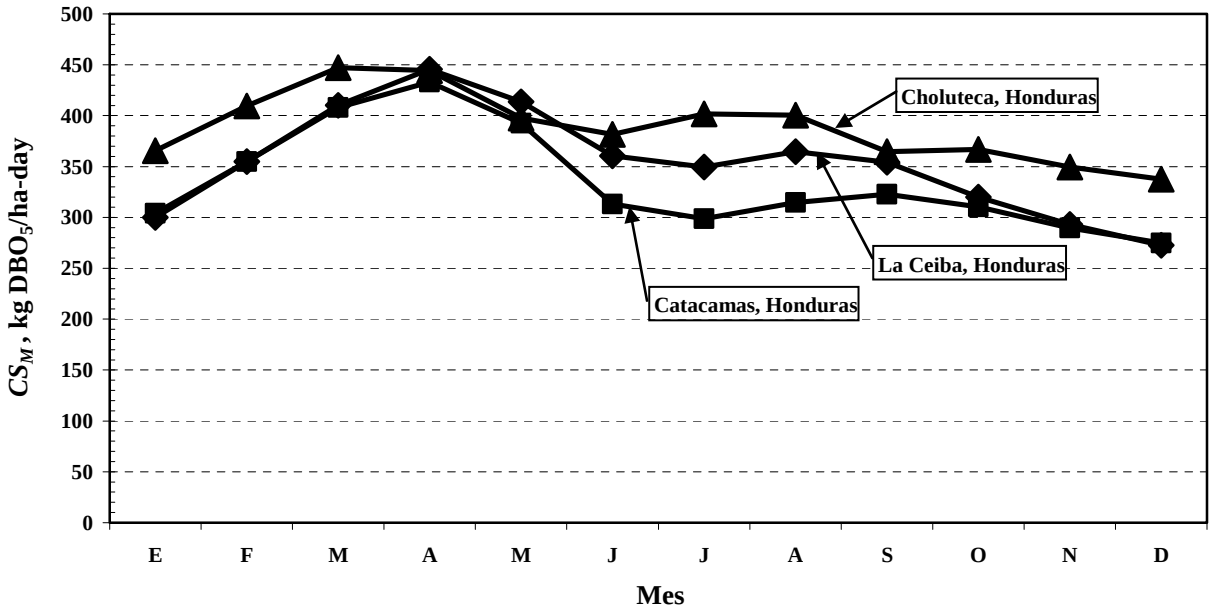
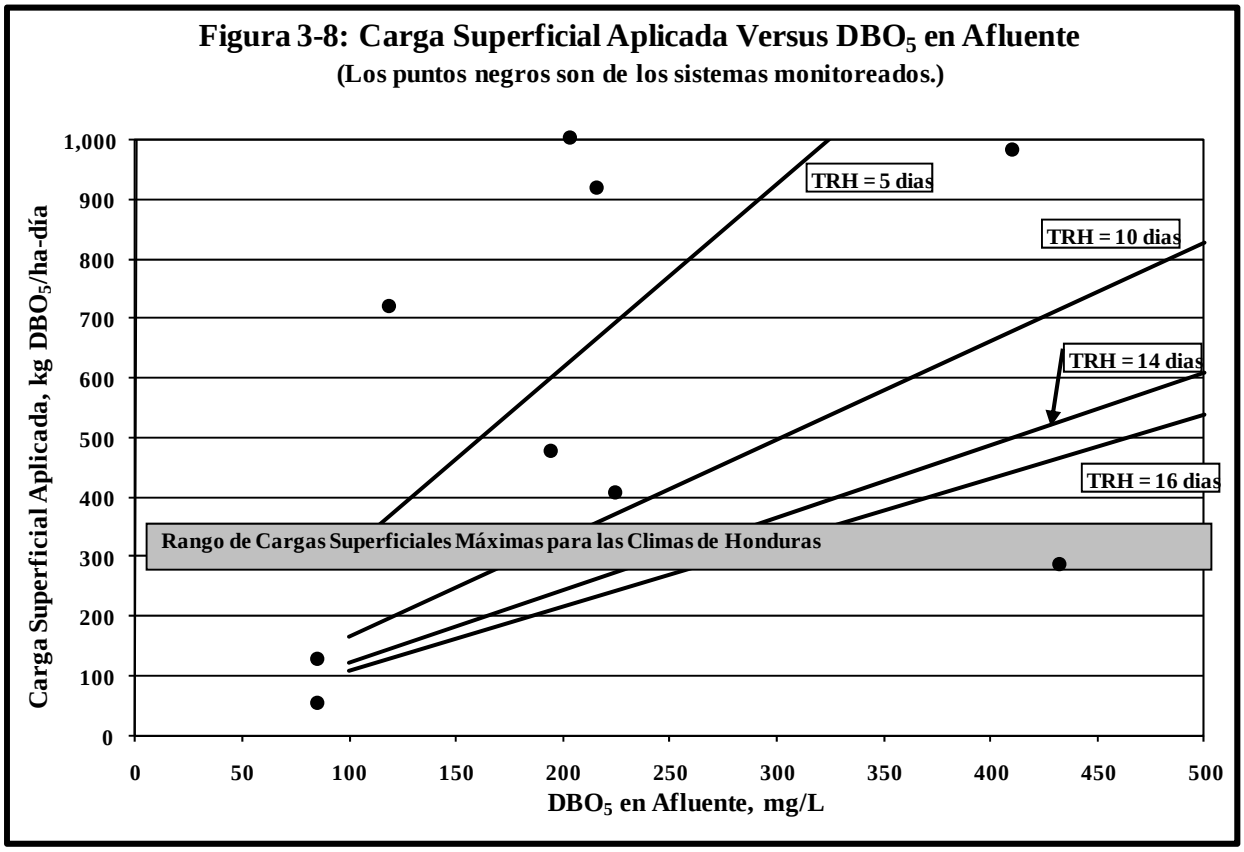



**Figura 3-7: Carga Orgánica Superficial Máxima, $CS_M$, Versus Mes**






### *3.3.3 El Dimensionamiento de Lagunas Facultativas*

El área requerida se calcula con la siguiente ecuación:

$$A_F = \frac{10 \cdot L_A \cdot Q_{med}}{CS_M} \qquad (3\text{-}7)$$

Donde $A_F$ = el área de la laguna facultativa, $m^2$
$L_A$ = la concentración promedio de $DBO_5$ en el afluente, mg/L
$Q_{med}$ = el caudal promedio, $m^3$/día
$CS_M$ = la carga superficial máxima, kg $DBO_5$/ha-día

El tiempo de retención hidráulica nominal se calcula con la Ecuación 3-8:

$$TRH_F = \frac{V_F}{Q_{med}} \qquad (3\text{-}8)$$

Donde $TRH_F$ = tiempo de retención hidráulica nominal de la laguna facultativa, días
$V_F$ = volumen de laguna facultativa, $m^3$

Se calcula el volumen de la laguna facultativa, $V_F$, de la siguiente ecuación desarrollada para una laguna con taludes interiores inclinados (U.S. EPA, 1983), lo que es realmente la ecuación para el volumen de un prismoide:

$$V_F = \frac{P}{6} \cdot \left[ (l \cdot a) + (l - 2iP)(a - 2iP) + 4 \cdot (l - iP)(a - iP) \right] \qquad (3\text{-}9)$$

Donde $V_F$ = volumen de la laguna facultativa, $m^3$
$P$ = la profundidad de la laguna, m
$l$ = largo de la laguna, m
$a$ = ancho de la laguna, m
$i$ = la relación horizontal/vertical del talud interior, que es normalmente de 3/1

Se recomienda una profundidad de 1.8 a 2.0 metros en las lagunas facultativas para mantener condiciones aeróbicas en el primer metro de profundidad y tener espacio por abajo para la acumulación de lodos. La profundidad más utilizada es 1.8 metros.

Se recomienda una relación de largo a ancho en lagunas facultativas de por los menos 2/1 y preferiblemente 3/1 para modelar flujo de tipo pistón.

### *2.3.4 Acumulación de Lodos en Lagunas Facultativas*

La acumulación de lodos al fondo de una laguna facultativa puede afectar su funcionamiento, disminuyendo el volumen y, por lo tanto, el tiempo de retención hidráulica. Se debe calcular la acumulación en el diseño, y se debe medir la acumulación en la operación y mantenimiento de una laguna facultativa para poder preparar la remoción de lodos. Siempre se debe diseñar, por lo menos, dos lagunas facultativas en paralelo para poder secar y remover los lodos de una mientras se mantiene la otra en operación.

La acumulación de lodos en lagunas facultativas monitoreadas en Honduras varía entre 0.2—0.55 $m^3$/1,000 $m^3$ de aguas residuales tratadas como se discutió anteriormente en el capítulo sobre el proyecto de monitoreo. Se recomienda que se estime la acumulación de lodos de la carga de sólidos suspendidos y caudal promedio utilizando la siguiente ecuación:

$$V_L = 0.00156 \cdot Q_{med} \cdot SS \qquad (3\text{-}10)$$

Donde $V_L$ = volumen de lodos producidos anualmente, $m^3$/año
$Q_{med}$ = caudal promedio, $m^3$/día
$SS$ = sólidos suspendidos en el afluente, mg/L

El diseño debe recomendar la frecuencia de limpieza de lodos y el método más apropiado para hacerla. Como se aborda en detalle mas adelante, se debe remover los lodos de lagunas facultativas cuando el volumen de lodos acumulados se aproxima al 25% del volumen de la laguna.

### *3.3.5 Remoción de Coliformes Fecales y Escherichia coli en Lagunas Facultativas*

Los resultados del proyecto de monitoreo en Honduras muestran que es posible remover de 2.0 hasta 2.5 ciclos $\log_{10}$ de coliformes fecales y de 2.0 hasta 3.5 ciclos $\log_{10}$ de *Escherichia coli* en lagunas facultativas con tiempos de retención nominales de 7 a 23 días. Como se detalla en la Sección 3.4, la diferencia entre lagunas es por el régimen hidráulico en la laguna y los cortos circuitos hidráulicos. Si la laguna está bien diseñada hidráulicamente, con un tiempo de retención promedio que aproxima el TRH nominal mínimo de 10 días, se debe obtener una remoción de 2.0 ciclos $\log_{10}$ de coliformes fecales y *E. coli* en lagunas facultativas a temperaturas igual a 25 ° C.

## 3.4 Lagunas de Maduración para Remoción de Patógenos

El propósito del uso de lagunas de maduración es el siguiente:

i. Tener tiempo de retención adicional para la remoción de patógenos.
ii. Mejorar la calidad del efluente final.
iii. Servir como un factor de seguridad si las lagunas primarias tuvieran problemas en su funcionamiento.

Mientras hay varios modelos para la remoción de coliformes fecales en lagunas de maduración, ninguno sirve en la práctica experimentada en el monitoreo de sistemas en América Central (Oakley, *et al*., 2000). Como resultado, se recomienda que se utilice reglas prácticas del Proyecto de Monitoreo de las Lagunas de Estabilización de Honduras para el diseño de lagunas de maduración.

### *3.4.1 El Uso de Mamparas para Modelar Flujo de Tipo Pistón y Mejorar el TRH Promedio*

Los resultados del programa de monitoreo de lagunas en Honduras muestran que se puede obtener una remoción de 1.0 a 2.6 ciclos $\log_{10}$ en lagunas de maduración para coliformes fecales y *Escherichia coli* con tiempos de retención hidráulica nominal de 3 a 7 días. Las lagunas de maduración con mamparas (como en Catacamas Oeste, Morocelí, y Trinidad, Honduras) tenían una remoción más que las otras lagunas y como resultado se recomienda el uso de mamparas en lagunas de maduración para modelar flujo de tipo pistón. Se recomienda una relación más de 20/1 de largo/ancho utilizando mamparas para mejorar el régimen hidráulico y aproximar flujo de tipo pistón en lagunas de maduración (Shilton y Harrison, 2003).

El Cuadro 3-5 presenta los resultados de varias investigaciones de sistemas de lagunas donde se midió el TRH promedio con trazadores. En todos los casos las lagunas sin mamparas—facultativas o de maduración—tenían un TRH promedio solamente entre 42 y 62% del TRH nominal. El estudio en Colombia de Lloyd, *et al*. (2003b) mostró que a pesar del uso de mamparas con una relación largo/ancho de 35/1, el viento pudo tener un efecto significativo en los cortos circuitos hidráulicos, mejorando el TRH promedio solamente de 1.06 a 1.26 días. Sin embargo, cuando ellos utilizaron rompevientos para controlar el efecto del viento, el TRH promedio subió hasta 1.86 días o 73.8% del TRH nominal. Se puede controlar el efecto del viento con el uso de mamparas transversales en vez de longitudinal (Shilton y Harrison, 2003) como se presenta en la Figura 3-9, lo que es el diseño más recomendado para las municipalidades de Centroamérica.

**Cuadro 3-5: TRH Nominal y Promedio (Medido con Trazadores) Reportados para Lagunas de Estabilización de Varios Diseños**

| Lugar | Tipo de Laguna | TRH Nominal días | TRH Promedio días | TRH Promedio como porcentaje del TRH Nominal |
|---|---|---|---|---|
| Colombia[1] | Maduración | | | |
| | Sin mamparas | 2.52 | 1.06 | 42.1 |
| | Con mamparas (Largo/ancho = 35/1) | 2.52 | 1.26 | 50.0 |
| | Con mamparas y rompevientos | 2.52 | 1.86 | 73.8 |
| México[2] | Facultativa | | | |
| | Sin mamparas | 4.30 | 0.92 | 21.4 |
| Perú[3] | Facultativa | | | |
| | Número 1 sin mamparas | 10.32 | 4.85 | 47.0 |
| | Número 3 sin mamparas | 5.65 | 2.77 | 49.0 |
| | Maduración | | | |
| | Número 1 sin mamparas con caudales diferentes | 15.26 | 6.98 | 45.7 |
| | | 18.84 | 9.94 | 52.8 |
| | | 13.13 | 5.86 | 44.6 |
| | Número 3 sin mamparas | 3.23 | 2.02 | 62.5 |

1. Lloyd, *et al*., 2003b.
2. Lloyd, *et al*., 2003a.
3. Yánez, 1984.

### *2.4.2 TRH Nominal Mínima en Lagunas Facultativas y de Maduración*

Asumiendo una tasa de mortalidad del primer orden de coliformes fecales, se escribe la disminución de la concentración de ellos con las siguientes ecuaciones:

$$N = N_o e^{-k_b t} \tag{3-11a}$$

$$\ln\left[\frac{N}{N_o}\right] = -k_b t \tag{3-11b}$$

Donde $N_o$ = la concentración inicial de coliformes fecales, NMP/100mL
$N$ = la concentración final de coliformes fecales, NMP/100mL
$k_b$ = la constante de mortalidad del primer orden, días$^{-1}$
$t$ = tiempo de reacción, días

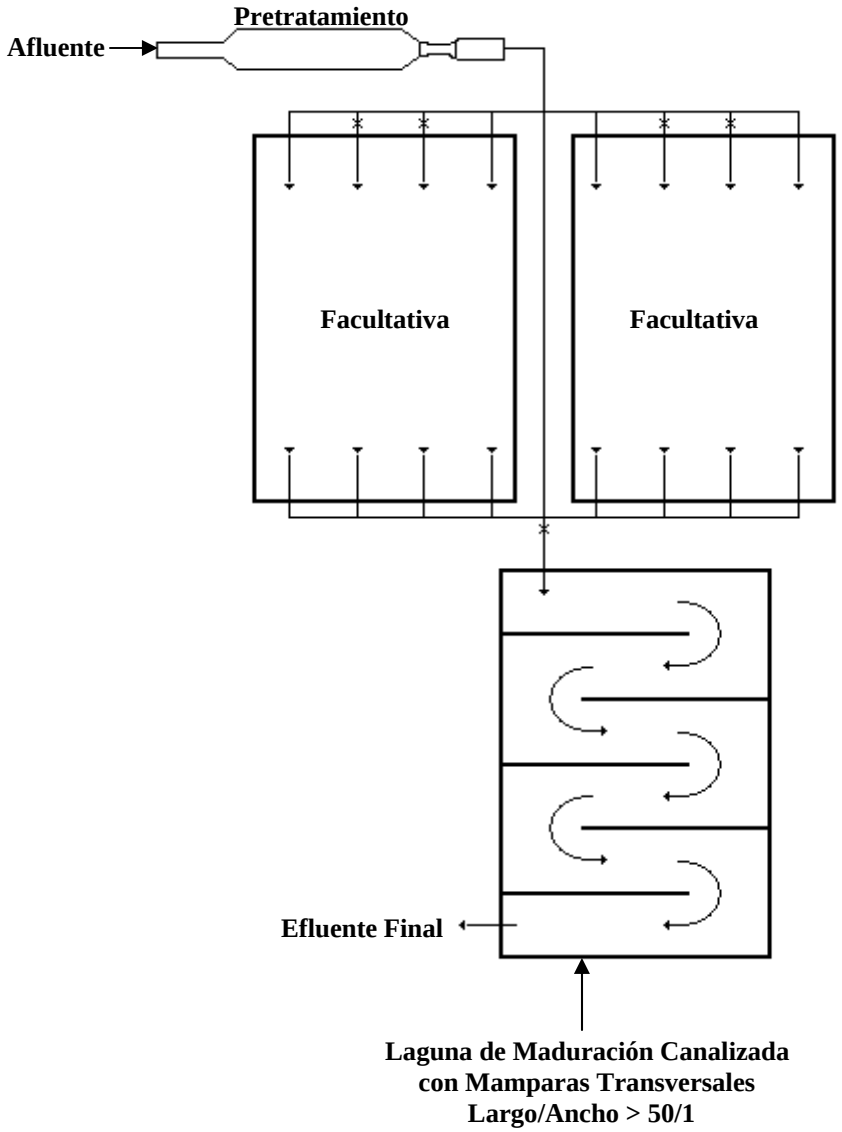



**Figura 3-9:** Una batería de dos lagunas facultativas en paralelo seguida por una laguna de maduración en serie. La laguna de maduración está canalizada con mamparas transversales con una relación largo/ancho de más de 50/1 para aproximar el flujo de tipo pistón sin efectos del viento. Este diseño es el más recomendado para las municipalidades.

El tiempo para remover 2.0 ciclos $\log_{10}$ de coliformes fecales ($N = 0.01N_o$) se define como $t_{99}$ (99% remoción) y se calcula así (Feachem, *et al*., 1983):

$$\ln\left[\frac{0.01}{1.0}\right] = -4.6 = -k_b t_{99} \qquad (3\text{-}12a)$$

$$t_{99} = \frac{4.6}{k_b} \qquad (3\text{-}12b)$$

La constante de mortalidad del primer orden para coliformes fecales, $k_b$, es muy dependiente de la temperatura de la reacción y el tipo de laguna. León y Moscoso (1996) reportaron las siguientes relaciones desarrolladas en los estudios por CEPIS en las lagunas de San Juan, en Lima, Perú (León y Moscoso, 1996):

Lagunas Facultativas:

$$k_b = 0.477(1.18)^{T-20} \qquad (3\text{-}13a)$$

Primera Laguna de Maduración:

$$k_b = 0.904(1.04)^{T-20} \qquad (3\text{-}13b)$$

Segunda Laguna de Maduración:

$$k_b = 0.811(1.09)^{T-20} \qquad (3\text{-}13c)$$

Donde $T$ = temperatura del agua, º C

El Cuadro 3-6 muestra los valores de $k_b$ y $t_{99}$ para las temperaturas de 20, 25 y 30 ° C para lagunas facultativas y de maduración. Para lagunas facultativas, los cálculos muestran que las temperaturas encontradas entre 20 y 25 ° C, el más típico rango en las lagunas monitoreadas en Honduras, una laguna con un TRH nominal de 8 a 16 días debe obtener una remoción de 2.0 ciclos $\log_{10}$ para coliformes fecales y *E. coli*. Se supone que el TRH promedio es 50% del TRH nominal como se presenta en los estudios de lagunas facultativas en el Cuadro 3-5.

Para lagunas de maduración, el Cuadro 3-6 muestra que, si la laguna está canalizada con mamparas con la relación largo/ancho > 20/1, sin efectos significativos del viento, un TRH nominal de solamente 6 a 7 días debe ser suficiente para remover 2.0 ciclos $\log_{10}$ para coliformes fecales y *E. coli*. En la práctica se recomienda una relación largo/ancho > 50/1 con mamparas transversales para obtener este nivel de remoción.

**Cuadro 3-6: Parámetros de Diseño para Remoción de Coliformes Fecales**

| Tipo de Laguna | T = 20 º C | T = 25 º C | T = 30 º C |
|---|---|---|---|
| **Facultativa** | | | |
| $k_b$, días$^{-1}$ | 0.563 | 1.09 | No se aplica |
| $t_{99}$, días (= TRH Promedio) | 8.2 | 4.2 | TRH Nominal < 8-10 días y *CS* Aplicada > $CS_m$ |
| TRH Nominal, días<br>TRH Promedio = 0.5 TRH Nominal | 16.4 | 8.4 | |
| **Primera de Maduración** | | | |
| $k_b$, días$^{-1}$ | 0.940 | 1.10 | 1.34 |
| $t_{99}$, días (= TRH Promedio) | 4.9 | 4.2 | 3.4 |
| TRH Nominal, días | | | |
| TRH Promedio = 0.5 TRH Nominal | 9.8 | 8.4 | 6.9 |
| TRH Promedio = 0.7 TRH Nominal[1] | 7.0 | 6.0 | 4.9 |

1. Un TRH Promedio = 0.7 TRH Nominal es posible solamente con mamparas sin efectos significativos del viento con una relación largo/ancho > 20/1. En la práctica se recomiendo una relación largo/ancho > 50/1.

El Cuadro 3-7 muestra los resultados del monitoreo en los sistemas de lagunas en Honduras con la mejor remoción de coliformes fecales y *Escherichia coli*: Catacamas Oeste, Morocelí, El Progreso y Trinidad. En las lagunas facultativas que tenían aproximadamente 2.0 ciclos $\log_{10}$ de remoción, los factores principales fueron un TRH nominal grande de más de 20 días (Catacamas Oeste), un TRH nominal mínimo de 8 días con mamparas y una relación largo/ancho ≈ 20/1 a 50/1 (Morocelí y Trinidad), y un TRH nominal mínimo de 8 días con entradas múltiples sumergidas (El Progreso). En las lagunas de maduración los factores principales de mejor remoción fueron el uso de mamparas con la relación largo/ancho más de 20/1, y con TRH nominales más de 6 días—lo que se aproxima al mínimo mostrado en el Cuadro 3-6. Los resultados en el Cuadro 3-7 muestran, claramente, que en la práctica es posible aproximar $t_{99}$ con los valores de TRH nominal presentados en el Cuadro 3-6.

Como resultado, para la remoción de coliformes fecales y *Escherichia coli*, se recomienda que para el diseño del proceso se utilice un TRH nominal mínimo de 10 días en lagunas facultativas, y un TRH nominal mínimo de 7 días en lagunas de maduración, y que las lagunas de maduración sean canalizadas con mamparas con una relación largo/ancho mínima de 50/1 (lo que elimina los efectos del viento). Si es posible, sería mejor utilizar dos lagunas de maduración en serie, cada una canalizada con mamparas, y que cada una cuente con un TRH nominal mínimo de 7 días. Se debe diseñar las lagunas de maduración con una profundidad de 1.5 a 1.8 metros.

Las Fotos de 3-3 a 3-6 muestran ejemplos de lagunas facultativas y de maduración en operación en América Central.

## Cuadro 3-7:
## Resultados de Monitoreo en las Lagunas de Honduras con la Mejor Remoción de Coliformes Fecales y *Escherichia coli*

| Sistema | Lagunas Facultativas | | | | | | Lagunas de Maduración | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | TRH Nominal días | Carga Superficial kg DBO / ha-día | Canalizadas con Mamparas | Rango de Temp. en Efluente ° C | Remoción Ciclos $\log_{10}$ | | TRH Nominal días | Canalizadas con Mamparas | Rango de Temp. en Efluente ° C | Remoción Ciclos $\log_{10}$ | |
| | | | | | Coliformes Fecales | *E. coli* | | | | Coliformes Fecales | *E. coli* |
| Catacamas Oeste | | | | | | | | | | | |
| Verano | 23.0 | 300 | No[1] | 27—31 | 2.40 | 2.75 | 4.2 | Sí[2] | 27—30 | 2.00 | 2.09 |
| Invierno | 24.0 | 193 | No[1] | 24—28 | 2.52 | 3.60 | 4.4 | Sí[2] L/A ≈ 20/1 | 24—28 | 1.19 | 0.68 |
| Morocelí Verano | 7.0 | 410 | Sí L/A ≈ 50/1 | 22—26 | 2.08 | 2.19 | 7.0 | Sí L/A ≈ 50/1 | 22—26 | 1.55 | 1.88 |
| El Progreso Invierno | 8.3 | 179 | No[3] | 23—25 | 1.89 | 1.89 | 5.7 | No[3] | 22—26 | 1.00 | 1.13 |
| Trinidad Invierno | 7.8 | 141 | Sí L/A ≈ 20/1 | 21—27 | 1.86 | 1.86 | 6.2 | Sí L/A ≈ 20/1 | 21—26 | 2.36 | 2.60 |

1. Las lagunas facultativas en Catacamas Oeste tienen entradas y salidas múltiples.
2. Las lagunas de maduración en Catacamas Oeste, a pesar que tienen mamparas, no tenían suficiente TRH Nominal para alcanzar a $t_{99}$ en el invierno como se ve en el Cuadro 4-6; no se puede explicar porque alcanzaron al $t_{99}$ en el verano, pero la más alta temperatura podría ser un factor (Cuadro 4-6).
3. Las lagunas facultativas en El Progreso tienen entradas y salidas múltiples sumergidas que minimizan cortos circuitos hidráulicos; a pesar que la laguna de maduración tiene entradas múltiples sumergidas, el TRH Nominal no es suficiente para remover 2 ciclos $\log_{10}$ como se ve en el Cuadro 4-6.

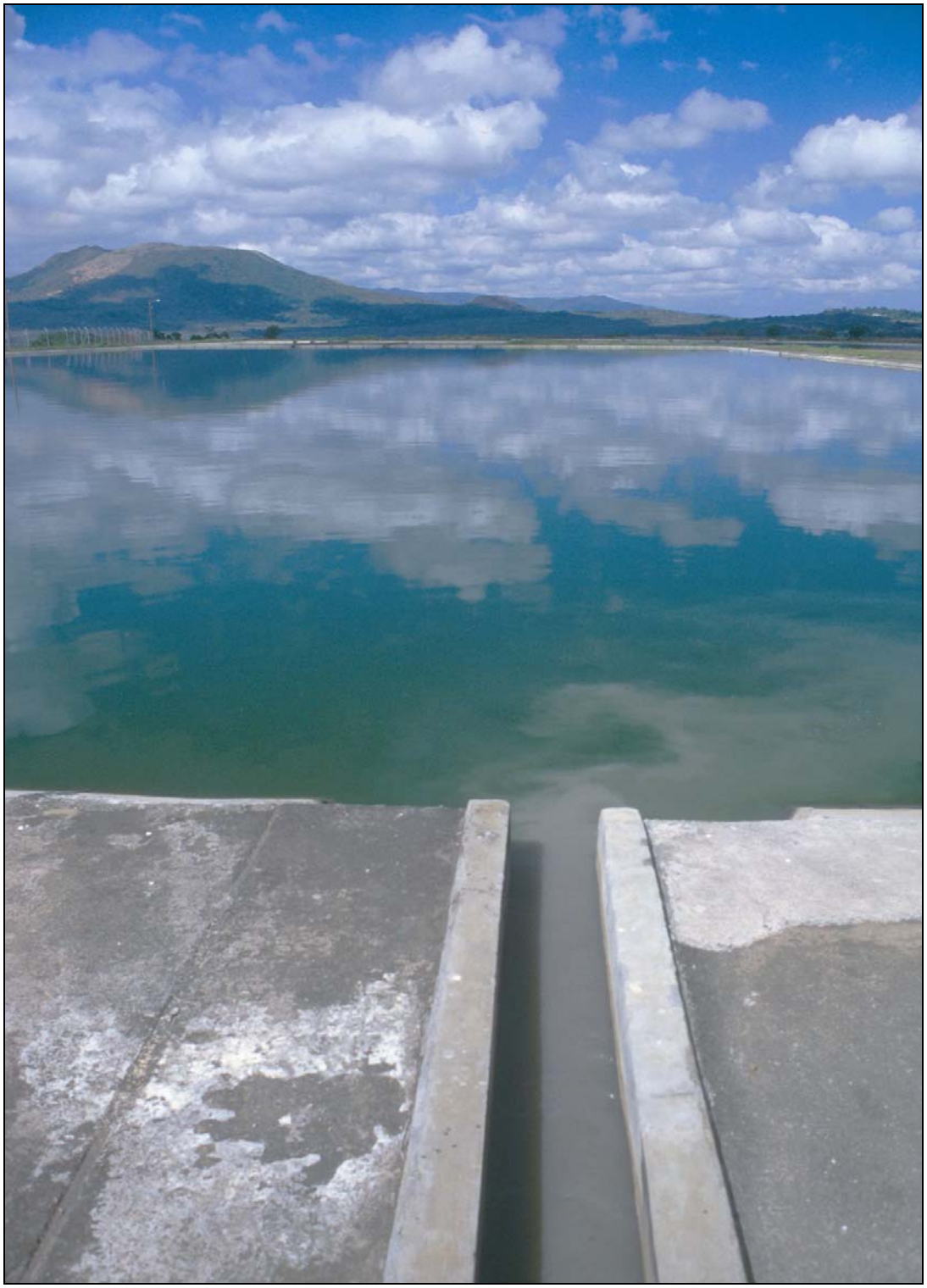


**Foto 3-3:** Un buen ejemplo de una laguna facultativa bien diseñada y operada. La laguna no tiene malos olores ni crecimiento de plantas acuáticas. El color verde es causado por las algas que producen oxígeno por la fotosíntesis (Masaya, Nicaragua).

**Foto 3-4:** Otro ejemplo de una laguna facultativa que está en buen funcionamiento (Choloma, Honduras).

**Foto 3-5:** Un ejemplo de una laguna de maduración canalizada con mamparas para modelar flujo de tipo pistón. Las lagunas de maduración deben tener una relación de largo/ancho mínima de 20 a 1, y preferiblemente de 50 a 1(Masaya, Nicaragua).

**Foto 3-6:** Otros ejemplos de lagunas de maduración que están canalizadas con mamparas. En la foto arriba la relación largo/ancho aproxima 20/1, y en la foto abajo 50/1. En la foto de abajo las mamparas están demasiado arriba del nivel del agua y prohíben la insolación solar por la sombra que forman; deben estar más por abajo como en la foto de arriba (Foto arriba: Trinidad, Honduras; abajo: Morocelí, Honduras).

## Sección 4: Normas y Procedimientos de Diseño de Proceso

### 4.1 Normas de Diseño

Como una norma general para las municipalidades, se recomienda diseñar un sistema de lagunas facultativas seguidas por lagunas de maduración como se presenta en la Figura 3-9. Las lagunas facultativas deben ser diseñadas con baterías en paralelo para poder sacar una fuera de servicio durante la remoción de lodos mientras la otra queda en operación. Dependiendo del objetivo final de tratamiento, se puede tener una ó dos lagunas de maduración en serie después las lagunas facultativas en paralelo. Por las dificultades en la operación y en la remoción de lodos, no se recomienda el uso de lagunas anaeróbicas para tratamiento de aguas residuales en las municipalidades. En el Cuadro 4-1 se presentan las normas de diseño recomendadas para estos sistemas de lagunas de estabilización. Se utilizarán las normas al final en un ejemplo de diseño.

### 4.2 Procedimientos de Diseño del Proceso de un Sistema de Lagunas

El procedimiento para el diseño del proceso de las lagunas es el siguiente:

1. El diseño global debe consistir de una batería de lagunas facultativas en paralelo seguida en serie de una o dos lagunas de maduración.

2. Se determina el caudal de diseño que debe ser el caudal promedio diario, se deben monitorear los caudales del alcantarillado y tomar un catastro de las conexiones existentes y proyectadas. No se debe asumir caudales per cápita para evitar el problema de las sobrecargas hidráulicas encontradas en el Proyecto de Monitoreo de Lagunas de Estabilización en Honduras.

3. Se determina la carga orgánica de $DBO_5$ en el afluente para monitorear las concentraciones de la $DBO_5$ en el alcantarillado con muestras compuestas. No se debe suponer un aporte per cápita ni una concentración promedia de $DBO_5$. Los resultados del Proyecto de Monitoreo muestran que la $DBO_5$ en el afluente puede variar de 62 hasta 712 mg/L en las aguas residuales de las municipalidades.

4. Se diseña rejillas y desarenadores y se estima la producción de sólidos arenosos, utilizando las normas y métodos de diseño presentados en el capítulo sobre pretratamiento.

5. Se calcula la carga orgánica superficial máxima con la Ecuación 3-6:

$$CS_m = (1.937\text{E-}06) \cdot (RS)$$

6. Calcular el área requerida de la laguna facultativa usando la Ecuación 3-7:

$$A_F = \frac{10 \cdot L_A \cdot Q_{med}}{CS_M}$$

**Cuadro 4-1: Normas de Diseño del Proceso Recomendadas para Tratamiento de Aguas Residuales con Lagunas de Estabilización en las Municipalidades de Honduras**

| Parámetro | Norma Recomendada |
|---|---|
| 1. Diseño global del sistema | Baterías de lagunas facultativas en paralelo seguidas por una o dos lagunas de maduración en serie. |
| 2. Caudal de diseño | No se debe asumir caudales per cápita.<br><br>Para evitar el problema de las sobrecargas hidráulicas encontradas en el Proyecto de Monitoreo, se debe monitorear los caudales en el alcantarillado y tomar un catastro de conexiones existentes y proyectadas. |
| 3. $DBO_5$ del afluente | No se debe asumir un aporte per cápita ni una concentración promedio.<br><br>Para evitar el problema de las sobrecargas orgánicas encontradas en el Proyecto de Monitoreo, se debe monitorear la $DBO_5$ en el alcantarillado con muestras compuestas. |
| 4. Rejillas | Se debe diseñar rejillas para todos los sistemas de lagunas. Se diseñan las rejillas con las normas y los métodos presentados en el Capítulo 3. |
| 5. Desarenadores | Se debe diseñar desarenadores para todos los sistemas de lagunas. Se diseñan los desarenadores con las normas y los métodos discutidos en el Capítulo 3. |
| 6. Producción de sólidos arenosos | De los valores estimados del Proyecto de Monitoreo, se utiliza un valor de 0.085 $m^3/1{,}000m^3$. |
| 7. Carga superficial máxima de $DBO_5$ en lagunas facultativas | $CS_M = (1.937E\text{-}06)\cdot RS$<br><br>$RS$ es la radiación solar diaria expresada como el promedio del mes. Para los climas de Honduras $CS_M$ varía entre 275—350 kg $DBO_5$/ha-día. |
| 8. Tiempo de retención hidráulica nominal | Lagunas Facultativas: $TRH_F \geq 10$ días con entradas/salidas múltiples<br>Lagunas de Maduración: $TRH_M \geq 7$ días, canalizadas con L/A ≥ 50/1 |
| 9. Acumulación de lodos y frecuencia estimada de remoción | Para el diseño se utiliza:<br>$V_{L\text{-}a} = 0.00156\cdot Q_{med}\cdot SS$<br><br>Se debe recomendar remoción de lodos cuando el volumen de lodos acumulados alcance a 25% del volumen total de la laguna. Se estima la frecuencia de limpieza con la siguiente ecuación:<br>$t_L = 0.25\cdot\frac{V_F}{V_{L-a}}$<br><br>Después de estar en operación, se mide anualmente la producción de lodos en lagunas facultativas. |
| 10. Dimensiones de lagunas | Una relación de largo/ancho de 3/1 mínima en facultativas, y de 50/1 mínima en lagunas de maduración con el uso de mamparas desviadoras.<br>Taludes interiores de horizontal/vertical de 3/1.<br>Profundidades de lagunas facultativas: 1.8—2.0m; de maduración: 1.5—1.8m |
| 11. Remoción de huevos de helmintos | Se debe obtener 100% con una batería de facultativas en paralelo seguida en serie por una de maduración. |
| 12. Remoción de coliformes fecales | Se debe obtener 3—y preferible 4—ciclos $\log_{10}$ de remoción con una batería de facultativas en paralelo seguida en serie por una de maduración. |
| 13. Remoción de $DBO_5$ | Efluente final promedia de $DBO_5$ filtrada ≤ 50 mg/L |
| 14. Remoción de SS | Efluente final promedio de SS ≤ 75 mg/L |

7. Dimensionar la laguna facultativa con una relación de largo/ancho de 3/1 mínimo con una profundidad de 1.8 a 2.0 m.

8. Calcular el tiempo de retención hidráulica nominal con las Ecuaciones 3-8 y 3-9:

$$TRH_F = \frac{V_F}{Q_{med}}$$

$$V_F = \frac{P}{6} \cdot \left[ (l \cdot a) + (l - 2iP)(a - 2iP) + 4 \cdot (l - iP)(a - iP) \right]$$

9. Si $TRH_F \geq 10$ días, siga con el diseño de la laguna facultativa. Si no, recalcular el área y redimensionar la laguna hasta que $TRH_F \geq 10$ días. Se puede utilizar la Figura 3-8 como guía.

10. Calcular la acumulación de lodos utilizando la Ecuación 3-10:

$$V_{L-a} = 0.00156 \cdot Q_{med} \cdot SS$$

11. Calcular el tiempo de llenar 25% del volumen de la laguna con lodos acumulados—lo que es la frecuencia estimada de limpieza de lodos—utilizando la siguiente ecuación:

$$t_L = 0.25 \cdot \frac{V_F}{V_{L-a}}$$

12. Dividir el área total calculada en dos lagunas facultativas, cada una con las mismas dimensiones de largo y ancho, y profundidad, para tener una batería de dos lagunas facultativas en paralelo.

13. Dimensionar una o dos lagunas de maduración en serie, con cada una con $TRH_M \geq 7$ días, utilizando las siguientes ecuaciones:

$$V_M = TRH_M \cdot Q_{med}$$

$$V_M = \frac{P}{6} \cdot \left[ (l \cdot a) + (l - 2iP)(a - 2iP) + 4 \cdot (l - iP)(a - iP) \right]$$

### 4.3 Ejemplo del Diseño de Proceso: Una Batería de Lagunas Facultativas Seguida en Serie de una de Maduración para Catacamas Este, Honduras

La siguiente información es aplicable:

| | |
|---|---|
| Caudal promedio: | Medido como 2,592 $m^3$/día en la época seca y como 2,639 $m^3$/día en la época lluviosa. |
| $DBO_5$ del afluente: | Medida como 400 mg/L en la época seca y 296 en la época lluviosa. |
| SS del afluente: | Medidos como 294 mg/L en la época seca y 266 mg/L en la época lluviosa. |
| Infiltración al alcantarillado: | Incluida en las mediciones de caudal. |
| Precipitación y evaporación: | No se considera en el ejemplo. |
| Huevos de helmintos del afluente: | Medidos con un rango de 9—48 huevos/L. |
| Coliformes fecales del afluente: | Medidos como 3.49 E+07 NMP/100 mL en la época seca y 2.52 E+07 NMP/100 mL en la época lluviosa. |
| Profundidad de lagunas: | 1.8 metros. |
| Relación largo/ancho de laguna facultativa: | 3/1 |
| Relación largo/ancho de laguna de maduración: | 50/1 (Canalizada con mamparas) |
| Período de diseño: | Se considera solamente el presente. |

**Solución:**

1. El Propósito del Tratamiento:

   Se supone que el propósito en orden de prioridad es remoción de patógenos, principalmente huevos de helmintos y coliformes fecales con el objetivo de cumplir la norma de la OMS de Categoría B de calidad de efluentes para riego, y después disminución de $DBO_5$ y SS. Por lo tanto, el tiempo de retención hidráulica total nominal del sistema debe ser igual o mayor de 17 días, con $TRH_F \geq 10$ días y $TRH_M \geq 7$ días. Se diseña una batería de lagunas facultativas en paralelo seguida en serie de una laguna de maduración.

2. El caudal del diseño.

   Se utiliza el caudal promedio entre las épocas secas y lluviosas:

$$Q_{med} = \frac{2{,}592 + 2{,}639}{2} = 2{,}615\ \mathrm{m}^3 / \text{día}$$

3. La carga orgánica superficial máxima:

   De los datos del Cuadro 3-4 se determina que $RS$ = 1.42E+08 kJ/ha-día para diciembre, el mes con mínimo radiación solar. Entonces,

$$CS_m = (1.937\mathrm{E}\text{-}06) \cdot (RS) = (1.937\mathrm{E}\text{-}06) \cdot (1.42E + 08) = 275\ \mathrm{kg\ DBO_5} / \text{ha - día}$$

4. Se calcula el área total de lagunas facultativas.

   Se utiliza la $DBO_5$ promedio del afluente entre las épocas secas y lluviosas

$$L_A = \frac{400 + 296}{2} = 348\ \mathrm{mg/L}$$

$$A_F = \frac{10 \cdot L_A \cdot Q_{med}}{CS_M} = \frac{10 \cdot (348\ \mathrm{mg/L}) \cdot (2{,}615\ \mathrm{m}^3 / \text{día})}{275\ \mathrm{kg\ DBO_5} / \text{ha - día}} = 33{,}092\ \mathrm{m}^2 = 3.3\ \mathrm{ha}$$

5. Se dimensiona el área total de las lagunas facultativas:

$$l = 3 \cdot a\ ;\ A_F = a \cdot l = \frac{l^2}{3};\ l = \sqrt{3 \cdot A_F} = \sqrt{3 \cdot (33{,}092)} = 315\mathrm{m};\ \therefore a = \frac{315}{3} = 105\mathrm{m}$$

   $P$ = 1.8m

$$\begin{aligned} V_F &= \frac{P}{6} \cdot \left[(l \cdot a) + (l - 2iP)(a - 2iP) + 4 \cdot (l - iP)(a - iP)\right] \\ &= \frac{1.8}{6} \cdot \left[(315) \cdot (105) + (315 - 2 \cdot 3 \cdot 1.8)(105 - 2 \cdot 3 \cdot 1.8) + 4 \cdot (315 - 3 \cdot 1.8)(105 - 3 \cdot 1.8)\right] \\ &= 55{,}523\ \mathrm{m}^3 \end{aligned}$$

6. Se calcula el tiempo de retención hidráulica.

$$TRH_F = \frac{V_F}{Q_{med}} = \frac{55{,}523\ \mathrm{m}^3}{2{,}615\ \mathrm{m}^3 / \text{día}} = 21.2\ \text{días} \geq 10\ \text{días}$$

   Se nota que el tiempo de retención hidráulica nominal es tan largo como resultado de la $DBO_5$ promedio de 348 mg/L del afluente. La Figura 3-8 muestra que si la $DBO_5$ del afluente

fuera 200 mg/L, el valor de $TRH_F$ sería entre 10 y 14 días.

7. Se estima la acumulación de lodos por año en las lagunas facultativas (Se asume el uso del desarenador diseñado como en el ejemplo del capítulo anterior).

   Se utiliza los SS promedios del afluente entre las épocas secas y lluviosas

   $$SS = \frac{294 + 266}{2} = 280 \text{ mg/L}$$

   $$V_{L-a} = 0.00156 \cdot Q_{med} \cdot SS = 0.00156 \cdot \left(2{,}615 \text{ m}^3 / \text{día}\right) \cdot \left(280 \text{ mg/L}\right) = 1{,}142 \text{ m}^3 / \text{año}$$

8. Se proyecta la frecuencia de remoción de lodos cuando el volumen de lodos alcance 25% del volumen de la laguna.

   $$t_L = 0.25 \cdot \frac{V_F}{V_{L-a}} = 0.25 \cdot \frac{(55{,}523 \text{ m}^3)}{(1{,}142 \text{ m}^3 / \text{año})} = 12.1 \text{ años}$$

   Se observa que la proyección es solamente una estimación y que la acumulación de lodos tendría que ser medida dentro de la laguna cada año. Se observa también que la frecuencia de limpieza es mayor por el tiempo de retención hidráulica más largo de 20 días. Si el $TRH_F$ fuera, por ejemplo, de 10 días, la frecuencia estimada de limpieza sería 6 años.

9. Se divide el área total de las lagunas facultativas a dos lagunas facultativas en paralelo.

   $$A_F = A_{F1} + A_{F2} = 33{,}092 \text{ m}^2; A_{F1} = A_{F2} = 16{,}546 \text{ m}^2$$

   Para cada laguna en paralelo, $l = \sqrt{3 \cdot A_{F1}} = \sqrt{3 \cdot (16{,}546)} = 223\text{m}; \therefore a = \frac{223}{3} = 74.3\text{m}$

10. Dimensionar la laguna de maduración con un tiempo de retención hidráulica de 7 días.

    $$V_M = TRH_M \cdot Q_{med} = (7 \text{ días}) \cdot (2{,}615 \text{ m}^3 / \text{día}) = 18{,}305 \text{ m}^3$$

    Utilizando la Ecuación 4-7 en una hoja electrónica se obtiene para la laguna de maduración:

    $$A_M = 11{,}532 \text{ m}^2; P = 1.8 \text{ m}; l = 760\text{m}; a = 15\text{m}.$$

    Se asume que la laguna de maduración está canalizada con mamparas para dar una relación largo/ancho = 50/1.

Se presenta los resultados del diseño en el Cuadro 4-2.

**Cuadro 4-2: Resultados para el Diseño del Sistema de Catacamas Este, Honduras**

| Parámetro | Lagunas Facultativas | Laguna de Maduración | Total |
|---|---|---|---|
| Caudal del diseño $m^3$/día | 2,615 | | |
| $DBO_5$ del afluente mg/L | 348 | | |
| $CS_M$ kg $DBO_5$/ha-día | 275 | | |
| Área, ha | Una batería de 2 en paralelo de 1.7 ha cada una para un área total de 3.4 ha | 1.2 | 4.6 |
| Profundidad, m | 1.8 | 1.8 | |
| Largo, m | 223 cada una | 760 (Canalizada) | |
| Ancho, m | 75 cada una | 15 (Canalizada) | |
| Volumen, $m^3$ | 55,523 total | 18,304 | |
| TRH, días | 21.2 | 7.0 | 28.2 |
| Acumulación de lodos, $m^3$/año | 1,142 | | |
| Frecuencia de limpieza de lodos | 12.1 años | | |
| Remoción de huevos de helmintos | >95—100% | 100% | 100% |
| Remoción de Coliformes Fecales o *Escherichia coli* | 1.0—2.0 $\log_{10}$ | 2.0 $\log_{10}$ | 3.0—4.0 $\log_{10}$ |
| Remoción de $DBO_5$ | | | >70% Total<br>>80% Filtrada<br>($DBO_5$ Filtrada < 50 mg/L) |

## Sección 5: Diseño Físico y Aspectos de Construcción

### 5.1 Introducción

El diseño del proceso abordado anteriormente tiene que ser implementado a un diseño físico. El diseño físico es muy importante para el funcionamiento de una laguna como el diseño del proceso, y puede afectar fundamentalmente la eficiencia del tratamiento. El diseño físico incluye factores como la selección del terreno; las dimensiones actuales de las lagunas compatibles con la topografía, el diseño de los taludes, incluyendo el revestimiento interior y la profundidad del bordo libre; el diseño de la entrada, salida, e interconexiones de las lagunas; la construcción de la ornamentación y aislamiento de las lagunas de acceso directo; y la construcción de las facilidades para el operador y vigilante. En el Cuadro 5-1 se presenta las normas recomendadas para el diseño físico de lagunas de estabilización. En la Foto 5-1 se presenta un ejemplo de cómo debe aparecer un sistema de lagunas bien diseñado y construido.

### 5.2 Selección del Terreno

El terreno seleccionado para la construcción de lagunas debe ser ubicado con respecto a la topografía, viviendas existentes y proyectadas, y la dirección del viento. El sitio seleccionado debe tener una topografía plana para minimizar el movimiento de tierra, y debe estar arriba del nivel de inundaciones. Siempre, si es posible, se debe de aprovechar el flujo de gravedad para evitar el uso de bombeo, lo cual requiere mantenimiento y consumo de energía eléctrica: hay dos sistemas de lagunas en Honduras abandonadas por problemas con la estación del bombeo,los sistemas de Choluteca y Nacaome. También debe tomarse en cuenta el drenaje del agua pluvial y la construcción de un sistema colector de escurrimiento para proteger las lagunas de erosión (véase las Fotos 5-2 y 5-3).

Se recomienda que se ubique un sistema de lagunas a una distancia mayor de 200 m, y preferiblemente mayor de 500 m, de la población a la que sirve (la existente y la proyectada) a favor de la dirección del viento; esta norma es para aliviar las preocupaciones del público de malos olores, y para disuadirlo de visitar las lagunas. Las lagunas deben ser ubicadas a una distancia mayor de 2 km de un aeropuerto, ya que las lagunas pueden atraer a las aves, y éstas representarían un riesgo para la navegación aérea (Mara, *et al.*, 1992).

### 5.3 Investigaciones Geotécnicas

Los objetivos principales de una investigación geotécnica son los siguientes:

1. Asegurar el diseño adecuado del terraplén, incluyendo la inclinación de los taludes.

2. Determinar la permeabilidad del suelo para poder calcular la infiltración del agua de las lagunas.

## Cuadro 5-1: Normas Recomendadas de Diseño Físico y de Construcción

| Parámetro | Norma Recomendada |
|---|---|
| **Selección del Terreno** | |
| Topografía | Terreno plano donde se evita el escurrimiento de agua pluvial y las inundaciones, y donde se puede aprovechar flujo por gravedad; no se debe utilizar bombeo. |
| Distancia de población | ≥ 200m y preferible ≥ 500m |
| Distancia de un aeropuerto | ≥ 2 km |
| Orientación al viento | A favor de la dirección predominante para olores y ubicada para minimizar cortocircuitos hidráulicos causados por el viento. |
| **Investigaciones Geotécnicos** | |
| Diseño de taludes y terraplén | Generalmente, 3/1 (horizontal/vertical) para taludes interiores, y de 1.5/1 a 2/1 para taludes exteriores, dependiendo de los resultados del estudio de mecánica de suelos. |
| Impermeabilización del fondo | Se utiliza capas de arcilla, preferiblemente con $k < 10^{-9}$ m/s medida *in situ*, y cubierta con una capa final de suelo para proteger la arcilla. |
| **Balance Hídrico** | $Q_{med} \geq 0.001 \cdot A_T \left[(P-E)+I\right]$ |
| **Pretratamiento** | |
| Rejillas | Hechas de acero inoxidable o galvanizado. |
| Desarenador | Dos cámaras en paralelo, cada una con drenaje y compuertas que sellan bien. |
| **Medidor de Caudales** | Una canaleta Parshall prefabricada después del desarenador; se utiliza para medir caudales y controlar la velocidad horizontal en los canales de rejilla y desarenador. |
| **Flujo Hidráulico** | |
| Entradas y salidas | Lagunas facultativas: dispositivos múltiples de entrada y salida. Lagunas de maduración: una sola entrada y salida con mamparas desviadoras con L/A ≥ 50/1 para aproximar flujo de tipo pistón. |
| **Estructuras Hidráulicas** | |
| Dispositivos de Repartición para Baterías de Lagunas en Paralelo | Canal con tabique divisorio; distribuidor circular universal con compuerta divisoria; vertederos ajustables. Preferiblemente con compuertas ajustables, y vertederos o canaletas Parshall para medir cada división de caudal. |
| Dispositivos de Repartición para Entradas Múltiples de Lagunas | Cajas divisorias con compuertas ajustables. |
| Entradas | Canales abiertos de concreto. |
| Salidas | Canales abiertos de concreto con compuerta de fondo ajustable para controlar la profundidad de descarga, y vertedero rectangular ajustable para controlar el nivel de agua en la superficie. |
| Descarga Final | Tubería abajo el nivel de agua para evitar la producción de espuma. |
| Dispositivo de Drenaje para Lagunas Primarias | Compuertas sencillas de abrir para el drenaje de lagunas facultativas o anaeróbicas para la remoción de lodos. |
| Vertedero de Demasías | Compuerta sencilla de abrir, cerrar y ajustar. |
| Canales de Desvío y Escurrimiento | Canales abiertos. Si es posible, el mismo canal podría servir para el desvío de los caudales altos y el escurrimiento de agua pluvial. |
| **Terraplén y Taludes** | |
| Taludes interiores | Revestimiento de concreto. |
| Corona de terraplén | Suficiente ancho para acceso de camiones y maquinaría. |
| Rampas de acceso | Pavimentadas con concreto en todas las lagunas primarias para acceso de equipo para la limpieza de lodos. |
| **Cercos** | Hechos de alambre de púas. |
| **Caseta de Operación** | Almacenaje de herramientas, fuente de agua limpia, baño y ducha, laboratorio rudimentario. Deseable tener electricidad y teléfono. |

**Foto 5-1:** Ejemplos de sistemas de lagunas bien diseñadas y mantenidas. Los terraplenes están mantenidos con el corte de hierbas en la orilla. Los taludes interiores tienen un revestimiento de concreto o mortero que sirve para controlar el crecimiento de plantas acuáticas y evitar la erosión por acción de olas. La superficie del agua no tiene materiales flotantes ni natas, y el nivel del agua está mantenido en el centro del revestimiento(Foto arriba: Villanueva, Honduras. Foto abajo: Danlí, Honduras).

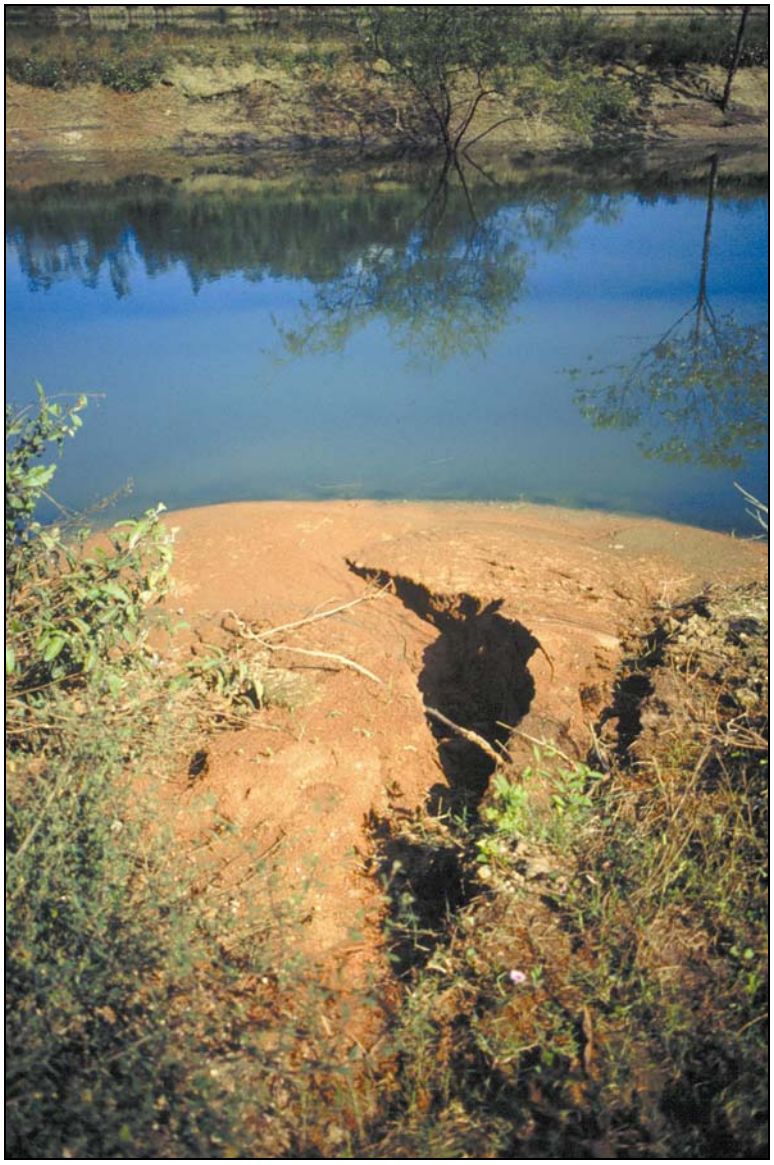


**Foto 5-2**: El escurrimiento de agua pluvial tiene que ser controlado para proteger el terraplén y los taludes de una laguna. En esta laguna de maduración el escurrimiento de agua pluvial no fue controlado y está causando erosión al talud interior (Zaragoza, El Salvador).

**Fotos 5-3:** Si la ubicación del sistema de lagunas está aguas abajo del escurrimiento del agua pluvial, se debe utilizar canales para el desvío del escurrimiento para evitar erosión de los taludes interiores (véase la Foto 5-2) y también una carga adicional de sólidos sedimentables llevados por el escurrimiento (Santa Cruz de Yojoa, Honduras).

En una investigación geotécnica, se mide primero el nivel freático del agua subterránea. Después, se sacan muestras del suelo, por lo menos 4 muestras por hectárea, hasta una profundidad de un metro más que la profundidad de la laguna; éstas representan el perfil del suelo. Las muestras están analizadas para los siguientes parámetros del suelo (Mara, *et al.*, 1992):

1. La clasificación por tamaños de partículas.
2. El ensayo de Proctor modificado (la densidad máxima seca y la humedad óptima).
3. Los limites de Atterberg.
4. El contenido de materia orgánica.
5. El coeficiente de permeabilidad.

Se utilizan los datos de la investigación geotécnica para diseñar el terraplén y los taludes, y para determinar si la permeabilidad del suelo es adecuada para tener una tasa de infiltración aceptable al fondo de la laguna.

El suelo utilizado para la construcción del terraplén deberá estar compactado en capas de 150 a 250 mm hasta llegar a un 90% de la densidad máxima seca (determinado por el ensayo de Proctor) (Mara, *et al.*, 1992). Después de la compactación, el suelo debe tener un coeficiente de permeabilidad determinado *in situ* de menos de $10^{-7}$ m/s (véanse la comentarios abajo). Se diseñan los taludes interiores del terraplén para que tengan una relación de 3 a 1 (horizontal a vertical). El diseño de los taludes exteriores está basado en un análisis de la mecánica de suelos usando los resultados de los ensayos de los suelos; dependiendo de los resultados, se puede variar de 1.5 a 1 hasta 2 a 1 (horizontal a vertical).

La determinación de la permeabilidad *in situ* del suelo de la base de la laguna es fundamental para el cálculo de la infiltración, hacer un balance hídrico del sistema de lagunas, y determinar si el sistema necesitará una impermeabilización o no. Se utilizan los métodos del análisis de suelos para medir la permeabilidad y calcular la infiltración del sistema de lagunas (Cubillos, 1994).

### 5.4 Balance Hídrico

Para que un sistema de lagunas mantenga el nivel de líquido óptimo para una adecuada operación, es necesario que se cumpla el siguiente balance hídrico (Mara, *et al.*, 1992):

$$Q_{med} \geq 0.001 \cdot A_T \left[ (P - E) + I \right] \qquad (5\text{-}1)$$

Donde $Q_{med}$ = el caudal promedio del afluente al sistema, $m^3$/día
$A_T$ = el área total del de las lagunas, $m^2$
$P$ = la precipitación media mensual convertida en media diaria, mm/día
$E$ = la evaporación media mensual convertida en media diaria, mm/día
$I$ = la tasa de infiltración, mm/día

Si no se cumple el balance hídrico, se puede tener problemas muy serios en la operación y mantenimiento de la laguna como se presentan en las Fotos 5-4. La utilización de los datos de evaporación y precipitación media mensuales de las estaciones meteorológicas principales son muy importantes para el balance hídrico. Se calcula la precipitación y evaporación media diaria para cada mes del año para determinar el mes crítico para el uso de la Ecuación 5-1.

**Fotos 5-4:** Ejemplos de la importancia del balance hídrico. En las dos fotos las pérdidas por infiltración son excesivas y no se puede mantener el nivel del agua en las lagunas. En las dos lagunas falta impermeabilización adecuada de arcilla (Arriba: Zaragoza, El Salvador; abajo: La Ceiba, Honduras. Foto abajo cortesía de Ing. Iván Olivieri).

Se calcula la infiltración de la medición de la permeabilidad mencionada anteriormente. Se determina la permeabilidad máxima permisible de la Ley de Darcy (Mara, *et al.*, 1992):

$$k = \frac{Q_I}{86{,}400 \cdot A_b} \cdot \left[\frac{\Delta l}{\Delta h}\right] = \frac{\left(Q_{med} - 0.001 \cdot A_T\left[(P-E)+I\right]\right)}{86{,}400 \cdot A_b} \cdot \left[\frac{\Delta l}{\Delta h}\right] \qquad (5\text{-}2)$$

Donde $k$ = la permeabilidad máxima permisible, m/s
$Q_I$ = infiltración máxima permisible (= $Q_{med} - 0.001 \cdot A_T\left[(P-E)+I\right]$), $m^3$/día
$A_b$ = el área de la base de la laguna, $m^2$
$\Delta l$ = la profundidad de la capa debajo de la laguna al estrato más permeable, m
$\Delta h$ = la carga hidráulica (la profundidad de agua + $\Delta l$ ), m

Como una recomendación general, se puede consultar la información en el Cuadro 5-2 como una interpretación de los valores de permeabilidad medidos *in situ*.

**Cuadro 5-2: Interpretaciones Generales de Valores de Permeabilidad, *k*, Medidos *In Situ***

| Valor de *k* medido, m/s | Significado |
|---|---|
| $> 10^{-6}$ | El suelo es demasiado permeable para poder llenar una laguna |
| $> 10^{-7}$ | Ocurre infiltración pero no suficiente para prohibir el llenado de la laguna. |
| $< 10^{-8}$ | Ocurre infiltración mínima. |
| $< 10^{-9}$ | No hay mucho riesgo de contaminar agua subterránea. |
| $> 10^{-9}$ | Se requiere estudios hidrogeológicos si se utiliza el agua subterránea para agua potable. |

Adaptado de Mara y Pearson, 1998.

Si la permeabilidad medida es mayor que la máxima permisible, las lagunas necesitarán una impermeabilización para sellar bien el fondo. La impermeabilización puede ser de arcilla, suelo, o membranas sintéticas, sin embargo, lo más recomendable y apropiado es de arcilla como se ve en las Fotos 5-5. La arcilla debe ser puesta en capas con un espesor total de por los menos 5 a 10 cm, y cubierta con una capa de suelo o arena para protegerla; también se puede utilizar una mezcla de arcilla con suelo o arena en vez de usar arcilla pura (USEPA, 1983). La tasa de infiltración de impermeabilización con arcilla en una laguna a largo plazo, después de un año de operación, ha sido reportada en los EE.UU. como 0.006 $m^3/m^2$-día, que fue aproximadamente 13% de la carga hidráulica (USEPA, 1983).

**Fotos 5-5:** La impermeabilización de lagunas con arcilla es fundamental para poder mantener el balance hídrico y evitar infiltración excesiva con la posible contaminación del agua subterránea. La arcilla debe ser puesta en capas con un espesor total de, por los menos, 5 a 10 cm, y cubierta con una capa de suelo para protegerla. En este ejemplo el contratista no puso arcilla en los taludes interiores y las lagunas tenían infiltración excesiva como se ve en las Fotos 5-4 (La Ceiba, Honduras).

## 5.5 Pretratamiento y Medición de Caudales

Como se analizó en detalle en el capítulo sobre pretratamiento, cada instalación debe tener pretratamiento con i) rejillas hechas de acero inoxidable o acero galvanizado; ii) desarenadores con dos cámaras en paralelo, cada una con drenaje y compuertas que sellan bien; y iii) todos seguidos por una canaleta Parshall prefabricada que se utiliza no solamente para medir caudales, sino también para controlar la velocidad horizontal en los canales de la rejilla y el desarenador.

La medición de caudales es fundamental para poder determinar la carga hidráulica y orgánica al sistema de lagunas. Un registro de caudales permite la evaluación de la eficiencia del tratamiento, el diagnóstico de una laguna que no funciona bien, la determinación de la magnitud de infiltración y las conexiones ilegales al alcantarillado, y un cálculo aproximado de cuando el sistema de lagunas llegará a su capacidad de carga. Como se mencionó en el capítulo de pretratamiento, el medidor más apropiado es la canaleta Parshall prefabricada. Las otras estructuras para medir caudales, como vertederos, no son tan apropiadas para aguas residuales porque se acumulan sólidos y por lo tanto requieren más mantenimiento.

Los problemas encontrados frecuentemente en instalaciones que cuentan con desarenadores en América Central son en los que los desarenadores son construidos sin drenaje en las cámaras, sin compuertas que sellen bien, sin una manera adecuada de controlar la velocidad horizontal, y sin un medidor de caudales que funcione. En general, estos problemas son parte del diseño y parte de la falta de supervisión adecuada de la construcción de las obras. Las Fotos 5-6 y 5-7 muestran ejemplos de estos problemas. La Foto 5-8 presenta un ejemplo de una canaleta Parshall prefabricada instalada correctamente.

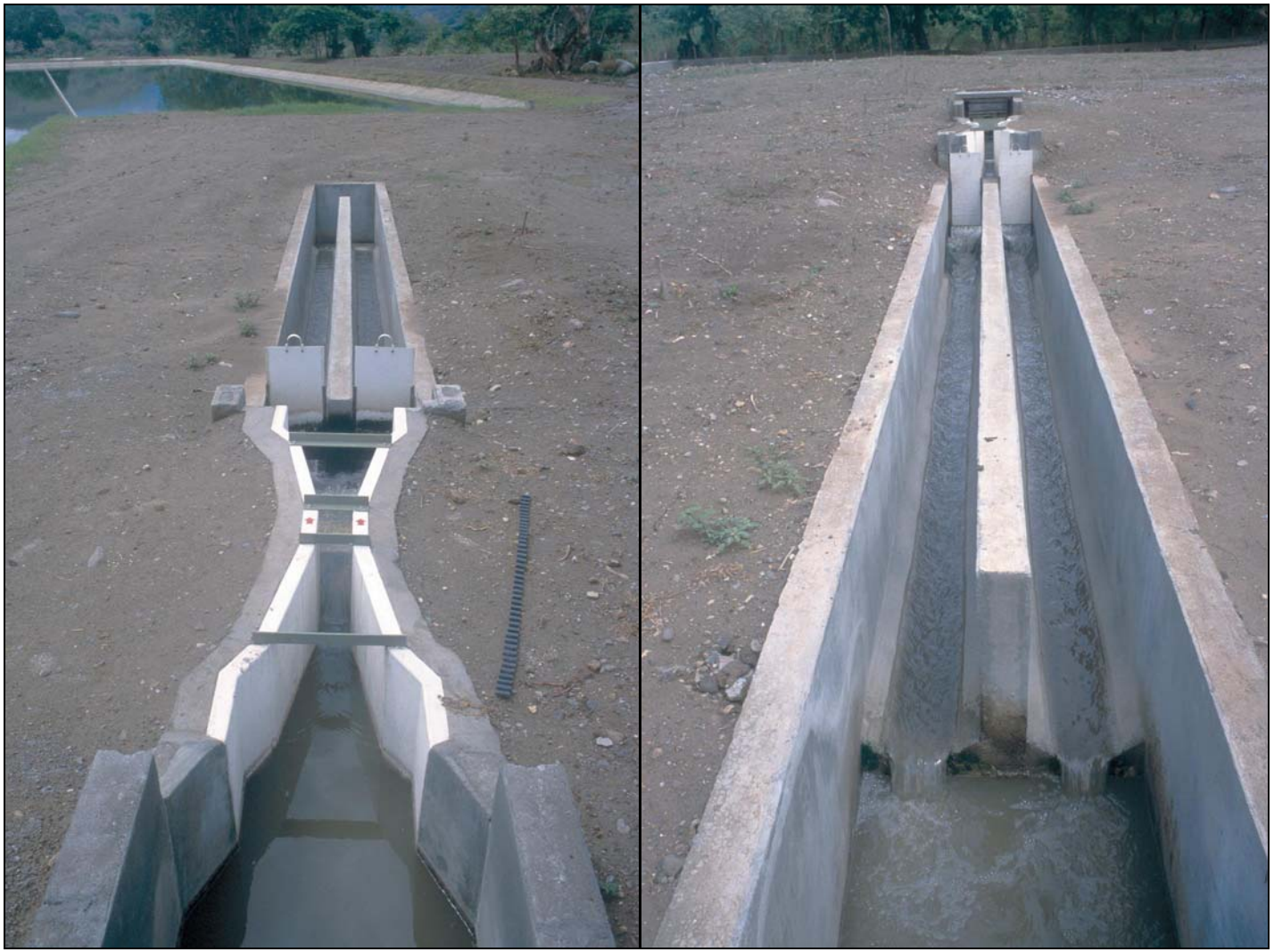
## 5.6 Flujo Hidráulico

El diseño del flujo hidráulico es un factor clave para el funcionamiento de una laguna. El mejor tratamiento siempre será con un régimen hidráulico que se aproxime al flujo del tipo pistón (Mangelson y Watters, 1972; Shilton y Harrison, 2003). Sin embargo, si hay zonas hidráulicas muertas en la laguna, el tiempo de retención hidráulica será menor que el valor teórico calculado, afectando la eficiencia del proceso de tratamiento. Por lo tanto, el factor fundamental en el diseño hidráulico de una laguna es que el régimen hidráulico se aproxime al flujo del tipo pistón tanto como sea posible.

Las Fotos 5-8 muestran dispositivos de entrada con solamente una simple entrada con descarga arriba de la superficie del agua de la laguna. Los problemas con este tipo de diseño son la formación de zonas muertas en las esquinas de la laguna por la simple descarga, y turbulencia por la caída de agua que no promueve flujo de tipo pistón. Como resultado, las lagunas tienen cortos circuitos hidráulicos, lo que disminuye el volumen útil de la laguna y, entonces, su eficiencia de funcionamiento.

Para evitar los problemas de cortos circuitos hidráulicos y zonas muertas, se debe utilizar i) canales abiertos de entrada que descargan al nivel de agua; ii) dispositivos múltiples de entrada y salida en lagunas facultativas; y iii) una sola entrada y salida con mamparas desviadoras en lagunas de maduración.

**Fotos 5-6:** Este desarenador no tenía drenaje y la cámara fuera de servicio (lado izquierdo) estaba llena con agua estancada con problemas de natas flotantes, malos olores, e insectos. El operador tenía que abrir la compuerta y utilizar el desarenador con las dos cámaras en servicio, una operación para la que no fue diseñado. Todos los desarenadores deben tener drenaje y compuertas que sellan bien (Santa Cruz de Yojoa, Honduras).



**Fotos 5-7:** Este desarenador fue construido sin drenaje y, además, sin vertederos en la salida para controlar la velocidad horizontal. La canaleta Parshall prefabricada, la que no se puede utilizar para medir caudales porque el contratista cortó el fondo para instalarla, debería de haberse ubicado después del desarenador como se mencionó en detalle en el capítulo sobre pretratamiento; en este caso no necesitarían vertederos adicionales. Este caso es típico de problemas encontrados con diseño y supervisión de construcción (Trinidad, Honduras).

**Foto 5-8:** Una canaleta Parshall prefabricada, instalada correctamente, debe tener su respectiva lectura de caudal a la vista. La medición de caudales es fundamental para poder determinar la carga hidráulica y orgánica del sistema de lagunas. Un registro de caudales permite la evaluación de la eficiencia del tratamiento, el diagnóstico de una laguna que no funciona bien, la determinación de la magnitud de infiltración y las conexiones legales e ilegales al alcantarillado, y un cálculo aproximado de cuando el sistema de lagunas llegará a su capacidad de carga (El Paraíso, Honduras).

**Fotos 5-8:** Dispositivos de entrada con una simple entrada arriba de la superficie causan zonas muertas en las esquinas y turbulencia por la caída de agua que no promueve flujo de tipo pistón. Como resultado, las lagunas tienen cortos circuitos hidráulicos, lo que disminuye el volumen útil de la laguna y, entonces, su eficiencia de funcionamiento. Se debe diseñar dispositivos múltiples de entrada y salida en lagunas facultativas y dispositivos sencillos con mamparas desviadoras en lagunas de maduración (Foto arriba: Choluteca, Honduras. Foto abajo: Catacamas, Honduras).

La Figura 5-1 y la Foto 5-9 muestran canales abiertos de entrada que descargan al nivel del agua. Este tipo de dispositivo de entrada es preferible porque evita la turbulencia causada por una caída de agua si la entrada está arriba del nivel de superficie de la laguna. También el caudal entrante tiene un choque con la masa de agua dentro de la laguna, lo que promueve el flujo de tipo pistón como se ve en la Foto 5-9.

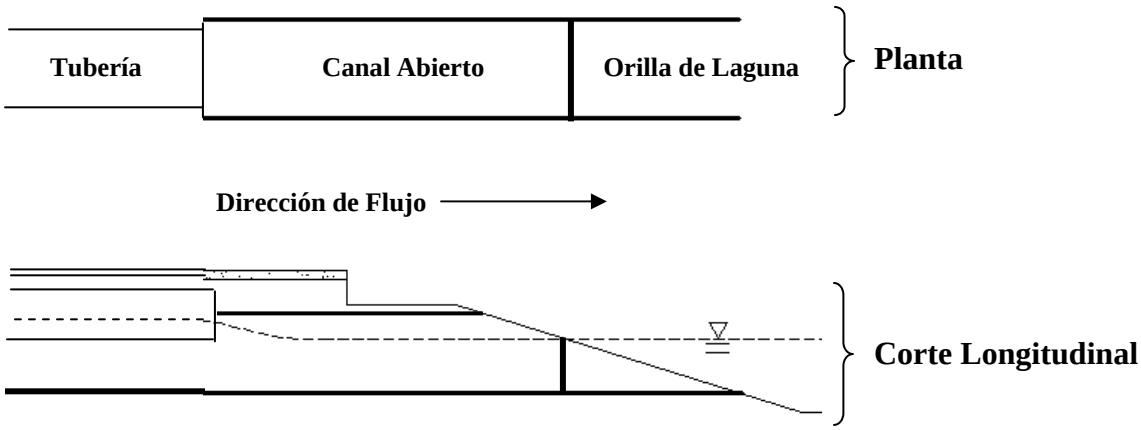



**Figura 5-1:** Las entradas en todas las lagunas deben ser de canales abiertos que descargan al nivel del agua, lo que promueve el flujo de tipo pistón por el choque entre el caudal entrando y la masa de agua en la laguna.

**Foto 5-9:** Un buen ejemplo de una entrada con el canal abierto que entra a la laguna facultativa al nivel del agua. Se ve claramente que la pluma de aguas residuales crudas que entra a la laguna está aproximándose al flujo de tipo pistón (Granada, Nicaragua).

La Figura 5-2 y las Fotos 5-10 presentan ejemplos de dispositivos múltiples de entrada y salida en las lagunas facultativas. No se utiliza mamparas en las lagunas facultativas porque se necesita distribuir el afluente para aprovechar la máxima insolación solar que sea posible para la producción de oxígeno a través de fotosíntesis. También las entradas y salidas múltiples en las lagunas primarias promueven la distribución uniforme de lodos depositados al fondo de la laguna (Franci, 1999; Nelson, *et al*., 2004).

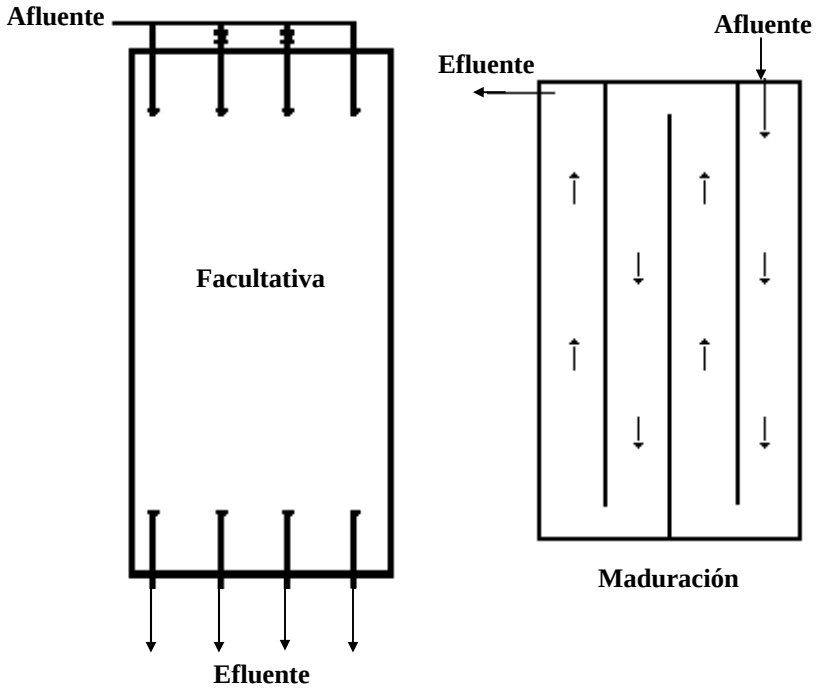
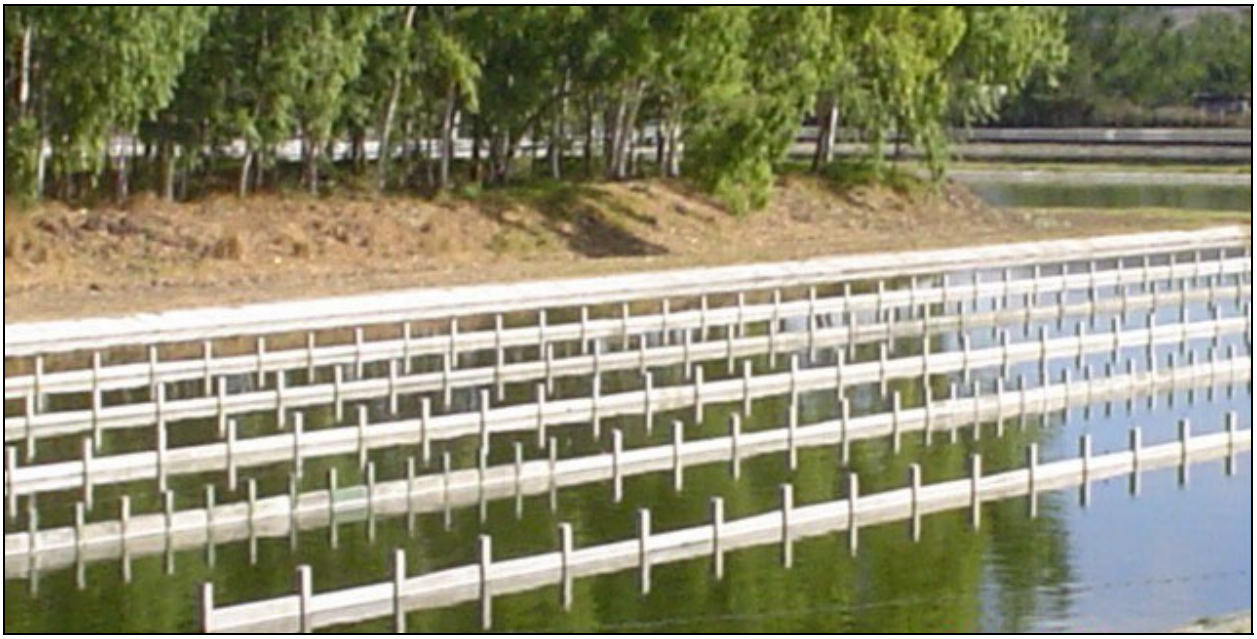



**Figura 5-2:** Las lagunas facultativas deben utilizar entradas y salidas múltiples para aproximarse al flujo de tipo pistón. Las facultativas requieren el aprovechamiento del área total para recibir la máxima insolación solar para fotosíntesis. También las entradas y salidas múltiples promueven la distribución uniforme de lodos depositados en el fondo. En contraste, las lagunas de maduración deben utilizar una sola entrada y salida con mamparas desviadoras para maximizar todavía el régimen hidráulico del flujo de tipo pistón.

La Figura 5-2 y las Fotos 5-11 presentan ejemplos de una sola entrada y salida con mamparas desviadoras en las lagunas de maduración; porque las lagunas de maduración no tienen los problemas de producción de oxígeno por fotosíntesis para satisfacer la carga orgánica superficial, o la alta acumulación de lodos en el fondo, se utiliza las mamparas para maximizar el régimen hidráulico del flujo de tipo pistón. Investigaciones han demostrado que la instalación de mamparas desviadoras aproxima, lo más posible, el flujo de tipo pistón y mejora los procesos de tratamiento (Mangelson y Watters, 1972; Shilton y Harrison, 2003). En el diseño se necesita solamente una simple entrada y salida. Se puede utilizar algo tan sencillo como una cerca alambrada cubierta con láminas de plástico para las mamparas desviadoras.

**Fotos 5-10:** Se utiliza entradas (foto de arriba) y salidas (foto de abajo) múltiples en las lagunas facultativas para aproximarse al flujo de tipo pistón. No debe utilizarse mamparas desviadoras en las facultativas porque ellas requieren el aprovechamiento máximo del área para recibir la insolación solar; también los dispositivos múltiples promueven la distribución uniforme de lodos depositados (Chinendega, Nicaragua).



**Fotos 5-11:** Ejemplos de lagunas de maduración que utilizan solamente una simple entrada y salida con mamparas desviadoras para aproximar el régimen hidráulico de flujo de tipo pistón. Las lagunas de maduración deben tener una relación de largo/ancho mínima de 50 a 1. En la foto de arriba (Estelí, Nicaragua) los canales longitudinales dan una relación largo/ancho ≈ 100/1. La foto de abajo (Roatán, Honduras) muestra mamparas transversales, las cuales minimizan mejor los efectos del viento (Foto de arriba cortesía de Ing. Italo Gandini. Foto de abajo cortesía de Ing. Bruce Henry).

## 5.7 Estructuras Hidráulicas

Todas las estructuras hidráulicas deben ser diseñadas y construidas en una forma simple, evitando la utilización de válvulas y otros mecanismos que se deterioran con el tiempo por corrosión y falta de uso (Yánez, 1992). También las estructuras como compuertas y vertederos deben ser fácilmente ajustables por el operador para poder controlar los procesos de funcionamiento en el sistema de lagunas.

### *5.7.1 Dispositivos de Repartición*

La repartición de caudales es un factor clave en la operación de lagunas. Los resultados del proyecto de monitoreo de lagunas en Honduras mostraron que, como el caso de Villanueva, la mala división del caudal entre lagunas en paralelo puede causar que una laguna esté sobrecargada. También la repartición del caudal entre entradas múltiples es un factor clave para que la laguna no reciba la mayoría de la carga—hidráulica y orgánica—en solamente un lado de la laguna.

Todas las baterías de las lagunas en paralelo deben tener repartidores de caudales ajustables en canales abiertos, preferiblemente con canaletas Parshall prefabricadas, después de cada repartidor para poder medir el caudal exacto de la repartición. También todas las lagunas facultativas con entradas múltiples deben contar con repartidores de caudales en canales abiertos; es preferible que el repartidor para entradas múltiples sea ajustable también para que el operador pueda hacer cualquier ajuste fino de la repartición. Las Fotos 5-12 y 5-13 presentan ejemplos de dispositivos de repartición.

### *5.7.2 Entradas y Salidas*

Cada entrada y salida debe contar con canales abiertos para facilitar el mantenimiento; el agua en el canal de entrada debe estar al mismo nivel del agua en la laguna para prohibir turbulencia y promover el flujo de tipo pistón. Cada salida debe contar con una compuerta de fondo ajustable seguida por un vertedero rectangular ajustable con compuertas. La compuerta de fondo sirve para prevenir la salida de nata flotante, y para poder controlar la profundidad de la descarga. Muchas veces la concentración de sólidos suspendidos en forma de algas es menor abajo de la banda de algas (Mara, *et* al., 1992). Esto porque la banda de algas puede existir hasta 60 cm de profundidad, se puede obtener la mejor calidad del efluente en poder descargar abajo este nivel. Finalmente, cada salida debe tener un vertedero ajustable con compuertas para poder controlar el nivel del agua en la laguna.

El vertedero rectangular de la salida se puede diseñar usando la siguiente ecuación (Mara, *et al,* 1992):

$$q = 0.0567h^{3/2} \qquad (5\text{-}3)$$

Donde $q$ = el caudal por metro de ancho de vertedero, L/s-m
$h$ = cabeza hidráulica aguas arriba del vertedero, mm

Las Figuras 5-3 y 5-4 muestran ejemplos de diseños de entradas, interconexiones, y salidas con compuertas de fondo y vertederos ajustables. Las Fotos 5-14 muestran los problemas que se encuentran en la operación de las lagunas cuando no existen vertederos ajustables.

**Fotos 5-12:** Ejemplos de dispositivos para la repartición de caudales entre baterías de lagunas facultativas en paralelo. En la foto de arriba (Masaya, Nicaragua), se utiliza un tabique divisorio ajustable, y en la foto de abajo (Granada, Nicaragua), un tabique divisorio combinado con vertederos triangulares ajustables. Se debe medir los caudales de cada laguna para estar seguro de la repartición.

**Fotos 5-13:** Ejemplos de dispositivos para la repartición de caudales entre entradas múltiples en lagunas facultativas. En la foto de arriba (Masaya, Nicaragua) se utiliza un tabique divisorio ajustable, y en la foto de abajo (Chinendega, Nicaragua) se utiliza una cámara de repartición que no se puede ajustar, en este caso la cámara tiene que ser construida y nivelada con precisión. Se nota que en los dos casos se utilizan canaletas Parshall prefabricadas para medir la repartición precisamente entre lagunas en paralelo. Nótase también el uso de canales abiertas para facilitar el mantenimiento y el control de caudales.

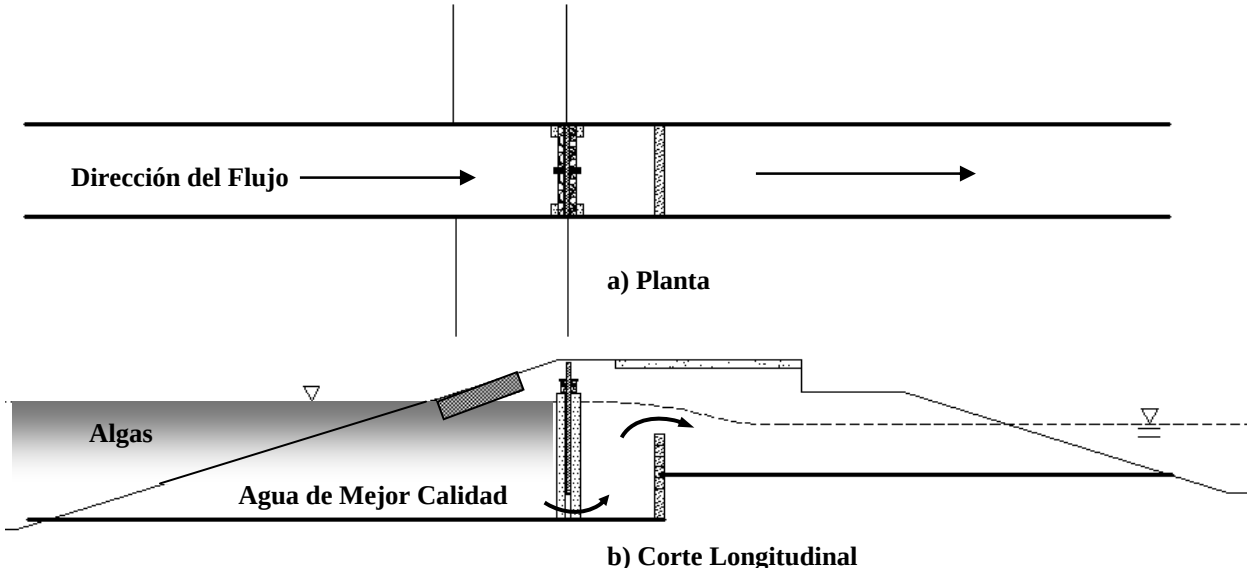



**Figura 5-3:** Cada salida, interconexión y entrada debe contar con canales abiertos para facilitar el mantenimiento; el canal de entrada debe estar al mismo nivel del agua en la laguna para prohibir turbulencia y promover el flujo de tipo pistón. Cada salida debe contar con una compuerta de fondo ajustable que sirve para prevenir la salida de nata flotante y controlar la profundidad de descarga; muchas veces la concentración de sólidos suspendidos es menor abajo de la banda de algas y se puede obtener una mejor calidad del efluente. Finalmente, cada salida debe tener un vertedero ajustable con compuertas para controlar el nivel del agua en la laguna.

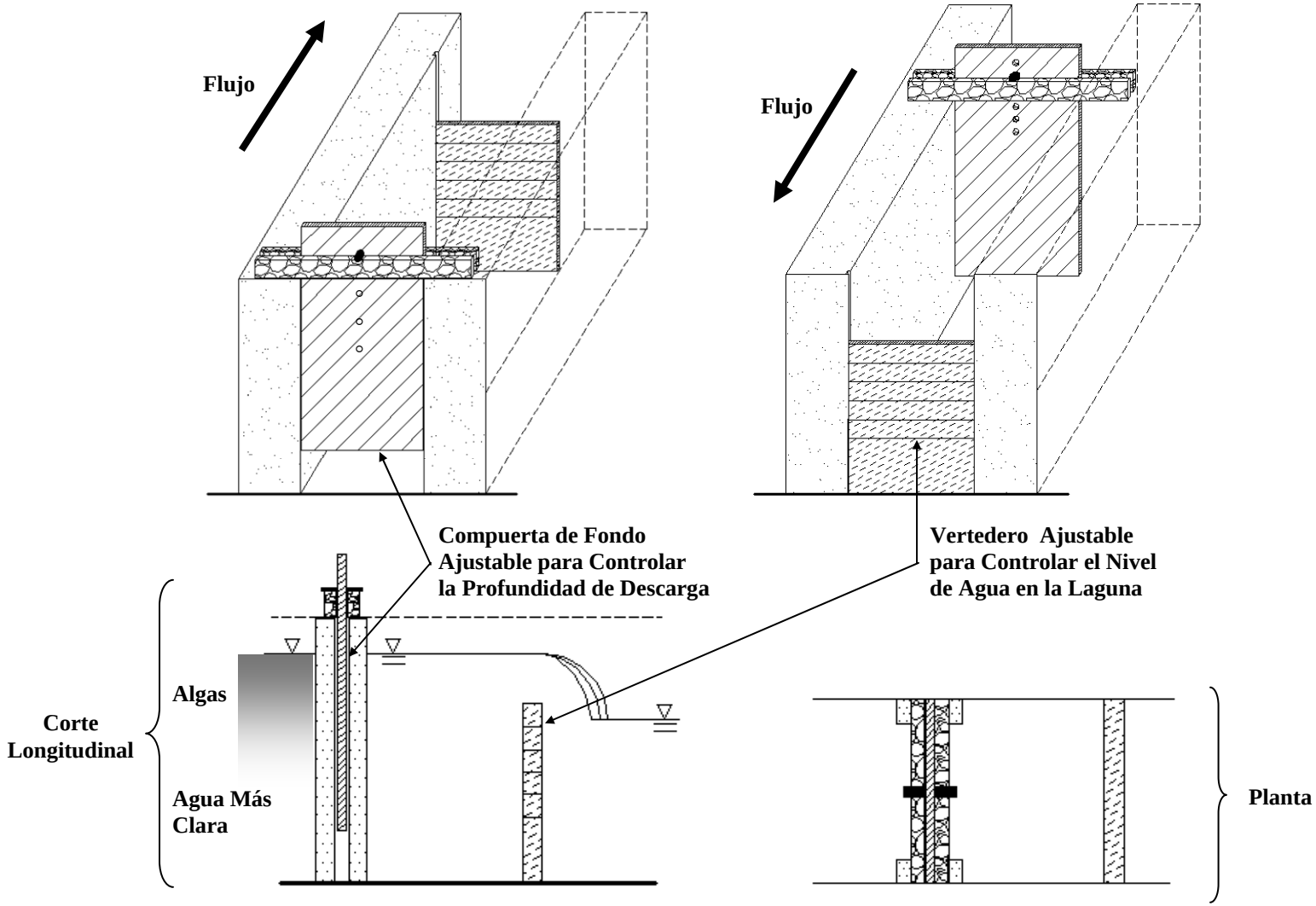



**Figura 5-4:** Los detalles del diseño físico de i) una compuerta de fondo ajustable para optimizar la calidad del efluente en términos de sólidos suspendidos causados por la banda de algas en la laguna; y ii) un vertedero rectangular ajustable para controlar el nivel de agua en la laguna. El vertedero ajustable utiliza una serie de compuertas de altura corta.

**Fotos 5-14:** Un ejemplo del mal diseño de los dispositivos de salida, especialmente el vertedero de la salida, en una laguna de maduración. El nivel del agua está casi desbordando el revestimiento de la laguna, y la mampara desviadora está sumergida. Como resultado, existe un corto circuito hidráulico fuerte que permite al afluente estar dirigido directamente por la salida, lo que niega el volumen entero de la laguna. El vertedero es hecho de concreto y no es ajustable, y está ubicado dentro de una caja de concreto con una tapadera pesada hecha de concreto. El operador no pudo ajustar el nivel de la laguna para poder controlar lo que estaba pasando. Las salidas deben contar con compuertas de fondo ajustables, vertederos ajustables y canales abiertos para la operación y el mantenimiento (Choloma, Honduras).

### *5.7.3 Dispositivos de Descarga Final*

Algunos detergentes y otros agentes de actividad superficial, los que se llaman tensoactivos, que están en las aguas residuales no son biodegradables. Como resultado, si la descarga final está arriba del cuerpo receptor, se puede formar espuma por la turbulencia de la descarga como se ve en las Fotos 5-15. Mientras la espuma no es un problema serio desde el punto de vista de la contaminación, es un problema visual y estético, y el público puede pensar que la instalación no está funcionando bien y está contaminando el cuerpo receptor. Además, si se quiere utilizar el efluente para riego, la producción de espuma tiene que ser controlada.

La manera más apropiada de controlar la producción de espuma en descargas finales es a través del uso de dispositivos que descargan abajo del nivel del agua como se presenta en la Figura 5-5 abajo.

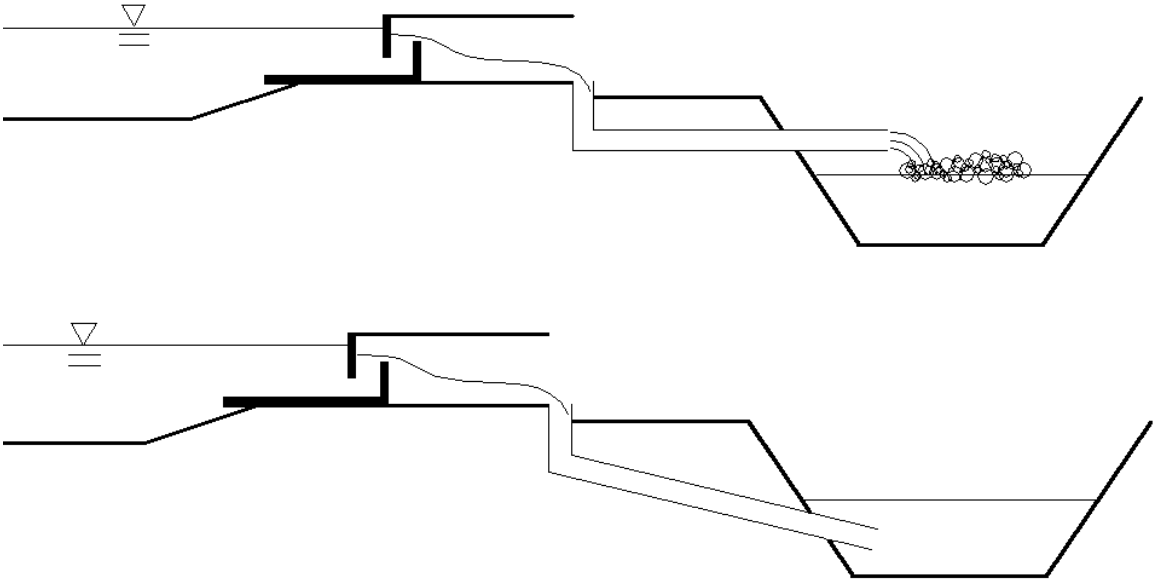
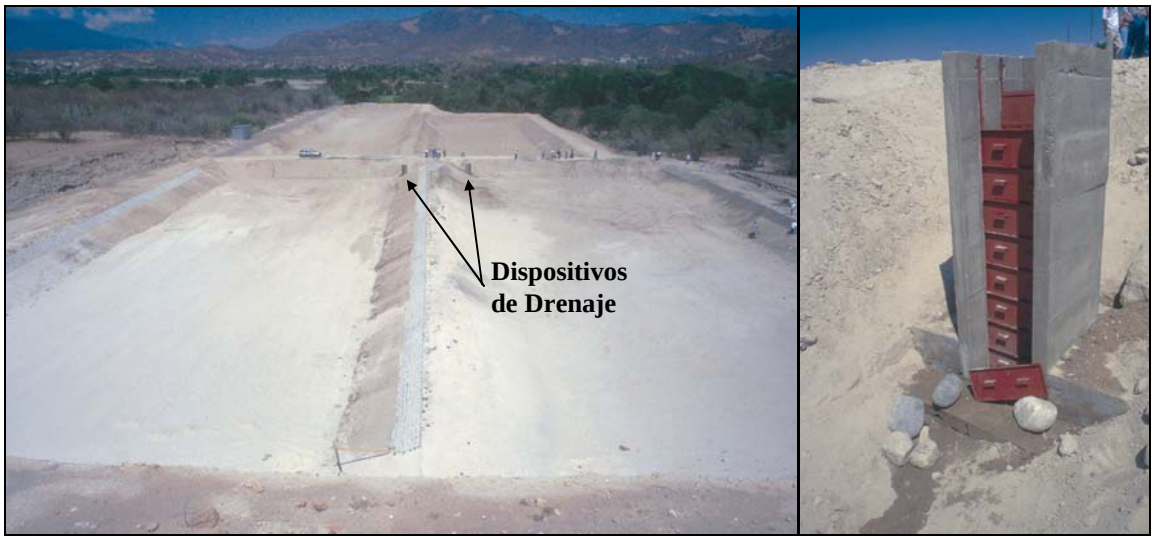


**Figura 5-5:** Un problema con la descarga del efluente final arriba del nivel de agua en el cuerpo receptor es la producción de espuma causada por detergentes y otros tensoactivos no biodegradables en las aguas residuales (Véase las Fotos 5-15). La manera más eficaz de controlar la espuma es el uso de dispositivos de descarga final abajo del nivel del agua en el cuerpo receptor.

**Fotos 5-15:** Un ejemplo de la espuma que puede ser formada por la turbulencia cuando la descarga final está arriba del nivel del agua en el cuerpo receptor. La espuma es causada por los detergentes y otros tensoactivos no biodegradables en las aguas residuales. La manera de controlar la producción de espuma es utilizar dispositivos de descarga abajo del nivel del agua como se presenta en la Figura 5-5 (Villanueva, Honduras)**.**

### *5.7.4 Dispositivos de Drenaje en Lagunas Facultativas*

Las Fotos 5-16 muestran un ejemplo de dispositivos de drenaje instalados en una batería de las lagunas facultativas en paralelo. Los dispositivos utilizan compuertas para bajar el nivel del agua poco a poco, y están conectados por tubería a la laguna de maduración siguiendo la batería de las lagunas facultativas. Los dispositivos de drenaje deben estar ubicados al lado de la descarga de las lagunas facultativas para que los lodos sedimentados no suban en la descarga durante el drenaje.




**Fotos 5-16:** Un ejemplo de dispositivos de drenaje instalados en el lado de descarga de una batería de las lagunas facultativas. Los dispositivos tienen compuertas lo que permite el gradual drenaje cuando es necesario para remover lodos acumulados (Estanzuela, Guatemala).

### *5.7.5 Vertederos de Demasías y Canales de Desvío y Escurrimiento*

Todos los sistemas deben contar con vertederos de demasías y canales de desvío para poder desviar un caudal excesivo durante tormentas para proteger la instalación. Los vertederos de demasías son estructuras localizadas a la entrada del sistema de lagunas con el objetivo de proteger el sistema contra la introducción de sobrecargas hidráulicas por aguas pluviales. Los vertederos permiten el desvío de las aguas residuales en eventos de alta pluviosidad. Debido a la infiltración e influjo de aguas pluviales al alcantarillado sanitario, los colectores conducen aguas combinadas con gran cantidad de sedimentos producidos del escurrimiento superficial (INAA, 1996). De no desviar estas aguas, se pueden destruir los procesos biológicos y desbordar las estructuras de las entradas; además se acelera el proceso de llenado de las lagunas con materia inorgánica (sólidos arenosos), con el consecuente costo adicional por la remoción más frecuente de lodos del fondo. Por ejemplo, una laguna facultativa en Nicaragua se llenó con sólidos arenosos en dos años por no desviar las aguas pluviales (INAA, 1997).

El diseño más sencillo de vertederos de demasías utiliza una compuerta sencilla en la entrada al sistema de lagunas que descarga a una canaleta de desvío. Si es posible, se puede combinar un canal de desvío de escurrimiento (Véase las Fotos 5-3) con el canal de desvío de caudales. Las Fotos 5-17 muestran ejemplos de vertederos de demasías y canales de desvío.

**Fotos 5-17:** Ejemplos de vertederos de demasías y canales de desvío para proteger el sistema de lagunas de sobrecargas durante tormentas. El vertedero a la izquierda es ajustable y el operador puede ajustarlo cuando sea necesario. Cuando el nivel del agua sube durante un caudal excesivo, un porcentaje del caudal es descargado al canal de desvío (Foto izquierda: Granada, Nicaragua. Foto derecha: Danlí, Honduras).

## 5.8 Terraplén y los Taludes

### *5.8.1 Taludes Interiores*

En la Figura 5-6 se muestra el diseño recomendado para el talud interior de una laguna. Se recomienda una relación de horizontal/vertical de 3/1, usando un revestimiento de concreto en la orilla; se puede cambiar esta relación si las investigaciones geotécnicas y de mecánica de suelos lo justifican. El borde libre del revestimiento debe cubrir, con un factor de seguridad, los niveles del agua encontrados en la operación de la laguna durante las épocas secas y lluviosas; generalmente el borde libre mínimo varía entre 0.5—1.0 m (Mendonça, 2000). Se puede calcular el borde libre por medio de la siguiente ecuación (Oswald, 1975):

$$F = (\log A_{med})^{1/2} - 1 \qquad (5\text{-}4)$$

Donde $F$ = borde libre, m
$A_{med}$ = área del nivel medio de la laguna, $m^2$

El revestimiento interior tiene dos propósitos importantes: i) la protección del talud de erosión causada por olas cuando hay vientos fuertes; y ii) evitar el crecimiento de plantas acuáticas en la orilla. Las Fotos 5-18 muestran los problemas con plantas acuáticas cuando no hay revestimiento adecuado. Las Fotos 5-19 muestran buenos ejemplos de lagunas con revestimiento adecuado con suficiente borde libre.

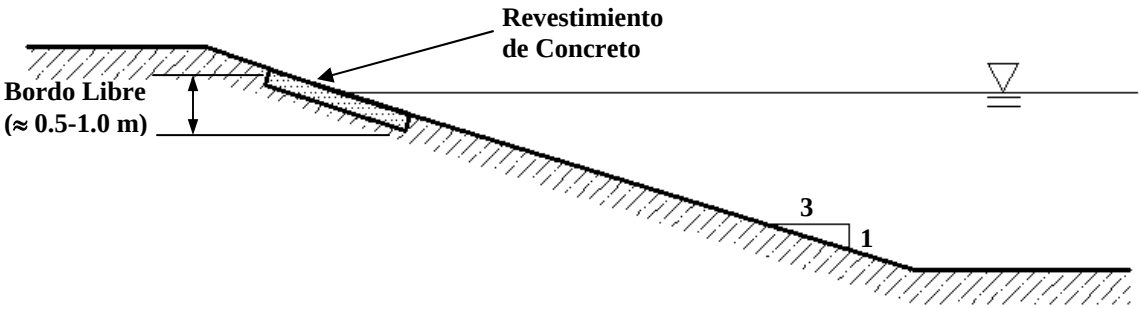



**Figura 5-6:** El diseño del talud interior debe incluir un revestimiento de concreto en la orilla para evitar el crecimiento de plantas acuáticas y erosión por la acción de olas. El borde libre del revestimiento debe cubrir los niveles de agua encontrados en la operación durante la época seca y lluviosa. Típicamente el talud interior tiene una relación de 3/1 (horizontal/vertical).

**Fotos 5-18:** En la foto de arriba (Tela, Honduras) la laguna facultativa tiene problemas con el crecimiento de hierbas acuáticas en la orilla por falta de un revestimiento. En la foto de abajo (Catacamas, Honduras) la deficiente construcción del revestimiento (nótese las curvas de nivel) con insuficiente borde libre no previene el crecimiento de las plantas acuáticas en la orilla.

**Fotos 5-19:** Ejemplos de revestimientos bien construidos. La foto de arriba (Catacamas, Honduras) es el nuevo revestimiento construido para la laguna con el mal revestimiento mostrado en la foto anterior después de una rehabilitación. La foto de abajo muestra un revestimiento bien construido para una laguna de maduración (Catacamas, Honduras).

### *5.8.2 Taludes Exteriores*

Los taludes exteriores, como se mencionó anteriormente, deben estar diseñados con una relación basada en la investigación geotécnica y la mecánica de suelos. Normalmente, la relación sería entre 1.5/1 hasta 2/1 (horizontal/vertical).

### *5.8.3 Terraplén y Rampas de Acceso*

Se debe construir la corona del terraplén con una dimensión suficiente para permitir el acceso de camiones y maquinaria para mantenimiento. También cada laguna facultativa en un sistema de lagunas debe incluir rampas para el acceso de maquinaria (cargadores frontales y volquetas) hasta el fondo de las lagunas para permitir la remoción de lodos como se muestra en la Figura 5-7 y las Fotos 5-20. Las rampas de acceso tienen que ser pavimentadas con concreto para que la maquinaria tenga tracción para bajar y subir. Se abordará la remoción de lodos en la Sección 7.

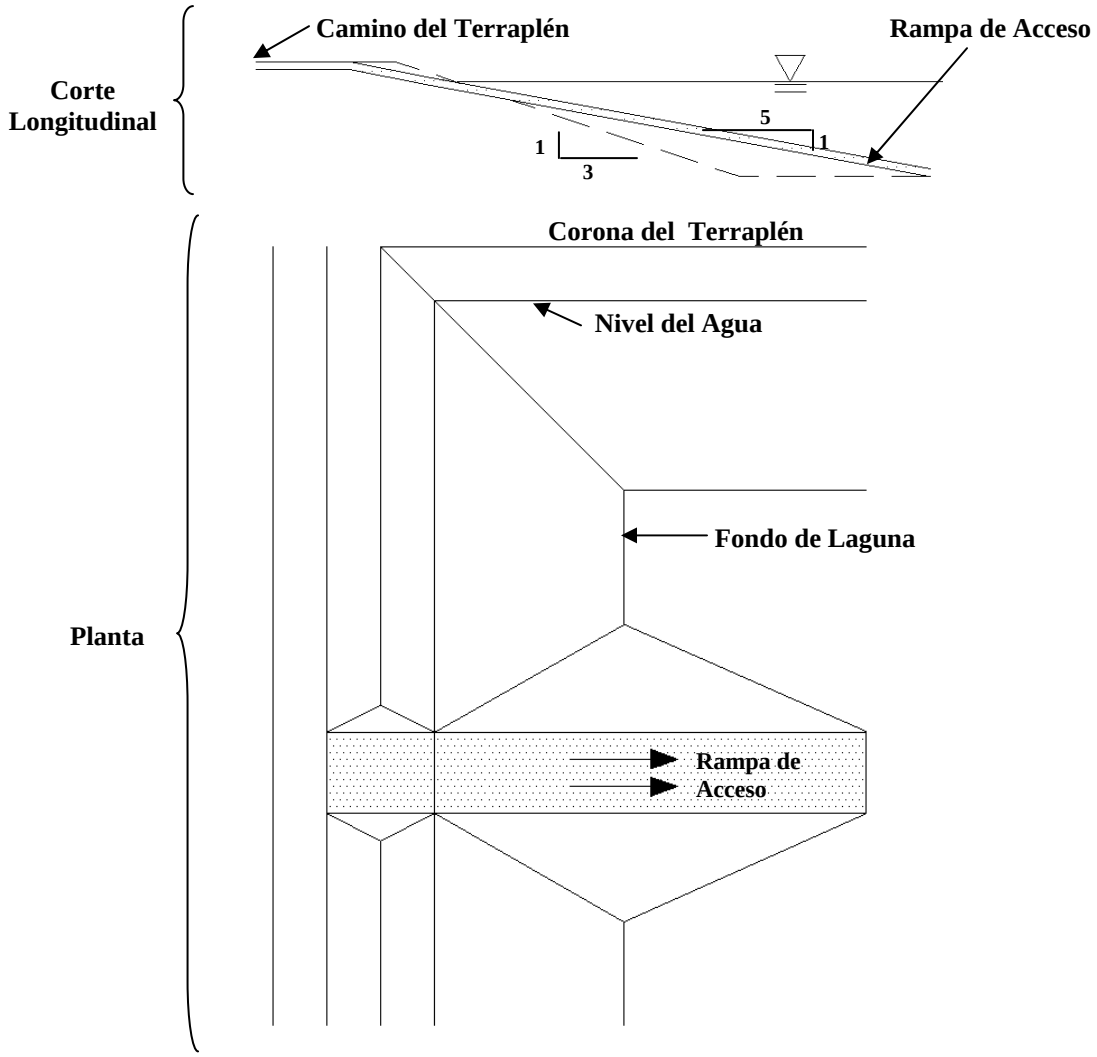



**Figura 5-7:** Cada laguna primaria debe incluir rampas de acceso hasta al fondo para maquinaria como cargadores frontales y volquetas para permitir la remoción de lodos. Las rampas tienen que ser pavimentadas para que la maquinaria tenga tracción sin dañar la impermeabilización y taludes de la laguna.

**Fotos 5-20:** Ejemplos de rampas de acceso en las lagunas primarias para la remoción de lodos. (Foto de arriba: laguna facultativa de Santa Cruz de Yojoa, Honduras; Foto de abajo: Laguna anaeróbica de Danlí, Honduras).

## 5.8 Cercos

El área que comprende el sistema de lagunas debe ser cercada, preferiblemente con alambre de púas, para impedir la entrada de animales y de personas no autorizadas. Las Fotos 5-21 muestran el problema que puede ocurrir con la entrada de animales si el sistema de lagunas no tiene un cerco de seguridad.

## 5.9 Caseta de Operación

Cada sistema de lagunas requiere una caseta de operación como se ve en las Fotos 5-22. El propósito de la caseta es: 1) el almacenaje de herramientas, implementos, y equipo básico de laboratorio para operar las lagunas; 2) proveer un baño con ducha y vestidores; y 3) proveer un botiquín de primeros auxilios en caso de una emergencia. La casa debe tener una fuente de agua potable, un teléfono y preferiblemente una fuente de electricidad para tener luces en la noche. La caseta también puede ser utilizada por el vigilante que está encargado de la vigilancia de la instalación.

**Fotos 5-21:** El área que comprende la instalación de lagunas debe estar cercado, preferiblemente con alambre de púas, para prevenir la entrada de animales, que pueden dañar los taludes y servir como focos infecciosos, y la de personas no autorizadas (Foto de arriba: Tela, Honduras; Foto de abajo: Choloma, Honduras).

**Fotos 5-22**: Cada sistema de lagunas requiere una caseta de operación para: 1) el almacenaje de herramientas y equipo básico de laboratorio; 2) proveer un baño con ducha y vestidores; 3) proveer un botiquín de primeros auxilios para emergencias; y 4) proveer un lugar de trabajo para el vigilante. En la foto de arriba (Choloma, Honduras) la instalación está bien cercada con puerta y la caseta de operación tiene electricidad. En la foto de abajo (Danlí, Honduras) el operador/vigilante vive en la caseta.

## Sección 6: Operación y Mantenimiento

### 6.1 Introducción

La operación y mantenimiento de rutina de lagunas de estabilización son decisivos para el buen funcionamiento del sistema. Aunque la principal ventaja de tratamiento de aguas residuales con lagunas es su simplicidad operativa, eso no quiere decir que su operación y mantenimiento no son necesarios. En verdad un gran número de instalaciones de lagunas en Latinoamérica ha fracasado por fallas en las tareas de operación y mantenimiento (Yánez, 1992; INAA, 1996). Este problema no es exclusivo de las lagunas: hay muchos problemas también en otros tipos de sistemas para el tratamiento de aguas residuales. Cualquier tecnología, desde la más complicada hasta la más sencilla, fracasará sin operación y mantenimiento adecuados. Debido a que las lagunas requieren menos esfuerzos operativos que otras tecnologías, la tarea clave es planificar bien los esfuerzos mínimos requeridos para que la instalación tenga éxito a largo plazo.

Para evitar un fracaso en la operación y mantenimiento adecuado de cualquier sistema de lagunas se requiere, por lo mínimo: personal de tiempo completo, personal calificado en los factores básicos de operación y mantenimiento; programas de monitoreo para operar la laguna y evaluar su eficiencia; y un plan adecuado para la remoción, tratamiento y disposición final de lodos cada cinco a diez años. El factor clave que puede tener un efecto decidido en dar más énfasis a operación y mantenimiento es el desarrollo y utilización de un manual de operación y mantenimiento para cada instalación.

### 6.2 Manual de Operación y Mantenimiento

Un manual de operación y mantenimiento debe contener información que sirva para el cumplimiento de los siguientes objetivos (Yánez, 1992; INAA, 1996):

1. Uniformización de los procedimientos de operación y mantenimiento.

2. Procedimientos para la operación básica y la operación requerida para controlar el funcionamiento de la instalación.

3. Procedimientos de operación en condiciones de puesta en operación inicial y en condiciones de limpieza de lodos.

4. Procedimientos del mantenimiento rutinario.

5. Medidas higiénicas para operadores.

6. El número y tipo de personal de tiempo completo y tiempo parcial, incluyendo requisitos de capacitación, requerido en la instalación.

7. Procedimientos para detectar y analizar problemas operativos en el funcionamiento de las lagunas y solucionarlos.

En las siguientes secciones se discuten los aspectos más importantes que se deben incluir en el manual.

## 6.3 Operación Básica

### *6.3.1 Puesta en Marcha de una Laguna*

El arranque de las lagunas facultativas puede presentar problemas debido a que las poblaciones de microorganismos responsables del tratamiento toman tiempo para desarrollarse. Teniendo esto en cuenta, se pueden tomar algunas precauciones muy sencillas para evitar complicaciones durante la puesta en marcha de las lagunas facultativas y de maduración:

1. Si el sistema de lagunas se ha diseñado para una población superior a la actual, se debe poner en marcha únicamente una parte del mismo. Generalmente el proyecto establece las lagunas que han de intervenir en el tratamiento en las distintas fases (MOPT, 1991).

2. Si es posible, las lagunas deben llenarse inicialmente con agua del cuerpo receptor o de otra fuente de agua limpia. Esto con el objetivo de evitar que se generen condiciones sépticas de las aguas residuales si se llenara solamente con agua residual doméstica, y permitir el desarrollo de las poblaciones de microorganismos debido al tiempo de llenado de una laguna facultativa. En el caso de que una fuente de agua limpia no exista, las lagunas facultativas y de maduración deben llenarse con las aguas residuales una vez y deben dejarse sin cargar y descargar de 20 a 30 días (manteniendo pérdidas de agua por evaporación e infiltración con una capa de las aguas residuales); esto también con el objetivo de permitir el desarrollo de las poblaciones de microorganismos (Arthur, 1983; Mara, *et al.*, 1992).

3. Una vez construidas, las lagunas deben llenarse con agua lo más pronto posible, para evitar que se agrieten debido a las lluvias o que crezcan malezas en el fondo. Debe eliminarse toda la vegetación del fondo y taludes antes de empezar el llenado (MOPT, 1991).

### *6.3.2 Medición de Caudales*

La medida del caudal tiene una importancia decisiva para evaluar el funcionamiento de las lagunas. Es fundamental tener un registro de los caudales para determinar las cargas orgánicas e hidráulicas, el tiempo de retención hidráulica, y como resultado, la eficiencia del sistema de tratamiento y su capacidad. El operador debe registrar los caudales diariamente para tener una historia de los caudales para poder anticipar problemas. (Como se abordó en el capítulo sobre el estudio de caso en Honduras, había una falla significativa en todas las instalaciones monitoreadas en el proyecto de monitoreo por falta de medición de caudales).

Durante las épocas de lluvias y secas se debe realizar una medición de caudales más intensiva para obtener mejores datos del comportamiento hidráulico. La lectura del caudal se debe realizar en períodos de 2 horas durante 3 días consecutivos; luego se puede obtener el caudal promedio de ese período de muestreo. Se prefiere que esta actividad incluya sábado y domingo para conocer el comportamiento de los caudales y el aporte en fines de semana (INAA, 1996). Es importantísimo comparar la diferencia entre las épocas para conocer bien la infiltración del agua pluvial que puede dañar el proceso biológico de las lagunas.

El tipo de medidor de caudal recomendado es la canaleta Parshall prefabricada. Como se abordó en el capítulo de monitoreo de las lagunas en Honduras, ninguna canaleta Parshall construida de concreto que existe en Honduras sirve como resultado de los problemas de supervisión de construcción y calibración. La única opción para resolver este problema, y una solución menos

costosa también, es el uso de canaletas Parshall prefabricadas. En Nicaragua, por ejemplo, se utiliza canaletas Parshall prefabricadas de fibra de vidrio, que tienen un gráfico de calibración, en todos los sistemas de lagunas, no solamente en la entrada, sino en las particiones entre lagunas en paralelo y en las salidas finales (INAA, 1996).

### *6.3.3 Control de Niveles del Agua*

Cada sistema de lagunas está diseñado para tener un nivel fijo de agua. Es la responsabilidad del operador en mantener este nivel o la laguna no funcionará como debería funcionar. Si el operador no puede mantener el nivel del agua del diseño con vertederos ajustables, la laguna tiene que ser evaluada para determinar la causa del problema.

### *6.3.4 Vertederos de Demasías*

Para proteger el sistema de lagunas contra la introducción de sobrecargas hidráulicas por infiltración de aguas pluviales, el operador debe desviar el sistema cuando los caudales llegan al nivel de sobrecarga. Se determina este nivel a través de investigaciones que utilizan los datos de los caudales del registro y los resultados de los análisis de laboratorio de las cargas de sólidos arenosos durante épocas lluviosas.

Con presencia de lluvias que incrementan el caudal hasta el nivel de sobrecarga, el operador, a través del sistema de compuertas, debe desviar el flujo hacia la obra de descarga de emergencia fuera del sistema. Una vez que el flujo se normalice, el operador debe realizar la operación a la inversa, abriendo la entrada hacia las lagunas y cerrando el desvío de emergencia. Esta operación requiere una mayor presencia y vigilancia del operador durante el período lluvioso, y por lo tanto, se debe programar el trabajo para los operadores con 2 turnos de 12 horas en la época lluviosa (INAA, 1996).

### *6.3.5 Ajustamiento del Nivel de Descarga con la Compuerta de Fondo de Salidas*

Es responsabilidad del operador ajustar el nivel de descarga de cada laguna para obtener un efluente de mejor calidad. El nivel puede cambiar semanalmente o mensualmente, dependiendo de la producción y concentración de algas en cada laguna. El operador, o el técnico del laboratorio, tienen que sacar muestras con profundidad del efluente y medir la concentración de sólidos suspendidos o de algas; con estos datos se puede determinar la profundidad óptima para ajustar la compuerta de fondo.

### *6.3.6 Detecciones Sensoriales: Olores y Colores*

Las detecciones de malos olores y colores son muy importantes para conocer el grado de funcionamiento de las lagunas. El operador debe estar pendiente de los olores y los colores que sean extraños a los que deben existir normalmente en las lagunas.

Las lagunas facultativas y de maduración no deben tener olores fuertes si están funcionando bien. El color del agua residual en la entrada de una laguna facultativa normalmente debe ser gris; el color de las aguas a la salida de las lagunas facultativas y de maduración es verde brilla por la concentración de algas presentes.

### *6.3.7 Medición de la Profundidad de Lodos*

La única forma de verificar los cálculos de acumulación de lodos es efectuar mediciones en las lagunas primarias (facultativas o anaeróbicas) con una frecuencia de una vez por año. Se mide la acumulación de lodos al sumergir un palo suficiente largo para la profundidad de la laguna; sería

2.5m para una laguna facultativa. El palo debe tener un extremo revestido con tela blanca absorbente. Éste se introduce en la laguna cuidando que permanezca en posición vertical, hasta que alcance el fondo; entonces se retira y se mide la altura manchada con lodos, que queda fácilmente retenido en la tela (Mara, *et al.*, 1992). Se debe efectuar cuadrículas con una lancha en la superficie de la laguna para poder estimar la profundidad media y el volumen de lodos. Con los datos obtenidos se puede determinar la tasa de acumulación de los lodos y el volumen de lodos en la laguna. Antes que la profundidad de los lodos llegue a 0.5m, y preferiblemente 0.3m, y antes de que se ocupen 25% del volumen de la laguna, se debe planificar una limpieza durante la próxima época seca. En la Sección 7 se aborda en detalle la remoción de lodos.

## 6.4 Mantenimiento Rutinario

El mantenimiento rutinario de la instalación de las lagunas debe ser el objetivo fundamental del operador. Si el mantenimiento no se realiza diariamente, en poco tiempo la planta se deteriorará, con consecuencias funestas para el proyecto. El operador, por tanto, debe ser consciente de que su trabajo es muy importante para el funcionamiento adecuado del sistema.

### *6.4.1 Rejillas*

Las limpiezas de las rejillas se deben ejecutar diariamente con el uso de rastrillos manuales (Véase las Fotos 6-1). El material retirado debe ser enterrado para evitar problemas de malos olores y la atracción de vectores como insectos y animales como roedores. El material debe ser recubierto con una capa de tierra de 0.1 a 0.3m de espesor (INAA, 1996). Se aconseja excavar un lugar para enterrar dicho material poco a poco, cubriéndolo diariamente con cal o tierra.

### *6.4.2 Desarenadores*

El mantenimiento del desarenador consiste en agitar el material sedimentado dos veces al día, una vez en la mañana y otra en la tarde; el propósito de la agitación es liberar la materia orgánica atrapada por los sólidos arenosos (INAA, 1996). La agitación se debe hacer unas dos veces por semana o con una frecuencia mayor sí el volumen acumulado de sólidos arenosos lo demanda, se debe cerrar la cámara en operación y drenarla, y después el material arenoso debe ser removido y enterrado sanitariamente (Véase las Fotos 6-1). El material puede ser enterrado en la misma excavación utilizada para enterrar el material de la rejilla.

A menudo se nota que en la mayoría de los sistemas que cuentan con desarenadores, los operadores no están operando correctamente el desarenador, como se ve en las Fotos 6-2. Parte del problema es el mal diseño o mala construcción del desarenador (véase las Fotos 5-6 y 5-7), y parte es un problema de capacitación del operador en la operación correcta de desarenadores (véase las Fotos 6-2).

**Fotos 6-1:** La responsabilidad del operador es limpiar la rejilla diariamente y el desarenador cuando sea necesario, típicamente una vez por semana. Sin embargo, es fundamental agitar los sólidos en el desarenador diariamente para que salgan los sólidos orgánicos a la laguna primaria y para que queden los sólidos inorgánicos en el desarenador. Los sólidos gruesos de la rejilla y los sólidos arenosos del desarenador deben ser enterrados y cubiertos (León, Nicaragua).

**Fotos 6-2:** En la mayoría de las instalaciones que cuentan con desarenadores, los operadores no están operando correctamente el desarenador, como se ve en estas fotos. Parte del problema es el mal diseño o mala construcción del desarenador donde no se puede sellar ni drenar las cámaras, y en parte es un problema de capacitación del operador en la operación correcta de desarenadores. En la foto a la izquierda (Trinidad, Honduras), el operador dejó las dos cámaras en operación por falta de una manera de sellar y drenar las cámaras. En la foto a la derecha (Granada, Nicaragua) no existían compuertas para cerrar las cámaras ni una manera de drenarlas.

### *6.4.3 Remoción de Natas y Sólidos Flotantes*

La remoción de natas y sólidos flotantes debe hacerse diariamente o cuando sea necesario para que no se extiendan demasiado sobre el área superficial de las lagunas, donde puede causar problemas de malos olores por su descomposición, y por la formación de lugares adecuados para la cría de insectos como se ve en las Fotos 6-3 y 6-4.

Por lo general, la dirección del viento hace que las natas y sólidos flotantes se acumulen en las esquinas de las lagunas (Véase las Fotos 6-3). El operador necesitará un desnatador y una carretilla para la limpieza de natas; estos desechos deben ser enterrados en el mismo lugar en donde se entierran los sólidos del desarenador y de la rejilla (Véase las Fotos 6-5). También se deben mantener las pantallas de las salidas para que las natas y sólidos flotantes no salgan de la laguna en el efluente (Foto 6-6).

### *6.4.4 Céspedes, Vegetación y Malezas*

El césped no debe llegar hasta el borde del agua para evitar problemas como se ve en las Fotos 6-7. El operador debe mantener una faja limpia de al menos 20cm por encima del borde del agua. La maleza debe ser retirada, sacada al aire y quemada o enterrada (Véase la Foto 6-7). Se debe poner atención especial al surgimiento de jacintos y otras plantas acuáticas, las que deben ser extraídas, secadas y quemadas también.

Un problema especial que puede pasar de vez en cuando es el crecimiento rápido de lemnas; las lemnas pueden llegar a una laguna llevadas por el viento, o traídas por aves o animales, como se ve en la Foto 6-8. La tarea del operador es removerlas tan rápido como sea posible antes de que cubran toda la superficie de la laguna (Foto 6-8). Es posible utilizar patos domésticos, específicamente patos Pekín que comen las lemnas, para ayudar en la limpieza de ellas.

### *6.4.5 Mosquitos, Moscas, Roedores y Otros Animales*

La proliferación de mosquitos, moscas, otros insectos y roedores debe ser nula si se ha cumplido con la tarea de enterrar todo lo relacionado con el material flotante y el material orgánico. Los mosquitos y otros insectos pueden ser controlados manteniendo limpias y sin vegetación los márgenes de las lagunas. En el caso que los mosquitos depositen sus huevos en la orilla encima del revestimiento, se puede bajar el nivel del agua un poquito para que sequen.

Los anfibios y reptiles, principalmente sapos, tortugas, y de vez en cuando cocodrilos, pueden poblar significativamente las lagunas facultativas y de maduración. Los sapos y tortugas normalmente no causan ningún problema (Fotos 6-9 y 6-10). Sin embargo, las tortugas pueden excavar atrás y abajo de los revestimientos (Fotos 6-11). Cuando existen poblaciones significativas de tortugas, el operador debe revisar el revestimiento con rutina y, cuando sea necesario, llenar las excavaciones de tortugas antes de que se dañen el revestimiento.

En Honduras, como ejemplo, hay 4 ó 5 instalaciones que cuentan con cocodrilos en las lagunas de maduración (Foto 6-12). Normalmente ellos no deben causar ningún problema, y de hecho, pueden controlar las poblaciones de tortugas porque realizan una cazaría de ellas.

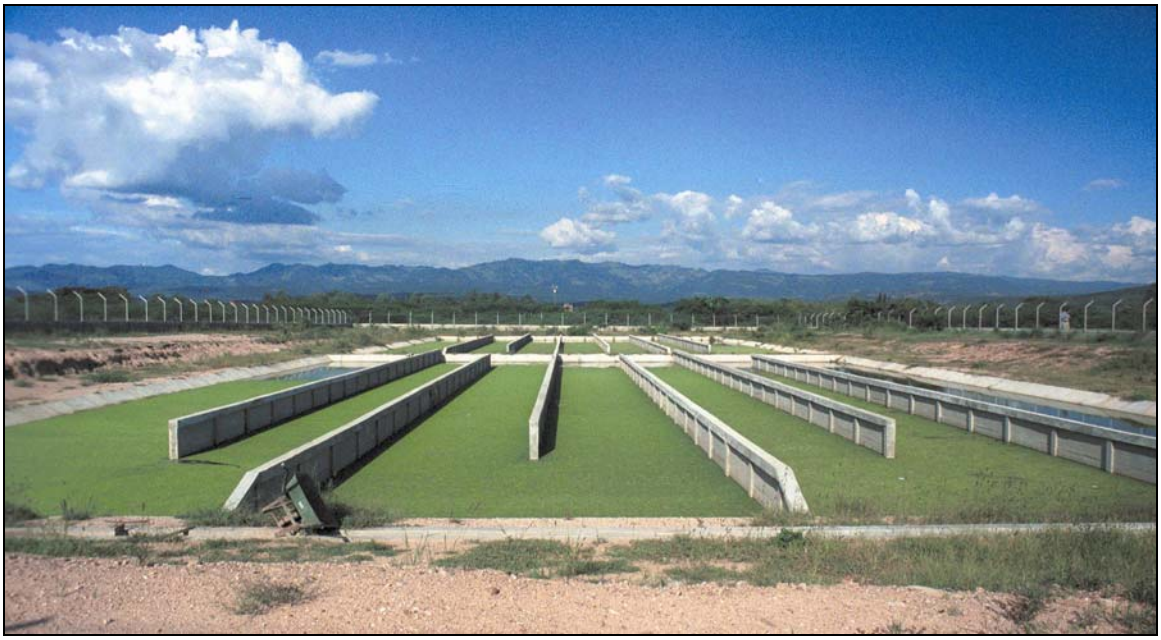
**Fotos 6-3:** Las natas y los sólidos flotantes usualmente se acumulan en las equinas de las lagunas, principalmente llevados por el viento. El operador necesita de un desnatador y una carretilla para la limpieza de dichos sólidos. Si no los saca con frecuencia, las natas causarán malos olores debido a descomposición, y además servirán como un lugar adecuado para la reproducción de insectos. (Arriba: Trinidad, Honduras. Abajo: Villanueva, Honduras)

**Fotos 6-4:** Las natas y sólidos flotantes, si no son removidos, sirven como un foco para la cría de insectos (Arriba: Villanueva, Honduras. Abajo: Guastatoya, Guatemala).

**Fotos 6-5:** Las natas y sólidos flotantes se acumulan en las esquinas de las lagunas, donde el operador puede sacarlos fácilmente con un desnatador y ponerlos en una carretilla. Después, se deben enterrar o cubrirlos con una capa de suelo o cal. En la foto de abajo los operadores ponen las natas recolectadas en un pozo y los cubren con cal para controlar olores. Cuando se llena la excavación se cubre con una capa de suelo (Masaya, Nicaragua).

**Fotos 6-6:** En la foto a la izquierda, la salida de una laguna facultativa diseñada con una compuerta de fondo y un vertedero rectangular no tenía la compuerta y como resultado, los sólidos flotantes estaban saliendo con el efluente y la eficiencia de remoción de $DBO_5$ y coliformes fecales estaba baja (Catacamas, Honduras). La foto a la derecha muestra una pantalla circular utilizada para controlar la salida de natas en el efluente de una laguna facultativa (Chinendega, Nicaragua).

**Fotos 6-7:** En la foto de arriba (Choluteca, Honduras) la laguna facultativa tiene problemas serios con el sobrecrecimiento de la maleza en la corona del terraplén y en la orilla. (Nótese el hombre en el centro de la foto). Es un trabajo fundamental del operador para controlar el crecimiento de la maleza como se ve en la foto de abajo donde una brigada de personal de la Administración Nacional de Acueductos y Alcantarillados (ANDA) de El Salvador corta las malezas en el terraplén de la laguna facultativa (Zaragoza, El Salvador).



**Fotos 6-8:** Un ejemplo de lemna, llevado por el viento o por aves, que ha cubierto la superficie de una laguna facultativa. El operador debe sacar la lemna tan pronto como pueda antes de que se cubra la laguna. Hay ejemplos del uso de patos domésticos—la especie se llama pato Pekín—para limpiar la lemna que ha contaminado las lagunas: los patos comen la lemna (Morocelí, Honduras).

**Foto 6-9:** Se encuentran poblaciones de sapos en varias instalaciones. Ellos normalmente no causan problemas en el buen funcionamiento del sistema (Trinidad, Honduras).

**Fotos 6-10:** Se encuentran poblaciones significativas de tortugas en la mayoría de las lagunas de maduración, y también frecuentemente en las lagunas facultativas (Arriba: Danlí, Honduras; abajo: León, Nicaragua).

**Fotos 6-11:** Las tortugas pueden excavar atrás y abajo del revestimiento para depositar sus huevos. El operador debe monitorear la condición del revestimiento de rutina cuando hay poblaciones altas de tortugas (Danlí, Honduras).

**Foto 6-12:** La presencia de cocodrilos es relativamente común en las lagunas de maduración. Normalmente se encuentra solamente uno que vigila su territorio contra la llegada de más. Los cocodrilos cazan tortugas y, por lo tanto, pueden controlar su población. Sin embargo, uno tan grande como el que se muestra en la foto puede presentar riesgos para los operadores (Tela, Honduras).

### *6.4.6 Taludes*

El operador deberá inspeccionar una vez por semana el estado de los taludes para verificar si ha ocurrido algún asentamiento o erosión. Los daños deben ser reparados con material arcilloso y cubiertos con el césped protector en el talud exterior, y con el revestimiento en el talud interior.

### *6.4.7 Cercos y Caminos*

Como se mencionó en la Sección 5, el predio del sistema de lagunas de estabilización debe estar cercado, preferiblemente con alambre de púas, para impedir la entrada de animales domésticos y de personas no autorizadas. Cuando el estado de los cercos y caminos están en malas condiciones, el operador debe notificar a las personas encargadas de reparar estas obras tan pronto como sea posible.

### *6.4.8 Implementos y Herramientas de Mantenimiento*

El Cuadro 6-1 presenta un listado de equipos y herramientas básicas que se deben tener en la casa del operador (INAA, 1996) (Véase las Fotos 5-22).

## 6.5 Registros de Campo de la Operación Básica y Mantenimiento Rutinario

En el Cuadro 6-2 se muestra un ejemplo de los registros operacionales e informes de campo de la operación básica y mantenimiento rutinario que el operador debe registrar. En el Cuadro 6-3 se presenta de manera general las actividades de operación, mantenimiento y la frecuencia con que se deberán llevar a cabo.

## 6.6 Operación para el Control del Funcionamiento: Monitoreo Analítico

Los objetivos del proceso de lagunas facultativas son: 1) estabilizar la materia orgánica a través de la remoción de DBO; 2) la remoción de sólidos suspendidos en las aguas residuales crudas; y 3) la remoción de patógenos. Los objetivos principales del proceso de lagunas de maduración son: 1) la remoción de patógenos y coliformes fecales; y 2) la continuación de remoción de DBO. Para conseguir estos objetivos, es necesario efectuar una serie de mediciones y determinaciones analíticas, como:

1. La concentración de DBO en el afluente del sistema y en el efluente de cada laguna.

2. La concentración de sólidos suspendidos en el afluente de cada laguna facultativa como medida del potencial de acumulación de los lodos.

3. La concentración de sólidos suspendidos en el efluente de cada laguna para determinar las concentraciones de algas.

4. La concentración de huevos de helmintos y coliformes fecales en el afluente del sistema y en el efluente de cada laguna.

5. Mediciones de los caudales como fue mencionado anteriormente.

**Cuadro 6-1: Implementos y Herramientas de Operación y Mantenimiento Requeridos Para un Sistema de Lagunas de Estabilización**

| Artículo | Cantidad | Uso |
|---|---|---|
| Guantes de hule | 2 pares | Protección de operador |
| Botas altas de hule | 2 pares | Protección de operador |
| Capotes de hule | 3 | Protección de operador |
| Botiquín de primeros auxilios | 1 | Protección de operador |
| Salvavidas | 2 | Protección de operador |
| Uniforme de campo | 2 | Protección de operador |
| Casco protector | 2 | Protección de operador |
| Rastrillo para rejilla | 2 | Limpieza de natas |
| Pala | 2 | Entierro de natas y sólidos, etc. |
| Pico | 2 | Excavación para el entierro |
| Carretilla de mano | 1 | Transporte de natas y sólidos, etc. |
| Cortadora de césped | 1 | Mantenimiento de grama |
| Martillo | 1 | Mantenimiento en general |
| Serrucho | 1 | Mantenimiento en general |
| Escoba | 1 | Mantenimiento en general |
| Desnatador (3m. de largo) | 2 | Limpieza de natas |
| Lancha | 1 | Medición de lodos y muestreo, etc. |
| Manguera | 1 | Limpieza en general |
| Machete | 2 | Mantenimiento de césped |
| Destornillador | 2 | Mantenimiento en general |
| Baldes | 2 | Recolección de natas y sólidos |
| Llaves Stilson de 12" | 2 | Mantenimiento en general |

Adaptado de INAA, 1996.

**Cuadro 6-2: Observaciones de Campo en Lagunas de Estabilización**

Instalación de Lagunas:_____

Fecha: _____ Hora: _____ Nombre del Operador: _____

Temperatura del Aire: _____ Estado del Tiempo: _____

Caudal ($m^3$/día): _____ Estado de la Rejilla:_____

Estado del Desarenador: _____

| Observación | Facultativa | Maduración | Comentarios |
|---|---|---|---|
| Color de Agua | | | |
| Olores | | | |
| Espumas y Natas | | | |
| Plantas en Taludes | | | |
| Plantas Acuáticas | | | |
| Erosión de Taludes | | | |
| Insectos | | | |
| Roedores | | | |
| Insectos | | | |
| Aves | | | |
| Reptiles | | | |
| Lodos Acumulados | | | |
| Nivel de Agua | | | |
| Entradas | | | |
| Salidas | | | |
| Otras Observaciones: | | | |

## Cuadro 6-3:
## Frecuencia de Actividades de Operación Básica y Mantenimiento Rutinario de Lagunas de Estabilización

| Actividad | Diario | Semanal | Cuando Sea Necesario | Observaciones |
|---|---|---|---|---|
| **Operación Básica** | | | | |
| Medición de Caudales | x | | | Se registra diariamente. Se mide intensivamente durante las épocas secas y lluviosas. |
| Control de Niveles de Agua | | | x | Se registra los niveles. |
| Uso de Vertederos de Demasías | | | x | Durante sobrecargas hidráulicas. |
| Ajustamiento del Nivel de Descarga | | | x | Basado en las concentraciones de algas. |
| Detecciones Sensoriales | | | x | Hay que notar cambios en olores y colores. |
| Medición de Profundidad de Lodos | | | x | Una vez por año. |
| **Mantenimiento Rutinario** | | | | |
| Rejillas | x | | | Se limpia las barras de material y enterrarlo. |
| Desarenadores | x | x | | El material sedimentado debe ser agitado una vez por día y retirado semanalmente. |
| Natas y Sólidos Flotantes | x | | | Se utiliza un desnatador para retirar las natas y una carretilla para llevarlas al entierro. |
| Céspedes, Vegetación, Malezas | | | x | Se debe mantener una faja limpia. |
| Mosquitos, Moscas, Roedores | | | x | Deben ser controlados manteniendo limpias y sin vegetación las orillas de las lagunas. |
| Taludes, Cercos, Caminos | | | x | Deben revisarse por lo menos mensualmente. |
| Remoción de Lodos | | | x | Hay que tener 2 meses para secar los lodos dentro de la laguna, después sacarlos con un cargador frontal, y finalmente almacenarlos en el sitio por un año. |

Con los resultados de esta serie de mediciones se pueden calcular los siguientes parámetros de control para el funcionamiento de los procesos:

1. La carga hidráulica y el tiempo de retención hidráulica.
2. La carga orgánica superficial del proceso.
3. Las eficiencias de remoción de huevos de helmintos, $DBO_5$ y coliformes fecales.
4. La carga de sólidos suspendidos a la laguna facultativa y la tasa de acumulación de lodos.

### *6.6.1 Programa de Muestreo y Pruebas de Laboratorio*

En el Cuadro 6-4 se presenta una lista para los parámetros de control de los procesos, la frecuencia del muestreo, y el lugar de muestreo. En el Cuadro 6-5 se presenta los requisitos del laboratorio para el análisis de cada parámetro. Para la realización del programa de muestreo y medición, se deben tomar en cuenta los siguientes aspectos (Yánez, 1992):

1. El tipo de medición o análisis a efectuarse.
2. Los requisitos de preservación de las muestras.
3. El tiempo de espera hasta llevar las muestras al laboratorio.
4. La variabilidad del parámetro y la precisión del análisis.
5. El uso práctico de la información.

La aplicación de técnicas de muestreos correctas es fundamental para obtener datos confiables. Una gran cantidad de estudios de lagunas de estabilización han producido resultados prácticamente inutilizables debido a que las técnicas de muestreo aplicadas han tenido diversas fallas (MOPT, 1991). Por lo tanto, es fundamental que los operadores reciban capacitación en la técnica de muestreo (Véase las Fotos 6-13 y 6-14); la función del operador es conseguir muestras representativas y tomar las precauciones necesarias para que lleguen al laboratorio de la manera requerida para su análisis (MOPT, 1991).

También es fundamental que el ingeniero supervisor de la instalación reciba capacitación para poder seleccionar un laboratorio para analizar los parámetros e interpretar sus resultados. El laboratorio seleccionado para los análisis debe estar a cargo de un técnico especializado en el muestreo para así minimizar los errores en los muestreos. Mas adelante, en la sección denominada Personal Requerido, se analiza la capacitación de personal.

Los parámetros y su frecuencia de muestreo que se presentan en los Cuadros 6-4 y 6-5 son los mínimos para tener la información básica del funcionamiento de un sistema de lagunas. Con la información obtenida se puede evaluar el funcionamiento de la instalación y calcular la eficiencia del proceso.

### *6.6.2 Presentación e Interpretación de los Resultados de Programas de Monitoreo*

Es muy importante que el operador y el ingeniero supervisor sepan analizar los resultados que se van obteniendo y presentarlos de forma que resulten fácil de interpretar. En el Cuadro 6-6 se presenta la forma más apropiada para presentar los resultados e interpretarlos claramente.

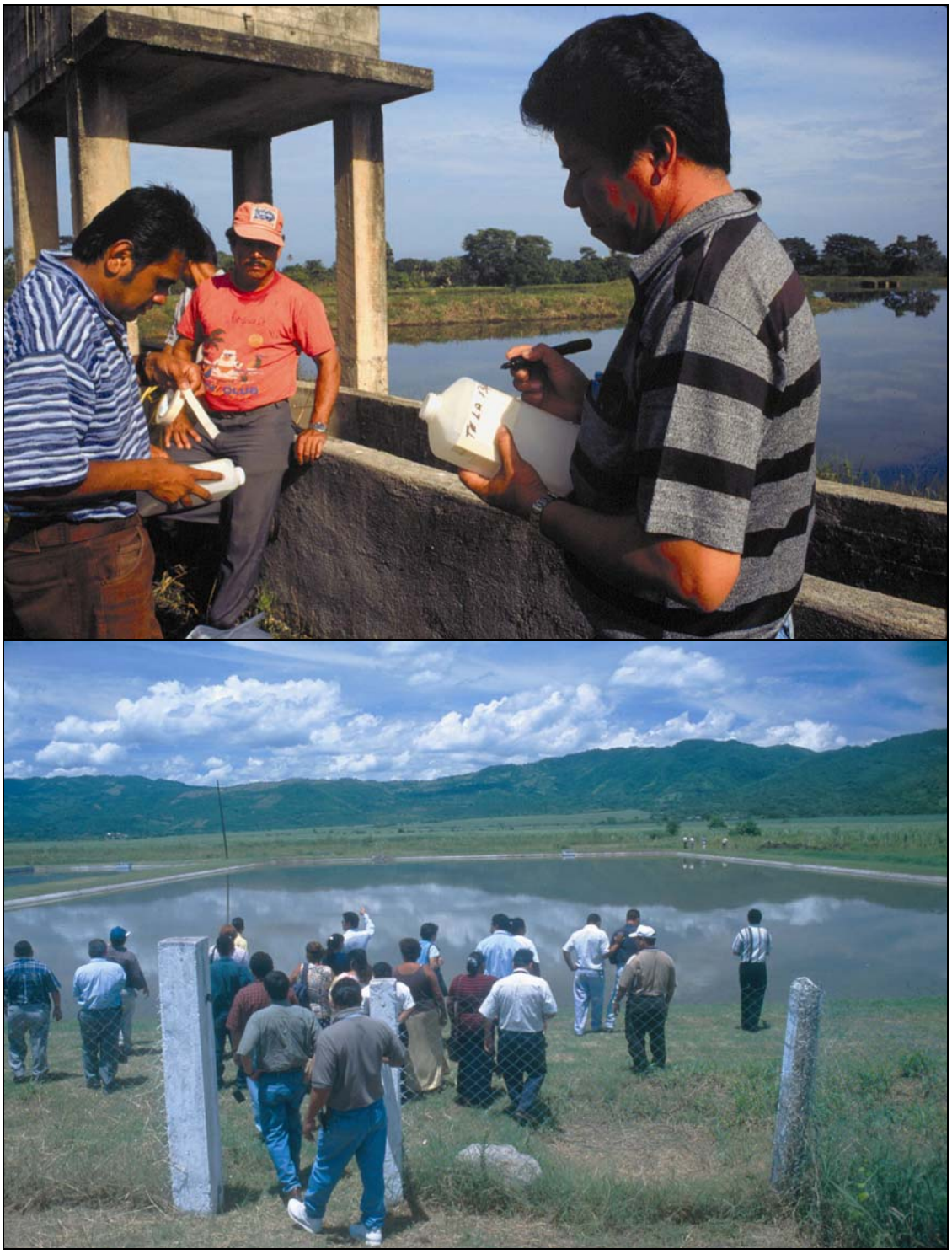
## Cuadro 6-4: Programa Mínimo de Monitoreo y Determinaciones del Laboratorio en Lagunas de Estabilización

| Parámetros | Frecuencia | | | Lugar de Muestreo en Cada Laguna para Una Facultativa y Una de Maduración en Serie | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Diaria | Mensual | Anual | Aguas Residuales Crudas | Salida Facultativa | Salida Maduración | Lodos en Facultativa |
| **Aspectos Físicos** | | | | | | | |
| Temperatura (° C) | x | | | x | x | x | |
| Colores | x | | | x | x | x | |
| Olores | x | | | x | x | x | |
| **Aspectos Hidráulicos** | | | | | | | |
| Caudal ($m^3$/día) | x | | | x | x | x | |
| Caudal Intensivo | | | x | x | x | x | |
| **Análisis Físico-Químico** | | | | | | | |
| Sólidos Suspendidos (mg/L) | | x | | x | x | x | |
| pH | | x | | x | x | x | |
| Sólidos Totales, Volátiles y Fijos en Lodos (%) | | | x | | | | x |
| **Análisis Bioquímicos** | | | | | | | |
| $DBO_5$ Total (mg/L) | | x | | x | x | x | |
| $DBO_5$ Filtrada (mg/L) | | x | | | | x | |
| **Análisis Microbiológicos** | | | | | | | |
| Coliformes Fecales (NMP/100mL) | | x | | x | x | x | |
| Huevos de Helmintos en Efluente (Número./L) | | x | | x | x | x | |
| Huevos de Helmintos en Lodos (No./gramo seco) | | | x | | | | x |

## Cuadro 6-5: Tipo de Muestreo y Preservación para el Análisis de Laboratorio

| Parámetro | Tipo de Recipiente | Volumen Mínimo Recomendado para Una Muestra | Tipo de Muestra | Preservación | Período Máximo Recomendado de Preservación |
|---|---|---|---|---|---|
| Temperatura | Ningún | --- | Puntual | Determinación *in situ* | Análisis Inmediato |
| pH | Plástico o Cristal | 50mL | Puntual | Determinación Inmediata | Análisis Inmediato |
| $DBO_5$ | Plástico o Cristal | 1,000mL | Compuesto en 24 horas | Enfriamiento a 4 °C | 6 horas |
| Sólidos Suspendidos | Plástico o Cristal | 200mL | Compuesto en 24 horas | Enfriamiento a 4 °C | 7 días |
| Sólidos Totales, Volátiles, y Fijos en Lodos | Plástico o Cristal | 25 gramos (≈ 250 mL) | Puntual | Enfriamiento a 4 °C | 7 días |
| Coliformes Fecales | Plástico o Cristal (Esterilizado) | 100mL | Puntual | Enfriamiento a 4 °C | 6 horas |
| Huevos de Helmintos: | | | | | |
| Agua | Plástico o Cristal (Esterilizado) | 5.0 L | Compuesto en 24 horas | Enfriamiento a 4 °C | 24 horas |
| Lodos | Plástico o Cristal (Esterilizado) | 1.0 L | Puntual | Enfriamiento a 4 °C | 24 horas |

Fuente: APHA, 1995.



**Fotos 6-13:** Todo el personal involucrado en el diseño, operación y mantenimiento, y monitoreo de lagunas necesitan capacitación para que las lagunas tengan éxito a largo plazo. En estas fotos unos grupos de ingenieros y técnicos reciben capacitación en el muestreo y operación de lagunas de estabilización (Arriba: Tela, Honduras; abajo: Villanueva, Honduras).

**Fotos 6-14:** Se recomienda una serie de cursos intensivos de capacitación, tanto en la práctica como en la teoría, para todo el personal involucrado en la operación de las lagunas. Sería muy importante institucionalizar los cursos en una entidad que podría ofrecerlos anualmente, preferiblemente en un sitio donde hay una laguna en operación (Izquierda: Tela, Honduras. Derecha: Muestreo en Trinidad, Honduras).

**Cuadro 6-6:**
**Cuadro de Resultados de Monitoreo de Una Laguna Facultativa y Una de Maduración en Serie**

**Nombre de la Instalación:_____ Fecha:_____ Firma de Encargado:_____**

| Parámetro | Unidad | Afluente | Fecha de Muestra | Laguna Facultativa | Efluente Facultativa | Laguna de Maduración | Efluente Maduración |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Área | $m^2$ | | | | | | |
| Profundidad de Lodos | m | | | | | | |
| Volumen de Lodos | $m^3$ | | | | | | |
| Volumen de Agua | $m^3$ | | | | | | |
| Caudal Promedio | $m^3$/día | | | | | | |
| Tiempo de Retención Hidráulica | Días | | | | | | |
| Temperatura | ° C | | | | | | |
| pH | Unidad | | | | | | |
| Sólidos Suspendidos | mg/L | | | | | | |
| $DBO_5$ Total | mg/L | | | | | | |
| $DBO_5$ Filtrada | mg/L | | | | | | |
| Coliformes Fecales | NMP/100mL | | | | | | |
| Huevos de Helmintos | Número/L | | | | | | |
| Lodos: | | | | | | | |
| Sólidos Totales | % | | _____ | _____ | | | |
| Sólidos Volátiles | % | | _____ | _____ | | | |
| Sólidos Fijos | % | | _____ | _____ | | | |
| Huevos de Helmintos | Número/gramo | | _____ | _____ | | | |

La mayor parte de los resultados que se obtienen se pueden representar fácilmente en forma de gráficas de las que se pueden extraer conclusiones prácticas del funcionamiento de la laguna. Sobre todo, la preparación de las gráficas permite disponer de los resultados en una forma muy clara y sencilla de interpretar (MOPT, 1991).

En el capítulo de estudio de caso de Honduras, los resultados del proyecto de monitoreo de las lagunas de estabilización sirven como ejemplo de los análisis de los resultados analíticos y su presentación.

### 6.7 Remoción de los Lodos en Lagunas Facultativas

En la Sección 7 se estudia en detalle la acumulación y remoción de lodos en lagunas primarias. La manera más económica de remover los lodos es la limpieza en seco, donde se vacía la laguna y se secan los lodos exponiéndolos al sol durante la época seca. Cuando los lodos tienen una humedad de alrededor del 20 al 30%, se puede utilizar un cargador frontal y un camión volquete para removerlos.

Se recomienda que, para drenar la laguna, se desvíe el afluente a otra laguna en paralelo. Después de vaciar la laguna, se seca los lodos por un período entre uno y dos meses. La extracción de lodos con la maquinaria debe tomar menos de una semana. Los lodos removidos deben ser almacenados—en un sitio que no ofrezca peligro para la población y al medio ambiente—por un período de por lo menos un año, para destruir los huevos viables de helmintos. Después de haberse removido los lodos, se llena la laguna vacía para recuperar la capacidad de tratamiento.

Es muy importante remover los lodos del fondo de las lagunas facultativas cuando se llega a una acumulación media de menos que 0.5 metros, y preferiblemente menos de 0.3m, como se aborda en la Sección 7. Esta remoción es necesaria porque si los lodos llegan a una profundidad de más que 0.5 m, se forma una capa muy dura por el secado por evaporación, y se hace casi imposible secar y remover los lodos con maquinaria. Con una profundidad menos de 0.5 m. se secan los lodos fácilmente por medio de evaporación y la formación de agrietamientos.

Las experiencias del Instituto Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados con las 25 lagunas en Nicaragua muestran que las lagunas necesitarán una limpieza de lodos en promedio de cada 5 a 10 años (INAA, 1996). Por esta razón es fundamental diseñar lagunas facultativas en paralelo (para tener una laguna en operación cuando se limpia la otra) y planificar un programa de mediciones de las profundidades de lodos, remoción y tratamiento de lodos, y disposición final. Si no desarrolla y lleva a cabo esta planificación, las lagunas fracasarán en menos de 15 años de operación por la acumulación de lodos.

### 6.8 Personal Requerido

Debido a la inversión significativa en la construcción de las lagunas, el hecho que el tratamiento de aguas residuales por lagunas es una tecnología relativamente nueva en Honduras, y que la carrera de ingeniería sanitaria no existe en las universidades hondureñas, hay una necesidad urgente de capacitación de personal (ingenieros y operadores) en todos los aspectos de diseño, monitoreo, operación y mantenimiento. Ya que no hay otra manera de desarrollar la infraestructura para manejar esta tecnología a largo plazo, todas las lagunas construidas fracasarán si no existe el personal capacitado para su operación y mantenimiento.

Para efectuar las labores de operación y mantenimiento de una manera eficiente, se debe

contratar a un operador de tiempo completo por cada módulo de lagunas facultativas-maduración hasta un área total de 8 hectáreas (Cubillos, 1994; INAA, 1996). Cada instalación también necesitará un vigilante de tiempo completo, y un ingeniero supervisor de tiempo parcial. El ingeniero tiene que tener un presupuesto para el programa de monitoreo y los análisis de laboratorio. En el Cuadro 6-7 se presentan los requisitos del personal para cada módulo de las lagunas facultativas-maduración en serie.

Se nota que para las calificaciones del personal en el Cuadro 6-7 se requiere de capacitación. Es recomendable una serie de cursos intensivos para capacitar al personal involucrado en diseño, operación y mantenimiento de lagunas. Es muy importante institucionalizar los cursos en una entidad que pueda ofrecerlos anualmente. También se recomienda la formación de un centro de capacitación donde ingenieros, operadores y técnicos puedan obtener experiencia, tanto en la práctica como en la teoría.

### 6.9 Medidas Higiénicas para Operadores

Es fundamental capacitar a los operadores en los riesgos para la salud de su trabajo, en las medidas de seguridad que deberían tomar para prevenir accidentes e infecciones, y las medidas de primeros auxilios. Las siguientes medidas de seguridad han sido recomendadas por la Organización Mundial de la Salud para operadores de lagunas de estabilización (WHO, 1987):

1. La instalación debe contar siempre con una fuente de agua limpia, jabón y cloro. Es aconsejable utilizar toallas desechables de papel para evitar que, debido a la necesidad de transporte para la limpieza de las toallas de tela, éstas permanezcan demasiado tiempo sin lavar y puedan servir como un foco de infecciones.

2. La caseta de control debe contar con un botiquín en el que se incluya, como mínimo, tela adhesiva, algodón, alcohol, mercromina o similar, una solución detergente desinfectante, tijeras, y pinzas, y un repelente para mosquitos e insectos. También debe contar con extintores y un teléfono celular para emergencias.

3. El trabajador debe disponer de guantes y botas de hule, casco de trabajo, y al menos dos trajes de trabajo. Todas las prendas utilizadas en la instalación deben permanecer en ella al finalizar la jornada laboral.

4. Siempre que se vaya a comer o beber, debe lavarse las manos con agua limpia y jabón. Si se hace alguna comida en el recinto de la instalación, se debe designar un área para ese fin, y evitar en todo momento comer a la vez que se está efectuando alguna labor que ponga en contacto a la comida con algún elemento que haya estado en contacto con desechos contaminados. Lo más recomendable es no comer cerca de desechos líquidos o sólidos depositados o almacenados.

5. Todas las herramientas de trabajo deben lavarse con agua limpia antes de ser guardadas después de haberlas usado.

## Cuadro 6-7:
## Personal Requerido para la Operación y Mantenimiento de Sistemas de Lagunas de Estabilización en Municipalidades de hasta 100,000 Habitantes

| Personal | Número | ≤ 8 Ha | | ≥ 8 Ha ≤ 16 Ha | | Calificaciones[1] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | Tiempo Completo | Tiempo Parcial | Tiempo Completo | Tiempo Parcial | |
| Ingeniero Supervisor | 1 | | 0.25 | | > 0.25 | Grado de Ingeniero Civil con capacitación en diseño, operación y mantenimiento de lagunas de estabilización. Capacitación en primeros auxilios, seguridad y salud ocupacional, monitoreo de aguas residuales, e interpretación de resultados del laboratorio y monitoreo. Capacitación y experiencia en financiamiento de operación de obras públicas. |
| Operador | 1—2 | X | | X | | Educación secundaria aprobada. Habilidades propias para labores de operación, mantenimiento y monitoreo básico de aguas residuales y lagunas de estabilización. Capacitación en primeros auxilios, seguridad y salud ocupacional, operación de lagunas, monitoreo de caudales, operación de desarenadores y muestreo básico de aguas residuales. |
| Vigilante | 1 | X | | X | | Habilidades propias para labores de vigilante. Capacitación en primeros auxilios. |
| Especialistas | Varios | | X | | X | Cuando sea necesario contratar especialistas para varias actividades como muestreo de varios parámetros, muestreo de lodos y remoción de lodos, etc. |

1. Todo el personal debe recibir capacitación periódicamente en primeros auxilios, seguridad y salud ocupacional, deben recibir vacunación contra tétanos, la fiebre tifoidea y hepatitis A, y deben ser auscultado una vez por año por un médico que incluye análisis para infecciones intestinales con parásitos.

6. Los cortes, arañazos y contusiones que pueda sufrir el trabajador deben desinfectarse inmediatamente después de que se hayan producido.

7. Si el sitio dispone de electricidad, y el trabajador debe ocuparse del mantenimiento de equipos eléctricos, debería asegurarse de que sus manos, ropas y calzado estén siempre secos.

8. La entrada del sitio debe mantenerse cerrada cuando no existen visitas autorizadas. Se deben recordar los riesgos higiénicos para los visitantes si no están suficientemente informados.

9. La instalación debe disponer de una lancha, cuerda y por lo menos dos salvavidas.

10. El trabajador debe vacunarse contra el tétanos, fiebre tifoidea y otras posibles enfermedades que indiquen las autoridades sanitarias del área. También debe someterse a un chequeo médico por lo menos una vez por año que incluye análisis para infecciones de parásitos.

11. Todos los trabajadores deben recibir capacitación periódicamente en primeros auxilios, seguridad y salud ocupacional.

Las medidas anteriores se presentan en el Cuadro 6-8.

## 6.10 Problemas Operativos y su Solución

Las lagunas de estabilización pueden presentar problemas operativos que se manifiestan por una serie de dificultades que el operador debe ser capaz de reconocer para tomar las medidas correspondientes para solucionar el problema.

### *6.10.1 Señales del Buen Funcionamiento de las Lagunas Facultativas y de Maduración*

Las señales de buen funcionamiento son las siguientes:

1. El agua del efluente tiene una coloración verde brilla.

2. La superficie del agua en la laguna está libre de natas y sólidos flotantes.

3. La ausencia de plantas acuáticas en la laguna y malezas en los taludes interiores.

4. La ausencia de malos olores en la laguna.

### *6.10.2 Problemas del Funcionamiento en Lagunas Facultativas y de Maduración*

Los problemas de funcionamiento más frecuentes en las lagunas son la acumulación de natas y materias flotantes; aparición de malos olores; desarrollo de coloraciones café, gris/negro, amarillo/verde opaco, rosa o rojo, lo cual es una señal que la laguna no está funcionando bien; crecimiento de malezas y la aparición de mosquitos y otros insectos (MOPT, 1991; WEF, 1990).

**Cuadro 6-8:**
**Medidas Higiénicas y de Seguridad Recomendadas para Una Instalación de Lagunas de Estabilización**

1. La instalación debe contar siempre con una fuente de agua limpia, jabón y cloro. Es aconsejable utilizar toallas desechables de papel para evitar que, debido a la necesidad de transporte para la limpieza de las toallas de tela, éstas permanezcan demasiado tiempo sin lavar y pueden servir como un foco de infecciones.

2. La caseta de control debe contar con un botiquín en el que se incluya, como mínimo, tela adhesiva, algodón, alcohol, mercromina o similar, una solución detergente desinfectante, tijeras, y pinzas, y un repelente para mosquitos e insectos. También debe contar con extintores y un teléfono celular para emergencias.

3. El trabajador debe disponer de guantes y botas de hule, casco de trabajo, y al menos dos trajes de trabajo. Todas las prendas utilizadas en la instalación deben permanecer en ella al finalizar la jornada laboral.

4. Siempre que se vaya a comer o beber, se debe lavarse las manos con agua limpia y jabón. Si se hace alguna comida en el recinto de la instalación, se debe designar un área para ese fin, y evitar en todo momento comer a la vez que se está efectuando alguna labor que ponga en contacto a la comida con algún elemento que haya estado en contacto con desechos contaminados. Lo más recomendable es no comer cerca de desechos líquidos o sólidos depositados o almacenados.

5. Todas las herramientas de trabajo deben lavarse con agua limpia antes de ser guardadas después de haberlas usado.

6. Los cortes, arañazos y contusiones que pueda sufrir el trabajador deben desinfectarse inmediatamente después de que se hayan producido.

7. Si el sitio dispone de electricidad, y el trabajador debe ocuparse del mantenimiento de equipos eléctricos, debería asegurarse de que sus manos, ropas y calzado estén siempre secos.

8. La entrada del sitio debe mantenerse cerrada cuando no existen visitas autorizadas. Se deben recordar los riesgos higiénicos para los visitantes si no están suficientemente informados.

9. La instalación debe disponer de una lancha, cuerda y por lo menos dos salvavidas.

10. El trabajador debe vacunarse contra el tétanos, fiebre tifoidea y otras posibles enfermedades que indiquen las autoridades sanitarias del área. También debe someterse a un chequeo médico por lo menos una vez por año que incluye análisis para infecciones de parásitos.

11. Todos los trabajadores deben recibir capacitación periódicamente en primeros auxilios, seguridad y salud ocupacional.

Modificado de WHO, 1987.

### *6.10.3 Acumulación de Natas y Materiales Flotantes*

La superficie de las lagunas debe estar libre de natas y materia flotante. La presencia de natas y material flotante causa problemas al impedir la transferencia de oxígeno a la laguna por la fotosíntesis (al restringir el paso de la luz), en causar malos olores por su descomposición, y en atraer mosquitos y otros insectos (Véase las Fotos 6-3 y 6-4). La presencia puede ser causada por los siguientes factores:

1. Falta de la eliminación de sólidos gruesos por la rejilla en la entrada de la instalación.

2. La flotación de lodos en producir en burbujeo muy activo que los lleve hasta la superficie. Esta puede ser parte del proceso normal o un señal de la sobreacumulación de lodos al fondo si hay mucha flotación de lodos en el fondo.

3. Falta de un mantenimiento adecuado.

La acumulación de natas y materia flotante se debe remover con un desnatador. Si la tasa de acumulación aumenta, se debe analizar para determinar la causo especifica.

### *6.10.4 Malos Olores*

Las razones más frecuentes de la aparición de malos olores son las siguientes:

1. Sobrecarga de DBO que causa condiciones anaeróbicas. La sobrecarga puede ser causada por un sobre-caudal, mal diseño, períodos de retención hidráulica demasiado bajos por cortocircuitos hidráulicos o sobre-acumulación de lodos, y la descomposición anaeróbica de lodos demasiado profundos al fondo de la laguna.

2. Presencia de químicos tóxicos de efluentes industriales que disminuyen las actividades biológicas.

3. La descomposición anaeróbica de natas y materia flotante no removida de la superficie de la laguna.

4. Un bloqueo de árboles o estructuras que causa una reducción de transferencia de oxígeno inducida por el viento (MOPT, 1991).

### *6.10.5 Coloraciones Anormales*

Una laguna facultativa y de maduración normalmente tiene una coloración verde brilla en la salida. La entrada de una laguna facultativa puede tener una coloración gris/café hasta el intermedio, donde debe ser verde brilla. Los siguientes aspectos son señales de mal funcionamiento de una laguna:

| | |
|---|---|
| Café: | Reducción en actividad de fotosíntesis. |
| Gris/Negro: | Condiciones anaeróbicas. |
| Amarillo/Verde Opaco: | Presencia de algas azules-verdes; significa baja en pH y oxígeno. |
| Rosa o rojo: | Presencia de bacteria fotosintéticas del azufre, lo cual significa condiciones anaeróbicas. |

### *6.10.6 Crecimiento de Malezas*

El crecimiento de malezas acuáticas es causado por una profundidad de agua demasiada baja, no crecen las plantas acuáticas en lagunas con una profundidad más de 1.5 metros. Si hay crecimiento en la orilla, esto es una señal de mal mantenimiento o falta de un revestimiento adecuado. El crecimiento de malezas en los taludes es causado por mal mantenimiento.

### *6.10.7 Mosquitos y Otros Insectos*

Las lagunas no presentan problemas de mosquitos u otros insectos mientras se tengan las orillas y la superficie libres de plantas acuáticas y materia flotante, las cuales sirven como focos de reproducción de insectos. La solución es mantener siempre las lagunas limpias de plantas acuáticas y material flotante.

En el Cuadro 6-9 se presenta un resumen de los problemas de funcionamiento de lagunas y su solución.

## Cuadro 6-9: Problemas de Funcionamiento de Lagunas de Estabilización y Su Solución

| Síntoma | Causa | Solución |
|---|---|---|
| Acumulación de natas y sólidos flotantes | Falta de eliminación de sólidos gruesos por la rejilla.<br>Flotación de lodos acumulados por burbujeo.<br>Falta de limpieza con el desnatador. | Limpieza de la rejilla.<br>Remoción de lodos acumulados.<br>Mantenimiento adecuado con desnatador. |
| Crecimiento de lemna en la superficie. | Contaminación de lemna traída por viento, aves o animales. | Remoción de lemna con desnatadores o por la introducción de patos que comen lemna. |
| Malos olores | Condiciones anaeróbicas por sobrecarga orgánica.<br><br>Descomposición de natas y material flotante.<br>Presencia de químicos tóxicos. | Análisis de la causa de condiciones anaeróbicas:<br>Caudal excesiva; descargas industriales; descomposición de lodos acumulados.<br>Remoción de natas y material flotante.<br>Hacer un monitoreo hasta que localice el problema. |
| Coloraciones Anormales:<br>Verde Brilla<br>Café<br>Gris/Negro<br>Amarillo/Verde Opaco<br><br>Rosa/Rojo | <br>Normal para lagunas facultativas y de maduración.<br>Reducción en fotosíntesis.<br>Condiciones anaeróbicas.<br>Presencia de algas azules-verdes.<br><br>Presencia de bacteria fotosintéticas del azufre por condiciones anaeróbicas. | <br><br>Analizar para sobrecarga orgánica, químicos tóxicos.<br>Analizar para sobrecarga orgánica.<br>Significa baja en pH y oxígeno disuelto por sobrecarga o químicos tóxicos. Analizar la sobrecarga orgánica.<br>Analizar la sobrecarga orgánica. |
| Crecimiento de Malezas | Demasiado baja la profundidad de agua.<br>Falta de revestimiento.<br>Falta de mantenimiento. | Control del nivel de agua.<br>Construcción del revestimiento.<br>Mantenimiento adecuado. |
| Mosquitos y Insectos | Focos de reproducción para sus larvas. | Remoción de plantas emergentes acuáticas y material flotante.<br>Variación de nivel del agua para secar larvas en la orilla. |

## Sección 7: Remoción de Lodos en Lagunas Primarias

### 7.1 Introducción

Los sólidos suspendidos que se sedimentan en las lagunas primarias (facultativas o anaeróbicas) se acumulan en el fondo como lodos donde, poco a poco por los años, pueden afectar el funcionamiento del sistema a través de una reducción en el volumen útil, y, por lo tanto, el tiempo de retención hidráulica. Generalmente, los lodos tendrán que ser removidos con una frecuencia de 5 a 10 años en lagunas facultativas, y de 2 a 5 años en lagunas anaeróbicas. La remoción de lodos entonces es una tarea significativa y obligatoria, y su realización debe ser bien planeada con estudios de ingeniería y con los costos de limpieza amortizados por las tarifas cobradas. Hay casos, como el de Nicaragua, donde la falta de planeación y financiación adecuada resultó en la necesidad de pedir un préstamo de más de US $1,000,000 (año 1995) del Banco Interamericano de Desarrollo para la remoción de lodos en 17 lagunas, o un promedio de US $58,000 por laguna (Oakley, 1998). Mientras el costo por persona fue solamente un promedio de US $5 por 10 años de operación (Oakley, 1999), el costo por laguna sin embargo sería un costo muy significativo para cualquier municipalidad de Centroamérica. Si una municipalidad no planeara para la limpieza con anticipación, no tendría los recursos para la limpieza cuando sea necesaria.

Para que los sistemas de lagunas sean sostenibles, es necesario planear para la remoción de lodos desde el principio del diseño del sistema y continuamente durante su operación. Como objetivos la remoción de lodos debe minimizar costos, proteger la salud pública y el medio ambiente, permitir el funcionamiento adecuado del sistema durante el período de limpieza, y dar una solución adecuada para la disposición final de los lodos.

### 7.2 Etapas Esenciales en la Remoción de Lodos de Lagunas Primarias

Franci (1999), en su libro detallado sobre la remoción de lodos en las lagunas de Brasil, ha presentado una lista de las etapas esenciales en la planeación y remoción de lodos. En el Cuadro 7-1 se presenta una adaptación de sus etapas esenciales más orientada a la situación existente de las municipalidades de Centroamérica. A continuación se discute cada etapa en detalle.

#### *7.2.1 Etapa 1: Estimación del Volumen de Lodos por Caudales, Concentraciones y Años de Operación*

En instalaciones que cuentan con un registro de caudales y datos de monitoreo durante sus años de operación, es posible, como el primer paso, estimar el volumen de lodos acumulados con las siguientes ecuaciones (Metcalf y Eddy, 1991):

**Cuadro 7-1: Etapas Esenciales en la Remoción de Lodos de Lagunas Primarias**

| Etapa | Tarea |
|---|---|
| 1 | Estimación del volumen de lodos por los caudales, concentraciones de sólidos suspendidos, y los años de operación del sistema de lagunas. |
| 2 | Medición del volumen de lodos a través de estudios de batimetría. |
| 3 | Caracterización físico-química y microbiológica de lodo. |
| 4 | Estimación, a través de datos meteorológicos, el tiempo requerido de secar los lodos antes de sacarlos de la laguna. |
| 5 | Plan de trabajo:<br>Desvío del afluente a otra laguna.<br>Impacto del desvío en el funcionamiento del sistema<br>Drenaje de laguna primaria.<br>Secado de lodos.<br>Método de sacar los lodos secados.<br>Rellenado de la laguna limpiada.<br>Disposición final de los lodos.<br>Impactos ambientales del proyecto. |

Adaptado de Franci, 1999.

$$V_L = \frac{M_S}{\rho_{H_2O} \cdot GE_L \cdot ST} \qquad (7\text{-}1)$$

Donde $V_L$ = volumen de lodos, $m^3$
$M_S$ = masa de sólidos secos, kg
$\rho_{H_2O}$ = densidad de agua, 1,000 $kg/m^3$
$GE_L$ = gravedad específica de los lodos
$ST$ = fracción de sólidos totales en los lodos expresada como decimal

La masa de sólidos acumulados diarios se calcula con la siguiente ecuación:

$$M_{S-d} = 0.001 \cdot Q_{med} \cdot SS \qquad (7\text{-}2)$$

Donde $M_{S-d}$ = carga de sólidos en el afluente, kg/día
$Q_{med}$ = caudal promedio del afluente, $m^3$/día
$SS$ = concentración promedia de sólidos suspendidos, mg/L

0.001 = factor de conversión de mg/L a kg/m$^3$

Normalmente se asume que 65% de los sólidos totales son volátiles y 35% son fijos, y que a largo plazo aproximadamente 50% de los sólidos volátiles serán digeridos. La masa de sólidos producidos por año sería entonces:

$$M_{S-a} = 365 \cdot \left(0.35 M_{S-d} + 0.65 \cdot (0.5) M_{S-d}\right) = 246 \cdot M_{S-d} \qquad (7\text{-}3)$$

Donde $M_{S-a}$ = masa de sólidos producidos por año, kg/año

Combinando las Ecuaciones 7-2 y 7-3 se obtiene la masa por año en términos de caudal y concentración de SS:

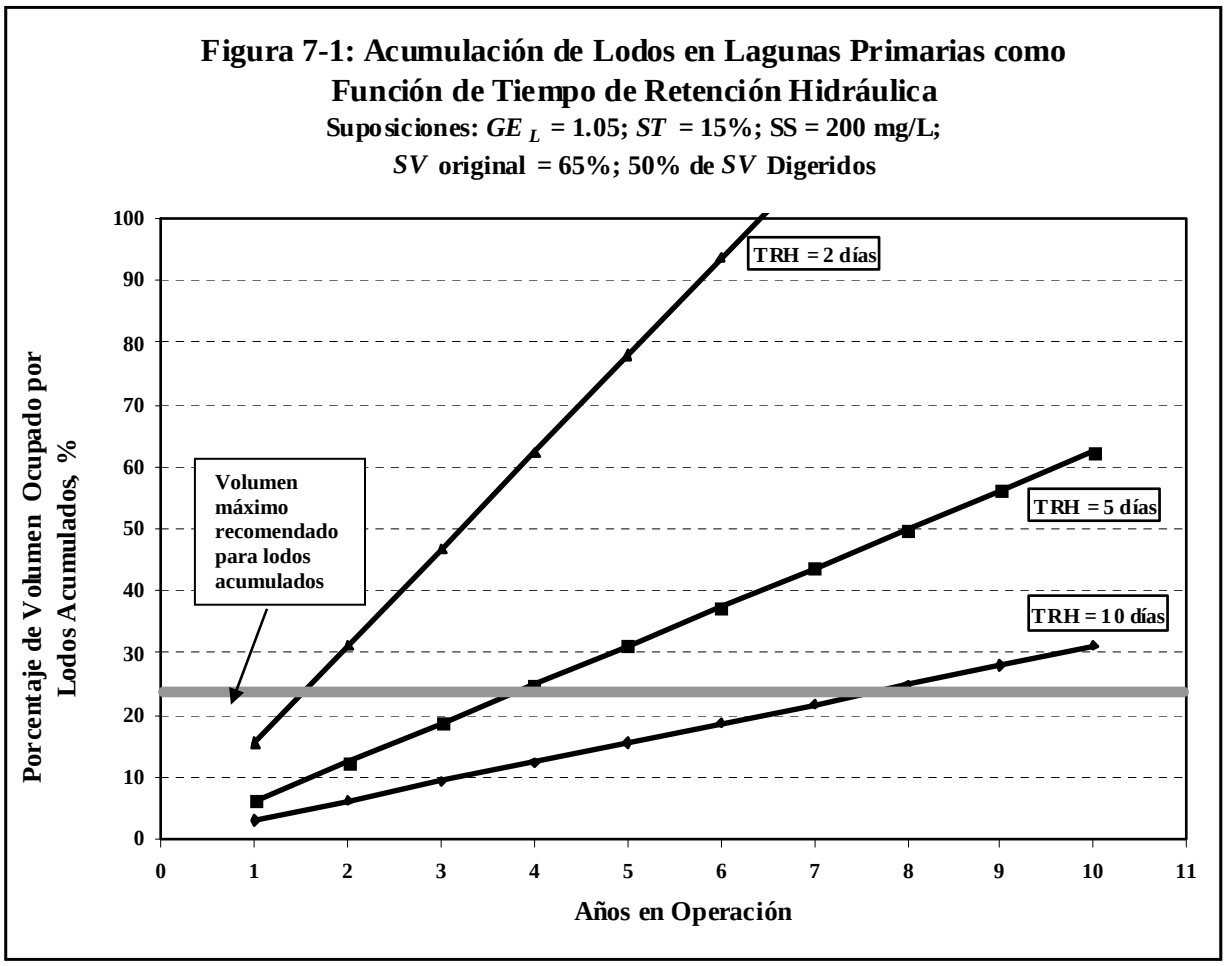
$$M_{S-a} = 0.246 \cdot Q_{med} \cdot SS \qquad (7\text{-}4)$$

Se estima que la gravedad específica de lodos digeridos en lagunas primarias es aproximadamente 1.05, y la concentración de sólidos totales de 15 a 20% (Viceministerio de Vivienda y Construcción, 1997). Usando estos valores con la Ecuación 7-1 y combinando con la Ecuación 8-4 da la siguiente relación para estimar el volumen de lodos producidos por año:

$$V_{L-a} = \frac{M_{S-a}}{\rho_{H_2O} \cdot GE_L \cdot ST} = \frac{0.246 \cdot Q_{med} \cdot SS}{1{,}000 \cdot (1.05) \cdot (0.15)} = 0.00156 \cdot Q_{med} \cdot SS \qquad (7\text{-}5)$$

La Ecuación 7-5 asume que 100% de los sólidos suspendidos sedimentan en la laguna primaria y por lo tanto tiene un factor de seguridad porque se estima la eficiencia de remoción de SS en alrededor de 80% (Viceministerio de Vivienda y Construcción, 1997; Yánez, 1992).

Porque el tiempo de retención hidráulica es relacionado al volumen de la laguna por la ecuación $V_{Laguna} = TRH \cdot Q_{med}$, se puede utilizar la Ecuación 8-5 para estimar el porcentaje de una laguna que estaría llenada con lodos acumulados como función del *TRH* nominal de la laguna. La Figura 7-1 muestra el porcentaje de la laguna que está ocupada por lodos acumulados versus tiempo como función del tiempo de retención hidráulico.




La Figura 7-1 muestra claramente que las lagunas facultativas con tiempos de retención de 10 días o más pueden operar por hasta 10 años sin llenar más de 25% del volumen de la laguna con lodos acumulados. (Como se estudia adelante, se recomienda limpiar la laguna antes que la acumulación de lodos llegue a 25% por volumen de la laguna y 0.5m de profundidad). Además, un punto importante que se nota en la figura es que cualquier laguna que tiene un tiempo de retención hidráulica mucho menor a 10 días puede tener problemas con acumulación de lodos en pocos años.

### *7.2.2 Etapa 2: Medición del volumen de lodos a través de estudios de batimetría.*

El propósito principal de estimar el volumen de lodos acumulados en Etapa 1 es poder proyectar y programar la medición exacta del volumen en el campo con batimetría, lo que significa el inicio del proyecto de limpieza. Para poder dar su oferta exacta y planear su plan de trabajo, no solamente para la limpieza sino para la disposición final del volumen secado, el contratista tendrá que medir el volumen exacto de lodos que existen.

Se empieza con un estudio topográfico que delimita los predios de las lagunas primarias y efectúa la planialtimetría para lograr las áreas y niveles, especialmente el nivel de agua y la profundidad original (sin lodos) de las lagunas. Se termina con la batimetría para lograr las profundidades de agua y lodos y, entonces, los volúmenes de agua y lodos acumulados (ECOMAC, 2004).

Se obtiene la batimetría de lagunas por medio del siguiente procedimiento (ECOMAC, 2004):

1. Utilizando una lancha y una reglilla graduada (o estadía graduada), se la sumerge hasta sentir contacto con el fondo considerando no forzar la reglilla hacia el fondo ya que se podría alterar el dato de la altura de los lodos.

2. Se registra el dato y la ubicación del punto en la laguna en la bitácora.

En lugar de una reglilla o estadía se puede utilizar un tubo claro graduado de plástico, y después de medir la altura puede meterlo hasta al fondo para medir la profundidad del lodo exactamente y sacar un corazón de lodo para análisis (Arceivala, 1970; Nelson, *et al*., 2004).

### *7.2.3 Etapa 3: Caracterización Física-Química y Microbiológica de Lodos*

El Cuadro 7-2 muestran los parámetros físicos-químicos-microbiológicos necesarios para caracterizar los lodos para un proyecto de remoción.

**Cuadro 7-2: Caracterización Física-Química-Microbiológica de Lodos**

| Parámetro | Unidad | Objetivo |
|---|---|---|
| Sólidos volátiles | % | Determinación de gravedad específica de sólidos. |
| Sólidos fijos | % | Determinación de gravedad específica de sólidos. |
| Sólidos totales | % | Determinación de gravedad específica de lodos, volumen de agua para remover por evaporación, y volumen final de lodos secados. |
| Huevos de Helmintos (Viables si sea posible) | $\frac{\text{Número}}{\text{gramo seco}}$ | Disposición final y posible reúso de lodos. |

El procedimiento a seguir para la recolección de lodos es el siguiente:

1. Se selecciona los lugares de muestreo donde existe la mayor acumulación de lodos. Se debe sacar varias muestras en lugares diferentes para obtener el rango y promedio de valores posibles.

2. Se utiliza una draga especial diseñada para la recolección de sedimentos (ECOMAC, 2004), o un tubo diseñado especialmente para la recolección de muestras de lodos como se presenta en los estudios de Arceivala (1970) y Nelson, *et al*. (2004).

3. De acuerdo con los requisitos de los laboratorios que analizan las muestras, se colocan las muestras para los análisis de sólidos volátiles, fijos y totales en un tipo de recipiente especial, y las muestras para el análisis de huevos de helmintos en otro tipo especial.

4. El mismo día de recolección se mandan todas las muestras en una hielera al laboratorio apropiado para su análisis. Hasta la fecha el laboratorio del Centro de Estudios y Control de

Contaminantes (CESCCO) es el único en Honduras que puede realizar los análisis de helmintos.

Los análisis de sólidos volátiles (*SV*) y sólidos fijos (*SF*) son importantes para determinar la gravedad específica de los sólidos ($GE_S$) a través de la Ecuación 8-6 (Metcalf y Eddy, 1971):

$$\frac{1}{GE_S} = \frac{SV}{1.0} + \frac{SF}{2.5} \qquad (7\text{-}6)$$

Donde $GE_S$ = gravedad específica de los sólidos
$SV$ = porcentaje como decimal de sólidos volátiles en los lodos
$SF$ = porcentaje como decimal de sólidos fijos en los lodos

La Ecuación 7-6 asume que la gravedad específica de material orgánico es de 1.0 y de material inorgánico de 2.5.

Después de determinar la gravedad específica de los sólidos se calcula la gravedad específica de los lodos con la Ecuación 7-7:

$$\frac{1}{GE_L} = \frac{ST}{GE_S} + \frac{(1 - ST)}{1.0} \qquad (7\text{-}7)$$

Donde $GE_L$ = gravedad específica de los lodos
$ST$ = porcentaje como decimal de sólidos totales en los lodos
$1\text{-}ST$ = porcentaje como decimal de humedad en los lodos

Después de calcular $GE_L$, y con el volumen de lodos medidos con la batimetría, se puede calcular directamente la masa de lodos secos en reacomodar la Ecuación 7-l:

$$M_S = V_L \cdot \rho_{H_2O} \cdot GE_L \cdot ST \qquad (7\text{-}8)$$

En el Cuadro 7-3 se presenta los resultados del proyecto de monitoreo de las lagunas en Honduras sobre los parámetros de lodos comparados con otros estudios técnicos reportados en la literatura técnica. Se nota que los resultados de Honduras son muy parecidos a los que se han encontrado en otros países de América Latina.

**Cuadro 7-3: Características Físico-Químicas-Microbiológicas Típicas de Lodos en Lagunas Primarias**

| Parámetro | Rango de Valores Reportados | | | |
|---|---|---|---|---|
| | Honduras[1] | Brasil[2] | México[3] | India[4] |
| Sólidos Totales, *ST*, % | 11.6—15.5 | 8.4—22.0 | 11.2—17.1 | 13—28 |
| Sólidos Volátiles, *SV*, % | 23.9—31.4 | 35.8—41.8 | | 17—31 |
| Sólidos Fijos, *SF*, % | 68.0—76.1 | 58.2—64.2 | | 69—83 |
| $GE_S$ | 1.708—2.028 | | | |
| $GE_L$ | 1.049—1.076 | | | 1.11—1.165 |
| Huevos de Helmintos Número/gramo seco | 1—5,299 | 25—300 | <100—500 | |
| Acumulación Estimada de Arena $m^3/1{,}000m^3$ | 0.010—0.085 | | | |
| Acumulación Estimada de Lodos $m^3/1{,}000m^3$ | 0.224—0.548 | | | |

1. ECOMAC (2000); 2. Franci (1999); 3. Nelson, *et al*. (2003); 4. Arceivala (1970).

### *7.2.4 Etapa 4: Estimación del Tiempo de Secado de Lodos*

El mecanismo de secado de lodos es principalmente por evaporación dentro de la laguna drenada; también dependiendo de la calidad de la impermeabilización del fondo, un porcentaje significativo de agua puede ser removido a través de infiltración (Franci, 1999; US EPA, 1987). Como resultado, es fundamental estimar la duración de secado y tratar de minimizarla, particularmente porque el sistema estará sobrecargado por el desvío del caudal de la laguna fuera de servicio a las otras lagunas que quedarán en operación. El tiempo de secado es una función i) del clima local (especialmente evaporación neta); ii) de la profundidad de lodos; iii) de la fracción de agua en los lodos que drene e infiltre por el fondo; iv) de la concentración de sólidos totales inicial y final de los lodos; y v) de la naturaleza de la superficie de los lodos (USEPA, 1987). Se puede expresar esta relación con la Ecuación 7-9 (USEPA, 1987):

$$t_S = \frac{P_o \cdot \left(1 - \frac{ST_o}{ST_f}\right) \cdot (1 - D)}{k_e \cdot (E_n - P_n)_{Mín}} \qquad (7\text{-}9)$$

Donde $t_S$ = tiempo de secado de lodos, días

$P_o$ = profundidad inicial de lodos, m

$ST_o$ = concentración de sólidos totales inicial expresada como decimal

$ST_f$ = concentración de sólidos totales final expresada como decimal

$D$ = porcentaje de agua removido por infiltración expresado como decimal

$k_e$ = factor de reducción de evaporación del agua de lodos versus un espejo de agua (varía entre 0.6 a 1.0)

$(E_n - P_n)_{Min}$ = evaporación neta mínima de los meses contiguos considerados, *n*, m/día

La Ecuación 7-9 asume que los lodos están esparcidos por todo el área del fondo de la laguna con una profundidad uniforme. Si no, el tiempo de secado fuera más largo.

El porcentaje de agua removido por infiltración por el fondo, *D*, puede variar entre 25% hasta 75% en lechos de secado (US EPA, 1987); en lagunas primarias *D* es una función de la permeabilidad realizada en el fondo de la laguna (Franci, 1999). Normalmente se asume que *D* es igual a cero y la remoción de agua es exclusivamente por evaporación (Yánez, 1992).

El término $(E_n - P_n)_{Min}$ en la Ecuación 7-9 es la evaporación neta mínima de los meses de la época seleccionada para el secado (típicamente dos o tres meses), lo que debe ser la época más seca del año. Como ejemplo, en el Cuadro 7-4 se presentan los datos de precipitación y evaporación promedio mensual de 20 años de monitoreo para la estación meteorológica El Modelo, que es la estación más cercana a las lagunas de Villanueva, Cortés. Las últimas dos columnas muestran la evaporación neta (en mm/mes y m/día), donde se ve que un secado de lodos deberá ser planeado durante los meses de marzo, abril y mayo. Se utilizaría la evaporación neta mínima del mes de marzo (m/día) en la Ecuación 7-9.

**Cuadro 7-4: Promedio Mensual (Años 1975—96) de Precipitación y Evaporación Cuenca Ulua, Estación El Modelo, Latitud 15° 23′ 50″, Longitud 87° 59′ 30″**

| Mes | Temperatura °C | Precipitación, *P* mm | Evaporación, *E* mm | *E – P* mm | *E – P* m/día |
|---|---|---|---|---|---|
| Enero | 24.1 | 73.4 | 89.9 | 16.5 | 0.0006 |
| Febrero | 24.7 | 49.7 | 107.8 | 58.1 | 0.0019 |
| Marzo | 25.9 | 38.0 | 150.3 | 112.3 | 0.0037 |
| Abril | 27.4 | 28.3 | 171.7 | 143.4 | 0.0048 |
| Mayo | 28.6 | 75.6 | 191.5 | 115.9 | 0.0039 |
| Junio | 28.3 | 144.7 | 166.3 | 21.6 | 0.0007 |
| Julio | 27.2 | 130.0 | 155.5 | 25.5 | 0.0009 |
| Agosto | 27.3 | 127.5 | 159.1 | 31.6 | 0.0011 |
| Septiembre | 27.2 | 143.5 | 137.4 | -6.1 | -0.0002 |
| Octubre | 26.3 | 101.9 | 119.6 | 17.7 | 0.0006 |
| Noviembre | 25.3 | 125.0 | 89.4 | -35.6 | -0.0012 |
| Diciembre | 24.7 | 103.2 | 83.8 | -19.4 | -0.0006 |

Fuente: Departamento de Servicios Hidrológicos y Climatológicos, Secretaria de Recursos Naturales y Ambiente, Gobierno de Honduras.

El término $k_e$ en la Ecuación 7-9 es el factor de reducción de evaporación del agua de los lodos comparada a un espejo de agua. Los lodos forman una capa dura cuando empiezan a secar, lo que impide la evaporación de agua en las capas inferiores como se ve en las Fotos 7-1. Durante este período de secado se estima el valor de $k_e$ de ser aproximadamente de 0.6 (US EPA, 1987). Luego, cuando los lodos secan más, empiezan a formar grietas, las cuales facilitan el secado (Véanse las Fotos 7-2). Con el tiempo, después de formar muchas grietas, el valor de $k_e$ se aproxima al valor 1.0 del espejo de agua (USEPA, 1987).

**Fotos 7-1:** Cuando los lodos empiezan a secar la capa superficial forman una capa dura que previene el secado de las capas inferiores como se ve en estas fotos de un lecho de secado. Mientras la capa superficial está seca (foto arriba), las capas inferiores mantienen su humedad como se ve después de meter un palo por adentro (foto de abajo). (Ciudad de Guatemala).

**Fotos 7-2:** En el lecho de secado, tal como se ve arriba, los lodos están frescos y acaban de empezar secando con una capa superior duro que impide la evaporación de agua en las capas inferiores. Luego, después de secar más, los lodos empiezan formar grietas, los cuales facilitan el secado de las capas inferiores como se ve en la foto de abajo.(San Juan Comalapa, Guatemala).

Una manera de mantener el valor de $k_e$ más cercano a 1.0 es esparcir los lodos por todo el área del fondo de la laguna y voltearlos cada cierto tiempo durante el secado con un tractor agrícola con un arado o una barrena horizontal (USEPA, 1987).

Después de secar los lodos, se calcula su profundidad final, y entonces su volumen final para sacar y almacenar, con las Ecuaciones 7-10 (USEPA, 1987) y 7-11:

$$P_f = P_o \cdot \left( \frac{ST_o}{ST_f} \right) \qquad (7\text{-}10)$$

$$V_f = P_f \cdot A_b \qquad (7\text{-}11)$$

Donde $P_f$ = profundidad final de lodos, m
$A_b$ = área del fondo de la laguna, $m^2$

Las Ecuaciones 7-10 y 7-11 asumen que los lodos estén esparcidos a una profundidad uniforme pora toda el área del fondo.

Se presenta un ejemplo de una laguna primaria con los lodos esparcidos y secos en la Foto 7-3.

**Foto 7-3:** Un buen ejemplo de una laguna primaria con los lodos secos después de ser esparcidos y volteados periódicamente para facilitar el secado. Nótese la rampa para el acceso de equipo pesado (Oroville, California, EE.UU.).

### *7.2.5 Etapa 5: Plan de Trabajo Usando el Método de Secado y Remoción con Equipo*

Como se presenta en el Cuadro 7-1, el plan de trabajo debe incluir los siguientes factores:

Desvío del afluente a otra laguna

Dependiendo del diseño de la instalación, el desvío puede ser a otra batería de laguna primaria en paralelo, o si no existe, a una laguna secundaria. El desvío debe ser por gravedad y no bombeo, y se debe especificar si esnecesario construir un canal temporáneo para el desvío, o si se pudiera utilizar los canales existentes.

Impacto del desvío en el funcionamiento del sistema

Se debe calcular el impacto del desvío en el funcionamiento del sistema, lo cual estaría sobrecargado durante un período de 2 o 3 meses. Esto porque el secado ocurre durante los meses más calurosos, el impacto debe ser mínimo porque las lagunas tendrán mayor capacidad de tratamiento durante esta época en términos de la carga orgánica.

Drenaje de laguna primaria

Si existen, se efectúa el drenaje a través de dispositivos de drenaje. Si no, la manera más recomendable es el drenaje con sifón (Yánez, 1992). Se debe drenar la laguna hasta alcanzar un nivel que permita la exposición de los lodos al ambiente.

Secado de lodos

Se debe especificar los meses seleccionados y el tiempo máximo del secado, estimado por la Ecuación 7-9, y los métodos de esparcir y voltear los lodos para que el valor del factor de evaporación, $k_e$, aproxime a 1.0 y los lodos secan en el período más rápido que sea posible.

Método de sacar los lodos secados

El método más apropiado de sacar los lodos es por cargadores frontales con rueda de goma o con orugas; en instalaciones pequeñas es posible también sacar los lodos manualmente con palas y carretillas. En algunos casos, dependiendo del tamaño de la laguna, es posible sacar los lodos con una excavadora o draga. Es fundamental que el equipo no dañe la capa de arcilla del fondo de la laguna. Se calcula el volumen final de los lodos con las Ecuaciones 7-10 y 7-11.

Rellenado de la laguna limpiada y la puesta en marcha.

Se debe rellenar la laguna con agua del cuerpo receptor o del pozo y después sacarla por redesvío del afluente original de la laguna de desvío.

Disposición final de los lodos.

El Cuadro 7-5 presenta las normas de la OMS para el reuso de lodos en agricultura. Debido a que inicialmente todos los lodos estarán muy contaminados con huevos de helmintos, la mayoría del tiempo es mejor enterrar los lodos en trincheras o excavaciones con una cobertura mínima de 25 cm, sin exposición de trabajadores, y prohibir la siembra de cultivos de raíces comestibles encima de los lodos enterrados (Categoría C en el Cuadro 7-5). En el caso de reuso en las Categorías B o A, se debe reservar un área en la instalación donde se puede almacenar los lodos en pilas por un tiempo mínimo de un año. Antes de mover los lodos para cualquier reuso se debe verificar que no contienen huevos vivos de helmintos por un análisis microbiológico. Las Fotos 7-4 muestran ejemplos de lodos almacenados con el objetivo de reusarlos en agricultura.

## Cuadro 7-5:
## Normas Microbiológicas de la OMS de Calidad de Lodos Providentes de Agua Residual Tratada para Reúso en Agricultura

| Categoría y Condición de Reúso | Grupo Expuesto | Promedia de Una Serie de Muestras de los Lodos Antes del Período de Reúso | |
|---|---|---|---|
| | | **Helmintos Intestinales[1] Número Huevos/1,000g Peso mojado (Media Aritmética)** | **Coliformes Fecales NMP/100g Peso mojado (Media Geométrica)** |
| **Categoría A**<br>**Reúso No Restringido:**<br>Cultivos que se consumen crudos: campos deportivos; parques públicos. | Trabajadores<br>Consumidores<br>Público | ≤ 1 | ≤ 1,000 |
| **Categoría B**<br>**Reúso Restringido:**<br>Cultivos de cereales, praderas, forrajeros, y árboles. | Trabajadores | ≤ 1 | Ninguna Norma Recomendada |
| **Categoría C**<br>**Reúso Restringido:**<br>Antes de sembrar los cultivos, se entierra los lodos en trincheras con una cobertura mínima de 25 cm de suelo; encima de las trincheras se prohíbe la siembra de cultivos de raíces comestibles; todo sin exposición de trabajadores. | Ninguno | No se aplica | No se aplica |

1. Especies de *Áscaris*, *Trichuris*, y Anquilostomas.

Fuente: Mara y Cairncross, 1989.

**Fotos 7-4:** Ejemplos de lodos secos que están almacenados en zonas especiales reservados para ellos en las plantas de tratamiento de aguas residuales. Por el riesgo de los huevos de helmintos, los lodos deben ser almacenados por lo menos un año y, antes de cualquier uso o disposición final, analizados por huevos viables de helmintos. (Foto de arriba: Planta de tratamiento de Chico, California, EE.UU.; abajo: Planta de tratamiento de San Juan Comalapa, Guatemala).

Impactos Ambientales del Proyecto

Se debe hacer un estudio de los impactos ambientales del proyecto para asegurar la salud pública y la protección del medio ambiente. Un problema potencial es la contaminación de equipo pesado, camiones, herramientas, botas y ropa de trabajadores con huevos viables de helmintos y otros patógenos. El contratista necesitará un programa de higiene ocupacional para evitar este problema.

## 7.3 Estudio de Caso: Remoción de Lodos de las Lagunas Primarias de Villanueva, Honduras

### *7.3.1 Antecedentes*

Las lagunas de Villanueva, Cortés, construidas en 1992-93 e inundadas por el huracán Mitch, han estado en operación continua por 7 años. La Figura 7-2 muestra el sistema, lo que consiste de dos baterías en paralelo de una laguna facultativa seguida por una de maduración (ECOMAC, 2004). El sistema fue monitoreado en abril de 2003 como parte del Proyecto de Monitoreo de las Lagunas de Estabilización de Honduras. Se notaba durante el monitoreo que, a pesar que la remoción de los parámetros de $DBO_5$, SS y huevos de helmintos fue aceptable y típica de otras sistemas, las lagunas facultativas estaban sobrecargadas hidráulicamente y orgánicamente, y requerían una limpieza de lodos (ECOMAC, 2004).

### *7.3.2 Resultados de Estudio de Batimetría*

Las Figuras 7-3 y 7-4 y el Cuadro 7-6 muestran los resultados del estudio de batimetría de las lagunas facultativas (ECOMAC, 2004). El volumen de lodo medido es significativo—23.4% del volumen total en Facultativa I y 28.5% en Facultativa II—y ha llegado el límite recomendado para su acumulación (Figura 7-1).

**Cuadro 7-6: Resultados de Estudio de Batimetría en las Lagunas Facultativas de Villanueva, Cortés, Año 2003**

| Parámetro | Batería | |
|---|---|---|
| | Facultativa I | Facultativa II |
| Largo, m | 85 | 85 |
| Ancho, m | 50 | 50 |
| Área, $m^2$ | 4,250 | 4,250 |
| Profundidad sin lodos, m | 1.8 | 1.8 |
| Volumen sin lodos, $m^3$ | 6,408 | 6,408 |
| Volumen medido de lodos, $m^3$ | 1,500 | 1,827 |
| Porcentaje del volumen de laguna llenado con lodos acumulados, % | 23.4 | 28.5 |

Fuente: ECOMAC, 2004.

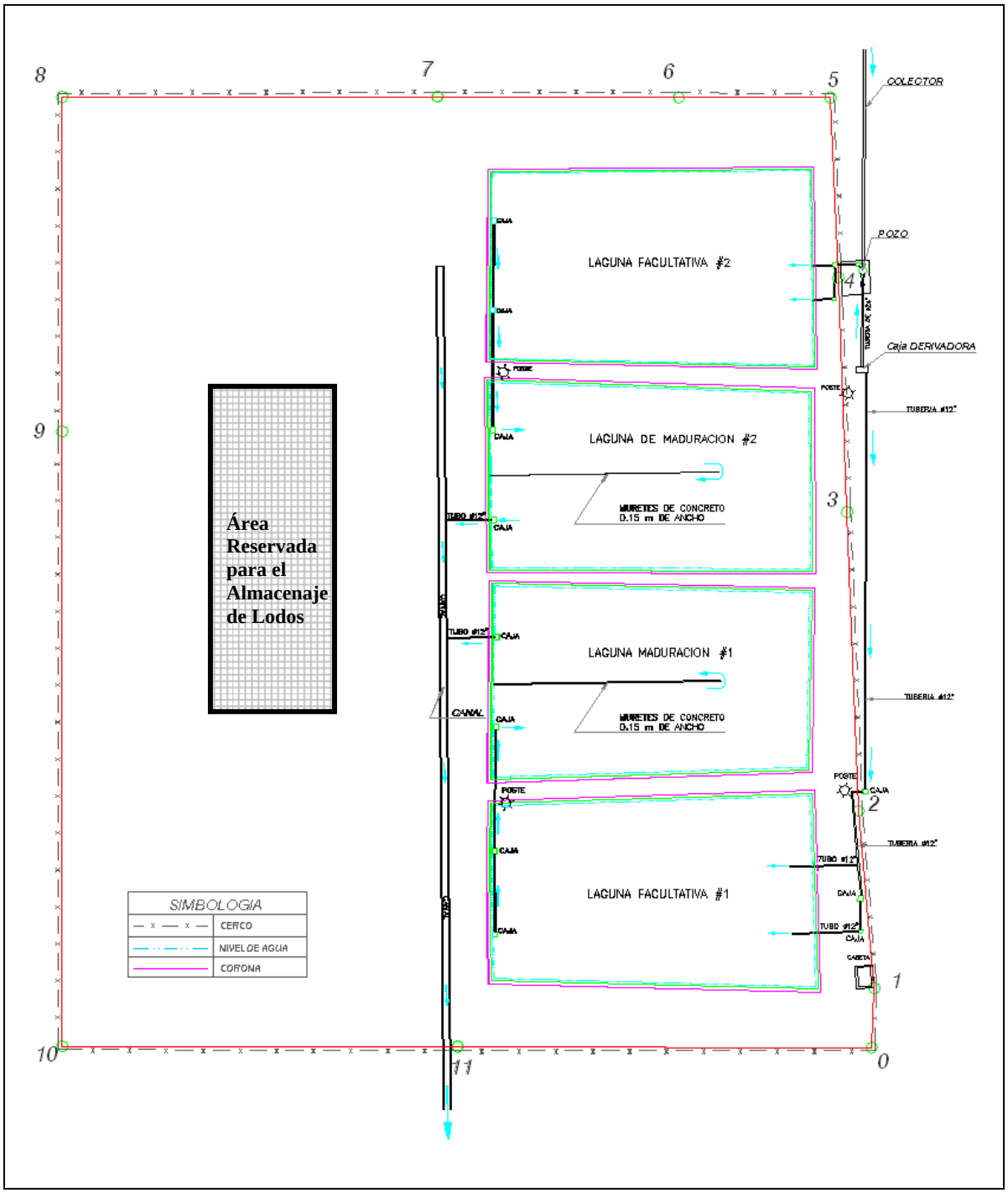



**Figura 7-2:** Instalación de las Lagunas de Estabilización de Villanueva, Cortés

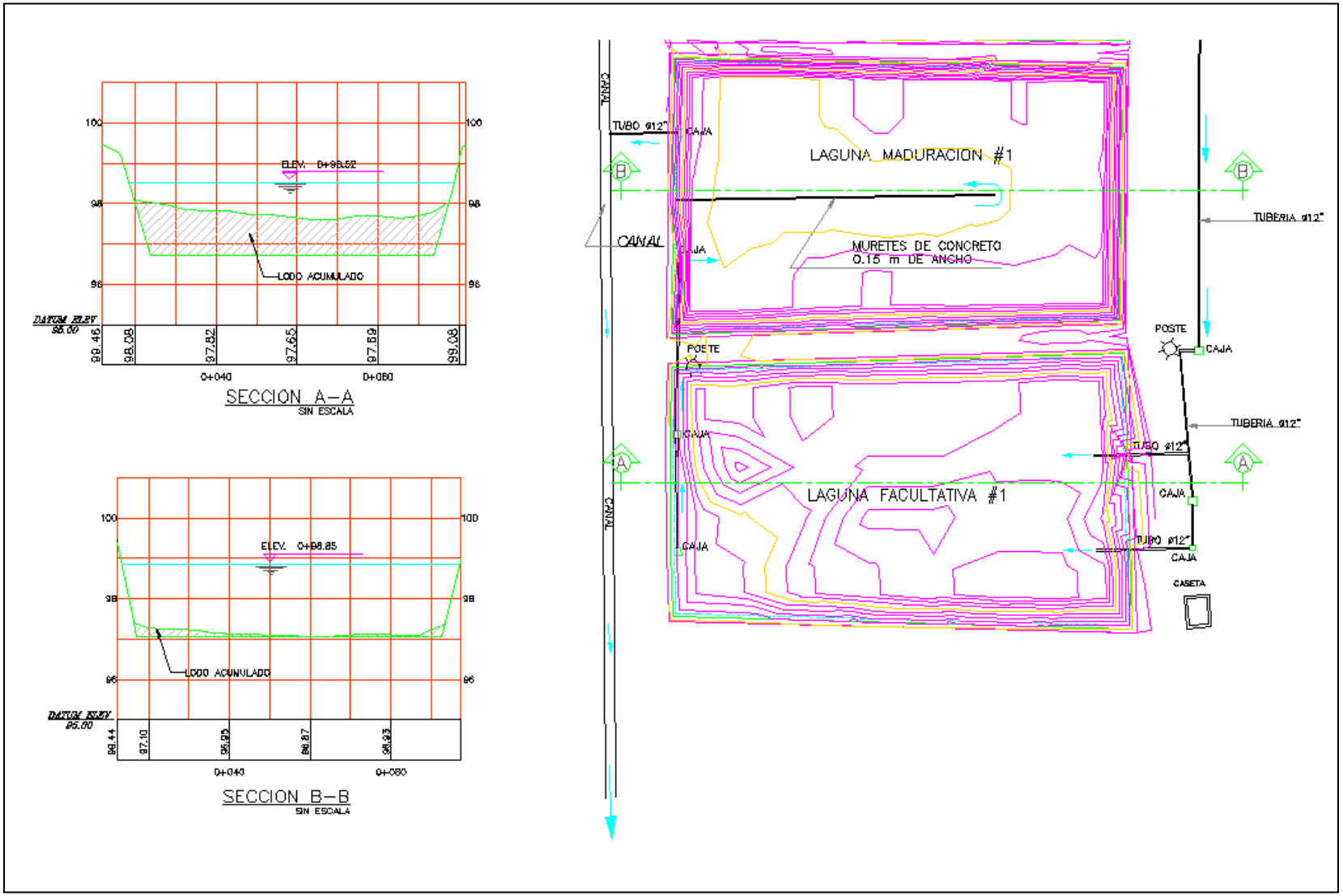



**Figura 7-3:** Resultados del Estudio de Batimetría de la Laguna Facultativa I, Villanueva, Cortés.

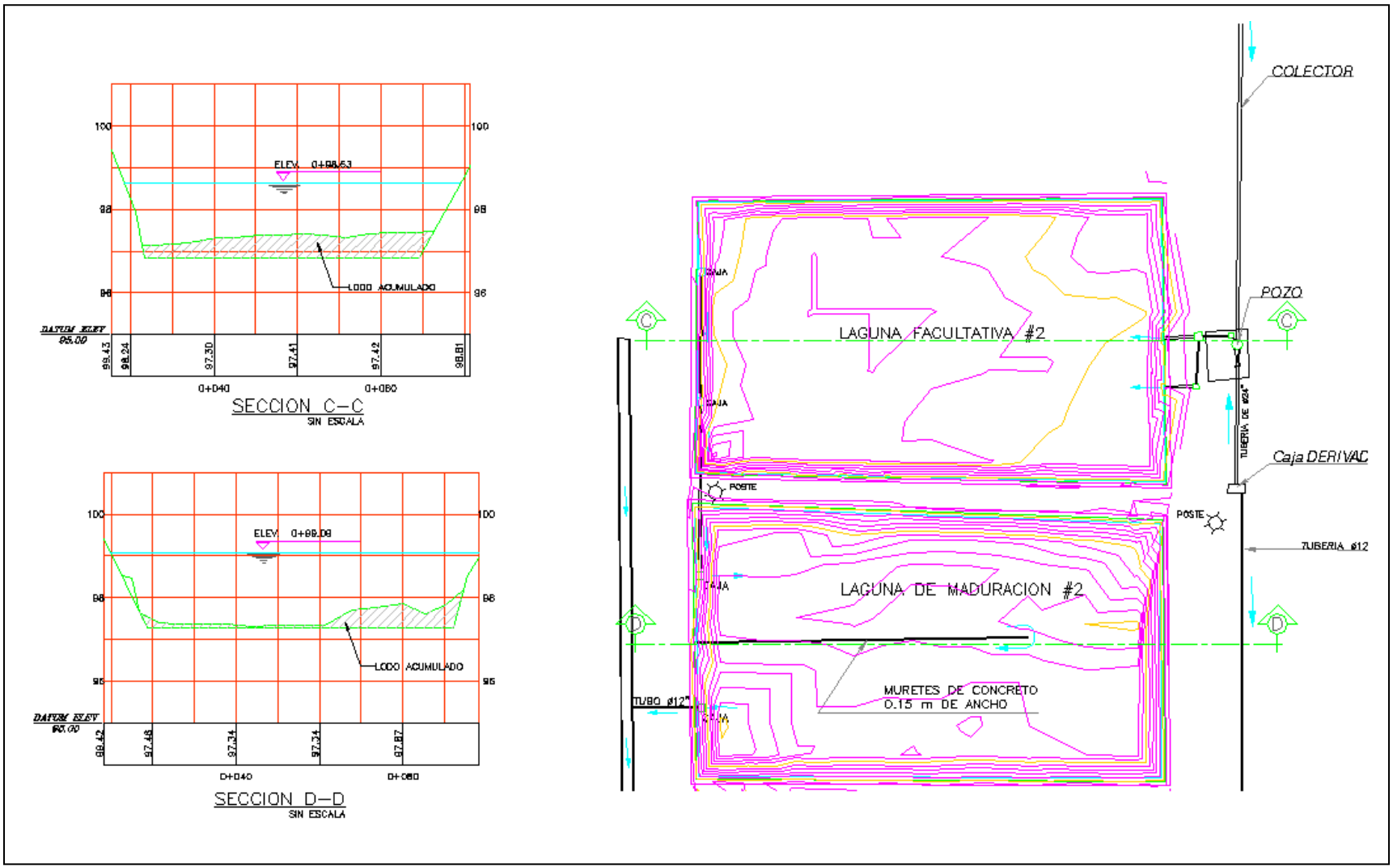



**Figura 7-4:** Resultados del Estudio de Batimetría de la Laguna Facultativa II, Villanueva, Cortés-

### *7.3.3 Caracterización Física-Química y Microbiológica de los Lodos*

Se presenta los resultados de los análisis de lodos en el Cuadro 8-7. Se ve que la Facultativa II tiene una concentración más alta de sólidos fijos, lo que indica un desequilibrio en cuanto a la repartición de caudales entre las dos baterías, con la Facultativa II recibiendo más caudal, y entonces más sólidos arenosos entran la II que la I. También, por la acumulación de lodos mostrada en el Cuadro 8-5 se ve que la II está recibiendo más carga de sólidos suspendidos.

**Cuadro 7-7: Resultados de Análisis de Lodos en las Lagunas Facultativas Villanueva, Cortés, Año 2003**

| Parámetro | Concentración Promedio de Tres Muestras | |
|---|---|---|
| | Facultativa I | Facultativa II |
| Sólidos Totales ($ST_o$), % | 11.0 | 11.1 |
| Sólidos Volátiles ($SV$), % | 28.6 | 15.5 |
| Sólidos Fijos ($SF$), % | 71.4 | 84.5 |
| Huevos de Helmintos, No./gramo seco | 638 | 839 |

Fuente: ECOMAC, 2004.

De los datos en el Cuadro 7-6 se puede calcular la gravedad específica de los sólidos y los lodos, y la masa de sólidos secos en cada laguna así:

1. Calcular la gravedad específica de sólidos y lodos en cada laguna utilizando las Ecuaciones 7-6 y 7-7:

   Facultativa I:

$$\frac{1}{GE_S} = \frac{SV}{1.0} + \frac{SF}{2.5} = \frac{0.286}{1.0} + \frac{0.714}{2.5} = 0.572;\ GE_S = 1.74$$

$$\frac{1}{GE_L} = \frac{ST}{GE_S} + \frac{(1-ST)}{1.0} = \frac{0.11}{1.74} + \frac{0.89}{1.0} = 0.953;\ GE_L = 1.05$$

   Facultativa II:

$$\frac{1}{GE_S} = \frac{SV}{1.0} + \frac{SF}{2.5} = \frac{0.155}{1.0} + \frac{0.0.845}{2.5} = 0.493;\ GE_S = 2.028$$

$$\frac{1}{GE_L} = \frac{ST}{GE_S} + \frac{(1-ST)}{1.0} = \frac{0.111}{2.028} + \frac{0.889}{1.0} = 0.943;\ GE_L = 1.06$$

2. Calcular la masa de sólidos secos en cada laguna utilizando la Ecuación 7-8:

Facultativa I:

$$M_S = V_L \cdot \rho_{H_2O} \cdot GE_L \cdot ST = \left(1{,}500\text{m}^3\right) \cdot \left(1{,}000\ \text{kg/m}^3\right) \cdot \left(1.05\right) \cdot \left(0.110\right) = 173{,}250\ \text{kg} = 173.2\ \text{toneladas}$$

Facultativa II:

$$M_S = V_L \cdot \rho_{H_2O} \cdot GE_L \cdot ST = \left(1{,}827\text{m}^3\right) \cdot \left(1{,}000\ \text{kg/m}^3\right) \cdot \left(1.06\right) \cdot \left(0.111\right) = 214{,}965\ \text{kg} = 215.0\ \text{toneladas}$$

### *8.3.4 Estimación del Tiempo de Secado y Volumen Final de Lodos*

1. Calcular el área del fondo de cada laguna con la Ecuación 7-12:

$$A_b = (l - 2iP) \cdot (a - 2iP) \qquad (7\text{-}12)$$

Donde $A_b$ = área del fondo, $m^2$
$l$ = largo de la laguna, m
$a$ = ancho de la laguna, m
$P$ = profundidad de la laguna vacía de lodos, m
$i$ = relación horizontal/vertical del talud interior (generalmente $i$ = 3/1)

Facultativa I y II:

$$A_b = (l - 2iP) \cdot (a - 2iP) = \left(85\text{m} - (2) \cdot (3) \cdot (1.8\text{m})\right) \cdot \left(50\text{m} - (2) \cdot (3) \cdot (1.8\text{m})\right) = 2{,}909\ \text{m}^2$$

2. Calcular la profundidad de lodos esparcidos por todo el fondo de las lagunas para el secado:

Facultativa I:

$$P_o = \frac{V_L}{A_b} = \frac{1{,}500\text{m}^3}{2{,}909\text{m}^2} = 0.52\ \text{m}$$

Facultativa II:

$$P_o = \frac{V_L}{A_b} = \frac{1{,}827\text{m}^3}{2{,}909\text{m}^2} = 0.63\ \text{m}$$

3. Determinar el valor de $\left(E_n - P_n\right)_{Min}$ de los datos del Cuadro 7-4:

$$\left(E_n - P_n\right)_{Min} = 0.0037\ \text{m/día}$$

4. Calcular el tiempo de secado utilizando la Ecuación 7-9 y asumiendo que los lodos serán secados hasta el valor de los sólidos totales, $ST_f$, llega a 20%, el valor mínimo que permite sacar los lodos con equipo pesado (Franci, 1999). Se calcula entre las posibilidades de $k_e$ = 0.6 (lodos no volteados) y 1.0 (lodos volteados de rutina). También porque es posible que el drenaje puede remover fácilmente hasta 25% del agua removida de los lodos en una laguna sellada con arcilla a través de infiltración (Franci, 1999), se calcula con $D$ = 0 y 0.25.

Facultativa I:

i) $k_e = 0.6$, $D = 0$:

$$t_S = \frac{P_o \cdot \left(1 - \frac{ST_o}{ST_f}\right) \cdot (1 - D)}{k_e \cdot (E_n - P_n)_{Mín}} = \frac{(0.52\text{m})\left(1 - \frac{0.11}{0.20}\right)}{(0.60)(0.0037\text{m/día})} = 105 \text{ días} > 90 \text{ días máximos}$$

ii) $k_e = 1.0$; $D = 0$:

$$t_S = \frac{P_o \cdot \left(1 - \frac{ST_o}{ST_f}\right) \cdot (1 - D)}{k_e \cdot (E_n - P_n)_{Mín}} = \frac{(0.52\text{m})\left(1 - \frac{0.11}{0.20}\right)}{(1.0)(0.0037\text{m/día})} = 63 \text{ días}$$

Facultativa II:

i) $k_e = 0.6$; $D = 0$:

$$t_S = \frac{P_o \cdot \left(1 - \frac{ST_o}{ST_f}\right) \cdot (1 - D)}{k_e \cdot (E_n - P_n)_{Mín}} = \frac{(0.63\text{m})\left(1 - \frac{0.111}{0.20}\right)}{(0.60)(0.0037\text{m/día})} = 126 \text{ días} > 90 \text{ días máximos}$$

ii) $k_e = 1.0$; $D = 0$:

$$t_S = \frac{P_o \cdot \left(1 - \frac{ST_o}{ST_f}\right) \cdot (1 - D)}{k_e \cdot (E_n - P_n)_{Mín}} = \frac{(0.63\text{m})\left(1 - \frac{0.11}{0.20}\right)}{(1.0)(0.0037\text{m/día})} = 76 \text{ días}$$

Los cálculos sugieren que la acumulación de lodos ha llegado casi al límite que permitiera su secado adecuado por evaporación sin infiltración; si existiera infiltración, el secado pasaría más rápido dentro de los límites de los meses de evaporación neta máxima. Por lo tanto, será muy importante esparcir los lodos por todo el fondo y voltearlos de rutina para que el valor de $k_e$ aproxime 1.0. En la Figura 7-5 se presentan la relación de tiempo de secado versus profundidad de lodos para $k_e = 0.6$ y 1.0 con $D = 0$ para los datos meteorológicos de Villanueva. Se concluye de la Figura 8-5 que la profundidad óptima para la próxima limpieza debe ser alrededor de 0.3m. En este caso el tiempo de secado, asumiendo el peor escenario con $k_e = 0.6$ y $D = 0$, sería 60 días con 30 días reservadas como un factor de seguridad (Figura 7-5).

5. Calcular el volumen final de lodos después del secado con las Ecuaciones 7-10 y 7-11.

Facultativa I:

$$P_f = P_o \cdot \left(\frac{ST_o}{ST_f}\right) = 0.52 \cdot \left(\frac{0.11}{0.20}\right) = 0.286\,\text{m}$$

$$V_f = P_f \cdot A_b = 0.286\text{m} \cdot \left(2{,}909\text{m}^2\right) = 832\,\text{m}^3$$

Facultativa II:

$$P_f = P_o \cdot \left(\frac{ST_o}{ST_f}\right) = 0.63 \cdot \left(\frac{0.111}{0.20}\right) = 0.350\,\text{m}$$

$$V_f = P_f \cdot A_b = 0.350\text{m} \cdot \left(2{,}909\text{m}^2\right) = 1{,}017\,\text{m}^3$$

Volumen Final para las Facultativas I y II:

$V_{f\,(\text{I}+\text{II})} = 832 + 1{,}017 = 1{,}849\ \text{m}^3$

### *7.3.5 Plan de Trabajo*

Desvío de Afluente y Su Impacto en el Funcionamiento del Sistema

Porque cada laguna ha llegado a su límite de acumulación de lodos, se recomienda drenar las dos lagunas juntas y desviar el afluente a las dos lagunas de maduración por un período máximo de 2 a 3 meses. Se puede justificar el desvío de las dos concurrentes por las siguientes razones:

i) El volumen de las lagunas de maduración es igual al del volumen de las facultativas y, por lo tanto, el funcionamiento de ellas deben ser parecidos a las lagunas facultativas.

ii) Los datos de monitoreo de las lagunas facultativas muestran que están funcionando bien en términos de remoción de $DBO_5$, sólidos suspendidos, y huevos de helmintos, a pesar que están sobrecargadas (ECOMAC, 2004). Como resultado, y especialmente porque están sobrecargadas, sería mejor desviar el caudal entre dos lagunas en paralelo en vez de una sola.

Drenaje de las Lagunas Facultativas

Se drena las lagunas utilizando un sifón en una esquina del lado de la descarga del efluente; sí no existe suficiente carga para utilizar un sifón, se puede utilizar una bomba. Se drena la laguna desde la esquina para que la descarga no se lleve los lodos, la mayoría los cuales deberían estar depositados lejos de la esquina. El agua drenada debe ser descargada a la laguna de maduración.

Una vez que la laguna está vacía con la superficie de los lodos expuesta, se puede aprovechar el período de secado para construir un dispositivo de drenaje y una rampa para el acceso de equipo pesado.

Secado de Lodos

Se debe utilizar un tractor agrícola con arado o barrena horizontal para esparcir los lodos por todo el área del fondo de la laguna. También, se debe voltear los lodos cada cierto tiempo para maximizar el valor de $k_e$.

Limpieza de Lodos

Cuando los lodos están suficiente secos, se mete un cargador con rueda o oruga para la recolección de los lodos. Un cargador debe poder remover y poner en camiones el volumen final calculado, 1,800 $m^3$, fácilmente en 2 ó 3 días de trabajo si los lodos están suficiente secos. Como un punto de referencia, para las lagunas de San Juan en Lima, Perú, se utilizó un buldózer D-6 en 20 horas de trabajo para mover y acondicionar 1,800$m^3$ de lodos secos de una laguna de 2 hectáreas; el costo total fue US $2,600, ó US $1.33/$m^3$ (Julio Moscoso, CEPIS, comunicación personal).

Rellenado de las Lagunas

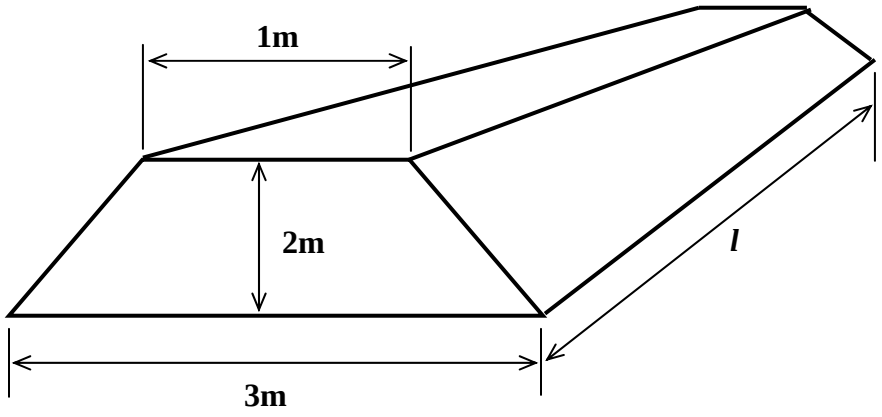
Una vez limpiadas, las dos lagunas deben estar rellenadas inmediatamente con agua limpia y los caudales redirigidos a su diseño original.

Disposición Final de Lodos

Los lodos, por su contaminación con huevos de helmintos, deben estar almacenados por 1 año mínimo en la instalación. Antes de moverlos para cualquier uso o disposición diferente, se deben analizar los huevos vivos de helmintos.

El área requerida para el almacenaje de los lodos secados:

Se asume que los lodos estarán almacenados en pilas de 2 m de profundidad con el ancho de la base de 3 m y el ancho de la capa de 1 m como se ve en la sección transversal abajo (También véase las Fotos 7-4):



El largo, $l$, requerido de la pila sería

$$l = \frac{1{,}849\text{m}^3}{\left(\frac{3\text{m}+1\text{m}}{2}\right)\cdot(2\text{m})} = 462\text{ m}$$

Se podría utilizar 6 pilas, por ejemplo, de cada una con 77 m de largo. Con 0.5 m de espacio entre las pilas, el área requerida sería solamente 1,578 $m^2$ (77m x 20.2m), lo que sería menos que la mitad del área de una laguna facultativa. Se muestra esta área en la Figura 7-2.

Impactos Ambientales

El contratista debe desarrollar un programa de higiene ocupacional que incluye el lavado higiénico de equipo pesado, herramientas, botas y ropa de trabajadores para proteger la salud pública y evitar la transmisión de enfermedades relacionadas a excrementos, especialmente las de helmintos intestinales.

### *7.3.6 Comentario*

Este estudio de caso muestra claramente la importancia de anticipar la acumulación de lodos y planear bien para su remoción antes de que llegue al límite de poder secarlos adecuadamente durante la época de evaporación neta máxima. Si tuviera que removerlos mojados (por ser demasiado profundos para secar) con otros métodos discutidos adelante, el costo de remoción subiría significativamente. Todos los diseños de lagunas y los manuales de operación deben incluir planes detallados para la remoción de lodos, tomando en cuenta las condiciones meteorológicas locales.

El caso de Villanueva muestra claramente que cuando el sistema está sobrecargado, empeora el problema del manejo de los lodos acumulados. Tan pronto como sea posible la municipalidad de Villanueva debe programar la instalación de una canaleta Parshall prefabricada para medir los caudales y anticipar una expansión del sistema, y un desarenador para minimizar la carga de sólidos arenosos que llega a las lagunas primarias sobrecargadas.

## 7.4 Otros Métodos para Remover los Lodos Acumulados

El Cuadro 7-8 muestran todos los métodos que han sido utilizados para la remoción de lodos en lagunas primarias. Se pueden clasificar los métodos entre los que requieren que la laguna esté fuera de servicio, y los que permiten que la laguna quede en operación (Franci, 1999). Con la excepción del método analizado en detalle en este capítulo—el secado completo con recolección con equipo—todos los demás métodos requieren lechos de secado y manejo adecuado de lixiviados porque el lodo sería todavía un líquido en vez de un sólido cuando se le remueve de la laguna. Sin duda, la necesidad de lechos de secado con drenaje de lixiviado añade costos adicionales, manejo más complicado de lodos y lixiviados, y riesgos más altos de contaminación ambiental; el lixiviado estaría más contaminado que aguas residuales crudos en términos de DBO y concentraciones de patógenos. Sin embargo, si es posible que las lagunas primarias

**Cuadro 7-8: Métodos para Remover los Lodos Acumulados de Lagunas Primarias**

| Método | Ventajas | Desventajas |
|---|---|---|
| **I. Laguna Fuera de Operación** | | |
| Secado completo y recolección con equipo | Simplicidad de operación<br>Método más económico | Tiempo de secado largo<br>Laguna fuera de servicio |
| Secado parcial con empuje y bombeo o empuje y recoge con excavadora | Una solución apropiada cuando los lodos están demasiado profundos para secar completamente | Tiempo de secado largo<br>Laguna fuera de servicio<br>Necesidad de lechos de secado<br>Manejo de lixiviados |
| **II. Laguna en Operación** | | |
| Descarga hidráulica por tubería | Simplicidad operacional<br>Bajo costo<br>Laguna queda en operación | Carga hidráulica requerida<br>Instalación del sistema<br>Dispositivo de descarga tiene tendencia pegar<br>Necesidad de lechos de secado<br>Manejo de lixiviados |
| Camión de vacío | Simplicidad operacional<br>Lodo transportado en el camión<br>Laguna queda en operación | Costo de equipo<br>Alcance de manguera<br>Personal calificado<br>Necesidad de lechos de secado<br>Manejo de lixiviados |
| Draga | Laguna queda en operación | Costo de equipo<br>Personal calificado<br>Necesidad de lechos de secado<br>Manejo de lixiviados |
| Bombeo por balsa | Laguna queda en operación | Costo de equipo<br>Personal calificado<br>Necesidad de lechos de secado<br>Manejo de lixiviados |

Adaptado de Franci (1999).

han llegado a su límite para el secado completo, como el caso de Villanueva, se recomienda un análisis de costos de todos los métodos, incluyendo el tratamiento y disposición final de los lodos y lixiviados, para seleccionar la solución más apropiada con menos costos.

Se pueden recomendar dos métodos adicionales para el caso de Villanueva si no se puede secar los lodos completamente: i) el secado parcial con empuje y bombeo o empuje con recoge con excavadora; y ii) el uso de camiones limpia fosa séptica.

El secado parcial sería una solución *in situ* si el secado completo estuviera atrasando. En este método se construye un sumidero en la esquina de la laguna donde permanecen la mayoría de lodos. En el pozo se pone una bomba sumergida de desplazamiento positivo para lodos de altas concentraciones de sólidos totales. Luego, se empuja los lodos por todo el fondo de la laguna hacia el sumidero con un tractor o excavadora de oruga, los cuales pueden mover a través de lodos mojados. Finalmente, se bombea continuamente los lodos a un lecho de secado construido cerca de la laguna; el lecho debe tener drenaje de lixiviado que pasa directamente a otra laguna para su tratamiento. Si los lodos han llegado a una consistencia más sólida que líquida, sería posible utilizar una excavadora para sacarlos; en este caso el operador de la excavadora tiene que ser capacitado en la excavación de lodos de lagunas.

El uso de camiones de vacío es factible si el equipo está disponible y las mangueras alcanzan los lodos depositados. La municipalidad de León, Nicaragua, por ejemplo, ha utilizado un camión de vacío para sacar los sólidos arenosos del desarenador de la laguna facultativa de León (Fotos 8-6). Sin embargo, este método todavía requiere un lecho de secado con tratamiento de los lixiviados porque la concentración de sólidos totales en los lodos sería igual a lo que existe dentro de la laguna. Este método tiene la ventaja que la laguna puede quedar en operación.

Las Fotos 7-5 y 7-6 muestran ejemplos de algunos de los otros métodos mencionados.

### 7.5 Remoción de Lodos en las Lagunas de Estabilización en Estelí, Nicaragua

En el año 2003, como parte del Proyecto Integrado Estelí-Ocotal, que se realiza dentro del marco del Programa Regional para la Reconstrucción de América Central (PRRAC) financiado por la Unión Europea, se llevó a cabo la remoción de lodos en las lagunas de estabilización de la ciudad de Estelí, Nicaragua. Este trabajo es el único documentado en América Central sobre la remoción de lodos, y se presenta el estudio con los resultados en detalle en el Anexo.

Se experimentó con el retiro de lodos secados a mano y con maquinaría, y también con el retiro de lodos mojados utilizando una balsa con bomba centrífuga. Los costos de remoción de lodos en las lagunas de Estelí (solamente la remoción de las lagunas y no la disposición final) varían entre € 1.45 y 2.90/$m^3$, lo que hubiera sido en el año 2003 entre US $ 1.70 y 3.40/$m^3$ (1€ = 1.17 US $). Estos costos no incluyeron la construcción de una laguna de secado utilizada con el retiro de lodos mojados con bombeo.

**Fotos 7-5a:** Un ejemplo del secado parcial con empuje por una excavadora y bombeo con una bomba sumergida de desplazamiento positivo. La bomba fue colocada en un sumidero construido por el contratista y los lodos bombeados a un lecho de secado al lado de laguna primaria (Véase las fotos seguidas). La excavadora solamente está empujando los lodos hacia el pozo de bombeo (Municipalidad de Biggs, California).

**Fotos 7-5b:** El lecho de secado recibiendo los lodos bombeados de la laguna primaria (foto de arriba) y los lodos dos meses después de secar (foto de abajo). El lecho de secado fue construido con un drenaje para los lixiviados, lo que llevaba los lixiviados a la otra laguna en operación. Después de secar los lodos fueron llevados a un relleno sanitario. (Biggs, California).

**Fotos 7-6:** Otros métodos de remover lodos de lagunas primarias incluyen bombeo con camiones de vacío, los cuales son típicamente utilizados para la limpieza del alcantarillado en ciudades grandes, y dragas flotando en una balsa (foto abajo). Los dos métodos requieren la construcción de lechos de secados para los lodos y manejo de lixiviados (Foto de arriba: León, Nicaragua; abajo: Ciudad de Sacramento, California).

## REFERENCIAS


APHA (American Public Health Association), *Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater*, 19th Edition, America Public Health Association, Washington, D.C., 1995.

Arceivala, S. J., *et al. Waste Stabilization Ponds: Design, Construction & Operation in India*, Central Public Health Engineering Research Institute, Nagpur, India, 1970.

Arridge, H., *et al.*, *Vibrio Cholerae 01* and *Salmonellae* Removal Compared with the Die-Off of Faecal Indicator Organisms in Waste Stabilization Ponds in Northeast Brazil, *Water Science and Technology, Vol. 31,* No. 12, pp. 249-256, 1995.

Arthur, J. P., Notes on the Design and Operation of Waste Stabilization Ponds in Warm Climates of Developing Countries, Technical Paper No. 7, The World Bank, Washington, D.C., 1983.

ASCE/WPCF (American Society of Civil Engineers/Water Pollution Control Federation), *Wastewater Treatment Plant Design*, ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice No. 36, New York, 1977.

Babbitt, H. E. and Baumann, E. R., *Sewerage and Sewage Treatment*, Eighth Edition, John Wiley & Sons, New York, 1958.

Bern, C., *et al*., Epidemiologic Studies of *Cyclospora cayetanensis* in Guatemala, *Emerging Infectious Diseases*, Vol. 5, No. 6, pp. 766-774, November-December, 1999.

Cairncross, S. and Feachem, R., *Environmental Health Engineering in the Tropics,* Wiley, New York, 1993.

Carranza, G., *Selección Apropiada de Tecnologías de Tratamiento para Aguas Residuales Domésticas*, Tesis presentada a la Junta Directiva de la Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos, Guatemala, 1997.

Castro de Esparza, M. L., *et al*., Estudio Preliminar de la Remoción de *Vibrio cholerae* en Aguas Residuales Tratadas Mediante Lagunas de Estabilización, CEPIS/OPS, 27 de enero de 1992. (http://www.cepis.org.pe/eswww/fulltext/repind57/epr/epr.html)

CEPIS/OPS (Centro Panamericano para Ingeniería Sanitaria/Oganización Panamericana de la Salud), *Regional Project, Integrated Systems for the Treatment and Recycling of Waste Water in Latin America: Reality and Potential,* Lima, 2000.

Cisneros, B. *et al.* (Sin Fecha) *Manual de Diseño de Lagunas de Estabilización*, Comisión Nacional del Agua, Distrito Federal, México.

Czysz, W., *et al*., *Manual de Disposición de Aguas Residuales*, CEPIS, OPS/OMS, Lima, Perú, 1991.

Cubillos, A., *Lagunas de Estabilización*, Centro Interamericano de Desarrollo e Investigación Ambiental y Territorial (CIDIAT), Mérida, Venezuela, 1994.

Departamento de Sanidad del Estado de Nueva York, *Manual de Tratamiento de Aguas Negras*, Editorial LUMUSA, México, 1993.

ECOMAC, Informes de Monitoreo: Lagunas de Estabilización en Honduras, (11 Volumenes) Proyecto Monitoreo de Sistemas de Estabilización de Tratamiento de Aguas Negras, Department of the Army, U.S. Army Corps of Engineers (Cuerpo de Ingenieros del Ejército de Estados Unidos), Mobile District, Tegucigalpa, 2004.

Egocheaga, L. y Moscoso, J. *Una Estrategia para la Gestión de las Aguas Residuales Domésticas*, CEPIS/OPS, Lima, 2004.

Feachem, R.G. *et al.*, *Sanitation and Disease: Health Aspects of Excreta and Wastewater Management*, The World Bank, Washington, D.C., 1983.

Fiore, A., Hepatitis A Transmitted by Food, *Clinical Infectious Diseases*, Vol. 38, pp. 705-715, 2004.

Franci, R. (Coordenacão), *Gerenciamento do Lodo de Lagoas de Estabilizacão Não Mecanizadas*, Rede Cooperativa de Pesquisas, Rio de Janeiro, Brasil, 1999.

Girard de Kaminsky, R., *El Parasitísmo en Honduras*, Universidad Nacional Autónoma de Honduras, OPS/OMS, Serie de Diagnósticos No. 14, Tegucigalpa, 1996.

Gloyna, E. F., *Waste Stabilization Ponds*, World Health Organization, Geneva, 1971.

Ho, A. Y., *et al.*, Outbreak of Cyclosporiasis Associated with Imported Raspberries, Philadelphia, Pennsylvania, 2000, *Emerging Infectious Disease*, Volume 8, No. 8, pp. 783-788, August 2002.

INAA (Instituto Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados), *Guía de Operación y Mantenimiento de Lagunas de Estabilización*, Departamento de Calidad del Agua, Gerencia de Normación Técnica, Managua, Nicaragua, 1996.

León, G. y Moscoso, J., *Curso de Tratamiento y Uso de Aguas Residuales*, CEPIS, OPS/OMS, PUB96.20, Lima, Perú, 1996.

Lloyd, B. J., Leitner, A. R., Vorkas, C. A., y Guganesharajah, R. K., Under-Performance Evaluation and Rehabilitation Strategy for Waste Stabilization Ponds in Mexico, *Water Science and Technology*, Vol. 48, No. 2, pp. 35-43, 2003a.

Lloyd, B. J., Vorkas, C. A., y Guganesharajah, R. K., Reducing Hydraulic Short-Circuiting in Maturation Ponds to Maximize Pathogen Removal Using Channels and Wind Breaks, *Water Science and Technology*, Vol. 48, No. 2, pp. 153-162, 2003b.

Mangelson, K. and Watters, G., Treatment Efficiency of Waste Stabilization Ponds, *Journal of the Sanitary Engineering Division*, Vol. 98, No. SA2, American Society of Civil Engineers (ASCE), pp. 407-425, 1972.

Mara, D., *Sewage Treatment in Hot Climates*, John Wiley & Sons, New York, 1976.

Mara, D. and Cairncross, S., *Guidelines for the Safe Use of Wastewater and Excreta in Agriculture and Aquaculture,* World Health Organization, Geneva, 1989.

Mara, D. *et al.*, *Waste Stabilization Ponds: A Design Manual for Eastern Africa*, Lagoon Technology International, Leeds, England, 1992.

Mara, D. and Pearson, H., *Design Manual for Waste Stabilization Ponds in Mediterrean Countries,* Lagoon Technology International, Leeds, England, 1998.

Marais, G. v. R. y van Haandel, A. C., Design of Grit Channels Controlled by Parshall Flumes, *Water Science and Technology*, Vol. 33, No. 3, pp. 195—210, 1996.

McGarry, M. y Pescod, M., Waste Stabilization Pond Criterion for Tropical Asia, Proceedings of the 2nd International Symposium on Waste Treatment Lagoons, pp. 114-132, University of Kansas, Lawrence, Kansas, USA, 1970.

Mendonça, S. R., *Sistemas de Lagunas de Estabilización*, McGraw-Hill, Bogotá, 2000.

Metcalf & Eddy, *Wastewater Engineering: Treatment, Disposal, and Reuse*, Third Edition, McGraw-Hill, New York, 1991.

Metcalf & Eddy, *Wastewater Engineering: Treatment, Disposal, and Reuse*, Fourth Edition, McGraw-Hill, New York, 2003.

Middlebrooks, E. J., *et al.*, *Wastewater Stabilization Lagoon Design, Performance and Upgrading*, Macmillan, New York, 1982.

MOPT (Ministerio de Obras Públicas y Transportes), *Depuración por Lagunaje de Aguas Residuales: Manual de Operadores*, Monografías de la Secretaría de Estado para las Políticas del Agua y el Medio Ambiente, Ministerio de Obras Públicas y Transportes, Madrid, España, 1991.

Nelson, K., Jiménez Cisneros, B., Tchobanoglous, G., y Darby, J., Sludge Accumulation, Characteristics, and Pathogen Inactivation in Four Primary Waste Stabilization Ponds in Central Mexico, *Water Research*, Vol. 38, pp. 111—127, 2004.

Oakley, S. M., *Manual de Diseño, Operación y Mantenimiento para Lagunas de Estabilización en Centroamérica*, AIDIS/AGISA, ERIS/USAC, INFOM, UNICEF, OPS/OMS, CARE, Guatemala, 1998.

Oakley, S. M. *Lagunas de Estabilización para Tratamiento de Aguas Negras: Las Experiencias de Honduras, Nicaragua, El Salvador y Guatemala*, Red Regional de Agua y Saneamiento de Centro América (RRAS-CA), Tegucigalpa, Honduras, Agosto, 1998.

Oakley, S. M., Pocasangre, A., Flores, C., Monge, J., Estrada, M., Waste Stabilization Pond Use in Central America: The Experiences of El Salvador, Guatemala, Honduras, and Nicaragua, *Water Science and Technology,* Vol. 42, Nos. 10-11, pp. 51-58, 2000.

Oakley, S. M., Monitoring of Wastewater Stabilization Ponds in Honduras, Proceedings of the XXIX Inter-American Congress of Sanitary and Environmental Engineering, Asociación Interamericana de Ingeniería Sanitaria (AIDIS), San Juan, Puerto Rico, August 2004.

Organización Panamericana de Salud (OPS), *Las Condiciones de Salud en las Américas*, Publicación Científica No. 569, Volumen I y II, Washington, D.C., 1998.

Organización Panamericana de Salud (OPS), *Las Condiciones de Salud en las Américas*, Publicación Científica No. 587, Volumen I y II, Washington, D.C., 2002.

Oswald, W. J. and Gotaas, M., Photosynthesis in Sewage Treatment, *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, Vol. 122, pp. 73-105, 1957.

Oswald, W. J., Fundamental Factors in Stabilization Pond Design, *Advances in Biological Waste Treatment*, W. W. Eckenfelder and B. J. McCabe Editors, Macmillan, New York, pp. 357-393, 1963.

Reynolds, T. D. y Richards, P. A., *Unit Operations and Processes in Environmental Engineering*, Second Edition, PWS Publishing Company, Boston, 1996.

Rittmann, B. E. and McCarty, P. L. *Environmental Biotechnology: Principles and Applications*, McGraw-Hill, New York, 2001.

Sáenz, R., *Lagunas de Estabilización y Otros Sistemas Simplificados para El Tratamiento de Aguas Residuales*, Manual DTIAPA No. C-14, Segunda Edición, CEPIS, Lima, Perú, 1985.

Salazar, D., *Guía para el Manejo de Excretas y Aguas Residuales Municipales*, Programa Ambiental Regional para Centroamérica (PROARCA/SIGMA), Guatemala, 2003.

Savioli, L., *et al*., Intestinal Parasitic Infections: A Soluble Public Health Problem, *Transactions of the Royal Society of Tropical Medicine and Hygiene, 86,* pp. 353-354, 1992.

Shilton, A. and Harrison, J., *Guidelines for the Hydraulic Design of Waste Stabilization Ponds*, Institute of Technology and Engineering, Massey University, Palmerston North, New Zealand, 2003.

Shuval, H.I. *et al.*, *Wastewater Irrigation in Developing Countries: Health Effects and Technical Solutions*, Technical Paper No. 51, The World Bank, Washington, D.C., 1986.

U.S. EPA, *Design Manual: Municipal Wastewater Stabilization Ponds*, U.S. Environmental Protection Agency, EPA-625/1-83-015, Washington, D.C., 1983.

U.S. EPA, *Design Manual: Dewatering Municipal Wastewater Sludges*, U.S. Environmental Protection Agency, EPA-625/1-87/014, Cincinnati, Ohio, 1987.

Viceministerio de Vivienda y Construcción, *Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales*, Reglamento Nacional de Construcciones, Norma de Saneamiento S.090, Lima, Perú, 1997.

WEF (Water Environment Federation), *Operation of Municipal Wastewater Treatment Plants*, Manual of Practice No. 11, Volume II, Second Edition, Alexandria, Virginia, USA, 1990.

WHO (World Health Organization) *Wastewater Stabilization Ponds: Principles of Planning and Practice*, WHO EMRO Technical Publication No. 10, World Health Organization, Regional Office for the Eastern Mediterranean, Alexandria, Egypt, 1987.

WHO (World Health Organization) *Health Guidelines for the Use of Wastewater in Agriculture and Aquaculture*, Technical Report Series No. 778, World Health Organization, Geneva, 1989.

WHO/UNICEF, *Global Water Supply and Sanitation Assessment 2000 Report*, WHO/UNICEF, Joint Monitoring Programme for Water Supply and Sanitation, Geneva, 2000.

Yánez, F., Reducción de Organismos Patógenos y Diseño de Lagunas de Estabilización en Países en Desarrollo, XIX Congreso Interamericano de Ingeniería Sanitaria y Ambiental (AIDIS), Santiago, Chile, noviembre de 1984.

Yánez, F., *Lagunas de Estabilización: Teoría, Diseño, Evaluación, y Mantenimiento*, Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias, Ministerio de Salud Pública, Quito, Ecuador, 1992.

**LAGUNAS AIREADAS MULTICELULARES DE DOBLE POTENCIA**
**(DPMC, por sus siglas en inglés)**

Bruce Henry

## Introducción

Las lagunas aireadas reciben el oxígeno de los sistemas de aire mecánico o difuso. Esto se contrasta con las lagunas de estabilización las cuales obtienen el oxígeno de la fotosíntesis y la aireación superficial. Se cree que la tecnología de lagunas aireadas comenzó como un intento por remediar los problemas de las lagunas de estabilización sobrecargadas. Inicialmente, se adicionó a la laguna la aireación con el fin de reducir la carga de entrada de DBO a un nivel para que la laguna pueda cumplir con su permiso de descarga.

**Figura 1. Primera celda de una laguna aireada con aireador flotante, Reservación de Porch Creek, Alabama.**

La mayoría de los diseños modernos para lagunas aireadas son multicelulares. Por regla general la mayoría de la aireación se aplica en la primera celda, con las células posteriores sirviendo en calidad de estanques de sedimentación/pulido.

Las lagunas aireadas han sido clasificadas por algunos por la cantidad de la mezcla proporcionada. Si se proporciona suficiente energía para mantener todos los sólidos en suspensión, se le denomina de mezcla completa. Si la energía se proporciona sólo para proveer suficiente oxígeno para oxidar la DBO que entra a la laguna, y no se hace intento alguno para mantener los sólidos en suspensión, se denomina una laguna de mezcla parcial.

Las lagunas de mezcla completa tienen más en común con el proceso de lodos activados que las otras tecnologías de lagunas. Los tiempos de retención son típicamente más cortos y el rendimiento es mejor que en el segundo, aunque los costos de energía son más elevados para los sistemas de mezcla completa.

## Modificaciones más Comunes

Si la contaminación del agua subterránea por la filtración de la laguna es un problema, se deberá instalar algún tipo de revestimiento a la laguna, impermeable. El vinilo, concreto y la arcilla compactada son materiales de revestimiento comunes. Puede ocurrir nitrificación significativa si una porción de los sólidos secundarios se reciclan en la primera celda. Esto aumenta el tiempo total de retención de sólidos, lo cual permite el florecimiento de las bacterias nitrificantes.

**Figura 2. Primera Celda Aireada, Roatán Honduras, en construcción.**

## Aplicaciones

Las lagunas aireadas se han utilizado para tratar aguas residuales domésticas e industriales de baja a mediana intensidad. El uso de este sistema es ventajoso en los lugares en el que la tierra está disponible y es asequible. Los costos de operación y mantenimiento (O&M) son bajos en comparación con el proceso de lodos activados, pero superiores a los costos de O&M para los estanques de estabilización. La principal ventaja de las lagunas aireadas sobre las lagunas de estabilización es su tamaño más pequeño, debido a un menor tiempo de retención hidráulica (de 3 a 5 días en lugar de 10 a 15). Por lo tanto, éstas requieren entre un cuarto a un tercio de la superficie de una laguna facultativa diseñada adecuadamente.

**Figura 3. Celdas de depositación con deflectores, Roatán.**

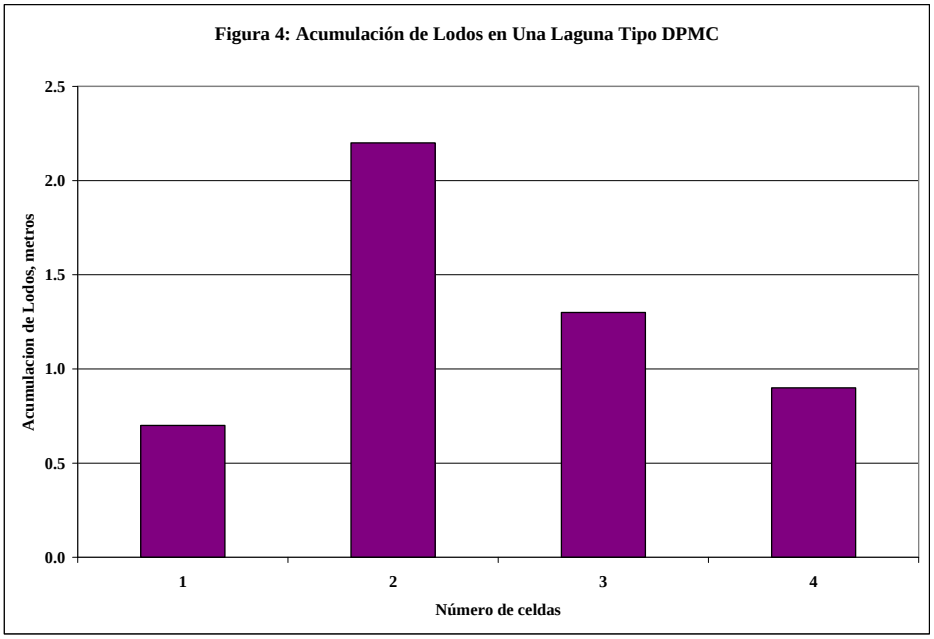
## Estado de la Tecnología

A pesar que no se utiliza tan ampliamente como las lagunas de estabilización, las lagunas aireadas tal como las lagunas facultativas, han estado en uso durante muchos años. Se trata de una tecnología plenamente demostrada. El sistema que vamos a abordar fue desarrollado por Linvil G. Rich, Profesor Emérito del Departamento de Ingeniería Ambiental y Ciencia de la Universidad de Clemson, en Carolina del Sur. Él ha denominado este sistema como el de lagunas aireadas multicelulares de doble potencia (DPMC). Se han construido innumerables sistemas que utilizan este diseño, los cuales se han desempeñado según lo previsto.. Este diseño dará un mejor rendimiento, con un menor tiempo de detención en comparación con otros diseños de laguna aireada actualmente en uso. La DPMC utiliza entre 1/3 y 1/4 de la energía de una planta de lodos activados, como la que usa una zanja de oxidación.

## Rendimiento

El sistema de lagunas DPMC cumplen constantemente con los límites de efluentes de 25 mg/L para la demanda bioquímica de oxígeno carbonácea ($DBOC_5$) y 30 mg/L para los SST. Otros sistemas de lagunas aireadas por lo general no funcionan bien. Esto se debe frecuentemente a un tiempo de detención excesivo que conduce a la proliferación de algas. En los sistemas de laguna aireada prácticamente la totalidad de los efluentes de SST y los de $DBOC_5$ son causados por las algas que crecen en la laguna. El sistema lagunar DPMC está diseñado para minimizar el crecimiento de algas.

***Residuos***
Se deberán remover los sólidos en el sistema al menos una vez cada 10 a 20 años. La mayoría de los sólidos se acumulan en las celdas después de la mezcla completa, en donde la mayor acumulación la recibe la primera celda con el primer estanque de depositación. La Figura 4 ilustra las profundidades de la acumulación de lodos en las cuatro celdas de un sistema de lagunas DPMC, situado en el Condado de Berkeley, Carolina del Sur, después de 16 años de operación.




***Nutrientes***
La remoción significativa de fósforo puede ocurrir en un sistema de lagunas DPMC como se puede ver en los datos más adelante, para dicho sistema en North Myrtle Beach, Carolina del Sur, aunque un 50% de remoción es más probable. Con estos sistemas parte de la nitrificación puede ocurrir durante el verano, pero es impredecible y no se puede contar con ello. La remoción de nitrógeno casi no se produce.

***Tóxicos***
Se removerán las sustancias tóxicas volátiles y se puede esperar que la remoción accidental de otras sustancias tóxicas sea similar al proceso de lodos activados.

***Eliminación de patógenos***
Sin desinfección, sólo se puede esperar una reducción de bacterias de 3 a 4 (escala logarítmica). Se puede reducir de 2 a 3 los virus cuando se compara con otros procesos que poseen datos. La eliminación de helmintos y protozoarios debe ser de 95 a99%. Si se va a volver a utilizar el efluente sin la desinfección, la utilización de un estanque de maduración con 10 a 20 días de detención podría reducir los patógenos a niveles aceptables en función del tipo de reutilización previsto.

**Diseño**

Esencialmente, el sistema de DPMC consta de cuatro celdas en serie. Para el tratamiento de aguas residuales municipales en el sureste de los Estados Unidos, el sistema tendrá un tiempo de

retención hidráulica (TRH) total de 4.5 a 5 días, y una profundidad de al menos 3 m, a nivel de diseño de caudal. La primera celda (TRH = 1.5 a 2 días) se airea a los 6 $W/m^3$ de volumen, un nivel que 1) mantendrá todos los sólidos en suspensión, y 2) proporcionará el oxígeno suficiente para la conversión del afluente DBO en dióxido de carbono y biomasa.

Las siguientes tres celdas, cada una con un TRH de aproximadamente 1 día, cumplen la función de sedimentación, estabilización de sólidos y almacenamiento de lodo. Cada celda se oxigena a un volumen de 1 $W/m^3$, un nivel que permite que los sólidos propensos a la sedimentación se sedimenten, pero que es suficiente para mantener una capa delgada de aeróbicos en la parte superior del depósito de los sólidos. La capa aeróbica reduce la retroalimentación de nitrógeno y DBO a la columna de agua, y mantiene un depósito estable. La aireación también reduce el volumen del espacio muerto de las celdas.

Dado que el control del crecimiento de algas es crucial para la reducción de los efluentes sólidos en suspensión, se debe prestar atención a los factores que influyen en ese crecimiento. En las áreas tropicales, los tiempos de retención de este sistema serían de 3 a 4 días o menos debido a las altas temperaturas del agua.

***Control de Algas***

Tiempo de Retención Hidráulica

La Figura 5 ilustra de una manera conceptual cómo el crecimiento de algas puede ser minimizado mediante el control del TRH. Hay un TRH mínimo (punto a) para reducir el $DBO_5$ del afluente a un nivel aceptable. También hay un TRH (punto b) más allá del cual las algas se establecen y crecen. La clave para el diseño de un sistema que produzca un efluente con un mínimo de algas consiste en un sistema en donde el TRH se sitúe entre los puntos a y b, preferentemente cerca del punto b considerando la función de almacenamiento de lodos del sistema. Además, hay que tener en cuenta que un TRH eficaz debe basarse en una consideración de la velocidad inicial del flujo, así como el tipo de diseño. Es igualmente importante que el sistema se desempeñe bien el día en que entra en funcionamiento, como al final de su vida diseñada.

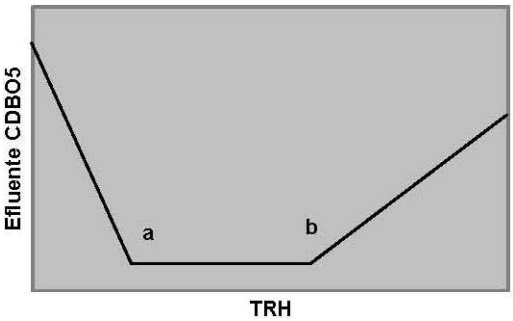
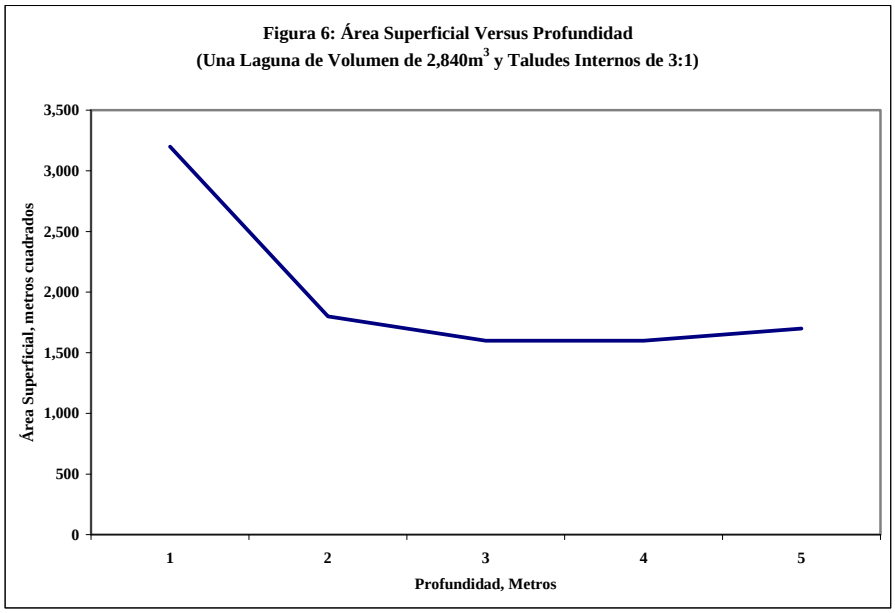



**Figura 5 Esquema Conceptual del efecto del tiempo de retención hidráulica en el efluente de $CDBO_5$.**

Profundidad

Como organismos fotosintéticos que son, las algas necesitan luz para crecer. Por unidad de volumen de la laguna, la cantidad de energía luminosa disponible para ese crecimiento es proporcional a la superficie. En una laguna con paredes verticales, al aumentar la profundidad se disminuye proporcionalmente el área superficial. Sin embargo, debido a la sección transversal trapezoidal típica de las lagunas, un aumento de la profundidad no siempre disminuye el área superficial. La Figura 6 ilustra la relación entre las dos variables para una laguna con un volumen

de 2,840 $m^3$ y con pendientes laterales de 1/3 (vertical/horizontal). Para una laguna de este tipo, un aumento en la profundidad disminuirá el área superficial hasta una profundidad de unos 3 ó 4 metros. Más allá de estas profundidades el área superficial comienza a aumentar. Las profundidades de la laguna de 3 ó 4 metros también crearán una geometría más favorable para la mezcla con aireadores en la superficie. Áreas de superficie reducidas posicionarán las zonas de mezcla en una mayor proximidad.




***Diseño de la Primera Celda***

El procedimiento de diseño del sistema DPMC proporcionó un enfoque más racional para el diseño de laguna aireada que el enfoque empírico, y su uso se ha traducido en un mejor rendimiento de este tipo de procesos. A mediados de los 90's, este diseño fue modificado por la siguiente razón. La hidrólisis de la materia de particulados biodegradables es la tasa limitante en los pasos del proceso. Además, con el fin de tomar ventaja de los parámetros y las relaciones desarrolladas por la Asociación Internacional de Investigación sobre la Contaminación del Agua, este enfoque fue definido en términos de DQO en lugar de $DBOC_5$. Si se supone que la hidrólisis es lo que limita la velocidad, un balance de masas de estado estable a través de un sistema completamente mezclado tiene como resultado las siguientes dos ecuaciones para el análisis del tamaño de la primera celda.

$$\mathbf{X_S / X_{B,H} = K_X(1+b_h(V/Q))/\{(V/Q)(k_H - b_h)-1} \qquad (1)$$

Donde,

| | | |
|---|---|---|
| $\mathbf{X_S}$ | = | concentración de particulados biodegradables, mg/l DQO |
| $\mathbf{X_{B,H}}$ | = | concentración de biomasa heterotrófica activa, mg/l DQO |
| $\mathbf{K_X}$ | = | constante de media saturación, mg DQO/mg biomasa DQO |
| $\mathbf{b_h}$ | = | tasa de desintegración específica, $d^{-1}$ |
| **Q** | = | caudal $m^3/d$ |
| **V** | = | volumen de celda $m^3$ |
| $\mathbf{k_H}$ | = | tasa de hidrólisis máxima específica, $d^{-1}$ |

$$X_{B,H} = Y_H(X_{50}+S_{50})/[1+(1-0.92\ Y_H)\ b_h(V/Q)] \qquad (2)$$

Donde,

| | | |
|---|---|---|
| $\mathbf{Y_H}$ | = | rendimiento de crecimiento, mg biomasa DQO/mg DQO oxidizado |
| $\mathbf{X_{50}}$ | = | concentración de influente de particulados biodegradables, mg/l DQO |
| $\mathbf{S_{50}}$ | = | influente soluble DQO, mg/l |

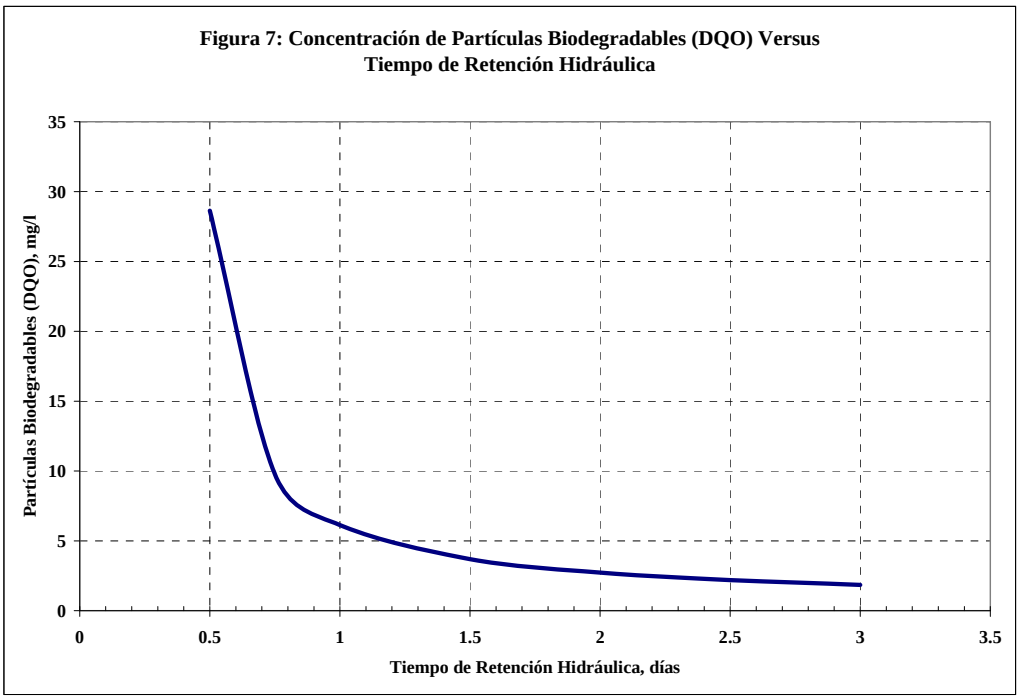
Parámetros

$k_H = 3(1.103)^{T-20}$
$b_h = 0.62(1.120)^{T-20}$
$K_X = 0.03(1.116)^{T-20}$
$Y_H = 0.67$

Para aguas residuales municipales:

$X_{50} = 247$ mg/l
$S_{50} = 83$ mg/l

Combinando las ecuaciones 1 y 2 y resolviendo $\mathbf{X_S}$ en función del tiempo de detención de una gráfica con la que se muestra en la Figura 7 se pude desarrollar. Esta gráfica fue desarrollada para una temperatura de 20 º C de las aguas residuales.




Teniendo en cuenta que las ecuaciones anteriores se han desarrollado para condiciones de estado estables que en realidad no existen en el mundo de las aguas residuales municipales, es necesario seleccionar un tiempo de retención para la primera celda entre la porción de la curva antes de la

fuerte subida. Para la curva de arriba, se debe considerar un tiempo de detención de 0.75 a 1.25 días.

**Requisitos de aireación para la primera celda**

La aireación en la primera celda de mezcla completa está prevista para dos propósitos, suspensión de sólidos y la demanda de oxígeno. La potencia requerida para la suspensión de sólidos es una función de varios factores, incluyendo la concentración y la naturaleza de los sólidos, el tamaño de la laguna y la geometría y el tipo de equipo de aireación utilizado. Una ecuación para calcular la potencia necesaria para aireadores superficiales mecánicos, que es el equipo de aireación más común utilizado en este tipo de sistema es:

**Figura 8. Reservorio de Mezcla Completa , N. Myrtle Beach, SC.**

$$\mathbf{P=0.004X + 5} \qquad (3)$$

Donde,

P = nivel de potencia, $W/m^3$
X = sólidos suspendidos totales, mg/l.

El uso de esta ecuación se limita a las suspensiones de 2000 mg/l o menos. Normalmente, el TSS en una laguna de tratamiento de aguas residuales domésticas es de 180 a 250 mg/l. Para una concentración de SST de 250 mg/l la ecuación predice la necesidad de 6 $W/m^3$ para mantener una suspensión.

**Figura 9. Laguna de Sedimentación , Reserva de Porch Creek.**

Una estimación conservadora de la demanda máxima de oxígeno viene dada por la siguiente ecuación:

$$\mathbf{R_{o2}=4.16 \times 10^{-5} rQS_o} \qquad (4)$$

Donde,

$R_{o2}$ = tasa máxima de demanda de oxígeno, kg/h;
R = relación de la tasa máxima a la media; y
$S_o$ = afluente $DBO_5$, mg/l.

Se puede asumir que el valor de r es 1.5.

La potencia requerida se puede calcular mediante la siguiente ecuación:

$$\mathbf{P=10^3\ (R_{o2}/NV)} \qquad (5)$$

Donde

P = nivel de potencia, $W/m^3$;
N = rendimiento esperado del aireador, kg $O_2$/kWh.
V = volumen de la cuenca, $m^3$.

El valor de N se puede tomar como 1.25 para propósitos preliminares.

***Lagunas de Sedimentación***

Las siguientes tres celdas, cada una con un TRH de aproximadamente 1 d, cumplen las funciones de sedimentación, estabilización de sólidos y almacenamiento de lodos. Cada celda se airea a 1 $W/m^3$ de volumen, que es un nivel que permite que los sólidos sedimentables se sedimenten, pero es suficiente para mantener una delgada capa de aeróbicos en la parte superior del depósito de los sólidos. La capa aeróbica reduce la retroalimentación de nitrógeno y $DBOC_5$ a la columna de agua, y mantiene un depósito estable. La aireación también reduce el volumen del espacio muerto de las celdas.

Dado que el control del crecimiento de algas es crucial en la reducción de los efluentes de sólidos en suspensión, se presta atención cuidadosa a los factores que influyen en ese crecimiento. La turbidez creada en la primera celda al mantener todos los sólidos en suspensión reduce la luz en la columna de agua en la medida en que ocurre muy poco crecimiento de algas en esa celda. El foco de preocupación, por lo tanto, se centra en los factores en las otras tres celdas. Estos factores incluyen el TRH, la configuración multicelular, área superficial, y la mezcla.

La siguiente ecuación puede ser utilizada para determinar el tamaño de las lagunas de decantación de tal manera que el crecimiento excesivo de algas no sea un problema:

$$\mathbf{(V/Q)_f = [1-(X_{AN}/\ X_{AO})^{-1/n}]u_A} \qquad (6)$$

Donde,

$\mathbf{(V/Q)_f}$ = tiempo de retención hidráulica en cada celda, días;
$\mathbf{X_{AN}}$ **y** $\mathbf{X_{AO}}$ = concentración de algas en influente a la primera celda y los efluentes de la última celda, mg/l;
$\mathbf{u_A}$ = tasa de crecimiento neto específico de algas, $d^{-1}$
**n** = número de celdas sedimentables

Para $\mathbf{u_A}$ utilizar 0.48 $d^{-1}$, la tasa de crecimiento más alta reportada en cualquier sistema de estanques. Mientras que la relación $\mathbf{X_{AN}/\ X_{AO}}$ sea menor que 25, los tiempos de retención hidráulica correspondientes no deberían resultar en crecimiento de algas significativo.

**Requisitos de aireación de las células restantes**

La tasa de demanda de oxígeno se puede estimar con la siguiente ecuación:

$$\mathbf{R_{o2} = 4.16 \times 10^{-5} AB} \qquad (7)$$

Donde,

**$R_{o2}$** = tasa de demanda de oxígeno, kg/h;
**A** = área de interfase lodos-agua, $m^2$; y
**B** = tasa unitaria de demanda de oxígeno bental, $g/m^2d$.

De los estudios de bentos conducidos por Rich, el valor más alto que se puede esperar a temperaturas en exceso de $16^o$ C para **B,** es de 80 $g/m^2d$.

**Caso de Estudio**

La Planta de Tratamiento de Aguas Residuales Ocean Drive, ubicada en North Myrtle Beach, Carolina del Sur, es un sistema DPMC de lagunas aireadas seguidas por los filtros de arena intermitentes (ISF). Una vista aérea de la planta puede verse en la Figura 10.

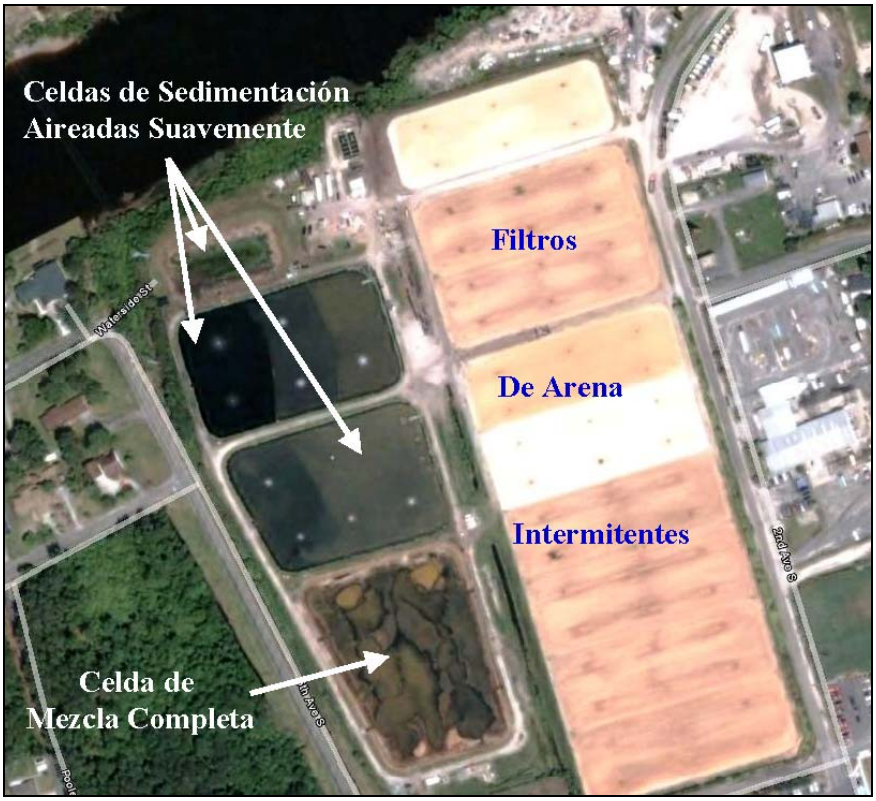
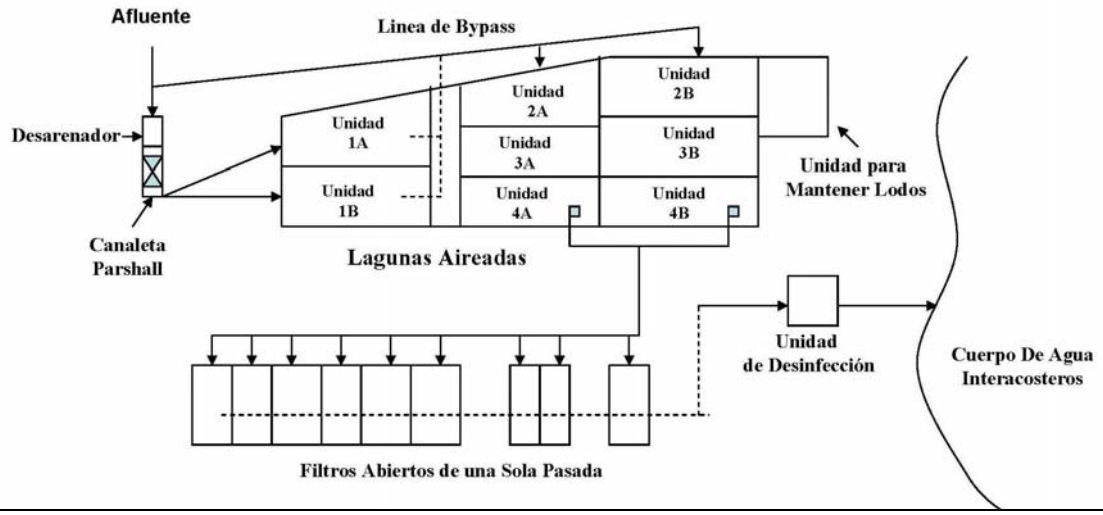



**Figura 10: Vista Aérea de Planta de Tratamiento de Ocean Drive.**

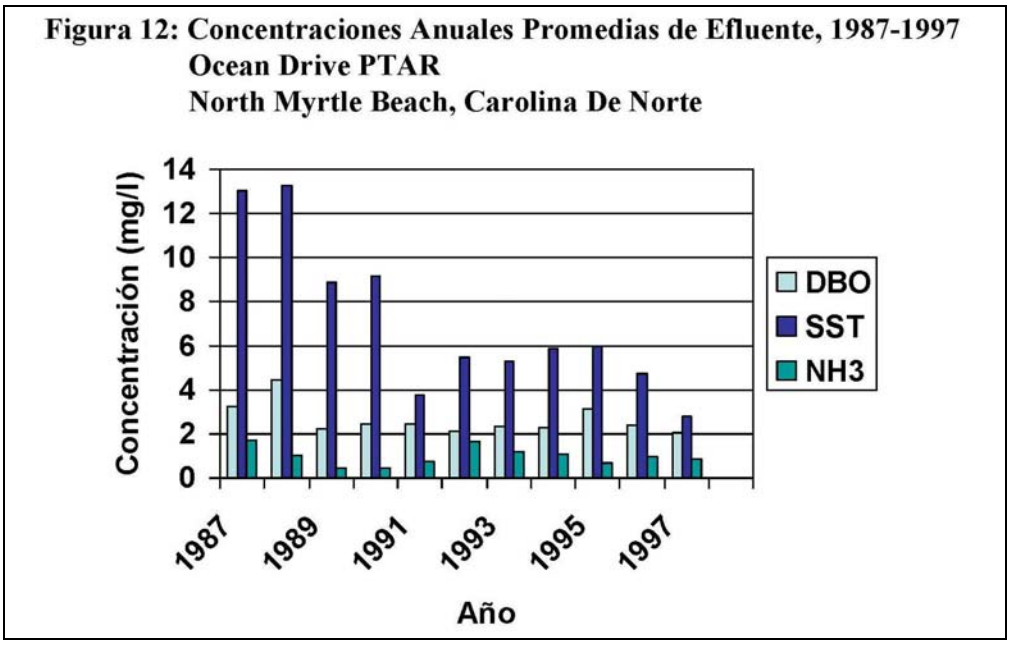
Para confirmar el desempeño del sistema de filtros de arena de la laguna aireada intermitente y estudiar sus costos, la Región 4 de EPA "Subdivisión de Ejecución e Investigaciones", llevó a cabo un estudio de tres días en el sitio de la planta de Ocean Drive seguido por un período de seis meses de pos evaluación. La planta de Ocean Drive, que consta de unidades de pretratamiento (detección/remoción de gravas), lagunas aireadas, filtros de arena intermitentes y una laguna de

contacto de cloro, ocupa aproximadamente 35 hectáreas y descarga las aguas residuales tratadas en la "Intracoastal Waterway". El componente de laguna aireada consta de dos trenes de tratamiento en paralelo, cada uno compuesto por cuatro celdas en serie. Cada tren tiene un tiempo de retención total de cinco días según el diseño de caudal. Se requiere un tiempo de retención corto y una configuración multicelular para reducir los efluentes de SST y $DBO_5$ causados por las algas. Los efluentes de las lagunas aireadas se aplican en dosis de nueve filtros de arena intermitentes a una tasa de aproximadamente 0,23 $m^3/m^2d$ (5,6 $gpd/ft^2$). Básicamente, el filtro de arena intermitente consiste de un lecho de arena, de aproximadamente un metro de profundidad que descansa sobre una capa de 0,3 m de grava graduada, bajo la cual se coloca un drenaje. La Figura 11 muestra un dibujo esquemático de la planta. El estudio incluyó el muestreo en varios puntos intermedios en el proceso con el fin de medir el desempeño eficaz de las operaciones en las diferentes unidades.

**Figura 11: Diagrama Esquemático de Flujo**
**Ocean Drive PTAR**
**North Myrtle Beach, Carolina De Norte**




Las tasas del caudal de las aguas residuales en la Planta de Ocean Drive reflejan el hecho que el área de North Myrtle Beach es una comunidad turística. A pesar de la amplia variación en las tasas de caudal, debido a los cambios estacionales en la población, el rendimiento de la planta ha sido excepcional. La planta, con pocas excepciones, siempre ha cumplido con los límites del permiso mensual establecidos por el sistema NPDES, desde que fue puesta en marcha en septiembre de 1986. Las concentraciones del efluente $DBO_5$ han sido inferiores a 5 mg/l, tanto sobre una base anual como en temporadas pico como el verano, y siempre dentro del límite de permiso mensual de 10 mg/L. La planta ha cumplido con los límites salvo en siete ocasiones en que no hubo suficiente alcalinidad presente y el límite promedio mensual de amoníaco ($NH_3$-N) de 2 mg/l (vigente a partir de marzo-octubre) fue ligeramente superior. De 1995 a 1997, las concentraciones del efluente $NH_3$-N promediaron 1 mg/l, o menos, tanto sobre una base anual como en la temporada pico del verano. La Figura 12 muestra los resultados para este período de tiempo.




Asimismo, la planta de tratamiento mostró excelentes resultados durante el estudio intensivo de la EPA llevado a cabo del 9 al 11 de septiembre de 1997. Las lagunas aireadas por sí solas, redujeron las concentraciones del influente $DBO_5$ y SST de 160 y 185 mg/l a un promedio de 11 y 6 mg/l, respectivamente. El promedio de $DBOC_5$ en el efluente de la laguna fue de 7 mg/l, lo que indica que una fracción del $DBO_5$ son algas. Las concentraciones finales de los efluentes $DBO_5$, SST, y $NH_3$-N, luego de pasar por los filtros de arena y la cuenca de contacto de cloro, promediaron 2, 4, y 1mg/l, respectivamente. Estas cifras reflejan remociones del 99, 98, y 95 por ciento, respectivamente. La Tabla 1 muestra los resultados del estudio.

**Tabla 1: Resultados del Estudio de la Planta de Tratamiento Ocean Drive**

| Parámetro | Concentración, mg/l | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Afluente | Efluente A1 | Efluente B1 | Efluente A4 | Efluente B4 | Efluente Final |
| $DBO_5$[a] | 160 | 21 | 23 | 10 | 12 | 2 |
| $DBO_5C$[b] | 165 | 16 | 20 | 8 | 6 | 1 |
| $DBO_5C$-S[c] | 62 | 5 | 5 | 4 | 4 | 1 |
| SST[d] | 185 | 79 | 77 | 8 | 4 | 4 |
| $NH_3$-N[e] | 25 | 25 | 28 | 31 | 30 | 1 |
| $NO_3$-N[f] | 0.07 | 0.05 | 0.05 | 0.09 | 0.44 | 32 |

[a] Demanda bioquímica de oxígeno de 5 días a las 20°C, mg/l.
[b] Demanda bioquímica carbonácea de oxígeno de 5 días a las 20°C, mg/l.
[c] Demanda bioquímica carbonácea de oxígeno soluble, mg/l.
[d] Sólidos suspendidos totales, mg/l.
[e] Nitrógeno amoniaco, mg/l.
[f] Nitrógeno en forma de nitratos y nitritos, mg/l.

## Comparación de Costos con la Zanja de Oxidación

La Ciudad de North Myrtle Beach emplea a cinco personas (un supervisor de aguas residuales, un técnico de laboratorio, y tres operadores de plantas de tratamiento de aguas residuales) para operar y mantener las dos plantas de tratamiento de aguas residuales. Este nivel de mano de obra es posible gracias a la simplicidad de esta planta, en comparación con una planta de lodos activados de tamaño similar. Los costos de capital de la planta de Ocean Drive fueron 4,8 millones de dólares en comparación con los costos de una zanja de oxidación de $ 6,5 millones, sobre la base de un análisis del valor presente de 1986. El valor actual representa la inversión necesaria para sufragar todos los gastos, incluidos los de O & M que se extienden durante la vida útil del sistema de tratamiento. Para los propósitos de este estudio la vida útil se estimó en 20 años.

Los costos de O & M para la planta de Ocean Drive incluyeron una re-ingeniería en 1996 de las unidades de tratamiento preliminar, la sustitución de la arena de los filtros, y los costos para remover los lodos de las lagunas. A fin de establecer los costos de una zanja de oxidación basados en el rendimiento comparable al de la planta de Ocean Drive ($DBO_5$ <10 mg/l), los gastos de la zanja de oxidación incluyen, además de la cloración y decloración, lechos de secado de lodos y los filtros de doble medio para de filtración de efluentes.

El total estimado de capital de 1986 y los costos de O & M para ambos tipos de plantas se calcularon con base en los criterios de la EPA (EPA 1980). Los costos de reemplazo de instalaciones, el valor de rescate de instalaciones, y los costos del terreno no estaban incluidos en ninguno de los análisis. Los costos del valor presente indexado a 1986 fueron calculados en $ 7,3 millones para la Planta de Ocean Drive y en $ 12 millones para la zanja de oxidación.

## Ejemplo de diseño

Un sistema de lagunas DMPC se diseñará para tratar un caudal promedio de 3.785 $m^3$/d. La temperatura de las aguas residuales es de 20 $^{o}$C. Dado que la tasa de remoción de DQO soluble (o $DBO_{5)}$ se supone a ser más rápida que la hidrólisis, la concentración del efluente de las partículas biodegradables, $\mathbf{X_S}$, en lugar de que la degrade rápidamente a solubles DQO ($DBO_{5),}$ es el foco de preocupación en el diseño de la celda primaria en el sistema.

## Tamaño mínimo de la celda primaria de aireación

Una representación de la fracción de partículas en función del tiempo de retención hidráulico se muestra en la Figura 7. Como se señaló anteriormente, esta figura se obtuvo combinando las ecuaciones 1 y 2 y la solución para $\mathbf{X_S}$ en función del tiempo de detención. Para aguas residuales domésticas los valores de $X_{50}$ = 247 mg/l y $S_{50}$ = 83 mg/l son típicos. Un tiempo de detención de la primera celda se debe seleccionar de la porción de la curva de caída por debajo de la fuerte subida. Para el encima de la curva, un tiempo de retención de 0,75 días debe ser considerado como el tamaño mínimo de la celda.

Una celda rectangular se construirá con una profundidad de 3 metros, 3:1 taludes interiores, y un volumen de 0,75 x 3.875 o alrededor de 2.900 $m^3$. Una celda cuadrada, de 43 x 43 m, y con 0,5 m de francobordo, dará 2.964 de $m^3$ de volumen total de agua.

**Potencia de aireación para la primera celda**

Para determinar la potencia de aireación que se instale en la primera celda, en primer lugar, utilizar la ecuación 4, suponiendo que la proporción de la tasa máxima de consumo de oxígeno a la media será de 1,5, $S_o = DBO_5 = 200$ mg/l, y Q = 3.785 $m^3$/d, la tasa de demanda máxima será,

$R_{O2} = 4.16 \times 10^{-5} (1,5) (3785) (200) = 47,24$ kg/h

Esta es una estimación conservadora, ya que asume toda la $DBO_5$ se remueve en la celda primaria.

Suponga que los aireadores mecánicos que se utiliza tienen un rendimiento esperado igual a 1,25 kg de $O_2$/kWh. Utilizando la ecuación 5, la potencia necesaria para satisfacer la demanda de oxígeno será,

$P = 10^3 (47,24) / (1,25) (2964) = 12,75$ W/$m^3$

Suponiendo que la SST en la celda no será superior a 250 mg/l, la potencia requerida para mantener los SST en suspensión se calcula con la ecuación 3.

$P = 0,004 (250) + 5 = 6$ W/$m^3$

Porque 6 W/$m^3$ < 12,75 W/$m^3$, el nivel de potencia para satisfacer la DBO controla el diseño. Por lo tanto, la capacidad de potencia de aireación que se instalará será,

$P = (2964) (12,75)/1000 = 37,8$ kW

Con el fin de promover el máximo de sólidos en suspensión en la celda primaria, varios aireadores de pequeño tamaño están preferidos de un menor número de unidades mayores. Esta opción también se brinda un mejor servicio cuando uno o más de los aireadores están fuera de servicio.

**Tamaño máximo de las celdas de aireación parcial para sedimentar y almacenar los lodos**

Tres celdas de aireación parcial serán utilizadas para la sedimentación y el almacenamiento de los lodos después de la celda primaria. Selección de 25 como valor máximo de $\mathbf{X_{AN}/X_{AO}}$, y suponiendo $\mathbf{u_A} = 0,48\ d^{-1}$, se resuelve la ecuación 6 pare el tiempo de retención.

$t = V/Q = [1 - (1/25)^{0,33}]/0,48 = 1,37$ d

Esto demuestra que tres celdas con un TRH de 1,37 días pueden ser utilizados sin aprobación de la gestión excesivo de algas en el caudal de diseño. Si el caudal inicial del proyecto será considerablemente menor que el caudal de diseño, esta condición se debe revisar para ver se producirá crecimiento excesivo de algas. Puede ser necesaria la construcción de pequeñas celdas para acomodar esta primera condición de caudal bajo.

Para nuestro ejemplo vamos a suponer que tres celdas pueden ser construidos con un tiempo de retención total de 1,37 días cada una, lo que equivale a un volumen de 1.37 x 3.785 = 5.185 $m^3$ para cada celda. Se construirán tres celdas, cada una con una profundidad de agua de 3 m,

taludes interiores de 3:1, y un francobordo de 0,5 m. Una celda cuadrada, de 53m x 53m, dará un volumen total de agua de 5.124 $m^3$. Como alternativa, se podría construir una celda grande con un TRH de 3 x 1,37 días = 4,1 días, y dividirla en tres celdas diferentes con mamparas internas.

**Potencia de aireación para las celdas de aireación parcial**

La Ecuación 7 se utilizará para calcular los requerimientos de potencia para cada celda de aireación parcial. El área superficial de agua se utiliza como una estimación conservadora del interfaz entre los lodos y el agua.

$R_{O2} = 4{,}16 \times 10^{-5} (2809) (80) = 9{,}3$ kg/h

La capacidad de potencia de aireación por unidad de volumen que se instalará será,

$P = (1000) (9{,}3) / (1{,}25) (5124) = 1{,}45$ W/$m^3$

La capacidad de potencia de aireación que se instalará será,

$P = (5.124) (1{,}45) / 1000 = 7{,}4$ kW

Varios pequeños aireadores instalados por celda son preferibles a uno por las mismas razones descritas para la primera celda.

**Referencias**

Bowden, Mike; Henry, Bruce, USEPA Region 4, *Low-Tech Alternative to Activated Sludge Promises Big Savings* (1997).

Rich, L. G., *High-Performance Aerated Lagoon Systems*, American Academy of Environmental Engineers (December 1, 1998).

Rich, L.G. (1996). “Modification of Design Approach to Aerated Lagoons.” *Journal of Environmental Engineering*. ASCE, 122. 149-153.

Rich, L. G., Technical *Notes 1-7*, Clemson University, 1993-95.

U.S. EPA, 1983. Design Manual -Municipal Wastewater Stabilization Ponds, EPA-625/1-83-015, US IPA CERI,Cincinnati, OH.

USEPA (1980). *Innovative and Alternative Technology Assessment Manual*, 430/9-78-009, CD-53. U.S. Environmental Protection Agency, Washington, D.C.

# FILTROS DE MEDIO GRANULAR CON RECIRCULACION

Louis Salguero – Autor
María Labrador – Editora Contribuyente

## Sección 1. Introducción

Los filtros de medio granular han sido utilizados a través de la historia del tratamiento de aguas residuales. Su uso data desde el siglo XVI en Alemania [1]. La práctica innovadora de la recirculación (circulación múltiple) del efluente de este tipo de filtro marcó un nuevo comienzo para el uso de los mismos. En un principio, la recirculación se introdujo como un esfuerzo por reducir los olores procedentes de los filtros de arena abiertos [6]. Gracias a la recirculación, se lograron obtener los beneficios adicionales de una mayor eficiencia en el tratamiento y la reducción del área de tratamiento. Los componentes que se recomiendan para los sistemas de filtros de medio granular con recirculación incluyen unidades de sedimentación primaria (normalmente fosas o tanques sépticos), tanques de recirculación, controles electrónicos para las bombas de recirculación, lechos filtrantes de medio granular y unidades de desinfección, cuando sean necesarias. Los costos de operación y mantenimiento de los filtros de medio granular con recirculación son mucho más bajos que los de otros sistemas de tratamiento tales como filtros percoladores con recirculación o lodos activados, además de que los retos de operación y mantenimiento son menores. Típicamente, los filtros de medio granular con recirculación pueden alcanzar niveles de tratamiento para la demanda bioquímica de oxígeno ($DBO_5$) y sólidos suspendidos totales (SST) de 10 mg/L, o menos. Estos niveles se encuentran dentro de los límites de descarga generalmente permitidos en los países centroamericanos, y su desempeño es comparable al desempeño de sistemas de tratamiento más complejos, como las plantas de tratamiento de lodos activados. Además, los costos de construcción de estos sistemas son generalmente más bajos que los costos para sistemas como los antes mencionados.

## Sección 2. Criterios Generales de Diseño para Filtros de Medio Granular con Recirculación

Los filtros de medio granular con recirculación pueden generar una reducción del $DBO_5$ y SST de un 85 a un 95 por ciento. A estos sistemas también se les pueden efectuar cambios operacionales y de diseño para completar el proceso de desnitrificación [6]. A continuación, el Cuadro 2-1 ofrece algunas directrices generales acerca de los criterios de diseño para los sistemas de filtros de medio granular con recirculación.

**Cuadro 2-1:**
**Criterios Generales de Diseño para Filtros de Medio Granular con Recirculación**

| Componentes | Criterios Generales de Diseño |
|---|---|
| **Lecho del Filtro** | |
| Medio Filtrante | Material granulado durable lavado |
| Tamaño efectivo de la grava | 1.0 a 3.0 mm |
| Coeficiente de Uniformidad | <4.0 |
| Profundidad | 24 pulgadas (61 cm) |
| **Sub-drenaje del Lecho del Filtro** | |
| Tipo | Tubería acanalada o perforada |
| Pendiente | 0 a 0.1 % |
| Lecho | Grava durable lavada o piedras trituradas de 0.25 a 1.50 pulgadas (6 a 38 mm) |
| Carga hidráulica | 3 a 5 galones por día/pie$^2$<br>(0.1 a 0.2 m$^3$/m$^2$- día) |
| Tasa de Recirculación | 3:1 a 5:1 |
| Volumen del Tanque de Recirculación | El volumen del tanque debe ser equivalente a por lo menos el flujo de aguas residuales crudas de un día |
| Sistema de distribución y de dosificación | Sistema de distribución a presión |
| **Dosificación** | |
| Tiempo encendido | < 2 a 3 minutos |
| Tiempo apagado | Varía según el caudal promedio, la capacidad de la bomba(s), y el número de orificios operando durante un ciclo |
| Frecuencia | 48 a 120 veces/día o más |
| Volumen/orificio | 1 a 2 galones/orificio/dosis<br>(4 a 8 litros/orificio/dosis) |

Fuente – [6]. Readaptado por Louis Salguero, 2010.

## Sección 3. Uso de Filtros de Medio Granular con Recirculación en Centroamérica

El uso de filtros de medio granular con recirculación ha demostrado ser una opción viable para los países en vías de desarrollo. La Agencia de los Estados Unidos para el Desarrollo Internacional (USAID), con la asistencia técnica de la Agencia de Protección Ambiental de los Estados Unidos (USEPA), construyó tres plantas de tratamiento de aguas residuales (PTARs) piloto de medio granular con recirculación en Guatemala y una en El Salvador para la demostración de tecnologías alternas en la región. Uno de los requisitos por parte de USAID precisaba que los municipios tuvieran algún tipo de inversión en el proyecto, lo cual se cumplió por lo general con la donación de los terrenos para la construcción de las plantas de tratamiento. Las primeras plantas piloto fueron construidas en Puerto Barrios, Guatemala, donde se ubicaron dos plantas de 5,000 galones por día (19 $m^3$/d) adyacentes al Río Escondido, en terrenos del municipio. Luego se construyó la planta piloto de La Unión, El Salvador, con un caudal de diseño de 10,000 galones por día (38 $m^3$/d). Finalmente se construyó la planta piloto de Livingston, Guatemala, con un caudal de diseño de 20,000 galones por día (76 $m^3$/d).

Foto 3-1: Planta piloto de tratamiento de aguas residuales en Livingston, Guatemala.

A continuación se presenta la información relacionada a los componentes clave para los sistemas de recolección y tratamiento de filtros de medio granular con recirculación. Se discute además las experiencias aprendidas, y las ventajas o desventajas identificadas durante los procesos de construcción y operación de dichos sistemas.

### 3.1 Sistemas de Recolección (Alcantarillados) Utilizados con Filtros de Medio Granular con Recirculación

La integridad de los sistemas de recolección de aguas residuales es fundamental para el éxito de las plantas de tratamiento de filtro de medio granular con recirculación. Es importante eliminar las fuentes externas de agua que entran a los sistemas de recolección; por ejemplo, se debe eliminar la práctica de conectar las líneas de aguas pluviales a los sistemas de recolección de aguas residuales. El sistema de recolección sólo debe acarrear aguas residuales.

Los sistemas de recolección de diámetro reducido son ideales para combinarlos con los sistemas de filtro de medio granular con recirculación. Los diámetros típicos para los sistemas de recolección de diámetro reducido son de 3 pulgadas (8 cm) o mayores, pero normalmente el tamaño mínimo recomendado de la tubería es de 4 pulgadas (10.16 cm) ya que en ocasiones las tuberías de diámetro de 3 pulgadas (8 cm) no se consiguen fácilmente [7]. Para las plantas piloto construidas en Puerto Barrios y Livingston, Guatemala, se utilizaron tuberías de recolección de PVC de 4 pulgadas (10.16 cm).

El costo de un alcantarillado tradicional (por gravedad) puede llegar a ser mucho más alto que el de construir la planta de tratamiento, llegando a representar el 75 por ciento del costo total de un sistema completo [9]. Se estima que el uso de líneas de recolección de diámetro reducido puede aminorar el costo del sistema de recolección en un 50 por ciento. La reducción podría ser aún mayor si se considera que los costos de construcción aumentan para sistemas de recolección en condiciones de manto freático alto. Mediante el uso de fosas sépticas individuales en los hogares y/o fosas sépticas comunales, se puede utilizar un sistema de recolección de diámetro reducido para transportar las aguas residuales parcialmente tratadas desde las fosas sépticas a la planta de tratamiento de filtro de medio granular con recirculación. Las fosas sépticas ayudan a eliminar los sólidos del agua residual, los cuales pueden causar problemas a las líneas de recolección de diámetro reducido. En el caso de Puerto Barrios y Livingston, Guatemala, el uso de un sistema de recolección de diámetro reducido hizo económicamente viable la construcción tanto del alcantarillado como la de las PTARs. Debido al manto freático alto, un sistema típico de recolección no hubiese sido económicamente viable para estos proyectos.

Foto 3-2: Línea de diámetro reducido utilizada en Puerto Barrios, Guatemala.

Foto 3-3: Ejemplo de manto freático alto en Puerto Barrios, Guatemala.

## 3.2 Tanque Séptico

Los tanques sépticos son las primeras unidades del sistema de tratamiento. En éstos se lleva a cabo la sedimentación de sólidos que normalmente se maneja en una planta de tratamiento convencional por clarificadores primarios. Los tanques sépticos deben ser herméticos y deben disponer de un puerto de inspección. La hermeticidad de los tanques es fundamental para minimizar los problemas hidráulicos causados por infiltración.

Los tanques sépticos de tamaño considerable pueden tener dos puertos de inspección, como se hizo en La Unión, El Salvador. Los puertos de inspección se encuentran a la entrada de la fosa y en el punto de descarga del efluente. El puerto de inspección debe tener por lo menos 18 pulgadas (450 mm) de diámetro. En el punto de descarga del tanque séptico se mantiene un filtro al que se puede acceder a través del puerto de inspección. En las plantas piloto construidas en Centroamérica se utilizó un filtro "Biotube®" (Biotubo). La configuración del filtro de Biotubo consiste de un sujetador plástico y el filtro de Biotubo que se desliza dentro y fuera del sujetador (Foto 3-4). Es importante mencionar que existen otros fabricantes de este tipo de filtros que cumplen con la misma función del Biotubo.

Foto 3-4: Sujetador plástico de un filtro de Biotubo pequeño en un tanque séptico en Puerto Barrios, Guatemala.

Foto 3-5: Filtro Biotubo grande en el punto de descarga de un tanque séptico (10,000 galones de capacidad (38 $m^3$)) en La Unión, El Salvador.

El filtro de Biotubo reduce la pérdida de sólidos del tanque séptico. Este filtro previene que sólidos de 1/8 pulgada (3.1 mm) ó más grandes salgan del tanque. El operador puede observar fácilmente el filtro para determinar el estado de acumulación de sólidos en el tanque y evaluar si el filtro requiere de una limpieza. En adición al filtro, se debe instalar o construir un deflector en el tanque para contener la basura y la grasa. El deflector debe quedar perpendicular a la corriente de descarga, antes del puerto de inspección del punto de descarga del efluente, y se debe extender por lo menos seis pulgadas (15 cm) dentro del agua.

Se recomienda un tiempo de detención de no menos de 24 horas para los tanques sépticos. Otra fuente recomienda utilizar un factor de tres a cuatro veces el caudal promedio para uso residencial [11]. Generalmente, esto permite el no tener que programar una limpieza (remover lodos) por varios años. Para aplicaciones más grandes que un tanque residencial, el tamaño recomendado para el tanque es de 2.2 veces el caudal esperado [5]. En algunos casos, el tiempo de detención se puede disminuir, pero la frecuencia de la limpieza de los tanques sépticos aumentará.

A modo de ejemplo, las normas recomendadas para la construcción de los tanques sépticos en el Estado de Tennessee de los Estados Unidos indican la necesidad de soportar una carga máxima de 300 libras por pie cuadrado (14 $kN/m^2$) y una carga lateral de 62.4 libras por pie cuadrado (3 $kN/m^2$) [12]. Se deben considerar también los códigos de construcción locales. La construcción de los tanques sépticos puede ser dificultosa bajo condiciones en las que el manto freático es alto. Los tanques pueden flotar con facilidad si no se construyen con el peso suficiente para compensar la flotabilidad. Este dato también aplica al diseño y construcción de los tanques de recirculación y lechos del filtro de medio granular, discutidos en las siguientes secciones.

## 3.3 Tanque de Recirculación y Dosificación

El efluente de las fosas sépticas fluye normalmente por gravedad al tanque de recirculación. El tiempo de detención recomendado para el diseño del tanque de recirculación es de 24 horas basado en el caudal promedio diario [8]. Las dimensiones del tanque basadas en el caudal promedio diario toman en cuenta los caudales máximos esperados. Los tanques de recirculación para las plantas piloto en Centroamérica fueron construidos tomando en consideración estos criterios.

Otra fuente sugiere que el tamaño del tanque de recirculación puede ser de sólo la mitad del caudal promedio diario [16]. El tanque de recirculación debe ser hermético y tener al menos dos puertos de acceso, uno para inspeccionar la válvula separadora de recirculación, y otro para inspeccionar la bóveda para la bomba(s) (ver la Figura 3-1).

**Figura 3-1:**
**Esquema de los Tanques de Recirculación para Puerto Barrios, Guatemala**

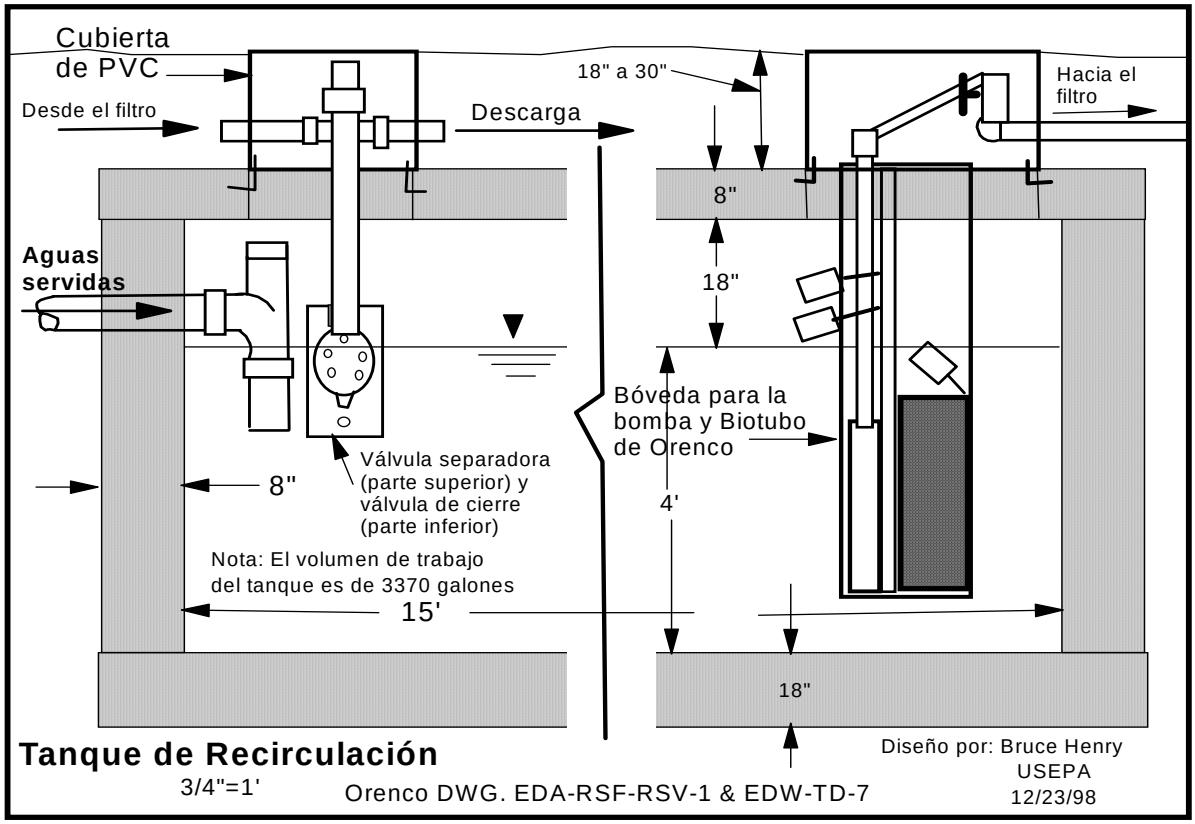


Foto 3-6: Válvula separadora de recirculación en la parte superior y válvula de cierre de flotador de bola en la parte inferior, conectadas por un tubo conector múltiple.

La válvula separadora de recirculación se utiliza para controlar el flujo que regresa hacia el tanque de recirculación desde el lecho del filtro de medio granular. Esta válvula conecta la línea de retorno desde el lecho del filtro a la línea de descarga del efluente y al tanque de recirculación (ver la Figura 3-1 y las Fotos 3-6 y 3-7). En el tanque de recirculación, la válvula de cierre de

flotador de bola descansa al nivel del agua del tanque de recirculación. A medida que sube el nivel del agua en el tanque de recirculación, sube también la válvula de flotador hasta bloquear completamente el flujo en el tubo conector múltiple. Esto hace que la mayor parte del agua residual tratada sea desviada a través de la línea de descarga hacia un punto de descarga determinado, o hacia una unidad de desinfección. Las aguas residuales tratadas que no se descargan caen nuevamente en el tanque de recirculación. Esto ayuda a diluir el afluente que entra en el tanque de recirculación y a mantener el nivel de agua en el tanque. Durante los períodos de caudal bajo, el agua en el tanque de recirculación se utiliza para mantener la humedad de los filtros.

Foto 3-7: Vista superior de la válvula separadora.

Las bombas que se utilizan en el tanque de recirculación son de aproximadamente ½ a 1 caballo de fuerza y pueden funcionar con baterías que se recargan con energía solar. Las bombas, los flotadores y el filtro se colocan dentro de una bóveda. Esta bóveda se puede bajar o subir fácilmente por dos personas hasta el tanque de recirculación. Un reto para algunos municipios pequeños y áreas rurales es la pérdida frecuente de energía eléctrica. Para abordar este reto, se pueden instalar válvulas de desvío (“by-pass”) en los tanques de recirculación.

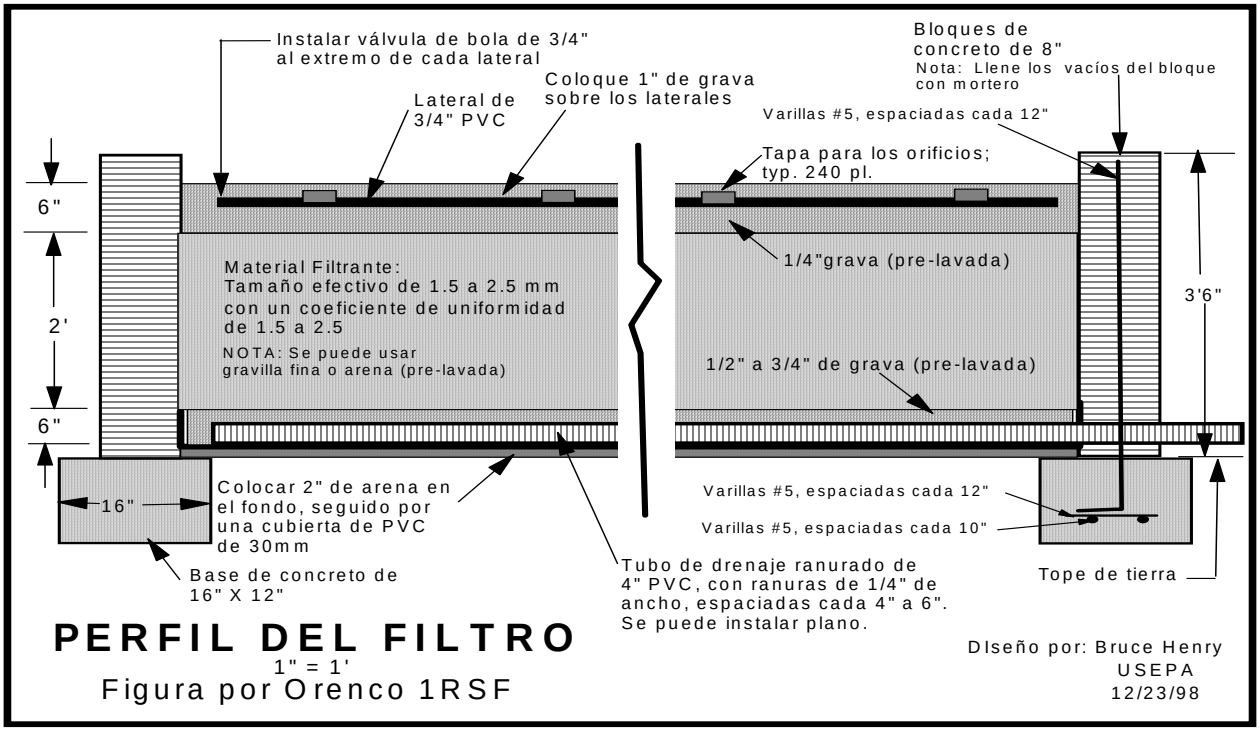
El mantener el filtro de medio granular húmedo ayuda a que la bio-masa permanezca viva en el lecho del filtro. En teoría, las aguas residuales en el tanque de recirculación pueden ser recirculadas de tres a cinco veces en el lecho del filtro de medio granular antes de su descarga final. Como punto de partida, se recomienda una tasa de recirculación de 5:1 para las aguas residuales domésticas [1].

Foto 3-8: Bóveda para las bombas, los flotadores y el Biotubo, lista para ser bajada a través del puerto de acceso al tanque de recirculación.

## 3.4 Lecho del Filtro de Medio Granular

Los criterios generales de diseño para las capas del lecho de los filtros de medio granular se presentan en el Cuadro 2-1. La Figura 3-2 presenta los datos específicos de diseño para los lechos de las PTARs de Puerto Barrios, Guatemala.

**Figura 3-2**
**Esquema de Construcción Específico para los Lechos de los Filtros de Arena de las PTARs de Puerto Barrios, Guatemala**




El lecho del filtro de medio granular se puede construir superficialmente o de manera subterránea. Si se presentan condiciones en las que el manto freático es alto, es preferible construir sobre la superficie. La gama para el diseño de los filtros de medio granular es de 3 a 5 galones por día/pie$^2$ (0.1 a 0.2 m$^3$/m$^2$- día) [13], [6]. Los lechos de los filtros de medio granular para los proyectos piloto de USAID se diseñaron utilizando un criterio de cinco galones por día/pie$^2$ (0.2 m$^3$/m$^2$- día). Generalmente, se construyen con paredes de concreto y se coloca un revestimiento impermeable sobre el suelo, el cual contiene a las aguas residuales dentro del filtro. Es decir, generalmente no se construye un piso de concreto, sino que se utiliza el revestimiento sobre el suelo, ya que el piso de concreto aumenta los costos de construcción. En Puerto Barrios, las paredes y el piso de los filtros de medio granular se construyeron de concreto. En Livingston, Guatemala y La Unión, El Salvador no se construyó el piso de concreto y sí se utilizó un revestimiento sobre el suelo.

El medio granular en el lecho consiste de tres capas: inferior, intermedia y superior. La capa inferior de 0.25 a 1.5 pulgadas (6 a 38 mm) de grava se usa para brindar soporte a la capa intermedia, la cual se construye usando un material filtrante de medio fino. La capa inferior también cubre la línea de retorno que va al tanque de recirculación. Al construir la capa inferior del filtro con grava más gruesa se ayuda a evitar la pérdida del medio fino de la capa intermedia a través de la línea de retorno.

La capa intermedia del lecho del filtro de medio granular es generalmente de dos pies (61 cm). Esta capa debe construirse de medio fino de tamaño efectivo de 1 a 3 mm. La utilización del tamaño correcto para el medio fino de la capa intermedia es importante para obtener el mejor desempeño del filtro. El medio fino se trata de obtener de áreas cercanas al proyecto, de ser posible para reducir los costos de acarreo.

La capa superior se utiliza para cubrir y proteger las líneas de distribución, y debe ser de entre 0.25 a 1.5 pulgadas (6 a 38 mm) de grava.

Todo el material filtrante que se utilice para las diferentes capas del lecho se debe lavar completamente para eliminar limo que pueda obstruir el sistema. La grava se debe analizar para determinar la cantidad de limo antes de colocarla en el lecho del filtro. El contenido de limo de la grava debe ser menos de dos por ciento [6].

La superficie del filtro se puede dividir en varias zonas. Durante un ciclo de dosificación, el agua residual se bombea a una o más de estas zonas. Después de la dosificación, se programa un tiempo de descanso para las bombas. Este tiempo de inactividad es seguido por otro de dosificación que repite el ciclo. Las aguas residuales que se bombean fluyen a la válvula de distribución, la cual desvía el flujo a una nueva zona automáticamente. En cada zona se colocan las líneas de distribución. Cada línea de distribución (o “lateral”) es un tubo de PVC de 1 pulgada (25 mm) con orificios pre-taladrados a una distancia de 2 pies (0.6 m) uno del otro. Los orificios tienen un diámetro de 0.125 pulgadas (3.2 mm) y deben dejar fluir entre 1 - 2 galones (4 - 8 litros) de aguas residuales durante una dosificación.

El número de líneas de distribución en una zona está limitado a la capacidad de mantener suficiente presión de agua para hacer llegar el volumen adecuado a todos los orificios de la zona, y producir un chorro de agua de cinco pies (1.52 m) saliendo desde el último orificio de cada línea. Las líneas de distribución están alineadas de manera que los orificios queden apuntando hacia arriba. Al final de cada línea de distribución se encuentra una válvula que se abre periódicamente para limpiar la línea. La válvula se abre como parte de las actividades de mantenimiento para limpiar cualquier residuo o basura que se hubiese podido acumular. Cada orificio está cubierto por una tapa protectora. Cuando el agua sale del orificio y choca contra la tapa protectora, la tapa redirige el flujo de vuelta a la superficie de medio granular.

Un concepto erróneo acerca de los filtros de medio granular con recirculación es que sólo proporcionan filtración, pero los mismos también proporcionan tratamiento biológico, ya que la masa de microorganismos (zooglea) crece y se adhiere al medio granular del filtro, donde se realiza la descomposición activa de la materia orgánica. Además, ya que son sistemas aeróbicos, los filtros de medio granular con recirculación producen un mínimo de problemas por malos olores cuando son operados adecuadamente. Las quejas comunes por los malos olores generados

por la mayoría de las plantas de tratamiento de aguas residuales no son frecuentes con los filtros de medio granular con recirculación. Las aguas residuales son recirculadas en las diferentes zonas designadas en el lecho y, a medida que se filtran a través de una de las zonas, las otras zonas quedan libres del flujo de agua residual. El aire circula en esas zonas transfiriendo oxígeno y minimizando las condiciones que fomentan malos olores. Una de las PTARs en Puerto Barrios, Guatemala fue construida junto a una escuela y no se han generado quejas por malos olores.

### 3.4.1 Procedimientos de Diseño para el Lecho del Filtro de Medio Granular

Un procedimiento para el diseño del lecho del filtro de medio granular consiste en determinar la superficie necesaria para el filtro y luego diseñar el sistema de distribución basado en el mantenimiento de una presión mínima residual en cada orificio a lo largo de cada línea de distribución de 5 pies (1.5 m). Otro procedimiento de diseño propuesto consiste en comenzar con la capacidad de bombeo de la bomba que será utilizada para presurizar las líneas de distribución [1]. El siguiente procedimiento estipula el funcionamiento del sistema de distribución a la velocidad de flujo más eficiente de la bomba. Las siguientes ecuaciones se utilizan en este procedimiento:

**Ecuación 1:** $N_o = Q_p/Q_o$

$N_o$ = Número total de orificios a ser servidos por la bomba por zona.

$Q_p$ = Tasa de caudal nominal de la bomba ($m^3$/min o gal/min).

$Q_o$ = Tasa de caudal por orificio para un diámetro de orificio de 3.2 mm (0.125 pulgadas) y una presión hidrostática de 1.5 m (5 pies) = 1.6 L/min (0.43 gal/min).

**Ecuación 2:** $A_z = N_o * A_o$

$A_z$ = El área total humedecida cubierta por orificios en una zona.

$A_o$ = El área humedecida cubierta por un orificio es de 0.36 $m^2$ (4 $ft^2$), a una tasa de caudal por orificio de 1.6 L/min (0.43 gal/min), con los orificios espaciados cada 0.6 m (2 ft) a lo largo de la línea de distribución, y cada línea espaciada a una distancia de 0.6 m (2 pies) una de la otra.

**Ecuación 3:** $Q_z = A_z * LR$

LR = La tasa de carga (caudal total/área de superficie del filtro) recomendada para filtros de medio granular con recirculación para el tratamiento de aguas residuales domésticas es de 20.5 cm/día (5 gpd/$pie^2$).

$Q_z$ = El caudal tratado en cada zona ($m^3$/día o gal/día).

Una sola bomba, con una válvula de distribución mecánica para hacer girar el flujo, se limita a seis zonas [2]. A las zonas en el área de servicio se les conoce como celdas. Si el caudal total a ser tratado es mayor de lo que se puede tratar en una celda, entonces se utilizan más celdas.

Como ejemplo, determine el número de zonas de la siguiente manera:

Dado un caudal comunitario de 6,000 galones/día, una tasa de carga de 5 gpd/pie$^2$ y una tasa de bombeo de 50 galones por minuto:

6,000 galones/día, dividido entre 5 gpd/pie$^2$ rinde 1,200 pies cuadrados necesarios para el lecho filtrante.

Cálculo del número total de orificios a ser servidos por la bomba por zona:

**Utilizando la Ecuación 1**: $N_o = Q_p/Q_o$ = (50 gal/min)/(0.43 gal/min) = 116

**Utilizando la Ecuación 2**: $A_z = N_o * A_o$ = 116 * 4 pies$^2$ = 464 pies$^2$

Número de zonas = 1200 pies$^2$/464 pies$^2$ = 2.58 = 3 zonas

Tendríamos una celda con 3 zonas.

Determinar el número de bombas y válvulas de distribución:

**Utilizando la Ecuación 4:** $Q_t = Q_d$ * RR

$Q_t$ = Caudal total al filtro (m$^3$/día o gal/día)

$Q_d$ = Caudal diario de la planta (m$^3$/día o gal/día)

RR = Tasa de recirculación = 5

$Q_t = Q_d$ * RR = 6,000 gal/día * 5 = 30,000 gal/día

**Utilizando la Ecuación 5:** $Q_a = Q_t$ / 1,440 minutos

Qa = Caudal promedio al filtro durante el día por min (m$^3$/min o gal/min)

1,440 minutos en un día

$Q_a = Q_t$/1,440 minutos = 30,000 gal/día/1,440 = 21 gal/min

Si se usa una bomba que tenga una tasa de 50 gal/min (190 L/min), entonces sólo se requiere una bomba y una válvula de distribución. Se incluiría una bomba adicional como respaldo y para poder ir alternando su uso.

Otro procedimiento para dimensionar el tamaño del lecho del filtro y del sistema de distribución se presenta en la referencia [1]. En este procedimiento, el diseñador crea dos tablas de diseño. Una tabla incluye varias combinaciones de anchura y longitud con una tasa de carga deseada de 5 galones/día para producir diversos caudales de diseño (galones/día) para esas dimensiones. La segunda tabla incluye combinaciones similares de anchura y longitud con una capacidad selecta de bombeo (galones por minuto) para presurizar el sistema de distribución. Esta tabla rinde el número de zonas que serían necesarias para las dimensiones indicadas. Utilizando la primera tabla, el diseñador determina el ancho y largo que mejor se adapta a sus necesidades para un caudal de diseño dado. Tomando en consideración la segunda tabla, el diseñador puede determinar el número de zonas que se utilizará en el lecho filtrante para el caudal de diseño.

### 3.4.2 Lechos de Filtros a Base de Textiles

Una alternativa a los lechos de medio filtrante a base de medio granular es el uso de lechos a base de material textil. Los lechos de filtros a base de textiles pueden manejar una tasa de carga de 15 a 25 galones por día/pie$^2$ (0.6 a 1.0 m$^3$/m$^2$-día) más alta que los filtros de medio granular [4]. La razón se debe a que "el material textil posee una estructura de fibras compleja que ofrece un área extremadamente más grande para la anexión de la biomasa" [4].

Las tasas de carga más altas pueden ayudar a reducir el área superficial que se necesita para el lecho del filtro. Esto es ventajoso en áreas en donde el terreno es muy costoso. Además, estas unidades son prefabricadas en ambientes controlados a especificaciones exactas. Son ideales en situaciones donde no se encuentra medio filtrante fino en el lugar de construcción, o donde no se puede transportar al lugar. El peso es mínimo, lo que reduce los costos de transporte. La desventaja consiste en que el costo es mayor al de un lecho de filtro de medio granular. En Centroamérica, uno de estos sistemas (con base de textiles) fue instalado en Belice.

## 3.5 Sistema de Control Electrónico

Los sistemas de control electrónico utilizados en los proyectos piloto son muy sencillos y fueron instalados por electricistas locales. El sistema de control va conectado a las bombas y a los flotadores de activación que se mantienen en la bóveda para las bombas. Las bombas operan con un temporizador en un ciclo de 24 horas al día. En las PTARs piloto, se utilizaron tres flotadores para controlar los niveles del agua en los tanques de recirculación: uno para apagar las bombas cuando el nivel de agua está muy bajo, uno para prender y apagar las bombas y uno para dar alarma de nivel alto de agua. La Foto 3-9 muestra el sistema de control instalado en Puerto Barrios, Guatemala. No se utilizó un protector de sobrecargas en este proyecto, pero se recomienda su uso en Centroamérica debido a las tormentas eléctricas y constantes fluctuaciones con el servicio de energía eléctrica.

Foto 3-9: Panel de control para las bombas en una de las PTARs de Puerto Barrios, Guatemala.

## 3.6 Operación y Mantenimiento

El requisito de operación para el filtro de medio granular con recirculación se centra principalmente en la programación de los temporizadores para las bombas. Los temporizadores controlan el ciclo de dosificación del filtro. Como se indica en el Cuadro 2-1, las bombas normalmente funcionan menos de tres minutos para dosificar una de las zonas en el filtro. El ciclo de encendido y apagado varía en función del caudal promedio diario, la capacidad de las bombas, y el número de orificios que se van a operar durante un ciclo en el filtro. Un objetivo mínimo de 48 dosis por día es lo recomendado.

Los requisitos de mantenimiento se resumen en el Cuadro 3-1. Algunas de las responsabilidades del operador incluyen la inspección de los equipos de dosificación, el establecimiento del ciclo de dosificación, el mantener el filtro libre de hierbas, controlar la altura del chorro de las líneas de distribución, limpiar la basura acumulada en las líneas de distribución, y limpiar el filtro de protección que se mantiene en la bóveda de las bombas. Los tanques sépticos individuales utilizados en el sistema de tratamiento también tendrán que ser inspeccionados por lo menos anualmente, y limpiados según sea necesario. El ciclo de inspección de los tanques sépticos mayores utilizados en la PTAR o en otros lugares debe llevarse a cabo por lo menos trimestralmente.

La tasa de recirculación inicial de 5:1 se puede reducir a medida que el operador esté más familiarizado con el sistema. La tasa de recirculación se puede reducir gradualmente a casi un 2:1, si los datos de desempeño indican que el tratamiento es eficaz [3].

Foto 3-10: Inspección de un Biotubo grande a través del puerto de inspección del efluente en un tanque séptico (10,000 galones de capacidad (38 $m^3$)), La Unión, El Salvador.

**Cuadro 3-1:**
**Programa de Operación y Mantenimiento**

| | |
|---|---|
| **Tratamiento preliminar** | Eliminar los sólidos de las unidades de tratamiento preliminar (por ejemplo, rejillas y desarenadores) según sea necesario. |
| **Tanques Sépticos: Individuales y Mayores** | Inspeccionar como mínimo una vez al año los tanques de las residencias individuales y cada trimestre los tanques mayores. Controle el espesor de la capa de natas y el manto de lodo cada año. Remueva los lodos del tanque si la parte superior del manto de lodos está a 6 pulgadas (15 cm) o menos de la parte inferior del sujetador del filtro de Biotubo. |
| **Tanque de Recirculación** | |
| Bombas y controles | Inspeccionar cada 3 meses. |
| Secuencia del temporizador | Inspeccionar y ajustar cada 3 meses. |
| Comparación de operación de las bombas, la cual debe ser similar. | Inspeccionar cada mes. |
| Comparación de los niveles del agua dentro y fuera de la bóveda de las bombas. Una diferencia de 3 pulgadas o más indica la necesidad de limpiar el filtro de la bomba. | Inspeccionar cada mes. |
| **Lecho del Filtro** | |
| Medio Filtrante | Inspeccionar para que no se formen charcos sobre la superficie del medio filtrante, y remover residuos y maleza según sea necesario. |
| **Líneas de Distribución** | Inspeccionar la altura del chorro (5 pies (1.5 m) cada 3 meses. |
| | Evacuar las líneas de distribución cada 3 meses o según sea necesario. |
| | Cubrir líneas expuestas con grava. |

Fuente – [6], y la experiencia en Centroamérica.

## Sección 4. Estudio de Casos: Plantas de Tratamiento de Puerto Barrios, Guatemala, Livingston, Guatemala y La Unión, El Salvador

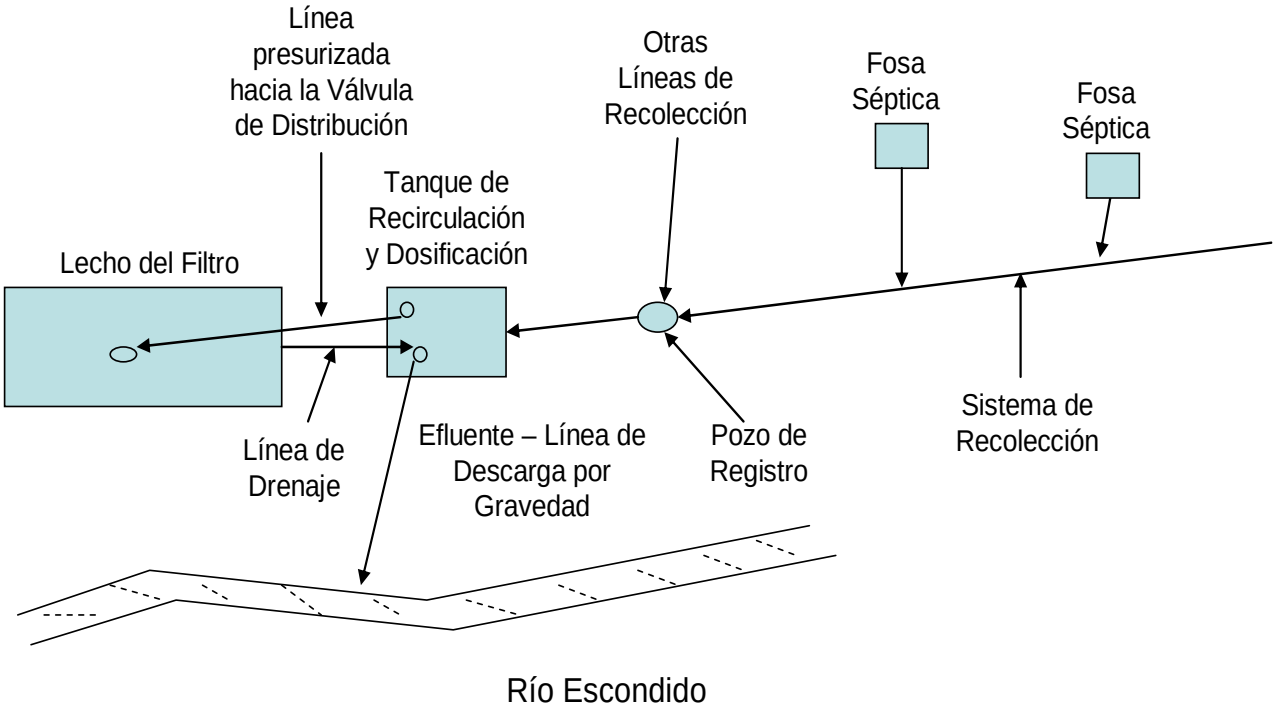
Los criterios generales de diseño del Cuadro 2-1, presentado en la Sección 2, fueron usados en cuatro PTARs construidas en Centroamérica. Dos plantas fueron construidas en Puerto Barrios, Guatemala, una en Livingston, Guatemala y una en La Unión, El Salvador. Los resultados de los proyectos de las PTARs, con varios resúmenes del rendimiento y ejemplos de costos, son discutidos a continuación.

### 4.1 Plantas de Tratamiento No. 1 y No. 2 de Puerto Barrios, Guatemala

La ciudad de Puerto Barrios es una ciudad localizada en la costa de la Bahía de Amatique, donde la ubicación del terreno disponible presentaba un reto a las obras de construcción dado el manto freático alto. Esta fue una de las razones por la que se eligieron los filtros de medio granular con recirculación para su demostración en la región centroamericana, ya que se pueden construir sobre la superficie. En Puerto Barrios se construyeron dos PTARs piloto (PTAR No. 1 y PTAR No. 2), cada una con un caudal de diseño 5,000 galones por día (19 $m^3$/d). El sistema de filtro de medio granular con recirculación utilizado en las PTARs consistió de una serie de fosas sépticas, un tanque de recirculación, un sistema de control electrónico y un lecho de filtro de medio granular. Para la PTAR No. 1 se usó medio filtrante de grava fina proveniente de una cantera, mientras que para la PTAR No. 2 se usó grava fina del lecho de un río. Las superficies de ambos se dividieron en cuatro zonas de dosificación.

La Figura 4-1 muestra el esquema general de flujo para los filtros de medio granular con recirculación de las plantas construidas en Puerto Barrios. Un resumen de los datos de rendimiento para la PTAR No. 1 se proporciona en el Cuadro 4-1. Los datos fueron obtenidos a partir de un estudio realizado por la Universidad de San Carlos de Guatemala [17]. Los datos muestran que la PTAR No. 1 se desempeñó adecuadamente. Las reducciones porcentuales promedio durante el período de estudio fueron del 92 por ciento para los SST, 93 por ciento para $DBO_5$, y 97 por ciento para la Demanda Química de Oxígeno (DQO). Estos valores están dentro de los rangos típicamente obtenidos para estos sistemas de tratamiento.

**Figura 4-1**
**Esquema de Flujo para las Plantas de Tratamiento de Filtros de Medio Granular con Recirculación**
**Puerto Barrios, Guatemala**



**Cuadro 4-1**
**Datos de la PTAR No. 1, Puerto Barrios, Guatemala**
**Febrero – Septiembre 2001**

| **Fecha** | **SST (mg/L)** | | | **DBO (mg/L)** | | | **DQO (mg/L)** | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | **A** | **E** | **R** | **A** | **E** | **R** | **A** | **E** | **R** |
| Febrero 14 | 160 | 2.4 | 38 | NA | NA | NA | 479 | 21 | 14 |
| Marzo 1 | 234 | 4 | 1.6 | NA | NA | NA | 94 | 14 | 18 |
| Mayo 17 | 94 | 62 | 94 | 245 | 15 | 11.3 | 505 | 41 | 423 |
| Julio 30 | 136 | 2.2 | 40 | 125 | 6.7 | 14 | 958 | 18 | 43 |
| Agosto 6 | 109 | 1.6 | 40 | 289 | 8.6 | 19 | 834 | 12 | 34 |
| Agosto 13 | 82 | 1 | 38 | 160 | 1.7 | 2 | 482 | 9 | 13 |
| Agosto 20 | 47 | 2.8 | 130 | 60 | 18.3 | 6.7 | 237 | 7 | 31 |
| Agosto 24 | 90 | 0.8 | 38 | 235 | 10 | 7 | 511 | 11 | 16 |
| Agosto 30 | 79 | 10.6 | 18 | 251 | 38.3 | 11.3 | 519 | 9 | 29 |
| Sept. 4 | 577 | 36.4 | 39 | 565 | 33.3 | 7.3 | 1856 | 81 | 20 |
| Sept. 28 | 77 | 14 | 22 | 137 | 8.3 | 3.3 | 300 | 10 | 7 |
| **Promedio** | **153** | **13** | **45** | **230** | **16** | **9** | **616** | **21** | **59** |

Los datos provienen de una sola muestra tomada al azar en ese día del mes.
A – Afluente a la planta de tratamiento de aguas residuales desde los tanques sépticos.
E – Efluente de la planta después de los filtros.
R – Muestra en el río, recolectada aguas arriba de la PTAR.
NA – El material no fue analizado.

En un estudio aparte, personal de la USEPA tomó muestras de las aguas residuales en las PTARs No. 1 y No. 2 de Puerto Barrios. Los resultados de los análisis de laboratorio se resumen en Cuadro 4-2 y muestran resultados similares a los presentados en el estudio de la Universidad de San Carlos de Guatemala.

**Cuadro 4-2**
**Datos de la USEPA para las PTARs de Puerto Barrios, Guatemala**
**Noviembre 2000**

| Parámetro | Afluente | PTAR No. 1 Efluente | PTAR No. 2 Efluente |
|---|---|---|---|
| SST (mg/L) | 98 | 8.8 | 3.8 |
| $DBO_5$ (mg/L) | 280 | 15 | 8.1 |
| Nitrato-Nitrito (mg/L) | ND | 8.1 | 19 |
| Nitrógeno Total Kjeldahl (NTK) (mg/L) | 42 | 6.4 | 8.2 |
| Fósforo Total (mg/L) | 12 | 7.6 | 6.4 |
| Amoníaco (mg/L) | 30 | 5.1 | 7.1 |

ND – No detectado. El material se analizó pero no se detectó.
Fuente – "EPA Demuestra una Tecnología Viable y Sustentable para Tratar las Aguas Residuales en Centro América," US-EPA, Región 4, SESD, 2001 (Salguero).

## 4.2 Planta de Tratamiento de Livinsgton, Guatemala

El filtro de medio granular con recirculación en Livingston se construyó para una PTAR con caudal de diseño de 20,000 galones por día (76 $m^3$/d) y se dividió en ocho zonas de dosificación. El terreno donado por el municipio de Livingston era pantanoso y esto hizo que el proyecto fuera un poco más desafiante. Se tuvo que utilizar un revestimiento geotextil para soportar el peso del filtro de medio granular. El acceso fue difícil también en Livingston, ya que sólo se puede llegar a la ciudad por agua. Todo el material de construcción y el medio filtrante para el lecho del filtro de medio granular tuvieron que ser transportados por barcaza, acarreados por camiones, y luego transportados aproximadamente 200 pies (61 metros) en carretillas a lo largo de un estrecho camino hasta el lugar de construcción. El sistema de recolección utilizado consistió de líneas de recolección de diámetro reducido de 4 pulgadas (10.16 cm) de PVC desde las fosas sépticas. Se calculó que aproximadamente 400 a 600 personas podrían beneficiarse de este sistema. Cabe señalar que los criterios de diseño de los Estados Unidos de una tasa de 100 galones (378 litros) por día de descarga de aguas residuales por persona, no aplican a la región centroamericana. La tasa de descarga de aguas residuales por persona es mucho menor en la región (algunos estimados son de 40 galones por día por persona (150 litros por día por persona)). Además, se observó que la cantidad de papel higiénico descargada a los tanques sépticos era menor debido a

la práctica de desecharlo en cestos de basura. Esto implica que las fosas sépticas posiblemente no se llenarían tan rápidamente, consecuentemente extendiendo la frecuencia de limpiezas.

Como se ha mencionado en la Sección 3.2, la construcción de las fosas sépticas y de los tanques de recirculación se dificulta bajo condiciones en las que el manto freático es alto. Los tanques pueden flotar con facilidad si no se construyen con el peso suficiente para compensar la flotabilidad. Esto ocurrió en Livingston. En una ocasión, el agua del tanque de recirculación se vació durante la noche y el tanque comenzó a flotar. Se agregó agua rápidamente, pero el tanque no se asentó en la ubicación original. Como resultado, fue necesario extender una de las paredes laterales del tanque para que todas las paredes estuviesen a una altura uniforme y consecuentemente aumentando los costos de construcción.

Foto 4-1: Planta piloto de tratamiento de aguas residuales en Livingston, Guatemala.

## 4.3 Planta de Tratamiento de La Unión, El Salvador

La PTAR piloto en El Salvador fue diseñada para tratar 10,000 galones al día (38 $m^3$/d). Fue construida en la ciudad portuaria de La Unión, en la costa sur de El Salvador. La ciudad tenía un sistema de recolección establecido. Una porción de las aguas residuales de una de las líneas del sistema de recolección existente se desvió hacia un tanque de bombeo. Una de las razones por las que la ciudad construyó la planta de tratamiento de aguas residuales fue para darle servicio a un nuevo mercado en construcción en la ciudad. Sin embargo, la unión con la línea de recolección existente permitió darle servicio a una variedad adicional de fuentes (empresas, oficinas gubernamentales y hogares). Para este sistema, las aguas residuales se bombean desde un tanque de bombeo hasta un tanque séptico superficial. El efluente fluye por gravedad desde el tanque séptico al tanque de recirculación del filtro. El terreno, el cual fue donado por el municipio, se encuentra junto al Golfo de Fonseca y había sido rellenado utilizando pedruscos y rocas. El filtro de medio granular se construyó sobre el relleno. La reutilización del agua fue un componente adicional para este proyecto. Se utilizó un sistema de riego subterráneo para regar un campo de fútbol, el cual se encontraba prácticamente árido. En el plazo de un año, la comunidad y las

escuelas adyacentes estaban utilizando el campo de fútbol, reconstruido con grama en su totalidad, para muchos tipos de acontecimientos deportivos.

El Cuadro 4-3 muestra un resumen de los datos de rendimiento de la PTAR de La Unión. Los datos de 2004 muestran que el filtro de medio granular con recirculación se desempeñó adecuadamente. La reducción de coliformes fecales realizada por la PTAR fue significativa. No se utilizó la cloración en esta PTAR.

Los datos de SST y $DBO_5$ del afluente parecen indicar un agua residual de características irregulares. El fenómeno se debe posiblemente al hecho de que el sistema de alcantarillado en La Unión se combina con el drenaje de aguas pluviales de la ciudad, por consiguiente, diluyendo la concentración orgánica de las aguas residuales. También durante una visita a la planta, se observó que los desagües pluviales y el alcantarillado estaban cubiertos con basura, y que había agua estancada en el alcantarillado contribuyendo a la irregularidad en concentraciones orgánicas.

**Cuadro 4-3:**
**Datos de PTAR de La Unión, El Salvador**
**Junio - Noviembre 2004**

| Parámetro | Junio 30 | Agosto 12 | Octubre 7 | Nov. 18 |
|---|---|---|---|---|
| Afluente SST (mg/L) | 48 | 102 | 48 | 340 |
| Efluente SST (mg/L) | 56 | 10 | 12 | 4 |
| Afluente $DBO_5$ (mg/L) | 40 | 7 | 51 | 72 |
| Efluente $DBO_5$ (mg/L) | 11 | 7 | 13 | 4 |
| Afluente - Coliformes Fecales (NMP/100 ml) | >1,600,000 | Sin Datos | >1,600,000 | >1,600,000 |
| Efluente - Coliformes Fecales (NMP/100 ml) | 500 | 1,600 | 11,000 | 260 |

Fuente – [20]

## 4.4 Ejemplos de Costos para las PTARs Piloto en Centroamérica

El costo total del proyecto realizado en Livingston, Guatemala se estimó en US $201,012. El Cuadro 4-4 presenta un desglose de estos costos. El caudal de diseño de la planta fue de 20,000 galones por día (76 $m^3$/d), con un número aproximado de 400 a 600 beneficiarios. Los siguientes elementos constituyen los costos de construcción más importantes de este proyecto:

- Diseño e instalación.
- Preparación de los terrenos pantanosos (sitio de la PTAR) para soportar el peso de las estructuras de hormigón, grava, medio granular y el tanque de recirculación.
- El transporte de equipos de construcción, grava y el equipo de la planta de tratamiento (tuberías y revestimientos, etc.) por barcaza y otros medios hasta Livingston.
- Construcción del sistema de recolección y la instalación de tanques sépticos en las casas.
- Compra del equipo de tratamiento especializado del fabricante en los Estados Unidos (Orenco Systems®, Inc.).
- El tanque de recirculación, las paredes del filtro y caseta de control.
- Cerca de seguridad.

**Cuadro 4-4:**
**Costos de la PTAR de Livingston, Guatemala**
**Caudal de Diseño = 20,000 galones por día (76 $m^3$/d)**

| **Factor** | **Dólares (US)** |
|---|---|
| Movimiento de Terreno | $12,500 |
| Modificaciones del Diseño | $2,500 |
| Fosas Sépticas (200 unidades) | $29,313 |
| Material de Construcción, Transporte y Almacenamiento | $31,875 |
| Supervisión del Proyecto | $11,250 |
| Mano de Obra General | $12,500 |
| Otros Costos del Proyecto | $101,074 |
| **Costos Totales** | **$201,012** |

Fuente – [18]

El costo estimado de la PTAR en La Unión, El Salvador fue de US $102,152. El caudal de diseño de la planta fue de 10,000 galones por día (38 $m^3$/d) y el destinatario primario del servicio fue un mercado construido en La Unión. Los elementos principales de costos de construcción en este proyecto fueron:

- Diseño e instalación.
- Preparación del sitio para la obra de construcción de la PTAR.
- Transporte del equipo de construcción, grava, y el equipo principal de la planta de tratamiento (tuberías y revestimientos, etc.).
- Estación elevadora, tanque séptico, tanque de recirculación, paredes del filtro y caseta de control.
- Compra de equipos de tratamiento especializado del fabricante en los Estados Unidos (Orenco Systems®, Inc.).
- Preparación y siembra de grama en el terreno para el proyecto de riego.
- Compra e instalación del sistema de riego por bombeo y líneas de distribución para el campo de fútbol.
- Cerca de seguridad.

### 4.4.1 Ejemplos de Costos de Electricidad

Una evaluación del las PTARs de Puerto Barrios, Guatemala, estimó que el costo mensual en electricidad para este sistema sería de aproximadamente US $80 [17]. Un informe par la PTAR de La Unión, El Salvador, (10,000 gpd (38 $m^3$/d)) indica el costo de electricidad a US $41 (19). Estos gastos deben estar dentro de los medios económicos de una pequeña ciudad.

## Sección 5. Estudio de Caso: Plantas Paquetes de Lodos Activados en el Estado de Tennessee, Estados Unidos

Como ejemplo de contar con normativas y guías, y de buscar soluciones alternas para manejar fallas relacionadas a sistemas de tratamiento de aguas residuales, podemos mencionar el estado de Tennessee de los Estados Unidos. En el año 1988, el Departamento de Medio Ambiente y Conservación de dicho estado, aprobó normativas restringiendo el uso de plantas paquete de lodos activados [14]. Actualmente, no se permiten plantas paquete de tratamiento de aguas residuales para caudales menores de 30,000 galones por día. El estado promulgó dichas normativas, ya que se había observado un alto número de fallas de operación y mantenimiento para este tipo de plantas paquete. Esto se debió en muchas ocasiones a que los compradores de las plantas paquete tenían entendido que éstas podrían funcionar sin el uso de operadores, y que no generarían gran cantidad de sólidos. Es importante entender que todas las plantas de tratamiento de aguas residuales requieren de operación y mantenimiento consecuente. Las plantas de tratamiento de lodos activados, al igual que otros sistemas complejos, requieren de un alto nivel de entendimiento especializado en cuanto al funcionamiento de los procesos de tratamiento. Además de los sólidos provenientes de las aguas residuales crudas, hay que considerar los sólidos (lodos) que se generan durante el proceso de tratamiento. Esto requiere que la planta de tratamiento esté adecuadamente equipada para manejar la digestión, deshidratación, y disposición final de los lodos. En muchas ocasiones, el manejo y disposición

de los lodos no son tomados en consideración como parte de las actividades de operación y mantenimiento de las plantas paquete de lodos activados.

Normalmente, las plantas paquete consumen una gran cantidad de energía eléctrica, lo que podría ser un costo no anticipado por el municipio o la comunidad. Eventualmente, el operador se podría ver presionado a reducir el uso de los aereadores u otros aparatos para reducir el consumo de energía y esto consecuentemente impactarían la eficiencia de la planta. La planta podría comenzar a perder sólidos, el nivel de rendimiento comenzaría a decaer, y esto podría ocasionar violaciones a los límites de vertido y a los permisos ambientales.

En respuesta a los problemas ocasionados por las plantas paquete de lodos activados, el estado de Tennessee buscó opciones alternas para el tratamiento de aguas residuales. Una de las tecnologías que pareció viable fue los filtros de medio granular con recirculación y la tecnología fue aprobada para su uso en el estado. Las guías para el diseño de los filtros de medio granular con recirculación se encuentran en una publicación del Departamento de Medio Ambiente y Conservación del estado de Tennessee [12]. En efecto, los requisitos económicos, de operación, y de mantenimiento fueron reconocidos por el estado de Tennessee como factores limitantes en el uso de las pequeñas plantas paquete de lodos activados.

## Sección 6. Conclusiones

La calidad del efluente de los filtros de medio granular con recirculación construidos por USAID y diseñados por USEPA en Centroamérica fue de un nivel similar al normalmente visto en los Estados Unidos. Los filtros de medio granular con recirculación son más fáciles de operar y los requisitos de mantenimiento son también más fáciles de aprender cuando se comparan con otros sistemas de tratamiento. Los costos de operación deberían estar dentro del rango del presupuesto restringido de las municipalidades. Los filtros de medio granular con recirculación han mostrado ser una opción viable para proyectos de pequeña escala. El uso de los filtros de medio granular con recirculación para aplicaciones de mayor envergadura podría ser el siguiente paso a seguir en la región centroamericana.

## Referencias


1. Ball, J. L., Denn, G. D., “Design of Recirculating Sand Filters Using a Standardized Methodology,” Philadelphia, 1997.

2. Ball, E.S., “Pressure Dosing, Attention to Detail,” Proceedings of the 8th On-Site Wastewater Treatment Short Course and Exhibition, University of Washington, Seattle, Washington, 1995.

3. Bounds, T.R. Design Criteria for Recirculating Sand Filters, Orenco Systems, 1998

4. Bounds, T., Ball, E., and Ball, H. L., Performance of Packed Bed Filters, Orenco Systems, NTP-FLT-TRB-ESB-HLB-1, 2000

5. EDA-FT-FT-1, Rev.1.1, “Biotube Effluent Filter Sizing,” 1/22/99.

6. EPA 832-F-99-079, “Recirculating Sand Filters,” 1999.

7. EPA 832-F-00-038, “Folleto Informativo de Sistemas Descentralizados – Alcantarillado por Gravedad de Diámetro Reducido,” 2000.

8. Hines, M and R.E. Favreau, Recirculating Sand Filter: An Alternate to Traditional Sewage Absorption Systems, Procedings of the National Home Sewage Disposal Symposium, American Society of Agricultural Engineers, St. Joseph, Michigan, 1974.

9. Illinois Community Action Association, Alternate Wastewater Systems in Illinois.

10. Jones, D., Bauer, J., Wise, R., Dunn, A. Small Community Wastewater Cluster Systems, Purdue University, 2001.

11. NDA-TNK-1, Rev. 1.1, Orenco Systems, 3/28/02.

12. State of Tennessee’s Department of Environment and Conservation Publication (TN), “Design Criteria for Sewage Works,” Chapter 15 – Appendix A.1.b., 1996.

13. State of Tennessee’s Department of Environment and Conservation Publication (TN), “Design Criteria for Sewage Works,” Chapter 15.7.1.6., 1996.

14. State of Tennessee’s Department of Environment and Conservation, Water Quality Board, Division of Water Pollution Control; Rule 1200-4, Regulations for Plans, Submittal and Approval; Control of Construction; Control of Operation, -.03, (3), (b); June 2001 (Revised).

15. Salguero, L., Henry, B., Quinones, A. EPA Demonstrates a Viable and Sustainable Technology to Treat Wastewater in Central America, US-EPA, Region 4, SESD, 2001.

16. Tchobanoglous and Burton Wastewater Engineering – Treatment, Disposal and Reuse, 1991.

17. Ramírez Toledo, M. L., y Pocasangre Collazos, A. E., Evaluación De Parámetros Físicos y Químicos de la Planta Piloto de Tratamiento de Aguas Residuales de El Barrio el Cangrejal, Municipio de Puerto Barrios, Departamento de Izabal, Universidad de San Carlos de Guatemala, Julio de 2003.

18. Memorandum; Livingston, Associates in Rural Development (ARD) Guatemala offices, February 25, 2002.

19. Memorandum: Report – La Union, Associates in Rural Development (ARD) Guatemala offices, June 8, 2004.

20. USAID; La Unión, El Salvador Water Quality Data, 2004.

# EL AGUA DE USO URBANO Y SU DEVOLUCIÓN HACIA LAS ZONAS RURALES

Julio Moscoso Cavallini

## RESUMEN

La situación del manejo de las aguas en América Latina pasa por una menor disponibilidad y calidad de los recursos hídricos, originada por la mayor competencia entre las actividades, que además derrochan y contaminan el agua cuando la utilizan. Esas aguas contaminadas son descargadas a los cuerpos receptores, que luego son utilizados como fuentes de agua para bebida y el riego de los productos agrícolas, incrementando el riesgo de enfermedades infecciosas especialmente en los grupos de mayor riesgo. De otro lado las pocas aguas residuales domésticas que se tratan, lo hacen con una tecnología aplicada exclusivamente para remover los elementos químicos que impactan el ambiente, sin tener presente que cuando se reusa, el objetivo principal del tratamiento debe ser remover los patógenos y no los nutrientes que sustituyen los fertilizantes químicos. Esta visión esta ligada a la tendencia internacional de proteger el ambiente, pero no necesariamente evitar la diseminación de enfermedades entre las personas pobres más vulnerables.

Este documento refiere numerosas experiencias de manejo del agua residual doméstica evaluadas por la OPS y el IDRC entre 2002 y 2005 en la Región de América Latina, que han permitido el desarrollo de una estrategia y un modelo de gestión para adecuar las diferentes situaciones de manejo de este recurso a sistemas que integren el tratamiento al uso productivo del agua residual urbana. Este modelo ofrece una metodología para abordar los aspectos sociales, ambientales, económicos y técnicos del manejo del agua residual doméstica. Enfatiza que la sostenibilidad de tales sistemas sólo será viable con la participación de actores clave como los legisladores, las empresas de agua y saneamiento, las organizaciones agrícolas, los funcionarios de los sectores vinculados al manejo del agua residual doméstica y la sociedad civil.

Para que el modelo de gestión integral pueda ser aplicado en los países de América Latina, se propuso lineamientos que propicien su incorporación en la legislación de los países. En tal sentido, la OPS y el IDRC ejecutaron en 2005 el proyecto de **Validación de lineamientos para formular políticas sobre gestión del agua residual doméstica en América Latina**, que permitió discutir los lineamientos identificados durante la ejecución del Proyecto Regional antes mencionado con 187 representantes de 105 instituciones nacionales de 17 países latinoamericanos y 13 internacionales.las instituciones clave locales, nacionales y regionales involucradas con la gestión de las aguas residuales domésticas y la protección de la salud pública en la Región.

## 1. ANTECEDENTES Y JUSTIFICACION

El Centro Internacional de Investigaciones para el Desarrollo del Canadá (IDRC) a través del Programa de Pobreza Urbana y Medio Ambiente (UPE), tiene como meta aliviar las dificultades que exacerban la pobreza en algunas ciudades, fortaleciendo la capacidad de los pobres para acceder equitativamente a servicios ambientales, reducir la degradación ambiental y la vulnerabilidad a los desastres naturales, así como relevar el uso de recursos naturales para comida, agua y seguridad del ingreso. Para ello busca entender las dificultades ambientales, probar intervenciones y evaluar políticas en zonas de bajo ingreso que puedan aliviar esas dificultades y, así mismo, contribuir a la planificación integrada, desarrollo e implementación de prácticas y políticas equitativas.

Con el ánimo de contribuir al cumplimiento de tales objetivos, el IDRC ha comisionado al Centro Latinoamericano para el Desarrollo Rural (RIMISP) la implementación del proyecto "Experiencias Exitosas de Políticas de Gestión Ambiental Municipal para Ciudades Pequeñas y Medianas de América Latina y el Caribe", que tiene como objetivo general contribuir a un proceso descentralizado de construcción e implementación de políticas ambientales municipales, a nivel de ciudades pequeñas e intermedias de América Latina, mediante la identificación de buenas prácticas derivadas del análisis comparado de experiencias exitosas.

Para la ejecución del proyecto Rimisp está realizando las siguientes acciones:

- Un Concurso de Experiencias exitosas de Políticas Municipales de Gestión Ambiental apropiadas para Ciudades Pequeñas y Medianas de América Latina, específicamente en gestión integrada, participativa y equitativa del agua.
- Un Taller de Cierre del Concurso para conocer 14 de los trabajos resultaron con mayor puntaje y discutir las lecciones de política que puedan derivarse.
- Una publicación de los resultados del proyecto Experiencias Exitosas de Políticas Municipales de Gestión Ambiental Apropiadas para Ciudades Pequeñas y Medianas de América Latina y el Caribe.

Dentro de este contexto es que ha elaborado el presente documento, que pretende abordar algunos conceptos, experiencias y casos de utilización de agua para uso urbano y la devolución hacia las zonas rurales, a fin de ser parte de las actividades finales del concurso de experiencias exitosas de políticas sobre gestión de agua.

## 2. LA GESTIÓN ACTUAL DEL AGUA PARA USO URBANO EN AMÉRICA LATINA

Abordaremos este tema tan actual y preocupante teniendo como referencia principal las lecciones aprendidas a través del **Proyecto Regional Sistemas Integrados de tratamiento y uso de aguas residuales en América Latina.** Entre 2000 y 2003 el Centro Internacional para la Investigación y el Desarrollo (IDRC) de Canadá y la Organización Panamericana de la Salud (OPS) desarrollaron una de las investigaciones de mayor envergadura acerca del manejo del agua residual doméstica en América Latina.

Este Proyecto Regional OPS/IDRC incluyó la participación de 19 países latinoamericanos: Argentina, Bolivia, Brasil, Chile, Colombia, Costa Rica, Cuba, Ecuador, El Salvador,

Guatemala, Honduras, México, Nicaragua, Panamá, Paraguay, Perú, República Dominicana, Uruguay y Venezuela. Su propósito fue analizar las experiencias de manejo de las aguas residuales en América Latina, recomendar estrategias para el diseño e implementación de sistemas que integren el tratamiento al uso productivo, e identificar nuevas oportunidades de intervención.

## 2.1 La urbanización de América Latina

Hasta mediados del Siglo XX la urbanización permitió resolver la mayoría de las necesidades básicas de la población en América Latina y otras regiones en desarrollo. A partir de entonces la intensa migración rural originó una creciente diferencia en la distribución del ingreso y el acceso a las condiciones básicas de vida en las ciudades. Si bien los servicios públicos son más abundantes en las áreas urbanas, el mayor costo de vida y de acceso a estos servicios, en comparación con el de las áreas rurales, genera un cambio en la economía doméstica que se refleja en el mantenimiento de de bajos ingresos de las familias. A fines del Siglo XX más del 75% de la población de América Latina vivía en ciudades (figura 1), en comparación con menos del 50% en promedio en el mundo. En 2030, al menos 84% de su población total de 600 millones de habitantes vivirá en áreas urbanas de América Latina, que se estima alcanzará los 160 millones de pobladores (Figura 2). No es sólo la Región en desarrollo con mayor concentración de población urbana en el mundo, sino también alberga una creciente población en pobreza en las áreas urbanas, una de las principales características de su crecimiento urbano desordenado.

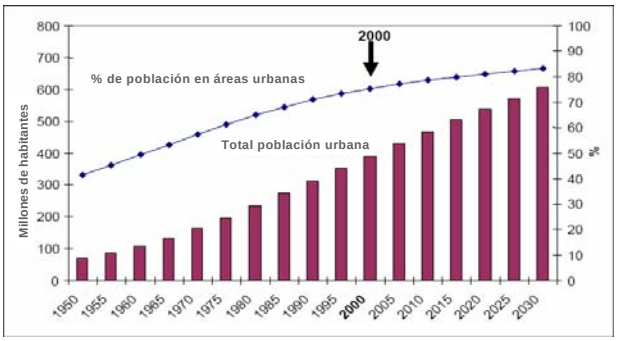
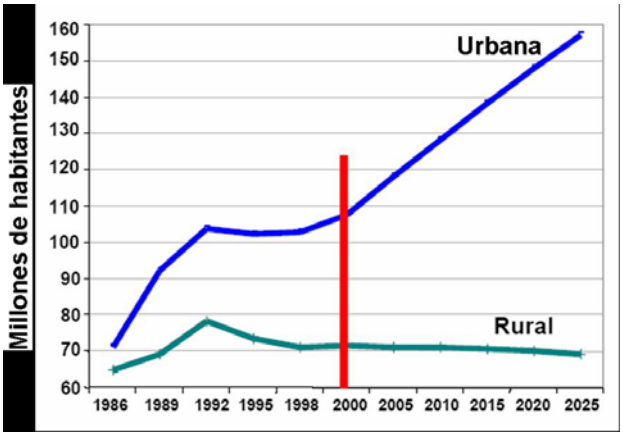



***Figura 1. Crecimiento de la población urbana de América Latina entre 1950 y 2000 (Banco Mundial 2004)***

***Figura 2. Proyección del crecimiento de la población de América Latina (BID, 2003)***




La medición de la línea de pobreza que hace CEPAL (2000) muestra que a finales de los noventa, seis de cada diez personas pobres en América Latina vivían en zonas urbanas. La pobreza urbana se expresa en una fuerte privación caracterizada por ingresos inadecuados o inestables, que se traduce en una limitada capacidad de consumo, riesgos debidos a la inestabilidad o inadecuada provisión de bienes básicos, baja calidad e inseguridad en la vivienda y falta de servicios básicos, lo que conlleva a riesgos debido a situaciones sanitarias críticas, contaminación, violencia, desastres naturales, discriminación y limitado acceso al mercado laboral formal, especialmente para las mujeres y grupos étnicos específicos. Esto se traduce también en la perdida de los valores familiares y sociales tradicionales que mantenían en el campo antes del proceso migratorio.

## 2.2 El derroche del agua

Las mega-ciudades como Sao Paolo o México acaparan los recursos hídricos, descargan ríos de agua contaminada y recurren a fuentes cada vez más lejanas para abastecerse. Los expertos aseguran que el problema no se origina en la escasez de agua, sino en el consumo excesivo y el desperdicio. Así el Inventario Regional 2002, realizado por el Proyecto Regional (OPS/IDRC, 2002), consigna una dotación diaria promedio de 209 litros de agua por habitante, más del doble de un requerimiento considerado suficiente por la Asociación Interamericana de Ingeniería Sanitaria y Ambiental (AIDIS).

A pesar que América Latina y el Caribe es la Región con mayor abundancia de recursos hídricos del mundo (48.000 $m^3$ por habitante al año), su irregular distribución territorial, la contaminación y el despilfarro reducen sensiblemente este privilegio. Por tanto se tiene que:

- Sólo 22% de la superficie de la Región posee condiciones hídricas adecuadas. Las zonas tropicales húmedas (39% de la Región), las zonas áridas y semiáridas (36%) y las frías (3%) no son adecuadas para cultivo.
- Menos de 16 millones de hectáreas se riegan actualmente, área que representa solo el 10% de las tierras en producción agrícola.
- Se riega sobre todo con métodos tradicionales ineficientes como inundación y surcos, que pierden más de 50% del agua.
- Algunas ciudades de muy rápido crecimiento como México, Monterrey, Tijuana, Lima, Santiago, Mendoza y Fortaleza, aun cuando están ubicadas en zonas áridas y semiáridas, consumen crecientes cantidades de agua para uso doméstico, industrial y de recreación, que desplazan el uso agrícola, y disponen las aguas residuales en su mayor parte sin tratamiento.

Los estudios promovidos por el Proyecto Regional mencionado permitieron observar un amplio rango de dotaciones y coberturas de agua potable, como se aprecia en el cuadro 1.

**Cuadro 1. Clima, precipitación, dotación y cobertura de agua potable en diversas localidades en América Latina**

| Localidad y país | Clima (por temperatura y precipitación) | Precipitación (mm al año) | Dotación de agua (l/hab/día) | Cobertura de agua potable (%) |
|---|---|---|---|---|
| Texcoco, México | Templado húmedo | 500 a 1.000 | 470 | 96 |
| Mendoza, Argentina | Templado árido | 150 a 200 | 450 | 71 |
| Maracaibo, Venezuela | Tropical semiárido | 600 | 380 | 83 |
| Juárez, México | Templado semiárido | 150 a 280 | 340 | 90 |
| Ibagué, Colombia | Tropical húmedo | 2.000 | 325 | 80 |
| San Agustín, Perú | Subtropical árido | Menos de 2 | 300 | 82 |
| Villa El Salvador | Subtropical árido | 15 a 30 | 300 | 20 |
| Liberia, Costa Rica | Tropical húmedo | 1.600 | 290 | 97 |
| Antofagasta, Chile | Templado árido | Menos de 5 | 280 | 99 |
| La Vega, República Dominicana | Tropical húmedo | 1.600 | 220 | 95 |
| Santiago, Chile | Templado semiárido | 320 | 210 | 100 |
| Sololá, Guatemala | Templado húmedo | 1.200 | 200 | 90 |
| Portoviejo, Ecuador | Tropical semiárido | 490 | 150 | 82 |
| Jinotepe, Nicaragua | Tropical húmedo | 1.200 | 140 | 93 |
| Tacna, Perú | Templado árido | 20 | 130 | 89 |
| Cochabamba, Bolivia | Templado semiárido | 400 a 500 | 80 | 51 |

***Fuente: OPS/IDRC, 2002.***

Esta dotación de agua fluctúa entre 470 y 80 litros diarios por habitante (**Texcoco** en México y **Cochabamba** en Bolivia respectivamente). Resulta interesante destacar que la dotación de agua en 15 de las 18 localidades estudiadas supera los 100 litros, aún en aquellas localizadas en zonas áridas y semiáridas. Sólo en Cochabamba la dotación es menor a la recomendada.

La mayor amenaza para las ciudades que exceden una tasa de consumo razonable es el progresivo desabastecimiento de agua. Muchas empresas de agua tratan de afrontar esta situación incrementando la oferta de agua, pero esa estrategia les obliga a racionarla finalmente en época de sequía. Esta "cultura de la abundancia" prefiere incrementar la oferta, en lugar de promover el ahorro y el uso más eficiente del agua mediante una "gestión de la demanda", para reducir así el riesgo de desabastecimiento.

### 2.3 La contaminación de las aguas y su impacto en la salud

La falta de una cultura del agua, la ausencia de una administración racional de los recursos hídricos y la disposición incontrolada del agua residual han reducido la cantidad y calidad del agua disponible.

La creciente presión social por el acceso a los servicios básicos, principalmente de agua potable, aunada a los escasos recursos económicos disponibles, ha conducido al descuido de la recolección y el tratamiento de las aguas residuales. Sólo el 51% de la población urbana cuenta con cobertura de alcantarillado y el 15% del agua residual recolectada recibe algún nivel de tratamiento. De los 600 $m^3/s$ de agua residual que se recolectan actualmente en América Latina, sólo 36 $m^3/s$ (6%) recibe un tratamiento adecuado, antes de ser dispuesta en cuerpos de agua o ser utilizada en los campos agrícolas (Figura 3).

*Figura 3. Situación del agua y saneamiento en América Latina (2004)*

| | |
|---|---|
| Poblac. con agua potable | 91% |
| Poblac. con saneamiento | 77% |
| • con alcantarillado | 51% |
| • con otros sistemas | 26% |
| Agua residual tratada | 15% |
| • con trat. Secundario | 6% |

FUENTE: OMS/UNICEF (JMP 2006)

Las enfermedades asociadas al agua son una de las mayores causas de morbilidad y mortalidad entre los pobres de los países en desarrollo. Se estima que 2,300 millones de personas sufren enfermedades relacionadas con el agua; 60% de la mortalidad infantil mundial se debe a enfermedades infecciosas y parasitarias, la mayoría relacionadas con el agua. Estas enfermedades pueden ser transmitidas por el agua, por organismos acuáticos, causadas por vectores asociados con el agua, o propiciadas por la escasez de agua. Las infecciones intestinales se originan principalmente por la falta de higiene y la contaminación del agua para bebida y de los alimentos con patógenos (bacterias, virus y parásitos), que se encuentran en las aguas residuales domésticas dispuestas directamente en el ambiente o tratadas en forma inadecuada antes de hacerlo.

Se ha generado así un círculo vicioso, en el que poblaciones con enfermedades infecciosas evacuan aguas residuales con patógenos, las cuales no reciben un tratamiento adecuado, contaminando así las fuentes de agua y los cultivos que luego estas mismas y otras poblaciones consumen. Lejos de atenuarse, esta situación tiende a agravarse con el progresivo deterioro de la condición de vida de la población en pobreza. Este círculo vicioso constituye una de las principales amenazas para la salud de las poblaciones más vulnerables en los países en desarrollo. El tratamiento de las aguas residuales domésticas es una mejor opción que ampliar la atención médica de las personas que se enferman por consumir productos contaminados por estas aguas sin tratar.

### 2.4 El tratamiento de las aguas residuales

El agua residual doméstica en los países industrializados y en desarrollo tiene diferentes niveles de contaminantes; en el primer caso predominan los contaminantes químicos, mientras que en el segundo son los patógenos. Esta diferencia se destaca claramente en las causas de muerte en cada grupo (Figura 4); mientras que en los países industrializados las enfermedades infecciosas y parasitarias no figuran entre las principales causas de mortalidad, en los países en desarrollo constituyen el 40% de las causas de mortalidad en niños menores de cinco años.

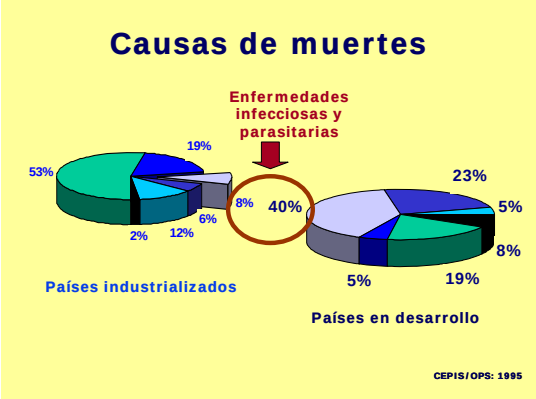



*Figura 4. Las enfermedades infecciosas y parasitarias en países industrializados y países en desarrollo*

Otra importante diferencia entre los países industrializados y en desarrollo es el concepto del saneamiento como costo de vida urbano. Mientras que en los primeros hasta dos tercios de la tarifa de agua corresponde al saneamiento del agua residual (recolección y tratamiento), en la mayoría de países en desarrollo se paga sólo por el agua potable y la recolección del agua residual con serias limitaciones en la cobranza. En muy pocos casos, como en Mendoza y Cochabamba, se cobra el tratamiento del agua residual doméstica a la población urbana, y en general, en los países en desarrollo no existe una regulación para incluir el tratamiento en la tarifa de agua, debido a que la inversión en saneamiento es mínima. Por otra parte, la población tampoco asume su responsabilidad sobre los residuos que genera, prevaleciendo la tendencia a disponerlos sin tratamiento alguno y la cultura del "no-pago.

La tecnología convencional de lodos activados utilizada en los países industrializados para tratar las aguas residuales puede demandar por cada habitante servido una inversión entre US $70 y 100 y los costos anuales de operación y mantenimiento de las plantas fluctúan entre US $4 y 10. Además, esta tecnología y otras similares generan diariamente un volumen apreciable de lodos, que origina serias dificultades a los operadores de estas plantas porque les demanda un espacio importante para secar, tratar y disponer adecuadamente estos residuos. Estos lodos constituyen un pasivo ambiental de enormes proporciones, ya que contienen contaminantes químicos y biológicos potenciales.

*Figura 5. Planta de Lodos activados de Texcoco, México*

**REMOCIÓN ESPERADA DE MICROORGANISMOS**

| Proceso de tratamiento | Reducción de órdenes de magnitud o unidades logarítmicas | | | |
|---|---|---|---|---|
| | Bacterias | Helmintos | Virus | Quistes |
| Sedimentación primaria simple | 0 a 1 | 0 a 2 | 0 a 1 | 0 a 1 |
| Con coagulación previa | 1 a 2 | 1 a 3 | 0 a 1 | 0 a 1 |
| Lodos activados | 0 a 2 | 0 a 2 | 0 a 1 | 0 a 1 |
| Biofiltros | 0 a 2 | 0 a 2 | 0 a 1 | 0 a 1 |
| Zanja de oxidación | 1 a 2 | 0 a 2 | 1 a 2 | 0 a 1 |
| Desinfección | 2 a 6 | 0 a 1 | 0 a 4 | 0 a 3 |
| Laguna aireada | 1 a 2 | 1 a 3 | 1 a 2 | 0 a 1 |
| Lagunas de estabilización | 1 a 6 | 1 a 3 | 1 a 4 | 1 a 4 |

Fuente: Feachem et al (1983)

*Figura 6. Capacidad de remoción de patógenos de las diferentes tecnologías de tratamiento*

Los conflictos por la transferencia de estas tecnologías a los países en desarrollo se han generado desde tres frentes. El primero se dio con la adecuación de los marcos reguladores y normativos, que en muchos casos fueron concebidos como una revisión literal de estándares y normas vigentes en países más desarrollados y no adaptadas a la realidad de cada país. No hubo mayor debate acerca de dos temas de fondo: el objetivo y la tecnología para tratar el agua residual doméstica, y quién debe asumir los costos de su tratamiento y disposición final. El segundo frente de conflicto ha sido la poca eficiencia de esta tecnología para remover los patógenos del agua residual doméstica, que causan los mayores impactos en la salud en países en desarrollo. Esta tecnología no alcanza a remover bacterias fecales y parásitos en la

cantidad suficiente para una disposición segura en cuerpos de agua o áreas de cultivo, como se muestra en la Figura 6, en la que se compara la eficiencia de diversas opciones tecnológicas para la remoción de patógenos. En la figura se resalta las lagunas de estabilización, que reportan las mayores tasas de remoción de patógenos, en especial de quistes de parásitos.

El tercer frente se presentó en los proyectos de saneamiento de agua residual, cuyos requerimientos de inversión y costos operativos demandaban incrementos en las tarifas, muy por encima de la capacidad de pago de la mayoría de poblaciones. Al respecto podemos citar un caso relevante ocurrido con la ciudad de **Cochabamba** en Bolivia, cuyo Gobierno en 1999 resolvió conceder a la trasnacional Bechtel la gestión de los servicios de agua y alcantarillado, lo que fue considerado por la población como un atropello. Poco después de tomar posesión del sistema de agua, la Empresa impuso un incremento de 300% de las tarifas para financiar sus inversiones en agua y saneamiento. Familias que subsistían con salarios de menos de 100 dólares al mes recibieron facturas de agua por más de 20% de su ingreso mensual. La medida provocó protestas masivas, que el gobierno boliviano reprimió declarando el estado de sitio y desplegando tropas especiales, dejando al final un saldo de varios muertos y centenares de heridos. En abril de 2000 la Bechtel abandonó el proyecto y en noviembre inició acciones legales contra Bolivia demandando 25 millones de dólares. La explosión social en Cochabamba puso en evidencia la enorme presión a la que está sometida la población urbana en pobreza, en especial en los países en desarrollo, donde a las carencias en los servicios básicos se suma la insensibilidad de algunas empresas, que pretenden lucrar con un recurso tan vital como el agua. Esta actitud sienta un nefasto precedente para la participación del sector privado en la gestión de los recursos hídricos. Este triste episodio deja en claro que la empresa privada, para incursionar exitosamente en este mercado, deberá considerar subsidios para la población en pobreza como parte de su estrategia de negocios.

***Figura 7. Protestas masivas por el agua en 2002 en Cochabamba, Bolivia***

Otro caso que ilustra el mito de la "tecnología de punta" es la **Ciudad Juárez**, localizada en la frontera con los Estados Unidos a orillas del río Bravo y que es una de las seis ciudades más importantes de México. Unos 20,000 agricultores cultivan aproximadamente 26,000 hectáreas, lo que hace del Valle de Juárez uno de los campos agrícolas irrigados con aguas residuales más grandes del mundo y el segundo en México. Desde mediados del Siglo XX las aguas residuales no tratadas son usadas en este valle, constituyendo un alto riesgo de diseminación de patógenos y contaminación del suelo y el acuífero. Desde el 2000 la ciudad cuenta con dos plantas de tratamiento primario avanzado de 2.5 y 1.0 $m^3/s$ de capacidad, que costaron 29 millones

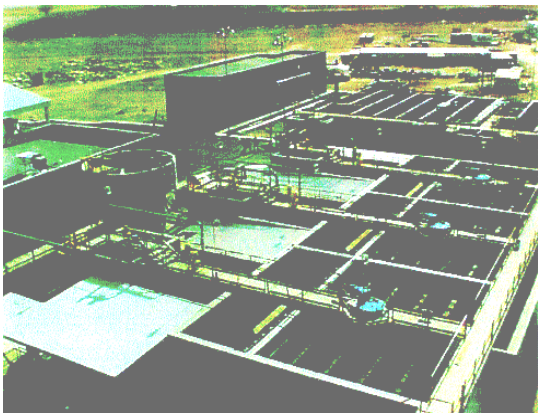


***Figura 8 Planta de tratamiento avanzado en Ciudad Juárez, México***

de dólares. El costo del tratamiento es de US $0.09/m$^3$ y es cargado en la tarifa de agua de la población. Varios aspectos preocupan a la Universidad de Ciudad Juárez, que realiza estudios de los impactos de estas instalaciones: por una parte, la tecnología implementada determina altos costos de operación y, lo que resulta más alarmante, el efluente no alcanza la calidad sanitaria requerida para el riego agrícola. Además, los lodos generados (floculante con cal) tampoco son apropiados para disponerse en los campos de cultivo. Por último, esta agua ya no cuenta con la materia orgánica y los nutrientes que antes beneficiaban a la agricultura local con un importante ahorro de fertilizantes.

Uno de los hallazgos más importantes del Proyecto Regional refiere que en la mayoría de los países de América Latina la legislación no considera la calidad sanitaria de las aguas residuales en términos de patógenos humanos y, cuando existe, no se aplica por una serie de limitaciones, como la escasa o débil capacidad de fiscalización y control. Un caso relevante se da en México, donde la legislación acepta un límite permisible de cinco huevos de nematodos por litro de agua residual tratada. Expertos mexicanos que participaron en talleres de discusión acerca del tema comentaron que el costo de adecuar los sistemas de tratamiento con lodos activados actualmente en operación a la recomendación de la OMS –menos de un huevo por litro- era prohibitivo. De haberse ratificado el límite recomendado por la OMS (1989), ninguna de estas plantas podría alcanzarlo sin costosas adecuaciones, con lo que habrían quedado en situación punible por la nueva ley.

En el cuadro 2 se observa que las lagunas de estabilización es la tecnología aplicada en un mayor número de plantas (553 de 1,251 plantas). Sin embargo, las 233 plantas de lodos activados tratan 45.2% del caudal total (25,031 de 55,368 l/s), mientras que las plantas de lagunas de estabilización sólo tratan el 18.7% del total. La mayor parte del agua residual tratada (84.9%) se dispone en cuerpos de agua y el saldo se aplica al riego agrícola.

**Cuadro 2. Tecnología de tratamiento de agua residual en los países incluidos en el Inventario regional 2003**

| Tipo de planta | Número de plantas | Caudal total (L/s) | Disposición final de las aguas residuales | |
|---|---|---|---|---|
| | | | Ambiente | Caudal (L/s) |
| Lodos activados | 233 | 25,031 | Agri | 8,064 |
| Lagunas aireadas | 40 | 3,849 | Río | 37,447 |
| Lagunas de estabilización | 553 | 10,365 | Lago | 65 |
| Lagunas anaeróbicas | 15 | 120 | Mar | 1,141 |
| Lagunas combinadas | 29 | 4,117 | Estero | 390 |
| Tratamiento primario | 370 | 11,672 | Otros | 6,083 |
| Otros | 11 | 215 | | |
| **TOTALES** | **1,251** | **55,368** | **TOTAL** | **53,190** |

***Fuente: OPS/IDRC, 2002, Avances del Inventario regional del manejo de las aguas residuales domésticas en América Latina.***

La mayoría de organismos de crédito multilateral y de cooperación internacional ha apoyado la difusión de la denominada “tecnología de punta” en los países en desarrollo. Prácticamente todas las plantas de tratamiento de lodos activados o lagunas aireadas en la Región han sido financiadas por estos organismos. Sin embargo, en los últimos años dos importantes hechos han llevado a estas instituciones a replantear sus estrategias. Por una parte, los numerosos conflictos generados alrededor de la sostenibilidad de estos sistemas, porque las poblaciones sencillamente no pueden costear su operación y mantenimiento. Y por otra parte, el hecho innegable que, a pesar de la cuantiosa inversión en infraestructura de saneamiento en los países en desarrollo, las tasas de mortalidad y morbilidad por enfermedades infecciosas no han disminuido. Es cada vez más evidente que la tecnología de lodos activados y lagunas aireadas no tiene la capacidad para resolver el principal problema sanitario asociado a las aguas residuales domésticas en los países en desarrollo.

## 2.5 Los conflictos por agua y el suelo entre la ciudad y el campo

La creciente presión del proceso de urbanización sobre los recursos, en especial el agua y el suelo, ha desbordado en muchos casos los esfuerzos de los gobiernos por lograr un crecimiento urbano planificado y ha generado una acelerada pérdida de tierras de cultivo. Un ejemplo típico es lo ocurrido en Lima Metropolitana, en donde entre 1910 y 2005 el área agrícola ha disminuido de 600 $Km^2$ (98% del área total) a 125 $Km^2$ (21% del área total), tal como se muestra en la figura 9.

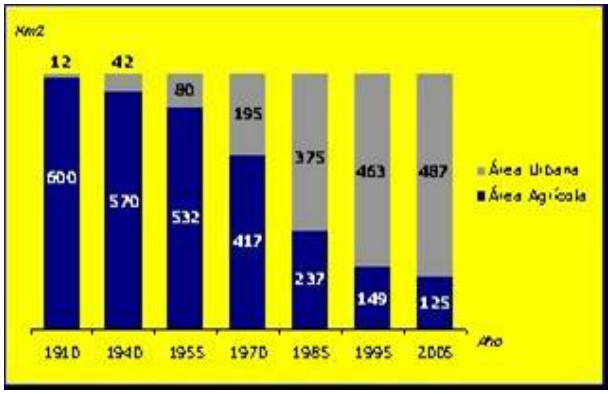



***Figura 9. Evolución de las áreas urbanas y agrícolas en Lima (IPES, 2007)***

Al ocupar los valles y usar las fuentes de agua, la mayoría de ciudades de América Latina y otras regiones en desarrollo parecen haber apostado por un futuro desligado de la actividad agrícola, tendiendo a desplazar esta actividad hacia áreas alejadas de los núcleos urbanos, situación que pone en serio riesgo la seguridad alimentaria.

Por otro lado, al dar prioridad al uso del agua para bebida y la actividad industrial, la agricultura en la periferia urbana ha sido seriamente afectada, optando en muchos casos por el uso de las aguas residuales como única opción de supervivencia. Esto se refleja en el impresionante aumento del área agrícola regada con agua residual cruda o con otras fuentes que, al ser contaminadas por los desagües urbanos, no tienen la calidad para riego recomendada por la Organización Mundial de la Salud (OMS, 1989).

Un caso dramático ocurre con la Zona Agrícola de **San Agustín** localizada en El Callao, primer puerto de Perú y aledaño a la capital nacional Lima, que se caracteriza por su escasa precipitación (menos de 15 milímetros al año). Allí se desarrolla una actividad agrícola en 540 hectáreas (figura 10). Los agricultores muestran un alto nivel tecnológico en los cultivos y producen más de 15 mil toneladas anuales de hortalizas que comercializan en los mercados de Lima. Esta zona agrícola tradicionalmente se ha abastecido del agua del río Rímac, pero en las últimas décadas la ciudad de Lima viene utilizando en época de estiaje todo el caudal del citado río, determinando que a San Agustín solo lleguen aguas residuales domésticas, industriales y residuos sólidos que descarga la ciudad en este tramo del río. Esta situación determina un alto riesgo sanitario para los agricultores y los consumidores de los productos cultivados. Por tal razón, los agricultores, la empresa de agua (SEDAPAL), la Municipalidad Provincial de El Callao y el Ministerio de Salud tienen constantes conflictos por la calidad sanitaria del agua de riego y los productos cultivados. Por último, la Empresa de Agua SEDAPAL tiene planeado conducir estas aguas residuales al mar a través de un emisario submarino, incluyendo el agua que actualmente utilizan los agricultores.

***Figura 10. Campo de cultivo en la zona Agrícola de San Agustín en El Callao. Perú***

***Figura11. Parcelas de cultivo de arroz en Ibagué, Colombia***

Otro caso interesante ocurre en **Ibagué**, ciudad ubicada entre los ríos Combeima y Chipalo a 210 km de Bogotá. La red de alcantarillado colecta 1.5 m3/s de aguas residuales y de lluvia en forma combinada, las que son vertidas a los ríos sin ningún tratamiento. Actualmente la Empresa de Agua IBAL opera una planta de lodos activados con capacidad para sólo 120 litros por segundo. Debido a la escasez de agua, unas 25 mil hectáreas de arroz se riegan en forma rotativa con agua del río mezclada con los desagües de la ciudad, dejándose de cultivar unas 19 mil hectáreas cada campaña (figura 11). Los agricultores son terratenientes con nivel de tecnificación del cultivo y procesamiento muy alto. Ellos reconocen el valor del agua residual para sus cultivos y afirman que el sistema de riego funciona como una unidad de tratamiento, reteniendo los sedimentos y nutrientes del agua residual e incorporándolos a los cultivos.

## 2.6 El uso de las aguas residuales

El uso de las aguas residuales en la agricultura y la crianza de peces es una práctica milenaria muy difundida en Asia. En cambio, en América Latina es más bien reciente y suele asociarse a una actividad informal o clandestina y de pequeña escala. Sin embargo, el Proyecto Regional OPS/IDRC ha encontrado que en América Latina se usan las aguas residuales tratadas, crudas o diluidas con agua superficial para el riego de cereales, forrajes, bosques,

frutales y hortalizas, a escala comercial y de subsistencia. En las zonas áridas de la Región esta agua constituye la única fuente para riego y le reconocen su valioso aporte de nutrientes. A pesar que en la mayoría de países de América Latina no existe regulación específica para su uso y tampoco se ha incorporado el tratamiento en las tarifas de los servicios de saneamiento, la actividad agrícola asociada al uso de las aguas residuales domésticas está aumentando significativamente en la Región, lo que hace más imperiosa su regulación y manejo adecuados.

El Proyecto Regional OPS/IDRC documenta que la superficie agrícola regada con agua contaminada con patógenos podría superar ya los dos millones y medio de hectáreas en esta Región (Moscoso y Egocheaga, 2002). En 1990 se reportó la existencia de 500,000 hectáreas regadas directamente con agua residual sin tratar. El CEPIS registró en 2003 una superficie similar, pero regada con agua residual tratada. Además reportó casi un millón de hectáreas regadas con agua residual sin tratar o diluida en otras fuentes de agua (uso indirecto), en su mayor parte inventariadas en Colombia (Figura 12). Sí consideramos que en este inventario no se incluyó información de Brasil, Cuba, Honduras, Panamá y Uruguay, que juntos albergaban en 1998 una población urbana de más de 143 millones (41% de la población urbana de América Latina), y que otros países como México no consignaron toda la información de uso indirecto del agua residual en agricultura, se deduce que el área agrícola regada con agua contaminada con patógenos podría superar los dos millones y medio de hectáreas.

**¿Cuánto se riega con agua residual en América Latina?**

| País | Área regada (ha) con agua residual | |
|---|---|---|
| | Tratada | Sin tratar (*) |
| Argentina | 3.070 | s.i. |
| Chile | s.i. | 74.000 |
| Colombia | 327.513 | 902.679 |
| México | 123.801 | s.i. |
| Perú | 2.420 | 4.766 |
| R. Dominicana | 60 | s.i. |
| Total AL | 456.864 | 981.445 |

(*) Cruda o diluida
s.i.: sin información
CEPIS/OPS 2003

*Figura 12. Áreas regadas con agua residual en algunos países latinoamericanos (Inventario Regional)*

El caso del valle del **Mezquital** en México constituye el ejemplo de mayor envergadura y antigüedad en América Latina. La cuenca del valle de México es asiento de la mayor concentración humana del mundo, con más de 25 millones de habitantes. El agua pluvial y residual (industrial y doméstica) generada se deriva al vecino valle del Mezquital a través de un sistema de acueductos, que llega a transportar 70m$^3$/s de agua residual sin tratar (Figura 13). Al igual que en otras zonas áridas o con déficit hídrico, estas aguas residuales son la más importante fuente para la agricultura local.

***Figura 13. Ciudad de México dispone sus aguas residuales en el valle de Mezquital***

Hace casi un siglo se empezó a regar con agua residual en el valle del Mezquital y en la actualidad existen más de 83 mil hectáreas de cultivos se riegan con agua residual cruda o mezclada con agua de lluvia, generando una variada producción de cereales, forrajes, frutales y hortalizas, valorizada en 97 millones de dólares en 1994. Los estudios epidemiológicos han reportado alguna incidencia de

enfermedades infecciosas entre los agricultores y consumidores en el área de influencia del valle. La envergadura del caudal de agua residual manejado en Mezquital determinó que en 2001 el Gobierno Federal anunciara la decisión de tratar el agua residual de Ciudad de México con tecnología diseñada para remover materia orgánica y nutrientes, pues consideraba excesivos los impactos ambientales que se estaban generando. Las autoridades aspiraban a aplicar un tratamiento primario avanzado (floculación y estabilización de lodos). La mayor reacción contra este anuncio no provino de la población de Ciudad de México, que se vería afectada con el incremento en las tarifas de agua, sino de los agricultores del valle del Mezquital, quienes demandaron que se mantuviera esta provisión de fertilizantes para sus cultivos. Ellos aducían además que el propio sistema de cultivo agrícola, al retener la materia orgánica y los nutrientes presentes en el agua residual, constituye un gran sistema de tratamiento y permite recuperar la calidad de las aguas con el uso agrícola.

***Figura 14. Los productos agrícolas de San Agustín son apreciados en mercados de Lima***

Una de las características de la producción agrícola de **San Agustín** en Lima es su alto valor comercial y gran apreciación en el mercado, debido a su mejor apariencia y mayor tamaño como resultado del la fertilización que les otorga las aguas residuales utilizadas. Los comerciantes prefieren estos productos a los provenientes de otras áreas agrícolas. La baja calidad sanitaria de estos productos desafortunadamente no constituye un factor de depreciación de su valor de venta, aun cuando diversas investigaciones han demostrado un alto nivel de contaminación por el uso de aguas residuales sin tratar.

Los principales afectados por la disposición y uso inadecuados del agua residual son los agricultores que utilizan esta agua y los consumidores de alimentos contaminados. Por ello desde 1989 la Organización Mundial de la Salud viene promoviendo directrices sanitarias para el uso del agua residual en agricultura y acuicultura, que establecen límites para la concentración de parásitos y coliformes fecales (OMS, 1989).

En suma, la situación del manejo de las aguas en América Latina se ilustra en la figura 15, donde vemos que la menor disponibilidad y calidad de los recursos hídricos es originada por la mayor competencia entre las actividades, que además derrochan y contaminan el agua cuando la utilizan. Esas aguas contaminadas son descargadas a los cuerpos receptores, que luego son utilizados como fuentes de agua para bebida y el riego de los productos agrícolas, incrementando el riesgo de enfermedades infecciosas especialmente en los grupos de mayor riesgo. De otro lado las pocas aguas residuales domésticas que se tratan, lo hacen con una tecnología aplicada exclusivamente para remover elementos químicos que impactan el ambiente, sin tener presente que cuando se reusa, el objetivo del tratamiento debe ser remover los patógenos y no los nutrientes que sustituyen los fertilizantes químicos. Esta visión esta ligada a la tendencia internacional de proteger el ambiente, pero no necesariamente evitar la diseminación de enfermedades entre las personas pobres más vulnerables.

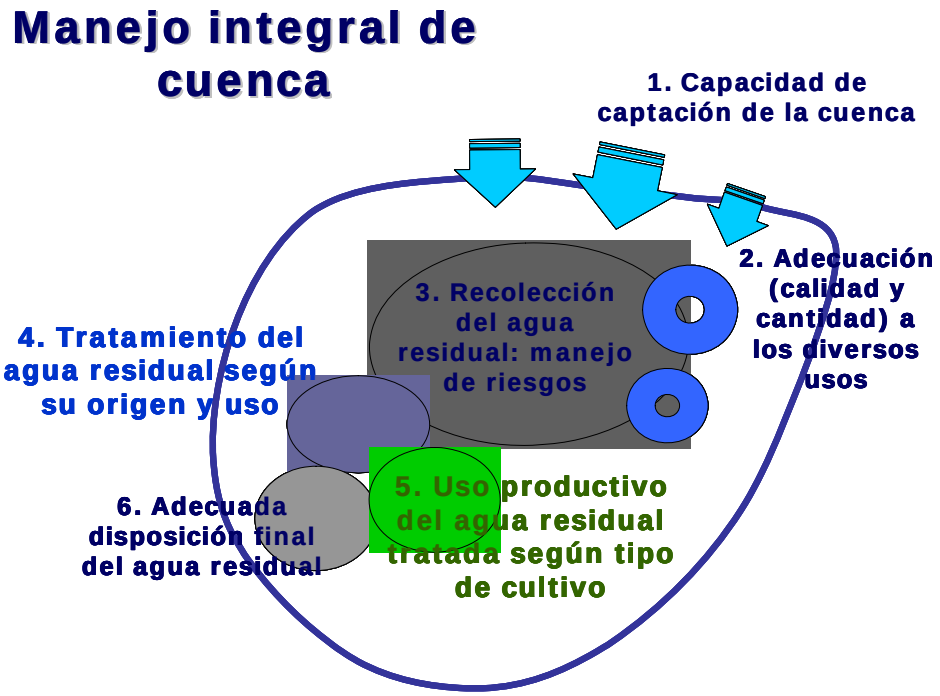
A ello se debe añadir finalmente que las empresas prestadoras de los servicios de agua potable y saneamiento mantienen una visión conservadora de tratar las aguas residuales para disponerlas en los cuerpos receptores, desvinculándose completamente de la opción del reuso, que podría reducir sus costos de tratamiento y ofrecerles ingresos adicionales.

## 3. LA GESTIÓN INTEGRADA Y PARTICIPATIVA DEL AGUA

### 3.1 El reconocimiento del ciclo de agua y las demandas

Un enfoque de gestión integral de cuenca enfatiza el hecho que el agua residual es parte de los recursos hídricos disponibles, como se representa en la Figura 16.

*Figura 16. En el enfoque integral de cuenca, el agua residual es parte de los recursos hídricos disponibles*




De acuerdo a este enfoque el agua debe poder aprovecharse desde que ingresa hasta que sale de la cuenca, lo que implica tomar acciones en cada etapa. La capacidad de captación (etapa 1 en la figura) puede mejorarse ampliando el volumen de embalses o la cobertura vegetal. La adecuación al tipo de uso (etapa 2) determinará la necesidad de tratarla hasta alcanzar la calidad requerida. La recolección de las aguas residuales (etapa 3) y el tratamiento dependerá del tipo de contaminante que se ha incorporado al agua (etapa 4) y será realizarla los usuarios de acuerdo a las características de sus procesos y el destino final que tenga. Uno de los destinos podría ser el uso productivo (etapa 5) puede darse en la actividad industrial o agrícola luego de un tratamiento, acorde con las exigencias de calidad. Finalmente a cada usuario le compete la responsabilidad de disponer en forma adecuada el agua residual (etapa 6), para que luego se torne nuevamente disponible a los nuevos usuarios aguas abajo.

### 3.2 El modelo de gestión

Una de las principales metas de los Objetivos de Desarrollo del Milenio de la Organización de las Naciones Unidas es reducir en dos terceras partes la tasa de mortalidad de los niños menores de cinco años para el año 2015.

Los servicios de abastecimiento de agua potable y saneamiento deben considerar aspectos sociales y culturales, ausentes en los análisis económicos y financieros. La participación privada en la construcción, operación y mantenimiento de estos sistemas, debe tener muy en claro el principio que no podrá haber utilidad en la prestación de estos servicios a las familias

de menores recursos.

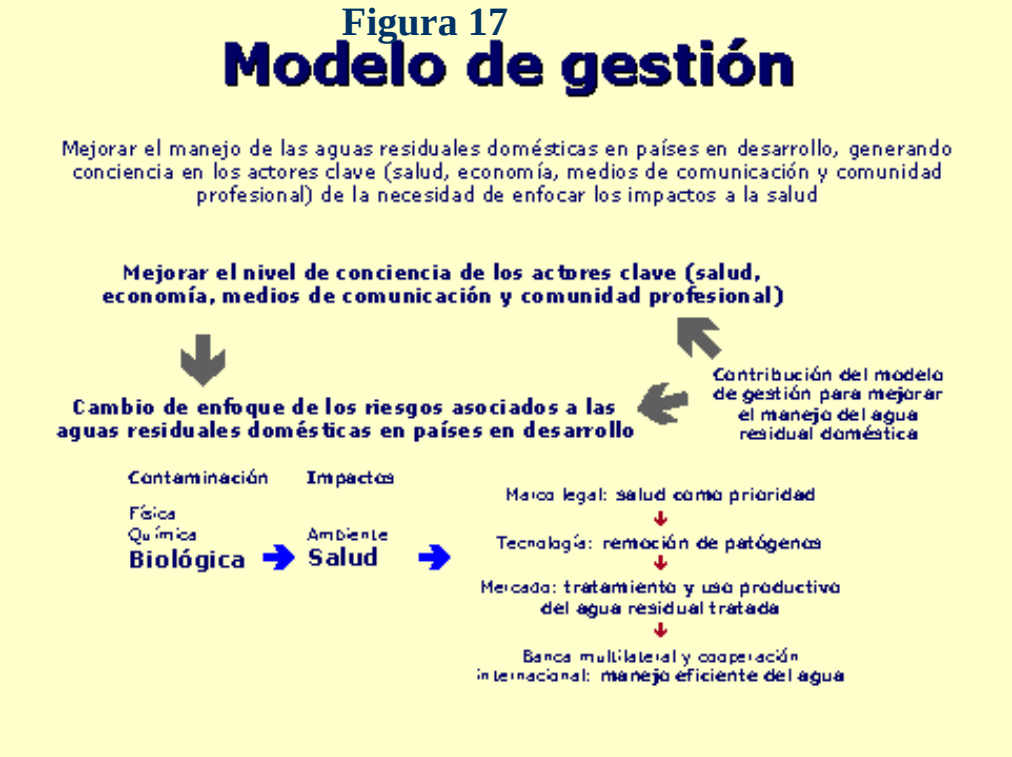
Otro costo escondido es la ineficacia en la operación y el mantenimiento de los sistemas, que genera pérdidas de cerca de 40% del agua potable y porcentajes aún mayores en los de agua para riego. Por ello, los expertos coinciden en señalar que mejorar la operación y el mantenimiento de los sistemas, terminar las obras inconclusas, optimizar las existentes antes de invertir en nuevas obras, y consolidar los organismos responsables de los servicios, es más urgente que aumentar las tarifas a una población en crisis económica. Asimismo, señalan que las inversiones requeridas deben pagarse de acuerdo con la capacidad de cada pueblo, a través de subsidios cruzados, de manera que los que ya disfrutan de los beneficios den un aporte que haga menos onerosa la solución que los menos favorecidos reclaman. En las poblaciones en pobreza en América Latina se paga hasta 20 veces más por menos agua de peor calidad.

En consecuencia, la principal interrogante respecto a esta situación no es si se debe mejorar el abastecimiento de agua potable y tratar las aguas residuales domésticas, sino cómo puede lograrse estas condiciones al menor costo. No se podrá esperar una reducción significativa de la incidencia de enfermedades infecciosas mientras subsista el actual manejo deficiente e irresponsable de los recursos hídricos. El problema tiene más dimensiones que sólo la salud, el ambiente o la tecnología apropiada, y de una forma u otra, todas las ciudades manejan sus recursos hídricos, incluyendo el agua residual doméstica.

Al igual que los países industrializados, los países en desarrollo deben definir sus políticas, estándares y tecnología de acuerdo a su realidad, lo que significa atender con prioridad los aspectos de salud relacionados a patógenos. Se remarca que para garantizar su viabilidad y sostenibilidad, las opciones de manejo del agua residual doméstica deben considerar los aspectos sociales, ambientales, económicos y técnicos involucrados, entre los cuales destacan los mercados (de agua residual tratada y los productos cultivados), la política, capacidad técnica y financiera de las empresas de agua y saneamiento, los derechos de uso del agua residual, las relaciones entre los actores; la tenencia de la tierra; y la capacidad de pago de los usuarios del servicio de tratamiento y del agua residual tratada.

Este documento refiere numerosas experiencias de manejo del agua residual doméstica en la Región, que han permitido el desarrollo de una estrategia y un modelo de gestión para adecuar las diferentes situaciones de manejo de este recurso a sistemas que integren el tratamiento al uso productivo del agua residual urbana. Este modelo de gestión enfatiza que la sostenibilidad de tales sistemas sólo será viable con la participación de actores clave como los legisladores, las empresas de agua y saneamiento, las organizaciones agrícolas, los funcionarios de los sectores vinculados al manejo del agua residual doméstica y la sociedad civil.

Al darle prioridad a la relación entre el manejo del agua residual y la situación de la salud en los países en desarrollo, se propone un cambio de enfoque de los impactos al ambiente, a los impactos en la salud. En consecuencia, la aplicación del modelo de gestión propuesto demandará adecuaciones en el marco regulador y las opciones tecnológicas, pero especialmente en la forma cómo se relacionan las partes interesadas: los agentes reguladores, la comunidad, las empresas de agua y saneamiento y los agricultores, como se ilustra a la figura 17.




Al igual que el problema que se enfrenta con las aguas residuales, la solución es también bastante compleja. En un esfuerzo por definir una alternativa que concilie los diferentes intereses de las principales partes involucradas –las empresas de agua y saneamiento, los usuarios de los servicios y los agricultores usuarios de las aguas residuales- se ha propuesto un modelo de gestión para el manejo del agua residual en América Latina y otras regiones en desarrollo, que considera estas aguas como parte de los recursos hídricos disponibles, y destaca el manejo de los riesgos a la salud asociados.

En este modelo de gestión los usuarios de los recursos hídricos de una cuenca deben considerar para el manejo de las aguas residuales los mismos derechos y responsabilidades que para otras fuentes de agua: los habitantes de las ciudades deben incorporar el costo del tratamiento y disposición de sus aguas residuales domésticas como parte del costo de vida urbana, los agricultores usuarios de estas aguas deben también asumir un pago por el derecho al acceso y uso, y las empresas de agua deben estar en capacidad de prestar el servicio de tratamiento utilizando una tecnología costo-eficiente para manejar los riesgos a la salud que representa la presencia de patógenos en estas aguas y facilitar su reuso.

El modelo de gestión también enfatiza, que la única forma en que el saneamiento puede contribuir a reducir los impactos a la salud asociados al manejo inadecuado de las aguas residuales domésticas en los países en desarrollo, es enfocando en primer lugar la remoción de los patógenos presentes en estas aguas. Esta remoción de patógenos permite el uso agrícola del efluente de los sistemas de tratamiento y estará en función a las exigencias de calidad del tipo de cultivo irrigado. Un cultivo poco exigente en calidad sanitaria del agua de riego implica un menor costo de tratamiento que otro cultivo más exigente, ya que a mayor calidad del efluente, mayor necesidad de tratamiento. Los impactos ambientales son relevantes en los casos que el efluente del sistema de tratamiento deba disponerse en un ambiente libre, por lo

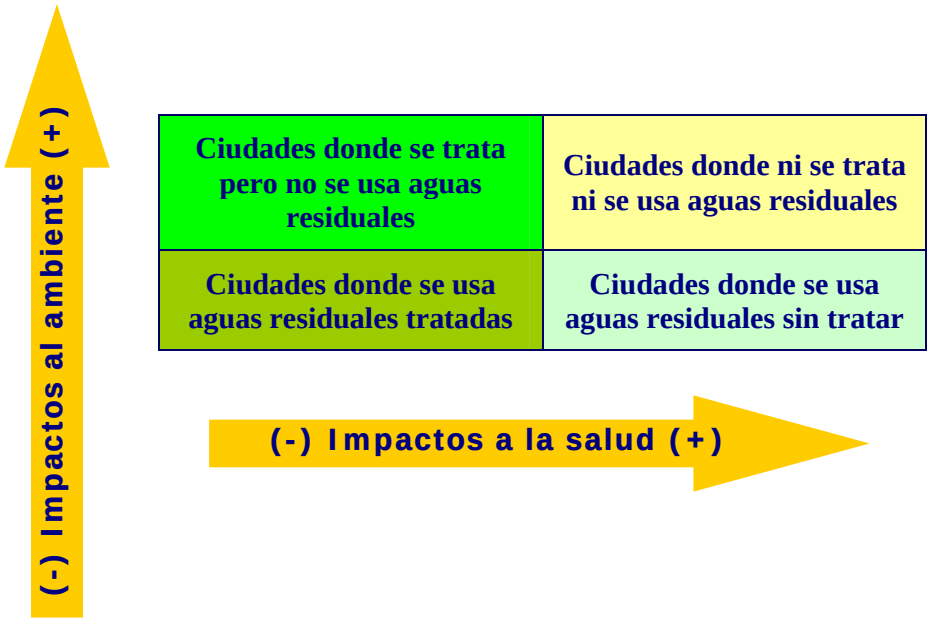
que el uso agrícola del agua residual tratada puede reducir significativamente esta descarga al ambiente.

El modelo de gestión considera asimismo una clasificación de los aspectos sociales, ambientales, económicos y técnicos que determinan la viabilidad y sostenibilidad del tratamiento y uso agrícola de las aguas residuales como actividades integradas. Reconoce que algunos de estos aspectos tienen carácter transversal, abarcando múltiples dimensiones del manejo de las aguas residuales domésticas en la Región.

Los casos que usan las aguas residuales tratadas para riego agrícola, son los que hacen un uso más eficiente de este recurso. Y entre éstos, los que utilizan tecnología de tratamiento orientada principalmente a la remoción de patógenos, son los que mejor controlan los riesgos a la salud. Entre las experiencias mejor estudiadas en América Latina destacan Mendoza (Argentina), Cochabamba (Bolivia), Tacna (Perú) y La Vega (República Dominicana). En otras ciudades donde también se riega con aguas residuales tratadas (Antofagasta en Chile, Juárez y Texcoco en México, y Villa El Salvador en Perú), la tecnología de tratamiento está diseñada esencialmente para remover la materia orgánica y los nutrientes; en consecuencia, el riesgo de diseminación de patógenos no ha sido adecuadamente controlado. Otros casos en los que se tratan las aguas residuales pero no se usan en el riego, sólo han enfocado la protección de la salud y el ambiente, dejando de lado el reciclaje.

La situación que más preocupa se da en los casos en que riegan con aguas residuales sin tratamiento, donde tanto la salud pública como el ambiente son afectados. En este grupo se incluye el riego con agua de río contaminada por las descargas de aguas residuales domésticas, ya que la presencia de patógenos, si bien puede haber disminuido por efectos de la dilución, no ha sido suficientemente controlada. Es la situación que demanda mayor atención para ser resuelta y el principal objetivo para aplicar el modelo de gestión propuesto. La relación entre las diferentes situaciones de manejo de las aguas residuales antes descritas y los impactos a la salud y al ambiente se ilustra en la Figura 18.

***Figura 18. Las diferentes situaciones de manejo del agua residual doméstica y los impactos a la salud y al ambiente***



El manejo inadecuado del agua residual doméstica genera impactos negativos tanto en la salud como en el ambiente en cualquier lugar del planeta. Sin embargo, en las regiones en desarrollo los impactos a la salud son más significativos y urgentes de atender que los ambientales. Por este motivo el modelo de gestión considera en primer lugar los aspectos ligados a la salud, no sólo desde la perspectiva técnica del tratamiento adecuado, sino también desde las perspectivas legal, social, económica y ambiental. Además, al sostener que el agua residual doméstica es parte de los recursos hídricos disponibles, el modelo de gestión concuerda plenamente con una visión moderna del uso eficiente de los recursos y el enfoque integral de cuencas. La sostenibilidad de las sociedades modernas, en especial del entorno urbano, dependerá en gran medida de decisiones y acciones consistentes con la atención de las principales carencias de la población. La salud, entendida como bienestar físico, mental y social, es mucho más que la ausencia de enfermedad, y debe ocupar un lugar preponderante en las agendas de gobierno.

El modelo de gestión considera dos componentes principales: el tratamiento y el uso productivo, como se ilustra en la Figura 19. Es alrededor de estos componentes que este modelo de gestión ofrece una metodología para abordar los aspectos sociales, ambientales, económicos y técnicos del manejo del agua residual doméstica. Algunos de estos aspectos se mencionan en la Figura 19.

***Figura 19. Principales componentes del modelo de gestión del agua residual doméstica en regiones en desarrollo***

Es importante destacar que la mayoría de estos aspectos se relaciona con la salud (la remoción de patógenos, el uso de lagunas de estabilización, la calidad sanitaria del agua de acuerdo a los cultivos y alimentos seguros), aunque también se menciona algunos aspectos ambientales (tendencia a descarga cero, gestión más responsable y eficiente del agua en la cuenca, entorno ecológico urbano) y económicos (áreas alejadas y baratas, aprovechamiento de materia orgánica y nutrientes y empleo).

### 3.3. El enfoque del tratamiento de las aguas residuales

El concepto tradicional de calidad del agua consideraba en primer lugar el consumo humano; luego se incluyó la dimensión ambiental para el manejo de los contaminantes presentes en el agua, que pueden provocar impactos negativos cuando se disponen en el ambiente. Esta concepción ha determinado que la mayoría de legislaciones considere la calidad del agua residual en función a criterios ambientales como los sólidos totales, la materia orgánica y los elementos tóxicos presentes (calidad ambiental). Muy pocas legislaciones incluyen parámetros de salud pública como parásitos, bacterias y virus patógenos (calidad sanitaria). Las propiedades fertilizantes del agua residual (calidad agronómica) sólo se menciona en las regulaciones para el uso de agua natural en el riego agrícola, pero no se incluye en el uso de las aguas residuales domésticas.

***Figura 20. El uso agrícola del agua residual debe contemplar tres dimensiones de calidad***

En el tratamiento y uso del agua residual doméstica se debe considerar tres dimensiones de la calidad del agua: sanitaria, agronómica y ambiental (Figura 20). La calidad sanitaria está determinada por las concentraciones de patógenos (huevos de helmintos y coliformes fecales) como indicadores de los niveles de parásitos y bacterias causantes de enfermedades entéricas en el ser humano. La calidad agronómica está relacionada con las concentraciones de nutrientes (nitrógeno, fósforo, potasio y oligoelementos) y de aquellos elementos limitantes o tóxicos para la agricultura, como la salinidad y niveles excesivos de Boro, metales pesados y otros. Finalmente, la calidad ambiental está más relacionada con las concentraciones de sólidos, materia orgánica, nutrientes y elementos tóxicos que pueden generar impactos negativos en los cuerpos de agua receptores de las descargas.

Una de las primeras y más importantes decisiones a considerar en el manejo del agua residual doméstica es el enfoque del tratamiento, que debe ser consecuente con la protección a la salud pública, al menor costo posible y con el menor impacto ambiental. Los elementos básicos para esta decisión se esquematizan en la Figura 21, donde se contrasta los dos enfoques de tratamiento ya discutidas.

*Figura 21. Enfoque del tratamiento del agua residual de acuerdo a los contaminantes que deben ser removidos y los criterios de costo-eficiencia*

### 3.4 La selección de la tecnología de tratamiento

En los países en desarrollo las descargas de aguas residuales domésticas sin tratamiento adecuado a los cuerpos de agua, que luego son utilizados en el abastecimiento para consumo humano, esparcimiento y el riego agrícola, implica un alto riesgo de diseminación de enfermedades transmisibles, como las diarreas, la tifoidea y el cólera. Por ello la tecnología de tratamiento que se seleccione deberá ser eficiente en la remoción de patógenos. Las lagunas de estabilización constituyen la tecnología más apropiada y económica para este propósito y el uso de sus efluentes en actividades que son menos exigentes en calidad sanitaria, como la forestación y los cultivos industriales, permite reducir aún más los costos del tratamiento. Además, el aprovechamiento del agua residual tratada para riego significa reducir y hasta eliminar las descargas que de alguna forma siempre generan impactos negativos en el ambiente. Las lagunas de estabilización son tecnología de bajo costo, pues requiere sólo 20% de la inversión y 10% de los costos de operación y mantenimiento que demandan otras tecnologías.

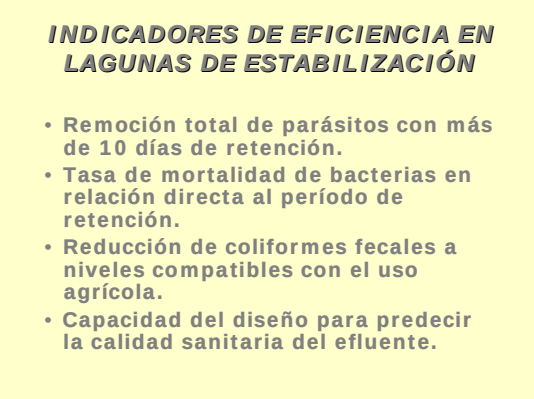
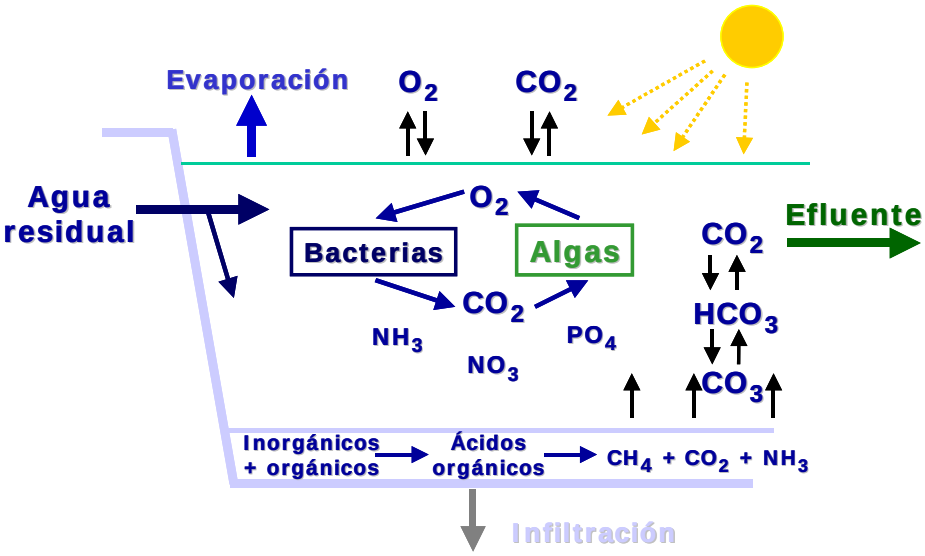



*Figura 22. Las lagunas de estabilización remueven bien los patógenos*

Algunos indicadores de eficiencia operativa de las lagunas de estabilización se muestran en la Figura 22. En los sistemas donde el agua es constantemente agitada, es imposible lograr que los quistes de parásitos sedimenten, pues para ello se necesita que el agua esté en reposo; ésta es la razón por la cual las directrices recomiendan un mínimo de ocho días de permanencia del agua residual en lagunas de estabilización. Y es durante este periodo de reposo que se inician los procesos biológicos que abaten la población de bacterias anaeróbicas,

entre éstas los coliformes fecales (Figura 23).

***Figura 23. Procesos desarrollados en una laguna de estabilización***




Así lo han entendido los responsables del tratamiento y los promotores del uso del agua residual en Cochabamba, Fortaleza, Liberia, Portoviejo, Maracaibo, San Agustín e Ibagué. En todos estos casos se está considerando la instalación o ampliación de los sistemas de tratamiento con tecnología para remover patógenos (lagunas de estabilización). En algunos casos como San Agustín e Ibagué, donde no existen plantas de tratamiento, han sido los agricultores quienes han tomado la iniciativa al ceder parte de sus tierras de cultivo para que esta planta se instale. En ambos casos resulta importante destacar que esta decisión significa renunciar al valor comercial de los cultivos que se dejará de producir. Sin embargo, más peso ha tenido los aspectos del menor costo del tratamiento y la mayor calidad sanitaria del efluente tratado.

Acabamos de concluir un Proyecto Nacional para el Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento de Perú, que propone el desarrollo de áreas forestales en las **zonas desérticas** aledañas a nueve ciudades de la **Costa Peruana** utilizando las aguas residuales que generan sus poblaciones, con el propósito de contribuir en alcanzar las metas del milenio en saneamiento, contribuir a la lucha contra la desertificación y atenuar el calentamiento global. En la primera etapa se implementarán 230 ha de lagunas de estabilización todas primarias para tratar 1,800 l/s de aguas residuales domésticas que permitan implementar 2,400 ha de bosques en las zonas desérticas. Esta alternativa tecnológica permite reducir al 40% el área de tratamiento de lagunas convencionales y al 19% la inversión que se requería para implementar plantas de lodos activados. Además, la actividad forestal productiva permitirá en 20 años triplicar la inversión de US$ 29 millones requerida, quedando claro que este sistema integrado tiene mayores expectativas de sostenibilidad que solo el tratamiento, además que estos niveles de rentabilidad pueden atraer el interés del sector privado (Moscoso, 2007).

### 3.5 La localización del sistema de tratamiento

El uso productivo del agua residual conlleva a ubicar la planta de tratamiento en el mismo

lugar o cerca al área de reuso. Por tanto, es necesario identificar las tierras que serán irrigadas, área en donde también se debería implementar el sistema de tratamiento. Además es preferible localizar la planta de tratamiento en áreas algo alejadas de la ciudad, donde la mayor disponibilidad y el menor costo del terreno no compitan con terrenos urbanos. Esta condición determinará un sistema de conducción del agua residual más extenso y costoso, pero será compensado por el menor valor de los terrenos más alejados de la ciudad. Además, esta localización generará un entorno ecológico con mínimo impacto negativo para la población y las zonas áridas se podrían convertir en un lugar de esparcimiento para los pobladores urbanos. Es muy probable que zonas alejadas constituyan la opción más económica.

Existen casos como **San Bartolo** en Lima, Perú, donde el agua residual se ha conducido más de 17 Km. Hasta unas pampas desérticas para su tratamiento y potencial aprovechamiento final en el riego de 8,000 hectáreas agrícolas y forestales. La longitud del sistema de conducción se justificó principalmente por la escasez de terreno en el caso urbano y el volumen de agua residual a tratar.

En contraste en **San Agustín**, localizado en la zona norte de la misma ciudad, se está proponiendo instalar una planta de lagunas utilizando parte del área agrícola actualmente en producción, pues no existe disponibilidad de terreno en ninguna otra parte. Esta opción fue la única factible para la asociación de agricultores, enfrentados a la amenaza de decomiso de sus productos por parte de las autoridades de salud, debido la mala calidad sanitaria derivada del uso de agua residual sin tratar en el riego de hortalizas.

El diseño de la planta de tratamiento está supeditado a las características del agua residual, a las condiciones climáticas (temperatura) y a los requerimientos de calidad sanitaria de las actividades agrícolas. El diseño tradicional, en función exclusiva de cargas de materia orgánica aplicables, ha sido ampliado con la incorporación de los niveles de remoción de patógenos requeridos para los diferentes tipos de cultivo.

### 3.6 El valor agronómico del agua residual

El valor agronómico del agua residual para el riego agrícola es reconocido por los agricultores de Mezquital, Texcoco, Ciudad Juárez, Tacna, Villa El Salvador, Mendoza e Ibagué, haciendo referencia a los casos mejor documentados. El agua residual forma parte del manejo de sus cultivos, al punto que en algunos de estos casos no se utiliza agroquímicos, incluso para actividades a escala comercial. Un metro cúbico de agua residual contiene en promedio 15 gramos de nitrógeno y 3 de fósforo, tres de los elementos más importantes para la actividad agrícola. Además, contiene oligoelementos valiosos para los cultivos y su contenido de materia orgánica mejora la textura del suelo.

Como se muestra en el cuadro 3, en Tacna se riega tanto con agua superficial como con agua residual tratada, registrando por años marcadas diferencias de rendimiento entre cultivos. En todos los casos el rendimiento de los cultivos regados con agua residual son superiores, además de tener costos de producción más bajos por no usar fertilizantes químicos.

*Cuadro 3. Comparación de rendimientos de cultivos regados con dos fuentes de agua de riego en Tacna, Perú (en TM/ha)*

| Cultivo | Agua superficial y de pozo | Agua residual | Mayor rendimiento (%) |
|---|---|---|---|
| Alfalfa | 10 | 12 | 20 |
| Maíz | 2 | 5 | 150 |
| Trigo | 2 | 3 | 50 |
| Cebada | 2 | 4 | 100 |
| Avena forraje | 12 | 22 | 83 |
| Tomate | 18 | 35 | 94 |
| Ají | 7 | 12 | 71 |

Una experiencia muy exitosa en el uso agrícola ha sido el caso de Mendoza, ubicada en una región fría y montañosa de Argentina, y que acoge más de 70% de la producción vitivinícola del país, actividad que ha ganado la aceptación del mercado internacional por su excelente calidad. Pero poco se sabe del uso del agua residual tratada que se practica alrededor de esta ciudad de más de 1.5 millones de habitantes, y que actualmente genera 1.7 m3/s de desagües crudos. Mendoza cuenta con la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales de Campo Espejo, una de las más grandes del continente con 285 hectáreas de lagunas. En 1993 el Gobierno provincial otorgó en concesión el tratamiento de parte del agua residual de la ciudad a una empresa privada, que actualmente cobra $0,05 por cada metro cúbico de crudo que trata. Debido a que Mendoza se encuentra en una región semiárida, los campos agrícolas aledaños a la planta se empezaron a regar con el efluente tratado, especialmente en la época de estiaje. Actualmente, casi 2.000 hectáreas entre hortalizas (820 ha), vid (460 ha), pastos (340 ha), producción forestal (210 ha) y frutales (100 ha) se riegan con esta agua. Hacia fines de 2002 la empresa de saneamiento y la comunidad agrícola firmaron un acuerdo de cooperación que garantiza una relación relativamente armoniosa. Si bien este caso constituye un buen modelo, aún falta definir algunos aspectos, como la tarifa por el agua tratada, ya que

Figura 24. Campos vitivinícolas de Mendoza regados con aguas residuales tratadas

***Figura 25. Salida del efluente tratado en la Planta Sur al lago Maracaibo***

actualmente la empresa no cobra el agua para riego, pero en otros distritos de riego sí se cobra por el acceso al agua. Reportan que la producción de ajo ha mejorado significativamente por los nutrientes disueltos en las aguas residuales utilizadas, valor muy apreciado en la agricultura local.

Otra experiencia interesante es la ciudad de Maracaibo, que se localiza al sur del lago del mismo nombre y a 750 kilómetros de Caracas. Es enclavada en una zona tropical seca, con un marcado déficit hídrico. Su población de 1.7 millones se ocupa principalmente en los sectores productivos y de servicios, con un mínimo desarrollo agrícola. El Gobierno ha ejecutado un programa de saneamiento del lago a través del Instituto para el Control y Conservación de la Cuenca del Lago de Maracaibo (ICLAM), que incluyó la red de recolección, estaciones de bombeo y una planta de lagunas de estabilización para tratar un caudal máximo de 3,4 $m^3/s$ (figura 25). La principal limitación de esta tecnología es su baja capacidad de remoción de nutrientes como fósforo y nitrógeno, que demandaría un tratamiento adicional previo para poderse descargar al lago sin incrementar su avanzado estado de eutrofización. El déficit hídrico de la zona, la incipiente cultura de uso del agua residual para riego agrícola determinaron que la Empresa Sistema Hidráulico Regional Planicie de Maracaibo (PLANIMARA) elabore una propuesta para el uso agrícola total del agua tratada en 6,000 hectáreas ubicadas al sur del lago y que ocupará aproximadamente 2,000l agricultores en la producción a escala de exportación. Actualmente se ha iniciado una etapa piloto para ajustar la propuesta total.

### 3.7 Un modelo participativo de gestión

El principal objetivo del modelo de gestión es facilitar la interacción entre las partes involucradas en el manejo del agua residual doméstica, a fin que puedan concertar una propuesta que satisfaga los diferentes intereses. El punto de partida del proceso es el reconocimiento y aceptación por parte de la ciudad de su responsabilidad con respecto al manejo adecuado del agua residual que genera.

***Figura 26. Secuencia sugerida para el diagnóstico e implementación de opciones de manejo del agua residual***

El modelo de gestión ofrece un mecanismo para que las partes involucradas definan la mejor opción de manejo. La Figura 26 muestra la secuencia de etapas sugerida para el diseño e implementación de opciones de manejo del agua residual. Esta secuencia constituye otro de los resultados más importantes de las experiencias desarrolladas en América Latina y otras regiones, y ha sido exitosamente puesta en práctica en localidades con diferente situación de manejo. Las localidades a las que se hace referencia se encuentran en seis países: Cochabamba (Bolivia), Fortaleza (Brasil), Ibagué (Colombia), Liberia (Costa Rica), Maracaibo (Venezuela), San Agustín y Villa El Salvador (Perú).

Una de las lecciones más importantes que se derivó de las negociaciones entre las partes interesadas en cada uno de estos casos se refiere a la relevancia de la socialización, entendida como un proceso continuo de consulta. Esta etapa, a la que suele prestarse poca atención en contraste con los aspectos técnicos o económicos, resultó ser determinante para lograr el consenso de los actores clave respecto de una serie de aspectos.

Como se comentó anteriormente, los agricultores de **San Agustín** en Lima se enfrentan actualmente a la posibilidad de no disponer del agua y al decomiso de sus productos por las autoridades sanitarias por usar aguas residuales sin tratamiento previo. Reconociendo su dependencia de esta fuente y que la calidad de esta agua es insuficiente para el riego de

hortalizas, aceptaron una propuesta que incluye la negociación con SEDAPAL para mantener un caudal suficiente de agua residual para riego y la asignación de 30 hectáreas para la construcción de una planta de tratamiento (figura 27). Los agricultores que cederían sus tierras se harían cargo de la operación de la planta y serían compensados con un aporte de los demás agricultores, equivalente a los ingresos netos que actualmente les brindan sus cultivos. Se espera así conservar el aprovisionamiento de agua, mejorar la eficiencia del riego y la calidad sanitaria de los productos. De resultar exitosa, esta propuesta les permitirá mantener un negocio que les genera anualmente ingresos por más de 6 millones de dólares.

*Figura 27- Parcela agrícola que se usaría para la planta de tratamiento en San Agustín*

*Figura 28. Área seleccionada para la planta de tratamiento en Chipalo Ibagué*

En el caso de **Ibagué**, Colombia, se ha logrado una negociación entre los agricultores y el gobierno local para utilizar un área agrícola en la construcción de una planta de tratamiento (figura 28). Por otro lado, el Ministerio de Medio Ambiente, que multó a la municipalidad de Ibagué por verter agua residual cruda al río Chipalo, aceptó que el valor de la multa se invirtiera en la construcción de dicha planta, argumentando que lo recaudado debía destinarse a solucionar el problema local. La propuesta se orientó entonces a establecer una alianza estratégica entre la ciudad y los agricultores para facilitar un mejor manejo del recurso hídrico, garantizar una remoción más eficiente de patógenos y conservar el aporte de nutrientes para los cultivos.

Un ejemplo de los beneficios de la integración de las actividades urbanas y agrícolas, así como de la cooperación entre instituciones públicas y privadas, es promovido en **Fortaleza**, Brasil. Un comité conformado por seis organizaciones –la empresa de agua y desagüe, la asociación de ingenieros sanitarios, la municipalidad, un banco de fomento, la universidad federal y la asociación de pobladores- se formó para coordinar la integración del tratamiento y uso del agua residual doméstica en el Conjunto Habitacional Renacer (figura 29), que alberga 2,350 pobladores en 470 viviendas, ocupadas por familias de bajos ingresos. Esta comunidad está organizada en una Asociación de Moradores, que mantiene su propio sistema colector y de tratamiento de aguas residuales. Un caudal regular de 6 l/s es captado por el sistema de tratamiento del condominio, cuyo

*Figura 29. Vista aérea del conjunto habitacional RENACER en Fortaleza, Brasil*

costo se estima en US $0.01/m$^3$. Contando con un marco regulador favorable para el uso agrícola del agua residual doméstica, actualmente en proceso de discusión en el Estado, la comunidad espera promover el uso de los efluentes tratados en el riego agrícola, con una inversión relativamente baja en el tratamiento adecuado al tipo de cultivo. Se espera cultivar frutales y peces para solventar los costos del tratamiento y mejorar los ingresos de la comunidad.

De resultar exitosa esta experiencia señalaría una nueva opción para el manejo del agua residual doméstica en países donde el uso es aún una práctica incipiente. Sin embargo, el sólo hecho que alrededor de estas propuestas se hayan organizado comités de varias instituciones, que han definido objetivos comunes y responsabilidades específicas, representa un gran avance en la gestión urbana y de los recursos hídricos.

Como en miles de otros casos, cada una de estas situaciones involucró aspectos sociales, económicos, ambientales y técnicos, cuya gestión dio en algunos casos mejores resultados que en otros. Hubo casos relativamente exitosos como Mendoza y Maracaibo, otros de tensas negociaciones como San Agustín e Ibagué, mientras que en Cochabamba la situación desembocó en una tragedia. Al analizar los argumentos de las partes involucradas, los investigadores del Proyecto Regional encontraron que, en su mayoría, cada una de las partes estaba realmente convencida de tener la razón, predominando una cultura conflictiva, cuyo principal paradigma afirma que para que exista un ganador, tiene que haber necesariamente un perdedor. En los casos exitosos se entendió la estrategia de ganador-ganador.

### 3.8 La política de la empresa de agua

La mayoría de empresas de agua y saneamiento de América Latina realizan la disposición de sus desagües domésticos en los cuerpos de agua, sin contemplar ningún nivel de tratamiento. Un reducido grupo de empresas de grandes ciudades ha incorporado el tratamiento para disminuir los impactos ambientales causados por la disposición, utilizando para ello tecnologías aplicadas tradicionalmente en los países desarrollados y amparadas en un marco regulador que establece límites y sanciones para el vertimiento de materia orgánica y elementos tóxicos. El manejo de riesgos a la salud por la diseminación de patógenos del agua residual es aún incipiente en la Región.

La política de la empresa de agua y saneamiento con respecto a las aguas residuales, define en gran parte su relación con la comunidad, y promueve o desincentiva actividades conexas. En Cochabamba, la explosiva reacción de la población fue resultado de la prepotencia con la que la empresa pretendió manejar los recursos hídricos de la ciudad. La actual empresa se ha abocado a reconstruir la confianza y el diálogo con los actores, entre ellos los usuarios del agua residual, que han dejado de ser entes pasivos para intervenir en las decisiones de cómo manejar el agua.

La empresa de agua y saneamiento de Lima (SEDAPAL) ha mantenido una política de limitarse sólo a los aspectos ambientales de las aguas residuales que generan la ciudad. Ésa ha sido una de las razones por las que el proyecto de las **plantas del Sur de Lima** (MESÍAS) se mantuvo paralizado por mucho a pesar de haberse concluido en 2002 con un préstamo de $140 millones de dólares. El proyecto fue concebido para tratar y disponer la totalidad de las aguas residuales en el mar, a pesar de encontrarse en una de las zonas más áridas del sur de Lima. El proyecto enfrentó la resistencia de la municipalidad local, que se oponía a que las

aguas se dispongan en las playas o el río vecinos, que se encuentran en su jurisdicción, argumentando que causarían impactos muy negativos en estos cuerpos de agua. Las fuertes tensiones entre los diferentes actores llevaron a la Empresa a retomar el tema del reuso como única opción para intentar darle viabilidad al proyecto. Es así que finalmente las aguas residuales tratadas serán utilizadas para desarrollar áreas forestales, frutales y forrajes.

**El agua residual como parte de la gestión urbana en Tacna, Perú**

- ✓ Comité de Ambiente y Salud de la ciudad de Tacna
- ✓ Comisión de gestión del tratamiento y reuso del agua residual
- ✓ Equipo técnico de trabajo multisectorial del tratamiento y reuso del agua resiudal
- ✓ Distrito de Riego de Tacna
- ✓ Junta de Usuarios - Comité de Regantes de Copare
- ✓ Juntas vecinales - Asociaciones de vivienda
- ✓ Junta General de la EPS-Tacna
- ✓ Cámara de Comercio de Tacna

***Figura 30. Toda el agua residual de Tacna es usada para la agricultura y los bosques desarrollados en el desierto***

En contraste a este caso, la Empresa Prestadora de Servicios (EPS) de Saneamiento **Tacna**, también en Perú, tiene muy en claro que los $6m^3/s$ de agua proveída por el río Caplina y la red de pozos, constituyen la única fuente de agua para esta ciudad de 240 mil habitantes y el área agrícola vecina. En consecuencia, la empresa y otras instituciones públicas y privadas que comparten esta concepción conforman el Comité de Ambiente y Salud, una de las numerosas instancias con ingerencia en la gestión de los recursos hídricos de Tacna, como se muestra en la Figura 30.

En general, la evaluación de la política de la empresa de agua y saneamiento y del marco regulador dentro del cual opera, resulta fundamental para entender sus atribuciones y limitaciones con respecto al manejo del agua residual. En la mayoría de los casos estudiados no se encontró una buena disposición de los directivos de las empresas de agua a un cambio de enfoque hacia el uso productivo del agua residual tratada. En tal situación, el primer esfuerzo importante debe ser trasmitir a estos directivos las ventajas, requerimientos y limitaciones de este enfoque.

### 3.9 La sostenibilidad de la operación y el mantenimiento de la planta de tratamiento

Una evaluación de más de 220 plantas de tratamiento de agua residual doméstica en América Latina ha permitido comprobar que 80% de estos sistemas opera en condiciones desfavorables y 10% se encuentra abandonado. Esta situación es más frecuente cuando las plantas demandan energía y personal calificado. Si bien existen diversas causas que explican la deficiente operación de las plantas de tratamiento, la mayoría de las empresas aduce limitaciones económicas para inversión y operación.

**Antofagasta** fue el único caso estudiado que reportó el cobro del uso del agua residual tratada, teniendo en cuenta el costo del tratamiento. En **Mendoza, Cochabamba, Juárez, Tacna, Villa El Salvador, Santiago y San Agustín** se cobra a los pobladores por el servicio de tratar sus aguas residuales, pero no a los agricultores por el uso del agua tratada. En términos generales, las empresas de agua y saneamiento en América Latina no incluyen en sus tarifas el costo por el tratamiento del agua residual por alguna de las siguientes razones: no prestan el servicio; tratan el agua residual pero no trasladan el costo, ya sea por que no tienen facultades para ello o porque deciden asumirlo; o tratan el agua residual y cobran a los usuarios una tarifa aplicada al derecho de uso de otras fuentes de agua.

Se necesita evaluar con objetividad la capacidad económica y financiera real de las empresas de agua y saneamiento para estimar los recursos que puede asignar a la operación y

mantenimiento de las plantas de tratamiento de agua residual. Las empresas que aún no incluyen el servicio de tratamiento en las tarifas se verán obligadas a incorporarlo cuando implementen estos sistemas. Por tanto necesitan optar por una tecnología de montos bajos de inversión y costos de operación y mantenimiento, además de mejorar los mecanismos de cobranza para asegurar la sostenibilidad del sistema.

Por parte de la actividad agrícola, no existe una razón válida que los exima del pago por el derecho al acceso y uso del agua residual tratada, tal y como se aplica para otras fuentes de agua. Los agricultores deben tomar conciencia que el agua residual también es un recurso, al margen de su calidad. Más aún, al hacer uso de esta agua para la producción agrícola, están en situación de exigir a la ciudad que asuma su responsabilidad sobre la contaminación del agua y que se trate para alcanzar una calidad sanitaria y ambiental adecuada. En todo caso, la actividad agrícola que aprovecha este recurso está en posición de negociar el nivel mínimo de calidad sanitaria que necesita según el tipo de cultivos que maneja.

*Figura 31. Los intereses de la ciudad y el agro sobre el agua residual son diferentes, más no antagónicos*

A primera vista, esta situación reflejaría intereses sin mayor relación por parte de la ciudad y la actividad agrícola, como se ilustra en la Figura 31. Sin embargo, no es así, pues se trata del mismo recurso: agua residual. Se abre entonces la posibilidad de negociar una alternativa de manejo que logre maximizar estos intereses aparentemente sin relación. Las experiencias que se han evaluado en la región apuntan a señalar a la integración del tratamiento y el uso agrícola del agua residual doméstica como el mecanismo que ofrece mayores posibilidades para una negociación exitosa para ambas partes.

### 3.10 El control de la contaminación y la recuperación del agua

Debido al vertimiento de desagües domésticos sin tratamiento a los ríos y la creciente escasez del agua, el uso de aguas contaminadas es una condición de vida a la que se enfrentan la mayoría de agricultores urbanos y peri-urbanos de las grandes ciudades. Este círculo vicioso se cierra al ofertar a estas mismas ciudades alimentos contaminados, que generan serios problemas de salud en la población más pobre y vulnerable. Los esfuerzos por alcanzar las Metas de Desarrollo del Milenio para reducir el 50% de personas sin abastecimiento actual de agua segura y saneamiento apropiado para el 2015 podría incrementar el problema antes descrito, si el tratamiento de las aguas residuales no va aparejado a todo este esfuerzo. Mientras tanto, es necesario buscar alternativas inmediatas que reduzcan la contaminación del agua utilizada en el riego de productos agrícolas como las hortalizas.

Frente a esta contexto, el Programa de Cosecha Urbana del Centro Internacional de la Papa (CIP), ha concretado una alianza con la Organización Panamericana de la Salud (OPS), la Junta de Usuarios del Río Rímac, la Municipalidad de Lurigancho-Chosica y los agricultores de la zona con apoyo financiero de la Comunidad de Madrid-CESAL para desarrollar el Proyecto **Uso de reservorios para mejorar la calidad sanitaria del agua para el riego agrícola en el Cono Este de Lima, Perú.** Los objetivos son: a) evaluar la calidad de agua en

la cuenca del río Rímac y cuantificar los impactos en las aguas de regadío, los suelos y las hortalizas que se producen en el Cono Este de Lima, y b) evaluar un sistema de tratamiento basado en el uso de reservorios para mejorar la calidad del agua y de las hortalizas que se produce en la zona (Moscoso et. al, 2007).

Los estudios realizados entre 2005 y 2007 han confirmado que el agua de riego de esta importante zona agrícola está fuertemente contaminada con parásitos y coliformes fecales. La concentración de coliformes fecales supera más de cinco mil veces los límites permitidos para agua de regadío en hortalizas. Como consecuencia, más del 30% de estas hortalizas no son aptas para el consumo humano.

La implementación de sistemas de tratamiento del agua basado en el uso de reservorios (figura 32) permite promover una agricultura regada con agua de buena calidad, sustentando una producción de hortalizas sanas que no afecte la salud de los consumidores. El almacenamiento del agua del río por más de 10 días permitió remover totalmente los parásitos humanos y reducir los coliformes fecales hasta los niveles estipulados por la Ley General de Aguas para el riego de hortalizas. Los reservorios también permiten una mayor productividad y rentabilidad en el cultivo de las hortalizas, en compensación del uso del terreno y la inversión realizada para instalar dichos reservorios. La incorporación de las ganancias adicionales por la producción de peces criados en los reservorios permite mejorar los rendimientos obtenidos y justificar mejor la inversión para implementar nuevos reservorios.

**Figura 32. Reservorios para mejorar la calida del agua de riego en Lima**

## 4. LINEAMIENTOS PARA UNA GESTIÓN INTEGRAL DE LAS AGUAS RESIDUALES

Para que el modelo de gestión integral pueda ser aplicado en los países de América Latina, es necesario contar con una legislación que lo promueve. Por tanto, una estrategia importante es proponer los principales lineamientos para propiciar su incorporación en la legislación de los países.

Por ello en el 2005, el IDRC de Canadá y la OPS suscribieron un convenio complementario para que el CEPIS ejecute el proyecto **"Validación de lineamientos para formular políticas sobre gestión del agua residual doméstica en América Latina"**, con el objetivo de discutir los lineamientos identificados por el CEPIS durante la ejecución del Proyecto Regional con las instituciones clave locales, nacionales y regionales involucradas con la gestión de las aguas residuales domésticas y la protección de la salud pública en la Región

Durante los meses de junio y julio de 2005 se han realizado cuatro talleres nacionales de validación en Bogotá (Colombia), Fortaleza (Brasil), Cochabamba (Bolivia) y Maracaibo (Venezuela). Estos talleres tuvieron una duración de dos días y se dividieron en cuatro sesiones de trabajo y una ceremonia final para la firma de una Declaración Política.

Luego se realizaron dos talleres a nivel sub-regional: a) para Centro América en San José de Costa Rica, los días 9 y 10 de agosto, y b) para Sudamérica en Lima (Perú), los días 13 y 14 de setiembre. Estos talleres tuvieron el objetivo de solicitar la opinión de representantes de los países, agencias de cooperación y banca multilateral presentes en la sub-región. La metodología aplicada en estos talleres sub-regionales fue similar a los nacionales, excepto por la inclusión de una agenda sub-regional que fuera discutida por los representantes de Agua y Saneamiento de los países.

Los talleres permitieron convocar a 17 países latinoamericanos y participar 187 representantes de 105 instituciones nacionales y 13 internacionales. Los seis talleres culminaron con una Declaración de Respaldo a los lineamientos validados, firmadas por 8 ministros y vice-ministros y 63 funcionarios de instituciones nacionales, que incluyen los representantes de 13 países. Los participantes procedían de instituciones representativas de los sectores de salud, ambiente y agricultura, así como de instituciones públicas, privadas, municipalidades, entidades educativas, ONG's y gremios de la sociedad civil. El valioso aporte de los participantes permitió aprobar cinco lineamientos generales, 23 los lineamientos específicos y 87 los puntos de las agendas política, empresarial y social.

A continuación se citan tanto los lineamientos como las agendas mencionadas.

**Figura 33. Publicación de los Lineamientos en Español**

### 4.1 Los lineamientos

**<u>Primer lineamiento general</u>: El tratamiento y uso adecuados del agua residual doméstica contribuyen a proteger la calidad de los cuerpos de agua, y deberían ser parte de una gestión más eficiente de los recursos hídricos.**

***Lineamientos específicos:***

- El enfoque integral en la gestión de los recursos hídricos implica incorporar el agua residual como parte de estos recursos.
- La relación urbano-rural debería orientarse a complementar la generación y el uso de agua residual, como parte de una gestión más eficiente de los recursos hídricos.
- El tema "uso de agua residual doméstica tratada" debería incorporarse en las políticas de estado y promover iniciativas de los diferentes agentes económicos y sociales.
- La disposición del agua residual doméstica debería ser regulada en función a los estándares de calidad del cuerpo receptor o el tipo de uso.
- Los sectores de saneamiento, salud y los gobiernos locales deberían contar con competencias claramente definidas para el manejo del agua residual doméstica.

- El sector industrial debería comprometerse a tratar sus efluentes para su descarga en el alcantarillado público, de acuerdo a la legislación.

**<u>Segundo lineamiento general</u>: La legislación y tecnología para tratar el agua residual doméstica deberían estar orientadas a proteger tanto la salud como el ambiente, mediante una eficiente remoción de los organismos patógenos humanos y otros contaminantes.**

***Lineamientos específicos:***

- Las Directrices sanitarias de la OMS para el uso en agricultura y acuicultura de agua residual doméstica, deberían ser consideradas en el marco regulador nacional para establecer límites, mecanismos de control e incentivos para promover su uso seguro y productivo.
- La aplicación de tecnología para remover organismos patógenos humanos y otros contaminantes del agua residual doméstica permitiría alcanzar la calidad requerida para su nuevo uso o disposición final seguros.
- Una buena calidad del agua residual doméstica tratada y de los productos agrícolas regados con ésta, contribuyen a proteger la salud de los agricultores y consumidores involucrados.
- Los lodos y excedentes estacionales de agua residual doméstica generados en el proceso de tratamiento deberían ser manejados adecuadamente, para minimizar los impactos negativos significativos.

**<u>Tercer lineamiento general</u>: La comunidad debería asumir el costo del tratamiento del agua residual que genera para contribuir a proteger la salud y el ambiente.**

***Lineamientos específicos:***

- La comunidad debería ser consciente de los riesgos a la salud y al ambiente que origina el vertimiento de agua residual doméstica sin tratamiento adecuado y su uso en el riego de los productos agrícolas que consume.
- La comunidad debería ser conciente de la necesidad de asumir el costo del tratamiento del agua residual doméstica que genera.
- Las propuestas para el tratamiento del agua residual doméstica, elaboradas con criterios de costo-eficiencia y de acuerdo con las posibilidades de pago reales de la comunidad, podrían asegurar la sostenibilidad del servicio.
- El costo del tratamiento del agua residual doméstica debería estar incluido en las tarifas de los servicios públicos.

**<u>Cuarto lineamiento general</u>: El uso productivo del agua residual doméstica tratada debería ofrecer beneficios económicos, sociales y ambientales, incluyendo la reducción del costo de su tratamiento.**

***Lineamientos específicos:***

- El agua residual doméstica tratada se debería usar para el desarrollo de actividades agrícolas y otras opciones de aprovechamiento.
- El costo del tratamiento del agua residual doméstica debería distribuirse de acuerdo a

la capacidad de pago de quienes la generan y los beneficios de quienes la aprovechan.

- Los sistemas integrados de tratamiento y uso productivo del agua residual doméstica permitirían optimizar los beneficios, así como reducir y distribuir mejor los costos.
- Los sistemas integrados de tratamiento y uso de agua residual doméstica deberían ser ubicados en áreas con capacidad productiva, para que generen beneficios económicos, sociales y ambientales.
- El uso eficiente del agua residual doméstica tratada, permitiría reducir al máximo su descarga al ambiente.

**<u>Quinto lineamiento general</u>: La sociedad, en particular los agricultores, deberían valorar la calidad sanitaria del agua residual tratada y su aporte de nutrientes a los cultivos.**

***Lineamientos específicos:***

- Los agricultores deberían ser conscientes de la necesidad de usar para el riego, agua con una calidad sanitaria que evite la contaminación de sus productos.
- El uso de agua residual doméstica adecuadamente tratada contribuye a proteger la salud de los agricultores.
- Los beneficiarios del agua residual tratada deberían valorar la disponibilidad de este recurso para el riego agrícola y otras opciones de aprovechamiento.
- Los beneficiarios deberían reconocer que los nutrientes del agua residual doméstica tratada permiten reducir el uso de fertilizantes químicos e incrementar la productividad.

## 4.2 Las agendas

### <u>La agenda política</u>

***Para las autoridades nacionales, sectoriales y locales:***

- Formular e implementar políticas para alcanzar los Objetivos de Desarrollo del Milenio (ODM) en lo que respecta a la reducción en la mortalidad infantil y el incremento en la cobertura de saneamiento, entre otros.
- Reconocer que la pobreza en las áreas urbanas de América Latina se está incrementando, para re-definir las agendas-país y en especial de los sectores Salud, Economía, Ambiente, Producción y Saneamiento.
- Promover en la definición de las agendas-país la inclusión del agua residual como parte del enfoque integral de los recursos hídricos.
- Replantear la relación urbano-rural para complementar la generación y uso del agua residual, como parte de una gestión más eficiente de los recursos hídricos.
- Promover alianzas entre los responsables del tratamiento y los usuarios del agua residual, para reducir el costo del tratamiento y promover su uso productivo en condiciones sanitarias adecuadas.
- Incorporar el tema "uso de agua residual doméstica tratada" en las políticas de estado y promover iniciativas de los diferentes agentes económicos y sociales.
- Promover el desarrollo local de áreas agrícolas productoras de alimentos abastecidas con agua residual doméstica tratada, como estrategia para la seguridad alimentaria y la generación de empleo en las ciudades.

- Promover mecanismos de participación ciudadana para la vigilancia y mejora de los servicios de agua potable, saneamiento y uso de agua residual doméstica tratada.
- Reglamentar el uso de tecnología para remover organismos patógenos humanos y otros contaminantes del agua residual doméstica, para alcanzar la calidad sanitaria requerida para su nuevo uso o disposición final seguros.
- Desarrollar los proyectos de tratamiento de agua residual doméstica, incorporando criterios de costo-eficiencia, protección a la salud pública y el uso productivo y seguro.
- Promover los sistemas integrados de tratamiento y uso productivo de agua residual doméstica, para optimizar los beneficios, así como reducir y distribuir mejor los costos.
- Promover la concertación de la distribución del costo del tratamiento del agua residual doméstica entre los que la generan y aprovechan.
- Comprometer a los agricultores a usar agua residual tratada en el riego para proteger su salud.
- Crear incentivos para el uso seguro y productivo del agua residual doméstica tratada.
- Promover el máximo aprovechamiento del agua residual doméstica tratada, para reducir al mínimo su descarga al ambiente.
- Reglamentar el manejo sanitario de los lodos y otros residuos generados por el tratamiento del agua residual doméstica.
- Diseñar estrategias para propiciar el incremento de las conexiones domiciliarias a los sistemas de alcantarillado, para optimizar su capacidad.
- Comprometer al sector industrial a cumplir las regulaciones para la descarga de sus vertimientos.
- Unificar criterios para la asignación de los recursos de cooperación internacional en el sector agua y saneamiento, que incluye el agua residual doméstica.

***Para los legisladores:***

- Desarrollar el marco legal necesario para alcanzar los Objetivos de Desarrollo del Milenio (ODM) en lo que respecta a la reducción en la mortalidad infantil y el incremento en la cobertura de saneamiento, entre otros.
- Incluir en la legislación el agua residual como parte del enfoque integral de los recursos hídricos.
- Designar una instancia que fomente la coordinación entre los sectores de saneamiento, salud, los gobiernos locales y la sociedad civil.
- Considerar en el marco legal nacional las Directrices Sanitarias de la OMS para el uso en agricultura y acuicultura del agua residual doméstica, para establecer límites, mecanismos de control e incentivos para promover su uso seguro y productivo.
- Orientar la legislación del tratamiento del agua residual doméstica para remover principalmente organismos patógenos humanos (huevos de nemátodos y coliformes fecales), además de otros contaminantes.
- Desarrollar mecanismos de regulación y control de la calidad del agua residual doméstica tratada y de los productos agrícolas regados con ésta.

***Para las entidades reguladoras, fiscalizadoras y supervisoras:***

- Regular la disposición del agua residual doméstica en función a los estándares de calidad del cuerpo receptor o el tipo de uso.
- Regular las competencias de los sectores de saneamiento, salud y de los gobiernos

locales, relacionadas con el manejo del agua residual doméstica.

- Regular el uso de tecnología para remover organismos patógenos humanos y otros contaminantes del agua residual doméstica, para alcanzar la calidad sanitaria requerida para su nuevo uso o disposición final seguros.
- Incluir el costo del tratamiento del agua residual doméstica en las tarifas de los servicios públicos.
- Concertar la distribución del costo del tratamiento del agua residual doméstica entre los que la generan y aprovechan.
- Establecer tarifas o mecanismos que permitan valorar la disponibilidad de uso del agua residual tratada para el riego agrícola y otras opciones de aprovechamiento.
- Regular y vigilar el manejo de los lodos y excedentes estacionales de agua residual doméstica generados en el proceso de tratamiento, para minimizar los impactos negativos significativos.

**La agenda empresarial**

***Para las entidades de agua y saneamiento:***

- Incorporar el concepto de uso de agua residual doméstica tratada en las políticas de las entidades de agua y saneamiento, y promover la participación de otros agentes económicos y sociales.
- Utilizar tecnología para remover organismos patógenos humanos y otros contaminantes del agua residual doméstica, para alcanzar la calidad sanitaria requerida para su nuevo uso o disposición final seguros.

- Elaborar propuestas con criterio de costo-eficiencia para el tratamiento del agua residual doméstica, acordes con las reales posibilidades de pago de la comunidad, a fin de asegurar la sostenibilidad del servicio.
- Sensibilizar a la comunidad respecto a la necesidad de asumir el costo del tratamiento del agua residual doméstica que genera.
- Incluir el costo del tratamiento del agua residual doméstica en las tarifas de los servicios públicos.
- Aplicar mecanismos eficaces de cobranza para mejorar la sostenibilidad de los servicios.
- Diseñar estrategias para propiciar el incremento de las conexiones domiciliarias a los sistemas de alcantarillado, para optimizar su capacidad.
- Concertar la distribución del costo del tratamiento del agua residual doméstica entre quienes la generan y la aprovechan.
- Desarrollar sistemas integrados de tratamiento y uso productivo de agua residual doméstica, para optimizar los beneficios, así como reducir y distribuir mejor los costos.
- Ubicar estos sistemas integrados de tratamiento y uso del agua residual doméstica en áreas con capacidad productiva, para que generen beneficios económicos, sociales y ambientales.
- Promover el máximo aprovechamiento del agua residual doméstica tratada, para reducir al mínimo su descarga al ambiente.
- Realizar un manejo sanitario de los lodos y otros residuos generados por el tratamiento del agua residual doméstica.
- Promover el uso de tecnología que reduzca el consumo de agua.

***Para las organizaciones de agricultores:***

- Sensibilizar a los agricultores de la necesidad de usar para el riego agua con una calidad sanitaria que evite la contaminación de sus productos.
- Exigir el uso de tecnología para remover organismos patógenos humanos y otros contaminantes del agua residual doméstica, para alcanzar la calidad sanitaria requerida para su nuevo uso o disposición final seguros.
- Comprometer a los agricultores a usar agua residual tratada en el riego para proteger su salud.
- Promover el uso de agua residual doméstica tratada para reducir el uso de fertilizantes químicos.
- Concertar la distribución del costo del tratamiento del agua residual doméstica entre quienes la generan y la aprovechan.
- Desarrollar sistemas integrados de tratamiento y uso productivo de agua residual doméstica, para optimizar los beneficios, así como reducir y distribuir mejor los costos.
- Ubicar estos sistemas integrados de tratamiento y uso del agua residual doméstica en áreas con capacidad productiva, para que generen beneficios económicos, sociales y ambientales.

**<u>La agenda social</u>**

***Para las organizaciones vecinales y ONG's:***

- Sensibilizar y generar conciencia en la comunidad y sus dirigentes para ejercer sus derechos y asumir sus responsabilidades en la gestión de los recursos hídricos, incluyendo el agua residual doméstica.
- Sensibilizar a la comunidad de los riesgos a la salud y al ambiente que origina el vertimiento de agua residual doméstica sin tratamiento adecuado y su uso en el riego de los productos agrícolas que consume.
- Sensibilizar a la comunidad respecto a la necesidad de asumir el costo del tratamiento del agua residual doméstica que genera.
- Sensibilizar a los agricultores de la necesidad de usar para el riego agua con una calidad sanitaria que evite la contaminación de sus productos.
- Exigir el uso de tecnología para remover organismos patógenos humanos y otros contaminantes del agua residual doméstica, para alcanzar la calidad sanitaria requerida para su nuevo uso o disposición final seguros.
- Elaborar propuestas con criterio de costo-eficiencia para el tratamiento del agua residual doméstica, acordes con las reales posibilidades de pago de la comunidad, a fin de asegurar la sostenibilidad del servicio.
- Sensibilizar a la comunidad acerca de los beneficios del uso de agua residual doméstica tratada en el desarrollo de actividades agrícolas y otras opciones de aprovechamiento.
- Promover los sistemas integrados de tratamiento y uso productivo de agua residual doméstica, para optimizar los beneficios, así como reducir y distribuir mejor los costos.
- Capacitar a los usuarios y entidades involucradas para promover el uso seguro y productivo del agua residual doméstica tratada.

- Participar en la vigilancia y mejora de los servicios de agua potable, saneamiento y uso de agua residual doméstica tratada.
- Promover el uso de tecnología que reduzca el consumo de agua.

***Para las entidades educativas:***

- Incorporar los criterios "gestión integral de los recursos hídricos", "tecnología costo-eficiente y sostenible, orientada a remover patógenos", "uso productivo y seguro" y "validación social" en la currícula de profesiones ligadas al tratamiento y uso productivo del agua residual doméstica.
- Promover el trabajo en equipo y multidisciplinario como eje estructural en la formación de profesionales de las áreas ligadas al manejo del agua residual.
- Elaborar propuestas con criterio de costo-eficiencia para el tratamiento del agua residual doméstica, acordes con las reales posibilidades de pago de la comunidad, a fin de asegurar la sostenibilidad del servicio.

- Desarrollar investigación en el manejo integral de los recursos hídricos, validando las experiencias regionales y en forma conjunta con otras instituciones.
- Incorporar en todos los niveles educativos los criterios esenciales de la gestión integral de los recursos hídricos.
- Promover la investigación en tecnología costo-eficiente para el tratamiento del agua residual doméstica orientada principalmente a remover organismos patógenos humanos.
- Capacitar a los usuarios y entidades involucradas para promover el uso seguro y productivo del agua residual doméstica tratada.
- Promover los sistemas integrados de tratamiento y uso productivo de agua residual doméstica, para optimizar los beneficios, así como reducir y distribuir mejor los costos.
- Promover el uso de agua residual doméstica tratada para reducir el uso de fertilizantes químicos.

***Para los medios de comunicación:***

- Sensibilizar a la comunidad de los riesgos a la salud y al ambiente que origina el vertimiento de agua residual doméstica sin tratamiento adecuado y su uso en el riego de los productos agrícolas que consume.
- Sensibilizar a la comunidad respecto a la necesidad de tratar el agua residual doméstica para proteger la salud pública.
- Sensibilizar a la comunidad respecto a la necesidad de asumir el costo del tratamiento del agua residual doméstica que genera.
- Sensibilizar a la comunidad acerca de los beneficios del uso de agua residual doméstica tratada en el desarrollo de actividades agrícolas y otras opciones de aprovechamiento.
- Sensibilizar a los agricultores de la necesidad de usar para el riego agua con una calidad sanitaria que evite la contaminación de sus productos.
- Promover el uso de agua residual doméstica tratada para reducir el uso de fertilizantes químicos.
- Sensibilizar a la comunidad para que acepte los productos regados con agua residual doméstica adecuadamente tratada, que alcancen los estándares de calidad.

**La agenda sub-regional**

- Apoyar para que la formulación e implementación de las agendas-país se realice conforme a los ODM e incorpore los conceptos “gestión integral de los recursos hídricos”, "reuso del agua", "urbanización de la pobreza" y “búsqueda de la equidad y calidad en los servicios de agua potable y saneamiento”.
- Sensibilizar a los gobiernos y las comunidades en cada país acerca de la necesidad de tratar el agua residual doméstica, para reducir los riesgos a la salud, evitar la contaminación de fuentes de agua y los productos agrícolas, y reducir el costo del tratamiento a través de su uso en el riego agrícola y otras actividades productivas.
- Promover la adopción de políticas y estándares en agua y saneamiento, considerando el contexto social, económico, tecnológico y ambiental de cada país, como herramientas válidas para atender la creciente concentración de la pobreza en los ámbitos urbanos.
- Promover que los gobiernos y las agencias financieras prioricen en sus carteras de proyectos el manejo del agua residual para proteger la salud y el ambiente.
- Promover el uso de tecnología para remover organismos patógenos humanos y otros contaminantes del agua residual doméstica, para alcanzar la calidad sanitaria requerida para su nuevo uso o disposición final seguros.
- Promover una mayor coordinación entre los países de América Latina y El Caribe para intercambiar programas piloto y experiencias exitosas en el manejo de agua residual doméstica.
- Fortalecer a las entidades nacionales y de integración sub-regional para que coordinen en forma más efectiva la cooperación internacional en agua y saneamiento, de acuerdo a la realidad social, económica y ambiental de cada país.
- Apoyar la continuidad del proceso promovido en la Región, para mejorar la gestión del agua residual doméstica y hacer más sostenible la protección de la salud.

## 5. OTROS PROGRAMAS DE GESTION DEL AGUA

### 5.1 Programa de Pequeños Fondos Competitivos para Investigación en el tema de Asociaciones Multisectoriales para la Gestión Sustentable del Agua en las ciudades de América Latina y el Caribe.

Gran parte del ordenamiento de la actividad humana y sus impactos ambientales, dependerán cada vez más de cómo las ciudades, sus sectores empresariales público y privado, y la sociedad civil, manejen los asuntos sociales, económicos, ambientales y culturales. La urbanización sostenible, como proceso dinámico y transversal, involucra todos estos aspectos, incluyendo la dimensión político-institucional de la gestión urbana. Más aún, destaca la importancia de temas transversales como la pobreza, la desigualdad de género y la exclusión social, recalcando las razones por las cuales la gestión del ambiente urbano constituye un asunto clave y crucial de la gobernabilidad local.

Estos temas transversales y la degradación ambiental, plantean desafíos adicionales a los gobiernos de las ciudades: además de la presión en busca de una respuesta a la creciente demanda de servicios ambientales urbanos, a estos gobiernos también se les solicita implementar políticas que aborden la situación social y ambiental de vulnerabilidad en la que viven grandes sectores de la población. La experiencia demuestra, sin embargo, que los

municipios por sí solos no pueden hacer frente a las continuas y crecientes demandas de los ciudadanos. La tendencia global hacia una descentralización política y económica ha colocado a los municipios en el primer plano de la crisis de los servicios urbanos. Algunos municipios, debido a su importancia política y económica, se encuentran bien posicionados para atender los desafíos en cuanto a provisión de agua potable, saneamiento, servicios de recolección de residuos y otros servicios. La gran mayoría de municipios, sin embargo, no está preparada para resolver estos crecientes problemas.

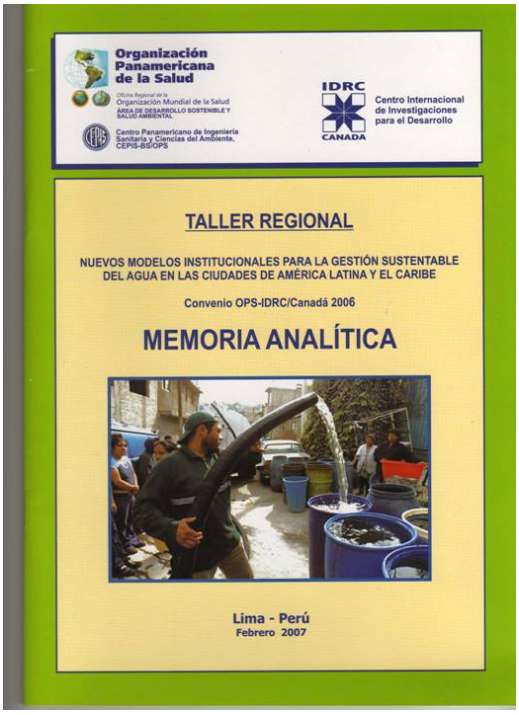
Las estructuras de gestión participativa deberían asegurar que en cualquier proceso de reforma, el acceso a los servicios de agua debe estar disponible a todos los sectores de la sociedad, especialmente a los habitantes urbanos pobres; así, el propio proceso será transparente e involucrará a todos los interesados. Por otra parte, el sector privado desempeña un papel que no puede ser negado. No obstante, donde hay falta de información, participación y procesos democráticos, la situación queda expuesta a conductas oportunistas del sector privado (Gutiérrez et al, 2003). Una política que promueva e institucionalice los ámbitos de participación multisectorial para la gestión sustentable de los servicios de agua, debe fomentar un proceso de toma de decisión que sea participativo y, en particular, debe tratar a los pobres como participantes activos y no como meros receptores. Este enfoque ha sido adoptado por la Municipalidad de Villa María del Triunfo, un asentamiento pobre en la periferia de Lima, tal como lo demuestra la investigación apoyada por el Secretariado de Manejo del Medio Ambiente para América Latina y Caribe del IDRC (SEMA-IDRC).

Frente a la situación antes descrita, el SEMA-IDRC convocó en 2003 a gobiernos locales, en asociación con centros de investigación, organizaciones de la sociedad civil, y el sector empresarial público y privado, a participar en el **Programa de Pequeños Fondos Competitivos para Investigación en el tema de Asociaciones Multisectoriales para la Gestión Sustentable del Agua en las ciudades de América Latina y el Caribe.** El objetivo general del programa fue contribuir al establecimiento de una cultura institucional de participación ciudadana en los procesos de planificación y gestión del ambiente urbano, así como fomentar la apropiación de tecnologías innovadoras en las municipalidades de América Latina y el Caribe.

Dentro de este marco, el programa apunta a promover una cultura de intercambio entre las municipalidades, las organizaciones de la sociedad civil, el sector empresarial y el sector de investigación, mediante la sistematización, intercambio y difusión de experiencias que ilustren modelos innovadores de gobernabilidad local, así como el desarrollo o adopción de tecnología local, que contribuyan a la sostenibilidad de las políticas ambientales urbanas. El objetivo específico de la convocatoria fue apoyar proyectos de investigación de mecanismos de asociaciones multisectorial para la gestión sustentable del agua en estas ciudades. En ese sentido, se promovió la presentación de proyectos de investigación orientados a la puesta en práctica de iniciativas innovadoras, tanto en el campo tecnológico como social, aplicadas a la gestión sustentable del agua. Las propuestas orientadas al desarrollo de tecnología local o adaptaciones a escala local, debían garantizar que dichas soluciones tecnológicas sean adecuadas o apropiables en el contexto local.

Particular relevancia tuvieron las propuestas orientadas a la institucionalización, tanto de ámbitos de participación multisectorial y decisión en la planificación, como del desarrollo y adopción de tecnología para la gestión sustentable del agua.

Los ocho equipos de trabajo en **Argentina, Brasil, Costa Rica, El Salvador, Nicaragua, Perú, Uruguay y Venezuela**, cuyos proyectos fueron seleccionados en el proceso de la convocatoria, realizaron el diagnóstico de diversos problemas locales, elaboraron alternativas de manejo, y ejecutaron las intervenciones, promoviendo la participación y liderazgo de actores públicos y privados en todas las etapas del proyecto. Entre 2003 y 2006, las intervenciones fueron desarrollándose de acuerdo a las propuestas, con periódicas etapas de ajustes de acuerdo a la evolución de cada entorno. A la fecha del Taller Regional, a fines de octubre de 2006, dos de los proyectos (Valadares, en Brasil, y Heredia, en Costa Rica) aún no habían concluido, a pesar de lo cual presentaron sus avances y tuvieron la excepcional oportunidad de recibir una importante inducción de parte de los demás equipos, de los patrocinadores del evento y de consultores de experiencia internacional asistentes al evento. En el caso de los demás proyectos, se dieron importantes lineamientos para fortalecer las intervenciones realizadas, en especial a los gobiernos locales y las empresas de agua y saneamiento de las localidades participantes.




Las conclusiones y recomendaciones de los estudios fueron:

- La formación y fortalecimiento de instancias multisectoriales de gestión urbana del agua pareciera ser la respuesta más eficiente para las ciudades de países en desarrollo. La convocatoria del SEMA permitió que las instituciones involucradas desarrollen acciones en forma conjunta y coordinada. La mayoría de los cambios logrados significaron mejoras sustanciales en la situación anterior al desarrollo del proyecto, lo que significa que con recursos limitados es posible promover la participación de otras instituciones y movilizar recursos y personas en apoyo a las iniciativas. Para que este esfuerzo sea sostenible, es necesario que las instituciones involucradas asuman en forma explícita el rol desempeñado, a través de la asignación de presupuesto y su integración en sus programas regulares.

- A pesar de sus limitaciones, el modelo de gobernabilidad local más innovador ha sido el de las asociaciones comunitarias de servicios de agua y saneamiento de Ahuachapán, en El Salvador, que son la respuesta de la sociedad civil a la falta de atención a sus necesidades básicas por parte de las instituciones públicas. Para lograr la sostenibilidad de este modelo hace falta dos condiciones: la aceptación por parte de los usuarios del pago por los servicios prestados, y el apoyo de los gobiernos locales y las empresas de agua y saneamiento en las áreas financiera y de gestión.

- Los problemas que originaron las propuestas de los estudios son comunes a la mayoría de ciudades de Latinoamérica, donde el manejo de los recursos hídricos es un tema transversal a las instituciones, mas no así para los mecanismos necesarios para su adecuada gestión. La institucionalización de un mecanismo -social o tecnológico- en instituciones de la Región es un proceso de mediano plazo, que demanda el desarrollo de una serie de condiciones previas, tales como la disposición a concertar acuerdos, compartir información, definir objetivos comunes y responsabilidades específicas, y asignar recursos y personas con un elevado grado de sensibilidad social y compromiso.

- Las propuestas aportaron elementos que contribuyeron a mejorar las políticas ambientales urbanas. Esto es válido aún en los casos que no se concluyeron los estudios, ya que los resultados preliminares apuntan a que las siguientes pruebas confirmarán que estas innovaciones constituyen buenas alternativas para la gestión urbana del agua.

- Si bien el aporte de los estudios para establecer una cultura institucional de participación ciudadana y de responsabilidad social compartida ha sido significativo, este aporte no fue mayor porque algunas de las instituciones involucradas no se comprometieron en la medida necesaria, o no cumplieron con los compromisos asumidos. El establecimiento de este tipo de cultura demanda de un proceso que significa reemplazar una cultura conflictiva, litigante y poco transparente, por otra que significa cambios de hábitos profundamente arraigados.

- El aporte de los estudios a mecanismos para la reducción o alivio de la pobreza, la generación de empleo, y la equidad de género, ha sido igualmente muy significativo. Los mayores aportes se han dado en la mejora de las condiciones de salud y seguridad en los hogares de las poblaciones más vulnerables, a través de un mejor acceso a los servicios de agua potable y saneamiento, del control de la contaminación de las fuentes de agua, el aprovechamiento de las aguas residuales para la agricultura urbana y del diseño de mecanismos de prevención y alerta frente a inundaciones.

- La mayor debilidad identificada en los estudios ha sido no haber logrado la institucionalización de las propuestas. El aporte del SEMA debió ser utilizado para una etapa inicial de sensibilización de los actores sociales clave, para comprometer su cooperación efectiva en las diferentes etapas del proceso. La estrategia inducción-acompañamiento-seguimiento, ha demostrado ser la más efectiva para lograr la sostenibilidad de estas intervenciones. Consiste en concentrar la mayor proporción de recursos en una primera e intensa etapa de inducción, para generar los compromisos necesarios entre las instituciones involucradas; la segunda etapa demanda menores recursos y consiste en acompañar a las instituciones en la ejecución de las actividades, para finalmente realizar acciones de seguimiento o supervisión del desempeño de estas organizaciones involucradas.

- En todos los estudios existe un aporte a escala local a una serie de convenios internacionales, en especial a los Objetivos de Desarrollo del Milenio de NNUU, y entre éstos, específicamente a aquellos relacionados a los servicios de agua y saneamiento. Otros convenios internacionales con los cuales los estudios tuvieron relación son el de Conservación de la Biodiversidad, principalmente a la protección

de la fauna y flora locales, y el de Desarrollo Sustentable, en especial en lo referente al fortalecimiento de las instituciones locales.

- Una de las condiciones necesarias para evaluar la replicabilidad de las propuestas es determinar su viabilidad económica, lo que equivale a estimar la capacidad de las comunidades de asumir los costos de la réplica. A pesar que varios de los estudios dispusieron de información acerca de los costos de la implementación, no se ha encontrado mayor referencia a esta información, salvo el caso de Valadares, en el que se hace una prolija descripción y cálculo del costo de la propuesta tecnológica. Es ese sentido, una importante observación se refiere a la necesidad de consignar información del costo de las propuestas, aún cuando éstas sean de carácter piloto o experimental.

Las conclusiones y recomendaciones del taller fueron:

- En la sostenibilidad en la gestión urbana del agua, se acordó proponer que la gestión urbana del agua debe ser parte del manejo integrado de la cuenca; los actores involucrados deben crear mecanismos de asociación multisectorial para lograr la sostenibilidad de la gestión; el fortalecimiento institucional de la municipalidad es una condición necesaria para dicha sostenibilidad; una participación ciudadana efectiva garantiza que la gestión urbana del agua responda a sus necesidades de acceso, usos, calidad y disposición; y la comunidad debe ser consciente de la necesidad de asumir el costo de todos los servicios de agua y saneamiento para garantizar su sostenibilidad, así como proteger la salud y el ambiente.

- En cuanto a las innovaciones tecnológicas, los participantes recomendaron que el acceso al agua debe ser mejorado, incorporando tecnología que permita aprovechar nuevas fuentes y proteger las actualmente utilizadas; la calidad del agua requerida para los diferentes usos urbanos se debe mantener a través de la vigilancia y control permanentes de la contaminación de las fuentes; el uso de fuentes alternativas al agua potable hace más sostenible el desarrollo de la agricultura urbana, que genera ingresos y alimentos para la población urbana de bajos recursos. También se indicó que el tratamiento de las aguas residuales debe estar orientado a proteger tanto la salud como el ambiente, mediante una eficiente remoción de los organismos patógenos humanos y otros; así como el agua residual tratada debe ser usada para el riego en agricultura urbana y áreas verdes municipales, como una alternativa al uso del agua. Por último, se acordó que el desarrollo de mecanismos de prevención y alerta ante desastres permite proteger los sistemas de agua y saneamiento, especialmente en las comunidades más vulnerables.

La propuesta de estrategias derivó en una propuesta de acciones a ser consideradas por los actores presentes en los estudios. Estos actores fueron agrupados en cuatro categorías, a cada una de las cuales se le asignó una propuesta de agenda: los gobiernos locales, las empresas, las organizaciones sociales y las académicas.

- **La agenda municipal** propone diversificar las fuentes de captación de agua para asegurar el abastecimiento para las diferentes demandas en el área urbana; promover y regular la utilización de las aguas residuales tratadas en la agricultura urbana y las áreas verdes urbanas. Igualmente propone promover la forestación y la formación de guarda-cuencas, como estrategias para preservar la capacidad de las cuencas de captar

y retener agua. Esta agenda también propone asumir el control de los vertimientos industriales y el tratamiento de las aguas residuales para preservar la calidad de las fuentes de agua, así como implementar mecanismos de prevención y alerta frente a desastres originados por los desbordes de los ríos. Por ultimo menciona la necesidad de promover la participación de los agentes responsables de las diversas actividades que afectan la calidad de las fuentes de agua, a fin de diseñar e implementar mecanismos de prevención, control y mitigación de los impactos ambientales.

- **La agenda empresarial** contempla incorporar la opción de tratar las aguas residuales para el uso productivo como una opción para reducir los impactos a la salud y el ambiente, así como el costo del proceso de dicho tratamiento. También recomienda promover las pequeñas unidades de negocio que puedan ser sostenibles en el difícil campo de los servicios de agua y saneamiento. Una estrategia recomendada es incorporar la diversificación de fuentes de agua, como estrategia para reducir el riesgo de desabastecimiento de este recurso (pozos horizontales y captación de agua de lluvias entre otros), así como la utilización de las aguas residuales tratadas en la agricultura urbana y las áreas verdes urbanas.

- **La agenda social** propone la utilización de las aguas residuales tratadas en la agricultura urbana y el consumo de los productos agrícolas generados; fortalecer la conformación de asociaciones comunitarias para la prestación de servicios de agua y saneamiento; promover la participación ciudadana en las decisiones que afecten la prestación de servicios de agua y saneamiento, a fin de garantizar la debida atención a temas vitales como el abastecimiento regular de agua, el tratamiento y disposición adecuados de las aguas residuales, y el pago de las tarifas por los servicios. Por último habla de intervenir en el monitoreo de la calidad del agua, la vigilancia del desempeño ambiental de las unidades productivas, y el apoyo a la conservación de la biodiversidad local, ente otras acciones ambientales, y regular la utilización de las aguas residuales tratadas en la agricultura urbana y las áreas verdes urbanas.

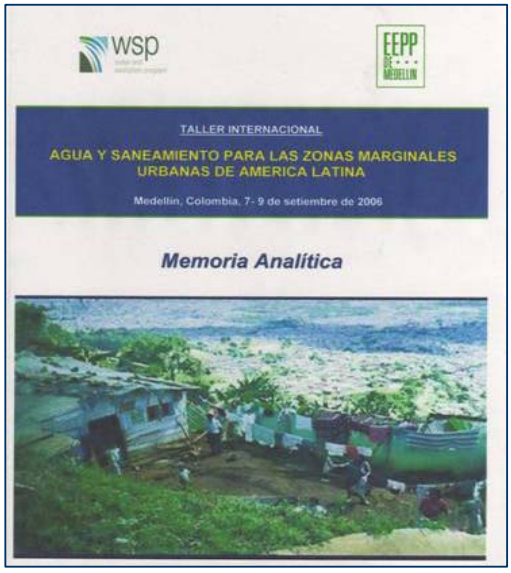
- Por último, **la agenda académica** recomienda desarrollar modelos sustentables de tratamiento y uso de aguas residuales tratadas en actividades productivas como la agricultura urbana, y en el riego de áreas verdes municipales, como una alternativa al uso actual de agua potable en estas actividades. También se sugiere que la academia participe activamente en el desarrollo tecnológico, para explotar nuevas fuentes de agua, tales como la perforación de pozos horizontales y captación de agua de lluvias entre otros. Las instituciones académicas también deben participar en la vigilancia de la calidad de las fuentes de agua y el control de la contaminación industrial y doméstica de los recursos hídricos, así como asumir el liderazgo en la educación ambiental, especialmente en colegios y universidades, en los que hace falta incorporar la temática ambiental como parte estructural de la formación social de los educandos.

### 5.2 Programa de agua y saneamiento para las zonas marginales urbanas de América Latina

El 75% de la población de América Latina vive en áreas urbanas. Este creciente e incontrolado aumento de la urbanización ha conducido a una mayor presión por conseguir una mayor cobertura de los servicios de agua y saneamiento, especialmente en las zonas con bajos recursos situadas en las periferias urbanas, en donde la pobreza, el desempleo, la enfermedad y otros factores sociales componen una situación precaria. De acuerdo con la

Comisión Económica para América Latina, cerca de 220 millones de personas en América Latina y el Caribe viven en condiciones de pobreza.

El Programa de Agua y Saneamiento, administrado por el Banco Mundial, ha realizado un estudio en siete ciudades latinoamericanas con el objetivo de contar con una visión en conjunto del contexto y retos del suministro de servicios a la población más pobre, y poder reunir buenas prácticas y lecciones que sirvan de áreas de aprendizaje comunes. Las ciudades seleccionadas por la diversidad que aportaron al estudio fueron: **Arequipa, Lima, Guayaquil, Managua, Medellín, Santa Cruz y Tegucigalpa.** Todas ellas poseen una gran población con escasos recursos y se enfrentan a desafíos comunes, como el aumento de población, el cambio político, la falta de recursos y los problemas ambientales. Por otro lado, los modelos de gestión y las relaciones institucionales en vigor son variados y complejos. En lo que al servicio de las zonas de escasos recursos se refiere, las políticas y sistemas de regulación no son claros en tanto que con frecuencia existen diferentes actores que participan, cuyas funciones y responsabilidades se vuelven difusas, especialmente en permitir una mayor participación por parte de la comunidad.




En la búsqueda por soluciones alternativas que puedan revertir esta situación, el Programa de Agua y Saneamiento para América latina del Banco Mundial (WSP-LAC) y las Empresas Publicas de Medellín (EEPPM) organizaron el **Taller Internacional "Agua y saneamiento para las zonas marginales urbanas de América Latina",** que se realizó en Medellín, Colombia del 7 al 9 de septiembre de 2006. Los objetivos propuestos para el taller fueron:

- Promover un espacio de dialogo entre todos los actores.
- Compartir los resultados del estudio de las siete ciudades y fomentar un intercambio entre las ciudades.
- Definir acciones prioritarias para cada ciudad y sus necesidades de apoyo.
- Proponer las bases para una colaboración entre las ciudades.

El taller contó con la activa participación de cerca de 83 personas provenientes de 12 países y representantes de municipalidades, empresas prestadoras de servicios, organismos reguladores, comunidades organizadas de las ciudades, la academia, la cooperación internacional y expertos en Agua y Saneamiento. Luego de la presentación de los estudios de las siete ciudades y el estudio comparativo realizado por BPD y WSP-LAC, se realizó un ejercicio de intercambio entre los siete grupos de trabajo de las ciudades. También se presentaron algunas experiencias exitosas de otras ciudades del mundo y se propició la

conformación de una Red Latinoamericana de Agua Urbana. Un espacio importante fue dedicado nuevamente al trabajo de grupos por ciudades, que luego presentaron en una plenaria sus prioridades y pasos posteriores al taller.

La principal conclusión de este proceso ha sido identificar los factores que permiten un desarrollo sostenible de los servicios de agua y saneamiento en las poblaciones urbanas marginales, y que son:

- La participación y gestión comunitaria.
- La capacitación y educación sanitaria.
- El uso de tecnología alternativa.
- El financiamiento local, mediante micro créditos.
- La incorporación del componente social en la empresa.

Los estudios de caso de las siete ciudades hacen hincapié en que las mejoras del servicio de agua y saneamiento no son simplemente aumentar el suministro en las zonas pobres, sino que dependen del desarrollo de sistemas integrados responsables y equitativos. Estos cambios dependen de un abanico de factores, entre los que se incluyen la visión y la voluntad política por aprobarlos. Desde un punto de vista más práctico se pueden tomar las siguientes medidas inmediatas:

- Crear y mejorar sistemas de información, que proporcionen cifras y datos actuales y precisos sobre los planes de suministro de servicios en los barrios con bajos ingresos.
- Investigar sistemáticamente las distintas experiencias de la ciudadanía, para obtener así una visión en conjunto más completa sobre sus principales preocupaciones y sus sugerencias de cambio.
- Elaborar un análisis completo de los incentivos y desánimos de cada actor principal en su participación en la mejora del servicio, para detectar sus posibles “bloqueos” y cómo poder superarlos.
- Desarrollar procedimientos y programas de divulgación de la información entre las siete ciudades, de manera que las ideas y los conocimientos adquiridos puedan compartirse, ser revisados y mejorados.
- Los proyectos adoptados para abordar los problemas del suministro de servicios en poblaciones de bajos recursos, responden al contexto de cada ciudad, con sus propios desencadenantes y factores decisivos.

**El desafió es un asunto de todos los actores, y puede ser resuelto dentro de un espacio de concertación y con la participación responsable de cada uno de ellos.**

## 6. REFERENCIAS


- **BID. 2003.** *Pobreza urbana: Declaración de la misión.* Banco Interamericano de Desarrollo. Washington. USA.
- **BM. 2004.** *Entrevistas y especiales "La pobreza no cae en América Latina"*. Banco Mundial. Washington. USA.
- **CEPIS/OPS. 2002.** *Estudios generales del Proyecto Regional Sistemas Integrados de tratamiento y Uso de aguas residuales en América Latina.* Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (CEPIS) de la Organización Panamericana de la Salud (OPS) y Centro Internacional de Investigaciones para el Desarrollo (IDRC) de Canadá. Lima. Perú.
- **CEPAL. 2000.** *Anuario Estadístico 2002.* Comisión Económica para América Latina y el Caribe (CEPAL). Santiago, Chile.
- **IPES. 2007**. *Panorama de experiencias de tratamiento y uso de aguas residuales y de agricultura urbana en la ciudad de Lima, Perú.* Proyecto SWITCH Lima: Tratamiento y Uso de Aguas Residuales para agricultura urbana y áreas verdes en Lima. Promoción para el Desarrollo Sostenible (IPES). Lima. Perú.
- **Moscoso, Julio. 2007.** *Proyecto Forestación de Zonas Áridas usando las aguas residuales domésticas de algunas Ciudades de la Costa Peruana*. Organización para el Desarrollo Sostenible (ODS) y Oficina de Medio Ambiente (OMA) del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. Lima. Perú.
- **Moscoso, Julio; Tomás Alfaro y Henry Juarez. 2007.** *Uso de reservorios para mejorar la calidad sanitaria del agua para el riego agrícola en Lima, Perú.* Programa de Cosecha Urbana del Centro Internacional de la Papa (CIP) y la Comunidad de Madrid (CESAL). Lima, Perú.
- **Moscoso, Julio y Luis Egocheaga. 2002.** *Resumen Ejecutivo del Proyecto Regional Sistemas Integrados de tratamiento y Uso de aguas residuales en América Latina*. Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (CEPIS) de la Organización Panamericana de la Salud (OPS) y Centro Internacional de Investigaciones para el Desarrollo (IDRC) de Canadá. Lima. Perú.
- **Moscoso Julio, Luis Egocheaga y Marco Ramírez. 2005.** *Proyecto Regional "Validación de Lineamientos para formular Políticas sobre Gestión del Agua Residual Doméstica en América Latina*. Organización Panamericana de la Salud y Centro Internacional de Investigaciones para el Desarrollo (IDRC) de Canadá. Lima. Perú.
- **OPS/IDRC. 2002.** *Avances del Inventario Regional de la Situación de las Aguas Residuales Domésticas en América Latina.* Proyecto Regional Sistemas Integrados de tratamiento y Uso de aguas residuales en América Latina. Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (CEPIS) de la Organización Panamericana de la Salud (OPS) y Centro Internacional de Investigaciones para el Desarrollo (IDRC) de Canadá. Lima. Perú.
- **OPS/IDRC. 2006.** *Memoria Analítica del Taller Regional Nuevos Modelos Institucionales para la gestión sustentable del agua en las ciudades de América Latina y el Caribe.* Organización Panamericana de la Salud (OPS) y Centro Internacional de Investigaciones para el Desarrollo (IDRC) de Canadá. Lima. Perú.
- **OMS. 1989.** *Directrices sanitarias sobre el uso de las aguas residuales en agricultura y acuicultura*. Serie de Informes Técnicos 778. Organización Mundial de la Salud. Ginebra.

- **PAS-BM. 2006.** *Memoria Analítica del Taller Internacional "Agua y Saneamiento para las zonas urbanas marginales de América Latina.* Programa de Agua y Saneamiento para América Latina y el Caribe". Programa de Agua y Saneamiento para América Latina. Banco Mundial. Lima. Perú.
- **WHO/UNICEF. 2006.** *Join Monitoring Program - Progress Report 2004 for Water and Sanitation.* World Health Organization and The United Nations Children's Fund. Washington. USA.

## Anexo I: Técnica para la Determinación y Cuantificación de Huevos de Helmintos

## Técnica para la Determinación y Cuantificación de Huevos de Helmintos

### 1. Objetivo

Determinar y cuantificar huevos de helminto en lodos, afluentes y efluentes tratados.

### 2. Campo de aplicación

Es aplicable para la cuantificación de huevos de helminto en lodos, afluentes y efluentes de plantas de tratamiento.

### 3. Definiciones

3.1. Helminto: término designado a un amplio grupo de organismos que incluye a todos los gusanos parásitos (de humanos, animales y vegetales) y de vida libre, con formas y tamaños variados.

3.2. Platihelmintos: gusano dorsoventralmente aplanado, algunos de interés médico son: *taenia solium*, *hymenolepis nana e II. diminuta*, entre otros.

3.3. Nernatelmintos: gusanos de cuerpo alargado y forma cilíndrica. Algunas especies enteroparásitas de humanos y animales son: *Ascaris lumbricoides*, *Toxocara canis*, *Enterobius vermicularis* y *Trichuris trichiura*, entre otros.

3.4. Método difásico: técnica de concentración que utiliza la combinación de dos reactivos no miscibles y donde las partículas (huevos, detritus), se orientan en función de su balance hidrofílico-lipofílico.

3.5. Método de flotación: técnica de concentración donde las partículas de interés permanecen en la superficie de soluciones cuya densidad es mayor. Por ejemplo la densidad de huevos de helminto se encuentra entre 1.05 a 1.18, mientras que los de flotación se sitúan entre 1.1 a 1.4.

### 4. Fundamento

Utiliza la combinación de los principios del método difásica y del método de flotación, obteniendo un rendimiento de un 90%, a partir de muestras artificiales contaminadas con huevos de helminto de áscaris.

### 5. Equipo

- Centrífuga: con intervalos de operación de 1,000 a 2,500 revoluciones por minuto
- Periodos de operación de 1 a 3 minutos
- Temperatura de operación 20 a 28 ° C
- Bomba de vacío: adaptada para control de velocidad de succión 1/3 hp
- Microscopio óptico: con iluminación Köheler
- Aumentos de10 a 100 x; planta móvil; sistema de microfotografía
- Agitador de tubos: automático, adaptable con control de velocidad
- Parrilla eléctrica: con agitación

- Hidrómetro: con intervalo de medición de 1.1 a 1.4 g/cm$^3$
- Temperatura de operación: 0 a 4 °C

## 6. Reactivos

- Sulfato de zinc heptahidratado
- Ácido sulfúrico
- Éter etílico
- Etanol
- Agua destilada
- Formaldehído

6.1. Sulfato de zinc heptahidratado
- fórmula
- sulfato de zinc 800 g
- agua destilada 1,000 ml

**PREPARACION**
Disolver 800 g de sulfato de zinc en 1,000 ml de agua destilada y agitar en la parrilla eléctrica hasta homogeneizar, medir la densidad con hidrómetro. Para lograr la densidad deseada agregar reactivo o agua, según sea el caso.

6.2. Solución alcohol-ácido
- fórmula
- ácido sulfúrico 0.1 N 650 ml
- etanol 350 ml

**PREPARACION**
Homogeneizar 650 ml de ácido sulfúrico al 0.1 N, con 350 ml del etanol para obtener un litro de la solución alcohol-ácida. Almacenarla en recipiente hermético.

## 7. Material

- Garrafones de 8 litros
- Tamiz N° 100 de (160 μ) de poro
- Probetas graduadas (1 litro y 50 ml)
- Gradillas para tubos de centrífuga de 50 ml
- Pipetas de 10 ml de plástico
- Aplicadores de madera
- Beaker de dos litros
- Guantes de plástico
- Beaker de un litro
- Propipetas
- Magneto
- Cámara de conteo Doncaster
- Celda Sedgwich-Rafter

## 8. Condiciones de la Muestra

1. Se transportarán al laboratorio en hieleras con bolsas refrigerantes o bolsas de hielo.
2. Los tiempos de conservación en refrigeración y transporte deben reducirse al mínimo.
3. Si no es posible refrigerar la muestra líquida, debe fijarse con 10 ml de formaldehído al 4% o procesarse dentro de las 48 horas de su toma.
4. Una muestra sólida debe refrigerarse y procesarse en el menor tiempo posible.

## 9. Interferencias

La sobreposición de estructuras y/o del detritus no eliminado en el sedimento, puede dificultar su lectura, en especial cuando se trata de muestras de lodo. En tal caso, es importante dividir el volumen en alícuotas que se consideren adecuadas.

## 10. Precauciones

1. Durante el procesado de la muestra, el analista debe utilizar guantes de plástico para evitar riesgo de infección.
2. Lavar y desinfectar el área de trabajo, así como el material utilizado por el analista.

## 11. Procedimiento

### 1. Muestreo

a. Preparar recipientes de 8 litros, desinfectándolos con cloro, enjuagándolos con agua potable a chorro y con agua destilada.
b. Tomar 5 litros de la muestra (ya sea del afluente o del efluente)
c. En el caso de que la muestra se trate de lodo, preparar en las mismas condiciones recipientes de plástico de 1litro con boca ancha.
d. Tomar X gramos de materia fresca (húmeda) que corresponda a 10 g de materia seca.

### 2. Concentrado y centrifugado de la muestra

a. La muestra se deja sedimentar durante tres horas o toda la noche
b. El sobrenadante se aspira por vacío sin agitar el sedimento.
c. Filtrar el sedimento sobre un tamiz de N° 100 de (160µ), enjuagando también el recipiente donde se encontraba originalmente la muestra y lavar enseguida con 5 litros de agua (potable o destilada).
d. Recibir el filtrado en los mismos recipientes de 8 litros.
e. En caso de tratarse de lodos, la muestra se filtrará y enjuagará en las mismas condiciones iniciando a partir del inciso c.
f. Dejar sedimentar durante tres horas o toda la noche.
g. Aspirar el sobrenadante al máximo y depositar el sedimento en una botella de centrífuga de 250 ml, incluyendo de 2 a 3 enjuagues del recipiente de 8 litros.
h. Centrifugar a 400 g por 3 minutos (1,400 a 2,000 rpm por 3 minutos, según la centrífuga).
i. Decantar el sobrenadante por vacío (asegurarse de que exista la pastilla) y resuspender la pastilla en 150 ml de $ZnSO_4$ con una densidad de 1.3.
j. Homogeneizar la pastilla con el agitador automático, o aplicador de madera.
k. Centrifugar a 400 g por tres minutos (1,400 a 2,000 rpm por 3 minutos)

l. Recuperar el sobrenadante vertiéndolo en un frasco de 2 litros y diluir cuando menos en un litro de agua destilada.
m. Dejar sedimentar por 3 horas o toda la noche.
n. Aspirar al máximo el sobrenadante por vacío y resuspender el sedimento agitado, verter el líquido resultante en 2 tubos de centrífuga de 50 ml y lavar de 2 a 3 veces con agua destilada el recipiente de 2 litros.
o. Centrifugar a 480 g por 3 minutos (2,000 a 2,500 rpm por 3 minutos según la centrífuga)
p. Reagrupar las pastillas en un tubo de 50 ml y centrifugar a 40 g por minutos (2,000 a 2,500 rpm por 3 minutos)
q. Resuspender la pastilla en 15 ml de solución de alcohol-ácido ($H_2SO_4$ 0.1 N) + $C_2H_5OH$ a 33-35% y adicionar 10 ml de éter etílico.
r. Agitar suavemente y abrir de vez en cuando los tubos para dejar escapar el gas (considerar que el eter es sumamente inflamable y tóxico).
s. Centrifugar a 660 g por 3 minutos (2,500 a 3,000 rpm por 3minutos, según la centrífuga)
t. Aspirar al máximo el sobrenadante para dejar 1 ml de líquido, homogeneizar la pastilla y proceder a cuantificar.

**3. Identificación y cuantificación de la muestra**

a. Distribuir todo el sedimento en una celda de Sedgwich-Rafter o bien en una cámara de conteo Doncaster.
b. Realizar un barrido total al microscopio.

## 12. Cálculos

1. Parar determinar las rpm de la centrífuga utilizada, la fórmula es:

G: fuerza relativa de centrifugación
K: constante cuyo valor es 89.456
R: radio de la centrífuga (spindle to the centre of the bracker) en cm

La formula para calcular g es:

2. Para determinar los resultados en número de huevecillos por litro, es importante tomar en cuenta el volumen y tipo de la muestra analizada.

## 13. Formato

No aplica.

## Anexo II: Experiencias en el Retiro de Lodos en las Lagunas en Estelí, Nicaragua

# EXPERIENCIA EN EL RETIRO DE LODOS EN LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN EN ESTELÍ, NICARAGUA

Ingenieros Arturo Coca (Director del Proyecto) e Italo E. Gandini (Experto Europeo)
Proyecto Integrado Estelí – Ocotal, Nicaragua
Programa Regional para la Reconstrucción de América Central (PRRAC)

Editado por Dr. Stewart Oakley

Tegucigalpa

HONDURAS

Enero de 2005

# EXPERIENCIA EN EL RETIRO DE LODOS EN LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN EN ESTELÍ, NICARAGUA

Ingenieros Arturo Coca (Director del Proyecto) e Italo E. Gandini (Experto Europeo)
Proyecto Integrado Estelí – Ocotal, Nicaragua
Programa Regional para la Reconstrucción de América Central (PRRAC)

CONTENIDO

1. Introducción

2. Características de las lagunas de estabilización de Estelí

3. Determinación del volumen de lodos

4. Procedimiento de extracción por vía seca

5. Procedimiento de extracción por vía húmeda

6. Características de los lodos

7. Uso de los lodos

8. Costos

9. Conclusiones

## 1. Introducción

En los sistemas de tratamiento de aguas residuales (STAR) se producen lodos como resultados de la acción metabólica de los diferentes microorganismos que participan en la descomposición de la materia orgánica y de la sedimentación de los sólidos inorgánicos propios del agua residual (AR) cruda y de la mineralización de dicha materia orgánica.

En STAR compactos, tipo lodos activados o reactores anaeróbicos de flujo ascendente (UASB en sus siglas en inglés), el retiro de los lodos o su recirculación, se realiza con una frecuencia corta de horas o días con volúmenes bajos y concentraciones del orden del 2 al 5%.

En STAR donde se utilizan lagunas el retiro de los lodos es menos frecuente y generalmente se realiza en un tiempo no menor a 5 años.

Esto último representa dos elementos a tener en cuenta en el diseño: un volumen para el tratamiento, adicional al requerido y la gestión para su retiro del cuenco de la laguna, unido a su disposición y utilización posterior.

Las ventajas que se obtienen en el manejo de los lodos son el menor volumen (0.4 – 0.6 $m^3$ de lodos mojados / 1000 $m^3$ de AR contra 2.6 – 3.9 $m^3$ de un tratamiento secundario con digestión de lodos) y menor concentración de patógenos dado lo prolongado de su permanencia dentro de la laguna.

En el desarrollo del Proyecto Integrado Estelí – Ocotal que se realiza dentro del marco del Programa Regional para la Reconstrucción de América Central (PRRAC) financiado por la Unión Europea, se lleva adelante el Programa de Rehabilitación, Mejoramiento y Ampliación (RMA) del Sistema de Recolección y Tratamiento de las Aguas Residuales de la Ciudad de Estelí (ver Figura 1), localizada al norte Nicaragua.

Este programa contempla el incremento de la cobertura de la oferta de Saneamiento del radio urbano de la Ciudad de Estelí, entendiendo éste como la recolección y el tratamiento de las aguas servidas, de un 45% a casi un 100% de la población actual. Esto equivale a pasar de una población atendida de 45,000 habitantes a cerca de 100,000 habitantes en la hora actual, con proyecciones de atender en lo que a tratamiento se refiere, hasta 170,000 habitantes en el año 2020.

El tratamiento de las aguas residuales de la ciudad de Estelí que operaba al inicio del proyecto era el de lagunas de estabilización conformado por tres unidades en paralelo (ver Figura 2) cada una con una laguna primaria (facultativa) seguida de una laguna secundaria (aerobia).

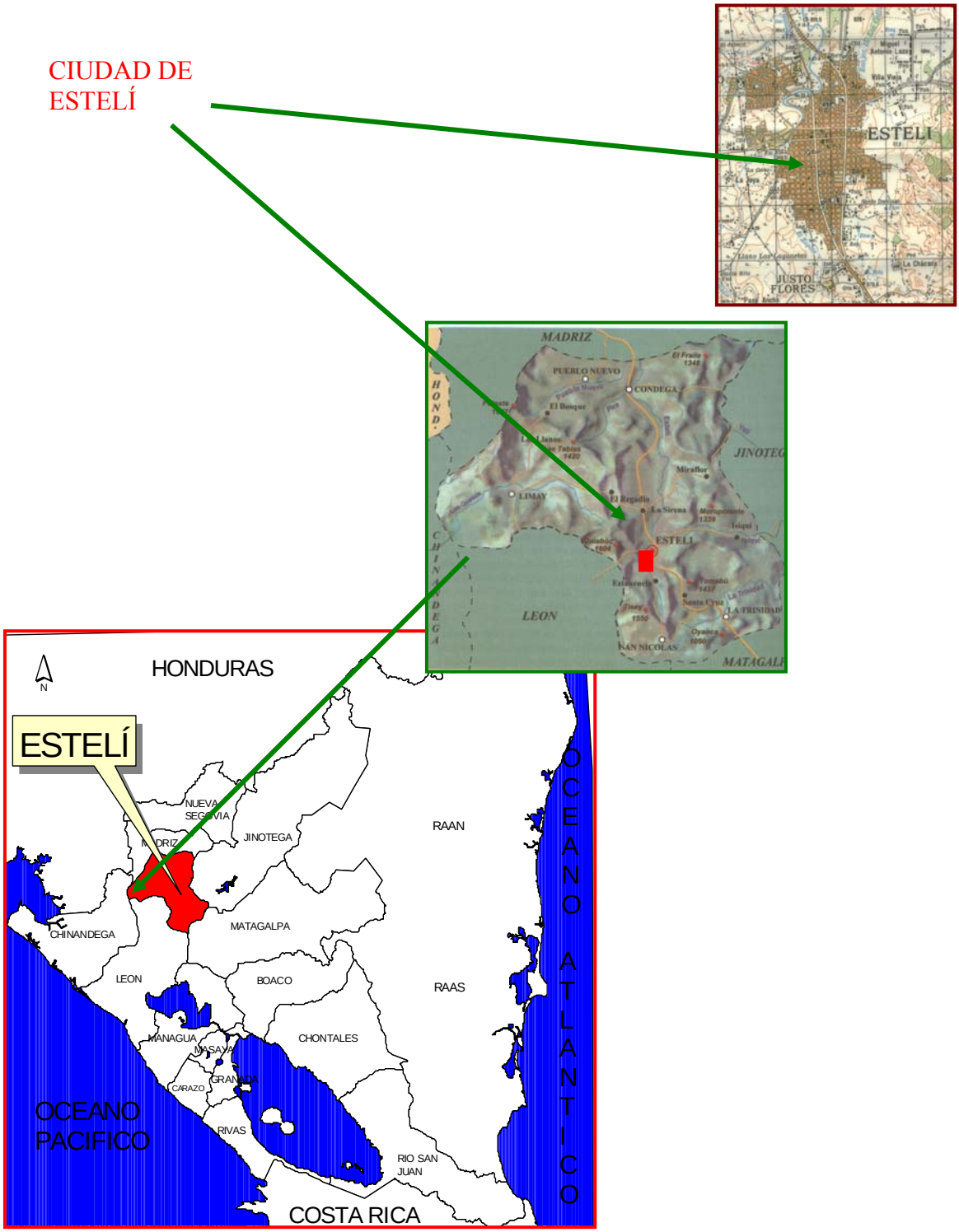



**Figura 1—Ubicación de la ciudad de Estelí en Nicaragua**

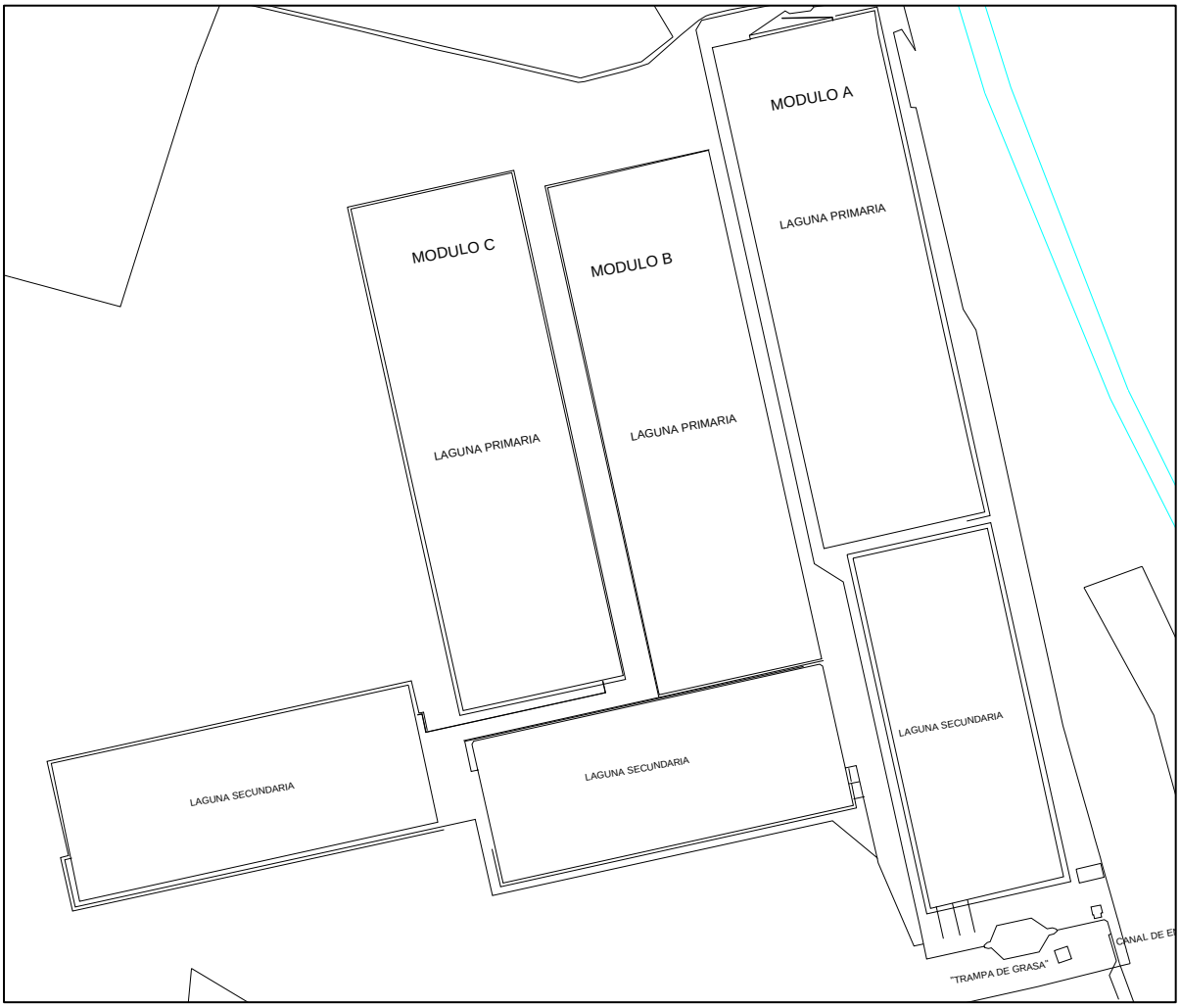



**Figura 2—Sistema de tratamiento de aguas residuales de la ciudad de Estelí (antes de la RMA)**

Para llevar a cabo los trabajos de RMA del STAR fue necesario determinar la cantidad de lodos depositados en cada una de las seis lagunas, definir la forma como debían ser retirados y su disposición final.

Los trabajos de RMA del STAR consistieron básicamente en cambios en las estructuras de entrada y salida de todas las unidades, construcción de desagüe de las unidades del módulo A, impermeabilización de las lagunas del módulo A y construcción de Reactores Anaeróbicos Abiertos (RAA).

## 2. Características de las lagunas de estabilización de Estelí

Las características geométricas de las lagunas se muestran en el Cuadro Nº 1.

**CUADRO N° 1**
**DIMENSIONES DE LAS LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN DE ESTELÍ**

| Unidad de tratamiento | Laguna primaria A | Laguna primaria B | Laguna primaria C | Laguna secundaria A | Laguna secundaria B | Laguna secundaria C |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Largo (m) | 187.00 | 177.50 | 183.50 | 135.00 | 130.50 | 132.00 |
| Ancho (m) | 61.75 | 53.00 | 57.00 | 52.75 | 48.00 | 51.30 |
| Relación l/a | 3.03 | 3.35 | 3.22 | 2.56 | 2.72 | 2.57 |
| Largo (m) a la mitad | 181.00 | 171.50 | 177.50 | 130.80 | 126.30 | 127.80 |
| Ancho (m) a la mitad | 55.75 | 47.00 | 51.00 | 48.55 | 43.80 | 47.10 |
| Largo (m) en el fondo | 175.00 | 165.50 | 171.50 | 126.60 | 122.10 | 123.60 |
| Ancho (m) en el fondo | 49.75 | 41.00 | 45.00 | 44.35 | 39.60 | 42.90 |
| Profundidad (m) | 2.00 | 2.00 | 2.00 | 1.40 | 1.40 | 1.40 |
| Área ($m^2$) | 11,547 | 9,408 | 10,460 | 7,121 | 6,264 | 6,772 |
| Área media ($m^2$) | 10,091 | 8,061 | 9,053 | 6,350 | 5,532 | 6,019 |
| Área fondo ($m^2$) | 8,706 | 6,786 | 7,718 | 5,615 | 4,835 | 5,302 |
| Volumen ($m^3$) | 20,206 | 16,145 | 18,129 | 8,899 | 7,753 | 8,435 |

## 3. Determinación del volumen de lodos

La determinación del volumen de lodos que se había depositado en cada una de las lagunas se realizó mediante batimetría del fondo de las lagunas, es decir la medición de la altura de los lodos acumulados utilizando para ello una barca que se desplazaba sobre una cuadrícula definida previamente y una regla graduada.

El estudio de batimetría se realizó durante una semana, se definieron superficies o cuadrículas de 10 metros (10 m por 10 m) en cada una de las lagunas. Se midió la altura de lodos en los puntos de intercepción o ejes de las cuadrículas, las que definían o marcaban utilizando sogas que cruzaban de extremo a extremo y se movían de acuerdo a la dirección de la medición (ver Figura 3). Seguidamente se trazo el perfil del manto de lodos con las alturas medidas y se cálculo el volumen de lodos, en la cuadro 2 se detalla los resultados de la batimetría.

| CUADRO N° 2 |
|---|
| RESULTADOS DE MEDICIONES DE LODOS (BATIMETRÍA) |

| Módulo | Lagunas primarias | | | Lagunas secundarias | | | Total | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Volumen de la laguna ($m^3$) | Volumen medido de lodo ($m^3$) | Porcentaje de volumen ocupado por los lodos (%) | Volumen de la laguna ($m^3$) | Volumen medido de lodo ($m^3$) | Porcentaje de volumen ocupado por los lodos (%) | Volumen medido de lodo ($m^3$) | Porcentaje de volumen ocupado por los lodos (%) |
| **A** | 20.206 | 5.163,40 | 25,6 | 8.899 | 2.133,44 | 24 | 7.296,84 | 25 |
| **B** | 16.145 | 3.572,03 | 22,1 | 7.753 | 1.086,05 | 14 | 4.658,08 | 19,5 |
| **C** | 18.129 | 2.205,85 | 12.2 | 8.435 | 714,86 | 8.5 | 2.920,71 | 11 |
| **Total** | 54.480 | 10.941,28 | 20.1 | 25.087 | 3.934,35 | 15.7 | 14.875,63 | 18,7 |

**Figura 3 – Operadores movilizándose en una laguna para medir la altura de lodos**

## 4. Procedimiento de extracción por vía seca

Los trabajos de RMA se iniciaron con el módulo A comenzando por la extracción y disposición de los lodos de la laguna primaria y de la laguna secundaria.

- ✓ Utilizando maquinaria pesada
- ✓ De forma manual, con palas y caretillas

Las etapas cumplidas para el retiro de los lodos fueron:

a. Interrupción de la unidad y sobrecarga de las otras dos unidades
b. Reducción del volumen de agua mediante evaporación
c. Reducción del volumen de agua mediante sifonamiento y bombeo (ver Figura 4)
d. Secado de los lodos a la intemperie (ver Figuras 5)
e. Retiro con maquinaria (ver Figuras 6 y 7)
f. Retiro utilizando mano de obra (ver Figuras 8 y 9)

Las condiciones climatológicas durante el periodo fueron favorables en el sentido de no haberse presentado lluvias y tener una buena exposición solar.

**Figura 4 – Extracción de agua por bombeo de laguna secundaria "A"**

**Figuras 5 – Lodos secándose a la intemperie en la laguna secundaria "A"**

El tiempo que tomó cada actividad se presenta a continuación:

| **Año** | **2002** | **2003** | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **Mes** | **Dic** | **Ene** | **Feb** | **Mar** | **Abr** | **May** |
| a. Interrupción de la unidad y sobrecarga de las otras dos unidades | | | | | | |
| b. Reducción del volumen de agua mediante evaporación | | | | | | |
| c. Reducción del volumen de agua mediante sifonamiento y bombeo | | | | | | |
| d. Secado de los lodos a la intemperie | | | | | | |
| e. Retiro con maquinaria | | | | | | |
| f. Retiro a mano | | | | | | |

Es importante recordar las dimensiones de las dos lagunas del módulo A en el cual se llevó a cabo este primer retiro de lodos:

| **Unidad de tratamiento** | **Laguna primaria A** | **Laguna secundaria A** |
|---|---|---|
| Largo (m) | 187.00 | 135.00 |
| Ancho (m) | 61.75 | 52.75 |
| Relación l/a | 3.03 | 2.56 |
| Largo (m) a la mitad | 181.00 | 130.80 |
| Ancho (m) a la mitad | 55.75 | 48.55 |
| Largo (m) en el fondo | 175.00 | 126.60 |
| Ancho (m) en el fondo | 49.75 | 44.35 |
| Profundidad (m) | 2.00 | 1.40 |
| Área ($m^2$) | 11,547 | 7,121 |
| Área media ($m^2$) | 10,091 | 6,350 |
| Área fondo ($m^2$) | 8,706 | 5,615 |
| Volumen ($m^3$) | 20,206 | 8,899 |

### *4.1 Retiro de lodos con maquinaria*

Se utilizó maquinaria pesada en el primer tercio de la laguna primaria, donde se encontraba construidos unos desarenadores, o sea que la profundidad del lodo es mayor, lo que implicó una capa muy "gruesa" (más de 1 metro) haciendo el lodo muy difícil de secar.

No fue necesario dejar deshidratar totalmente los lodos, sólo hasta que los equipos puedan entrar en la laguna y que puedan maniobrar las palas mecánicas y tractores. El rendimiento por día es muy bueno (aproximadamente 170 $m^3$/d). El costo por metro cúbico fue de 1,89 €. El inconveniente de éste método es que daña la capa impermeable de las lagunas, lo que implica un costo adicional para restablecer la capa, lo que comúnmente se hace con arcilla.

**Figura 6 – Recogiendo lodos con maquinaria en la laguna primaria "A"**

**Figura 7 – Retirando lodos de la laguna primaria "A"**

### *4.2 Retiro de los lodos manual*

El lodo tiene que tener una consistencia de terrones para que pueda sacarse fácilmente, esto sólo se logró en las zonas donde la capa de lodos es delgada, hasta aproximadamente unos 40 cm. Una gran ventaja de éste método es que no se daña la capa impermeable del fondo de las lagunas. El rendimiento por día es regular (aproximadamente 68 $m^3$/d). El costo por metro cúbico fue de 2,4 €.

**Figuras 8 – Cargando lodos con carretilla y pala en laguna secundaria "A"**

**Figura 9 – Retirando lodos con carretilla de la laguna secundaria "A"**

## 5. Procedimiento de extracción por vía húmeda

Continuando con el programa de RMA de los tres módulos del STAR era necesario buscar otra forma de retiro de los lodos de los dos faltantes (módulos B y C), que permitiera no depender de las condiciones meteorológicas para su extracción, ya que en el caso del módulo "A" los lodos no se habían secado lo suficiente cuando se aproximaba la época de lluvias (mayo – octubre), lo que resultaba ser un factor determinante para la ejecución de las obras que se debían acometer.

Se optó por hacer el retiro por vía húmeda para lo cual se previeron en los pliegos de la licitación correspondiente a los trabajos de RMA de los módulos "B" y "C", la construcción de un estanque para el recibo y secado de lodos, la utilización de una balsa con equipo de bombeo para la extracción y tubería de impulsión desde ésta hasta el estanque.

Las características de este sistema eran:

- Estanque (ver Figuras 10)
    - Volumen = 10.692.6 $m^3$
    - Largo del fondo = 118,4 m
    - Largo de la superficie = 138,8 m
    - Ancho del fondo = 58,8 m
    - Ancho de la superficie = 78,3 m
    - Profundidad = 1,2 m
    - Relación de taludes = 1:1 (45º)

- Balsa (ver Figuras 11)
    - Largo = 8 m
    - Ancho = 6 m
    - Material = metálico

- Bomba (ver Figuras 11)
    - Tipo = centrífuga
    - Caudal = 400 gpm
    - Cabeza = 30 m

- Cabezal de succión (ver Figura 12)
    - Diámetro = 8 pulgadas
    - Largo = 4 m
    - Abertura = 1 pulgada

- Manguera de impulsión sobre el agua (ver Figura 13)
    - Material = Plástico flexible
    - Diámetro = 4 pulgadas
    - Flotadores = Barriles metálicos

- Tubería de impulsión (ver Figura 14)
    - Tipo = riego desarmable
    - Material = aluminio
    - Diámetro = 5 pulgadas
    - Longitud = variable (máximo = 350 m )

**Figuras 10 – Construcción de estanque o lagunas para lodos**

**Figuras 11 – Balsa con bomba centrífuga para la extracción de lodos "vía húmeda"**

**Figura 12 – Cabezal de succión para bombeo de lodos acuosos**

**Figuras 13 –Manguera de impulsión sobre el agua**

**Figura 14 – Tubería de impulsión**

El procedimiento establecido originalmente era el siguiente:

- Extraer los lodos de las cuatro lagunas (dos módulos cada una con una laguna primaria y una secundaria) en un tiempo no mayor a 1.5 meses.
- Iniciar con uno de los módulos sacándolo de servicio (se inició con la laguna primaria del módulo "B")
- Bombear los lodos del fondo sin abatir previamente el nivel de agua.
- Recibir el agua lodo en el estanque (ver Figuras 15).
- Dejar sedimentar los lodos en el estanque durante un periodo no inferior a dos semanas.
- Retirar el agua del estanque hacia la salida del sistema.
- Dejar secar los lodos a la intemperie (ver Figura 16)
- Retirar.

El procedimiento de bombeo se inició previo los ajustes de varios elementos tales como el cabezal de succión y la manguera de impulsión colocadas sobre el agua.

Para comprobar que la balsa estaba "barriendo" toda la superficie del fondo se tendieron cables de acero (de 3/16 pulgadas) empotrados en los costados de la laguna cada 4 metros. Se abría un orificio ubicado en la descarga de la bomba para verificar que se estaba sacando lodo y no sólo agua.

**Figuras 15 – Lodos acuosos depositándose en la laguna de secado**

**Figura 17– Lodos secándose en la laguna**

El procedimiento funcionó y se pudo extraer lodo e impulsarlo hasta el estanque de lodos, sin embargo, el rendimiento era muy bajo (102 $m^3$/día) pues se extraía mucha agua, motivo por el cual se optó por reducir el tirante de agua (ver Figura 18) de la laguna.

**Figura 18– Reducción de nivel de agua en la laguna primaria "A"**

Esta reducción mejoró la eficiencia de extracción, pero no lo suficiente para permitir continuar con este procedimiento ya que llevaría mucho tiempo y retrasaría la continuidad de los trabajos, por tal motivo se optó por volver al método utilizado en el módulo A, es decir, sacar el agua y dejar secar a la intemperie los lodos (ver Figura 19), para su posterior retiro.

**Figura 19 – Midiendo el volumen de lodos para sacarlos con maquinaria**

## 6. Características de los lodos

Con el propósito de conocer las características de los lodos se realizaron ensayos de laboratorio para determinar tanto su composición química como biológica.

Los análisis que se realizaron son:

- ✓ Determinación de huevos de helmintos (muestra tomada el 05/03/2003 y análisis realizado en el laboratorio del CIRA – UNAN). *Módulo "A"*.
- ✓ Determinación de contenido de humedad (muestra tomada el 05/03/2003 y análisis realizado en el CIRA – UNAN). *Módulo "A"*.
- ✓ Determinación de las características físico químicas de los lodos (macronutrientes, micronutrientes, capacidad de intercambio catiónico, etc). Estas muestras se captaron cuando se estaban secando los lodos en las lagunas del módulo "A" el 05/03/2003 y las muestras se analizaron en el laboratorio de la Universidad Nacional Agraria (UNA) en el laboratorio de suelos y aguas. *Módulo "A"*.
- ✓ Determinación de cromo total: Las muestra se captaron de los depósitos de lodos que se extrajeron del módulo "A" en el 2003, la muestra fue captada el 30/06/2004 y el análisis realizado en los laboratorios del CIRA – UNAN. Se tomaron estas muestras para no tener sospechas que los lodos pudiesen contener cromo por alguna descarga de alguna tenería artesanal.

El muestreo para los lodos del módulo "A", se realizó a la entrada y salida de la laguna primaria y secundaria. La muestra se tomó considerando una "columna de lodo", para que la muestra fuese representativa (ver Figura 20).

**Figura 20– Toma de muestra de los lodos de la laguna primaria "A" (entrada)**

Es importante mencionar que de acuerdo los resultados de la UNA, con respecto a los macro y micronutrientes, los lodos extraídos de las lagunas del módulo "A" tienen muy buenas características para ser aprovechados como acondicionador de suelos (ver Cuadro 3).

De acuerdo a los resultados del cuadro 3, los macro y micro elementos en su mayoría se clasifican en el rango "alto" requeridos para suelos.

Con respecto a los análisis de huevos de helmintos (ver Cuadro 4), en la laguna primaria se hallaron huevos de éstos parásitos. Es importante mencionar que estos lodos tenían aproximadamente 60 días de secado al tomar la muestra, pero cuando éstos se comenzaron a retirar fue un mes más tarde y como medida preventiva no se utilizaron para cultivos de hortalizas.

## CUADRO 3 –
## RESULTADOS DE ANÁLISIS DE LOS LODOS DEL MÓDULO DE LAGUNA "A"

| Parámetro determinado | | Lugar de toma de muestras | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | **Entrada laguna primaria** | **Salida laguna primaria** | **Entrada laguna secundaria** | **Salida laguna secundaria** |
| pH | | 6,8 | 7,1 | 6,8 | 7,3 |
| Materia orgánica (%) | | 12,7 | 12,4 | 12,5 | 8.09 |
| Nitrógeno (%) | | 0,63 | 0,62 | 0,62 | 0,4. |
| Potasio | (meq/100 g de suelo) | 0,2 | 0,21 | 0,21 | 0,38 |
| Calcio | | 2,67 | 2,88 | 2,8 | 3,06 |
| Magnesio | | 1,64 | 1,5 | 1,53 | 1,87 |
| Sodio | | No detectado | No detectado | No detectado | No detectado |
| Capacidad de intercambio catiónico | | 46,79 | 44,84 | 47,44 | 41,36 |
| Hierro | (mg/l) | 17 | 31 | 14 | 63 |
| Cobre | | 8 | 9 | 11 | 28 |
| Zinc | | 4 | 7 | 8 | 10 |
| Manganeso | | 16 | 30 | 11 | 50 |
| Plomo | | 7,9 | 33,59 | 50,24 | 64,51 |
| Fósforo | | 43,37 | 35,88 | 62,32 | 52,33 |
| Azufre | | 193 | 217 | 223 | 231 |
| Retención de humedad | CC | 77 | 65 | 70 | 50 |
| | IP | 33 | 58 | 36 | 39 |
| Plasticidad | LIP | 88 | 66 | 75 | 49 |
| | LSP | 121 | 124 | 111 | 88 |
| Partículas (%) | Arcilla | 69,09 | 45,32 | 33,33 | 34,31 |
| | Limo | 13,76 | 46,43 | 61,45 | 30,87 |
| | Arena | 17,13 | 8,24 | 5,21 | 34,81 |
| Clase textual | | Arcilloso | Arcilla limosa | Franco arcillo limoso | Franco arcillo |

## CUADRO 4 – RESUMEN DE RESULTADOS DE ANÁLISIS DE LODOS

| Lugar de la toma de muestra | Huevos de helmintos (H/g)* | | Cromo total (µg/g)** |
|---|---|---|---|
| | Entrada | Salida | |
| **Laguna primaria "A"** | 44 | 5 | 15,309 |
| **Laguna secundaria "A"** | 0 | 0 | No se determinó |
| **Laguna primaria "B"** | No se determinó porque el CIRA actualmente ya no esta realizando éste análisis (en lodos ni aguas) y no se conoce otro laboratorio confiable que realice esta determinación en Nicaragua. | | 18,431 |
| **Laguna primaria "C"** | | | 12,684 |
| **Laguna de secado de lodos** | | | 15,844 |

* H/g = huevos de parásitos de helmintos por gramo de muestra
** µg/g = Micro gramo de cromo por gramo de muestra

Del Cuadro 4, se observa que las concentraciones de cromo total son muy bajas, en comparación con los valores límites fijados por el Ministerio de Agricultura y Alimentación de España[1], que es de 1.000 a 1.200 (µg/g) para lodos destinados a utilizarse en actividades agrarias.

En el Cuadro 5 se presentan los resultados de los porcentajes de humedad determinados a las diferentes muestras de lodos.

## CUADRO 5 – PORCENTAJE DE HUMEDAD DE LOS LODOS

| Porcentaje de humedad | Lugar de muestreo | | | |
|---|---|---|---|---|
| | Entrada laguna primaria | Salida laguna primaria | Entrada laguna secundaria | Salida laguna secundaria |
| Lodo superficial | 78,24 | 66,01 | 72,55 | 42,89 |
| Lodo en la parte inferior de la columna | 75,47 | 63,1 | 65,71 | 79,03 |
| **Promedio** | **78,9** | **64,6** | **69,1** | **61** |

[1] http://www.fertiberia.com/información_fertilización/legislación/lodos/Real_Decreto.html

## 7. Uso de los lodos

Los lodos provenientes del módulo "A" fueron utilizados como acondicionar de suelo para cultivo de arboles frutales, jardines y café. Otra parte de lodos se utilizó en un vivero donde se cultivan plantas medicinales y se tiene información de los rendimientos de las plantas mejoraron muy notoriamente.

Los provenientes de los módulo "B" y "C" permanecen una parte en el estanque y otra en los terrenos del STAR y serán utilizados en la fertilización de los árboles y jardines que ahí se construirán.

## 8. Costos

| | A | | B | | C | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Primaria | Secundaria | Primaria | Secundaria | Primaria | Secundaria |
| Tiempo desde la último retiro de lodos (años) | 9 | 9 | 5 | 5 | 4 | 4 |
| Volumen según batimetría ($m^3$) ($V_b$) | 5.163 | 2.133 | 3.572 | 1.086 | 2.206 | 715 |
| Volumen retirado a mano ($m^3$) | 453 | 1.073 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Volumen retirado con máquina ($m^3$) | 2.460 | 0 | 2.357 | 1.054 | 1.154 | 0 |
| Volumen retirado con bombeo ($m^3$) | 20 | 0 | 2.043 | 0 | 0 | 0 |
| Volumen total retirado ($V_r$) | 2.933 | 1.073 | 4.400 | | | |
| Diferencia entre $V_b$ y $V_r$ | 2.230 | 1.060 | -828 | 32 | 1.152 | 715 |
| Relación entre retirado y batimetría (%) | 43% | 50% | 123% | 97% | 52% | 0% |
| Costo del retiro a mano (€) | 1.087,2 | 2.575,2 | - | - | - | - |
| Costo del retiro con máquina (€) | 4.723,2 | - | 4.784,71 | 2.139,6 | 2.342,6 | 0 |
| Costo del retiro con bombeo (€) | - | - | 2.962,4 | - | - | - |
| Costo unitario del retiro a mano (€/$m^3$) | 2,4 | 2,4 | - | - | - | - |
| Costo unitario del retiro con maquina (€/$m^3$) | 1,92 | - | 2,03 | 2,03 | 2,03 | - |
| Costo unitario del retiro con bombeo (€/$m^3$) | - | - | 1,45 (2,9)[1] | - | - | - |

*(1) Suponiendo un 50% del lodo medido en la batimetría*

## 9. Conclusiones

- ◊ La forma de retiro de los lodos y las consecuencias que esto conlleva es una labor que se debe tener muy presente en el momento de elaborar el diseño del STAR.

- ◊ Las condiciones climáticas deben analizarse con detenimiento para estimar el tiempo requerido para el secado de los lodos.

- ◊ El retiro con maquinaria de los lodos ya desecados puede traer como resultados el deterioro de la impermeabilización del fondo.

- ◊ Previo al retiro a mano de los lodos se debe realizar ensayos de huevos de helmintos.

- ◊ Para el retiro a mano de los lodos desecados se deben tomar medidas para proteger al personal.

- ◊ El retiro a mano evita el posible deterioro de la impermeabilización.

- ◊ El retiro de lodos por vía húmeda es aconsejable pues se evita la sacada de servicio de la unidad.

- ◊ Para el retiro por vía húmeda es necesario contar con el equipo de bombeo apropiado.

- ◊ El retiro por vía húmeda debe ser contemplado cuando el equipo (balsa y bomba), se puedan utilizar para el retiro de lodos en varias lagunas.

## Anexo III: Dotación de Personal de las Plantas de Aguas Residuales

**Dotación de Personal en las Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales**

Bruce Henry

## Antecedentes

Todos los sistemas de tratamiento de aguas residuales necesitan de cierto nivel de dotación de personal para poder operar y mantener el sistema de aguas residuales de manera segura, tanto en lo que concierne a tratamiento como a recolección. Se trata de un trabajo muy costoso. Durante la vida útil de una planta en los EE.UU. el costo de la operación y mantenimiento (O & M) superará el costo de capital de la planta.

Las recomendaciones que se detallan a continuación sobre el personal para el tratamiento y sistemas de acarreo o transporte, se derivan de un informe emitido por la USEPA en 1981 titulado O*peración y Mantenimiento de las Instalaciones de Aguas Residuales Municipales*. Aunque el costo fue el tema principal de este informe, las recomendaciones para la cantidad de personal y las horas laborales también fueron derivadas del informe.

**Laguna de Aguas Residuales en Nacaome, Honduras.**

Los datos de costos están obsoletos y por lo tanto son difíciles de aplicar a las condiciones actuales. Sin embargo, las recomendaciones sobre la dotación de personal todavía tienen mérito hoy en día, entendiéndose que sólo son recomendaciones. Se abordan los costos de los rubros, pero sólo de manera muy general. El informe resume los datos de más de 900 plantas de tratamiento y 500 sistemas de transporte en todos los EE.UU. La información básica se obtuvo de las visitas a los sitios seleccionados y estudios anteriores. Esta información se combinó en una sola base de datos y se cruzó en busca de correlaciones

## Clasificación de las Plantas de de Tratamiento de Aguas Residuales

El sistema de clasificación de la Asociación de Juntas de Certificación de Personal Operativo de los Servicios Públicos de Agua y Aguas Residuales (ABC) es un método para determinar la relativa complejidad de las instalaciones de tratamiento. El sistema asigna puntos a las plantas de tratamiento basándose en muchos factores como población servida, la sensitividad del cuerpo receptor, la variación en la carga, los procesos de tratamiento en uso y los métodos de las pruebas de laboratorio utilizados. Estos puntos se resumen a continuación para indicar el nivel de complejidad de la operación relativa a otras instalaciones

La Tabla 1 es una hoja de calificación derivada del sistema de clasificación ABC. Se ha modificado para incluir procesos no considerados originalmente utilizando la lógica contenida en el documento original para asignar puntos a estos procesos. Para utilizar este sistema, se deben asignar puntos donde sea pertinente, como se muestra en la Tabla 1. en donde los rubros exhiban puntajes variables, se utiliza la Tabla 2 para llegar a un puntaje apropiado para esos rubros. Después de sumar los puntos, se puede utilizar la Figura 1 para llegar a las horas de trabajo del personal de la instalación bajo consideración.

**Sistemas de Recolección**

Los sistemas de recolección se definen como el total de alcantarillas colectoras por gravedad, interceptores, estaciones de bombeo, red eléctrica y todo medio de fuerza asociado y necesario para recolectar y transportar aguas residuales municipales e industriales hacia una planta de tratamiento. Se han excluido los sistemas de recolección de agua pluvial.

Las Figuras 2 y 3 muestran las horas laborales del personal en función de la población servida para sistemas recolectores sin y con estaciones elevadoras. La comparación de estas figuras muestra poca diferencia entre los sistemas más pequeños con una población servida menor a 2000. Estos sistemas son tan pequeños que sólo poseen un número mínimo de estaciones de bombeo, por lo que causan poco impacto.

Sin embargo, a medida que aumenta la población servida, los sistemas con estaciones elevadoras resultan cada vez más costosos de operar y mantener, debido al incremento de estas estaciones elevadoras. El mantenimiento de las estaciones elevadoras requiere de individuos más calificados que los requeridos para otras tareas en el sistema de recolección.

**Número de Personal**

El número de personal representa el equivalente de personal a tiempo completo utilizado para la operación y el mantenimiento de las instalaciones de tratamiento o sistema de alcantarillado. El personal equivalente a tiempo completo se basa en una semana de 40 horas de trabajo. Este análisis no considera las calificaciones del personal. Entre más complejo sea el sistema de tratamiento, más calificado debe ser el personal.

**Costos Administrativos**

Los costos administrativos incluyen los costos de las actividades administrativas y de apoyo relacionados con la operación diaria y de mantenimiento del sistema de aguas residuales. Estos costos están relacionados con actividades tales como la supervisión de una oficina central, compras, facturación, otras actividades financieras y asistencia jurídica.

Los costos administrativos pueden representar una suma considerable de dinero. En los datos utilizados para este análisis original de la EPA, los costos administrativos fueron del orden del 6 al 10% del total de costos de O & M. Sistemas más grandes tienden a exhibir un porcentaje inferior.

**Otros Costos**

***Mano de Obra.*** La mano de obra representa el mayor costo de un sistema de aguas residuales. A medida que crece el sistema y se vuelve más complejo, otros costos se vuelven cada vez más importantes y ocupan un porcentaje mayor del presupuesto total.

***Servicios Públicos.*** En esta categoría se incluyen los gastos de energía eléctrica, gas natural, teléfono, combustible, y agua.

**Zanja de Oxidación abandonada, El Salvador.**

***Químicos.*** Este componente incluye los costos de todos los químicos utilizados en los procesos, incluyendo los desinfectantes, coagulantes y acondicionadores de lodo.

***Equipo y Materiales.*** En esta categoría se incluyen los gastos en maquinaria menor, la sustitución rutinaria de repuestos, equipo y suministros de laboratorio, herramientas y suministros habitualmente consumibles. Los suministros que se incluyen son los requeridos para los procesos, la construcción, terrenos y mantenimiento de vehículos, trabajos de laboratorio y la administración de la oficina

***Servicios Contractuales y Otros.*** Esto incluye toda función y costo contractual que no se contabilizan en otros componentes. Ejemplo de servicios frecuentemente contratados son los servicios de laboratorio, de mantenimiento y la consulta de ingeniería. Algunos rubros de la categoría "otros" son viajes, transporte, capacitación, equipamiento de vehículos y seguros.

**Humedales construidos, El Salvador.**

***Costos de Sustitución.*** Estos son los costos para la sustitución o reparación de artículos de equipo pesado o para la renovación, reconstrucción, ampliación, modernización o mejora de toda la instalación. Representan la depreciación del valor de los activos de operación por el uso diario en la prestación de servicios.

Se proporcionarán dos ejemplos en los que se estimará el personal para dos sistemas de aguas residuales diferentes.

**Ejemplo 1:**

Una ciudad está en el proceso de planificación de un sistema de tratamiento de aguas residuales, y los funcionarios locales están interesados en el número del personal necesario para operar y mantener el sistema. El sistema de tratamiento previsto es una laguna facultativa con pretratamiento con rejillas y un desarenador. Dado que el efluente se utiliza sin restricciones para el riego agrícola, se incluirá una laguna de maduración en el diseño para la eliminación de patógenos. El sistema de alcantarillado será un sistema por gravedad sin estaciones de bombeo. La población servida será de 50.000 con un caudal previsto de 10.000 $m^3$/día. Todo el trabajo de laboratorio será contratado a terceros.

Para el sistema de tratamiento de las Tablas 1 y 2:

| **RUBRO** | **Puntos** |
|---|---|
| P.E. servida | 5 |
| Caudal de diseño | 5 |
| Efluente utilizado en reciclado directo | |
| Sistema de re-uso (Tabla 2) | 6 |
| Rejilla | 3 |
| Eliminación de arenilla | 3 |
| Estanques de estabilización sin aireación | 5 |
| Estanque de maduración | 2 |
| **Puntaje Total** | **29** |

Si se ingresa el gráfico de la Figura 1 en el punto 29 sobre el abscisa, el número de horas semanales sería de alrededor de 35 horas o un poco menos de 1 empleado para administrar el sistema de tratamiento.

Para encontrar el número de horas para un sistema de alcantarillado, ingrese la gráfica de la Figura 2, sistemas de alcantarillado con estaciones elevadoras, a una población servida de 50.000 en el abscisa. Cerca de 130 horas por semana serán necesarias para el sistema de alcantarillado.

**Obras de toma, Suchitoto, El Salvador.**

El número total de horas estimadas para operar y mantener el sistema de alcantarillado es de aproximadamente 165 horas por semana. En una semana de 40 horas de trabajo, esto es equivalente a 4 empleados.

**Ejemplo 2:**

Una ciudad de 100.000 habitantes tiene un sistema de tratamiento con zanja de oxidación y un sistema de alcantarillado con estaciones de elevación. La ciudad quiere saber si están adecuadamente dotados de personal para la operación. Otra información disponible es que el sistema de tratamiento posee desarenadores y rejillas y descargan a un arroyo. El lodo es aeróbicamente digerido, y descargado a los lechos de secado de lodos. Se requiere que la planta nitrifique a un nivel bajo, a fin de satisfacer dudas sobre la calidad del agua. El caudal de diseño es de 20.000 m3/día. Algunos trabajos de laboratorio de bajo nivel se llevarán a cabo por el personal de la planta, pero todos los otros trabajos de laboratorio se contratan afuera.

Para el sistema de tratamiento de los cuadros 1 y 2:

| **RUBRO** | **Puntos** |
|---|---|
| P.E. servida | 10 |
| Caudal de diseño | 10 |
| Se requiere tratamiento avanzado | 2 |
| Rejillas | 3 |
| Eliminación de arenilla | 3 |
| Lodos activados | 15 |
| Digestión Aeróbica | 6 |
| Lechos de secado de lodos | 2 |
| Laboratorio | 3 |
| **Puntaje Total** | **54** |

Si ingresa el gráfico de la Figura 1 en el punto 54 sobre el abscisa, el número de horas semanales sería de alrededor de 185 horas ó cerca de 4 ½ empleados para administrar el sistema de tratamiento.

Para encontrar el número de horas para un sistema de alcantarillado, ingrese la gráfica de la Figura 3, sistemas de alcantarillado con estaciones elevadoras, a una población servida de 100,000 en la abscisa. Cerca de 430 horas por semana serán necesarias para el sistema de alcantarillado.

El número total de horas estimadas para operar y mantener el sistema de alcantarillado es de aproximadamente 615 horas por semana. En una semana de 40 horas de trabajo, esto es equivalente a 15 empleados.

**Filtro percolador, El Salvador.**

## Posteriormente

El análisis anterior permitirá calcular la dotación de personal con base en la complejidad del tratamiento y del sistema de alcantarillado. Esta es sólo una estimación, por lo tanto las condiciones locales, tales como la capacidad para contratar y retener personal calificado, las condiciones climáticas extremas, etc., podrían determinar que se necesita más o menos horas que las obtenidos a través de este ejercicio.

Una vez determinado el costo de mano de obra, se puede estimar los otros costos, como se describe arriba. La mano de obra es aproximadamente el 60% del costo total de operar y mantener un sistema, pero este porcentaje hasta un 20%, depende de las condiciones económicas locales y la complejidad del sistema. A medida que un sistema se vuelve más complejo, con el consiguiente aumento de equipos mecánicos y eléctricos, la mano de obra representará un porcentaje menor del costo total, en comparación con un sistema simple.

## Referencias

1. EPA (1981). *Operation and Maintenance Costs for Municipal Wastewater Facilities*, 430/9-81-004, U.S. Environmental Protection Agency, Washington, D.C.

| Tabla 1<br>Clasificación de las Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales<br>Asigne puntos a cada rubro aplicable: | | |
|---|---|---|
| **RUBRO** | **PUNTOS** | **TOTALES** |
| **Población y Caudal** | | |
| Equivalente de Población (EP) Máxima servida:<br>Día Pico | 1 pt. por 10,000 EP<br>o parte | 10 pts. máximos |
| Caudal de diseño (promedio diario) o caudal pico mensual (día promedio), lo que sea mayor | 1 pt. por 2,000 $m^3$/día<br>o parte | 10 pts. máximos |
| **Descargas de Efluentes** | | |
| Sensitividad del cuerpo receptor | 0-6* | |
| Disposición en la tierra | 2 | |
| Disposición en la sub-superficie del suelo | 4 | |
| Variación en el afluente crudo (de ligera a extrema) | 0-6* | |
| **Pretratamiento** | | |
| Rejillas | 3 | |
| Desarenador | 3 | |
| Bombeo de caudal principal | 3 | |
| **Tratamiento Primario** | | |
| Clarificadores primarios con remoción mecánica | 5 | |
| Tanques Imhof , tanques sépticos grandes | 5 | |
| Clarificadores primarios con flujo ascendente | 5 | |
| Adición de químicos | 4 | |
| **Tratamiento Secundario** | | |
| Filtros percoladores con sedimentación secundaria | 10 | |
| Lodos activados | 15 | |
| Filtros de arena intermitentes y con recirculación | 6 | |
| Lagunas de estabilización sin aireación | 5 | |
| Lagunas aireadas | 8 | |
| Humedales o biofiltros construidos | 6 | |
| **Tratamiento Avanzado de Aguas Residuales** | | |
| Estanque de maduración | 2 | |
| Químico/físico; use 15 pts. si utiliza un clarificador | 10 ó 15 | |
| Biológico o químico biológico | 12 | |
| **Manejo de Sólidos** | | |
| Estanque de maduración | 5 | |
| Digestión anaeróbica | 10 | |
| Digestión aeróbica | 6 | |
| Lechos de secado de lodos | 2 | |
| Desagüe mecánico | 8 | |
| Aplicación de tierra | 6 | |
| Desinfección, cualquier proceso | 5 | |
| **Control del Laboratorio por el personal de la planta** | | |
| Bacteriológico (complejidad) | 0-10* | |
| Químico/físico (complejidad) | 0-10* | |

*Use Tabla 2 para determinar el puntaje.

| Tabla 2* Guía de Puntos Variables para la Clasificación una Planta de Tratamiento de Aguas Residuales | |
|---|---|
| **RUBRO** | **PUNTOS** |
| **Sensitividad del Cuerpo Receptor** (0-6)<br>El concepto clave es el grado de dilución provisto para condiciones de caudal bajo. | |
| El tratamiento secundario es adecuado | 1 |
| Se requiere tratamiento avanzado | 2 |
| Las condiciones del cuerpo receptor son críticas | 3 |
| Los efluentes se utilizan en un sistema de de reúso | 6 |
| **Variación en el Afluente Crudo, de Ligero a Extremo** (0-6)<br>El concepto clave es la frecuencia e intensidad de la desviación o la variación excesiva de las fluctuaciones normales o típicas; tal desviación puede ser en términos de cargas altas orgánicas o hidráulicas, toxicidad, infiltración, etc. | |
| Las variaciones no exceden las esperadas normalmente | 0 |
| Las desviaciones recurrentes o variaciones excesivas van de 100 a 200% en carga orgánica y/o caudal | 2 |
| Las desviaciones recurrentes o variaciones excesivas son de 200% en carga orgánica y/o caudal | 4 |
| Afluentes crudos sujetos a descarga de desechos tóxicos | 6 |
| **Control del Laboratorio por el Personal de la Planta**<br>El concepto clave consiste en acreditar el trabajo de laboratorio efectuado en el sitio por el personal de la planta. | |
| **Bacteriológico (complejidad)** (0-10) | |
| Trabajo de laboratorio efectuado fuera de la planta | 0 |
| Procedimientos de filtro de membrana | 3 |
| Determinación de coliformes fecales | 5 |
| Identificación biológica | 7 |
| Estudio de virus u otro trabajo igualmente complejo | 10 |
| **Químico/físico (complejidad)** (0-10) | |
| Trabajo de laboratorio efectuado fuera de la planta | 0 |
| Pulsar el botón o métodos visuales para los tests sencillos tales como pH, DO, etc. | 3 |
| Procedimientos adicionales tales como BOD, COD, Sólidos, etc. | 5 |
| Determinaciones más avanzadas, tales como nutrientes, aceite y grasa, fenoles, etc. | 7 |
| Instrumentos altamente sofisticados tales como la absorción atómica | 10 |

*Para los puntos variables de Tabla 1.

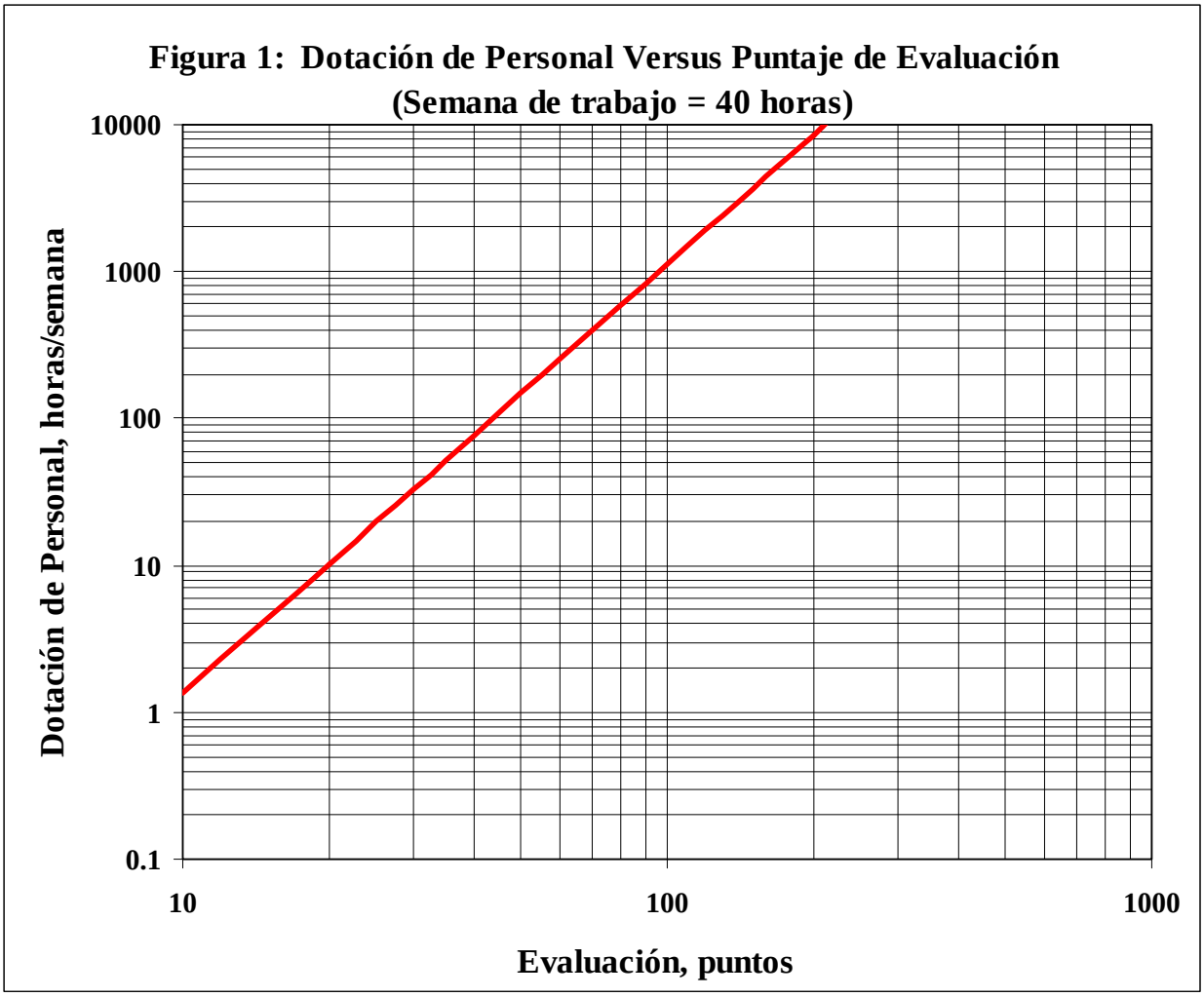


Figura 1: Dotación de Personal Versus Puntaje de Evaluación
(Semana de trabajo = 40 horas)
Dotación de Personal, horas/semana
10000
1000
100
10
1
0.1
10
100
1000
Evaluación, puntos

**Figura 2: Dotación de Personal para Alcantarillado Sin Estaciones Elevadoras**

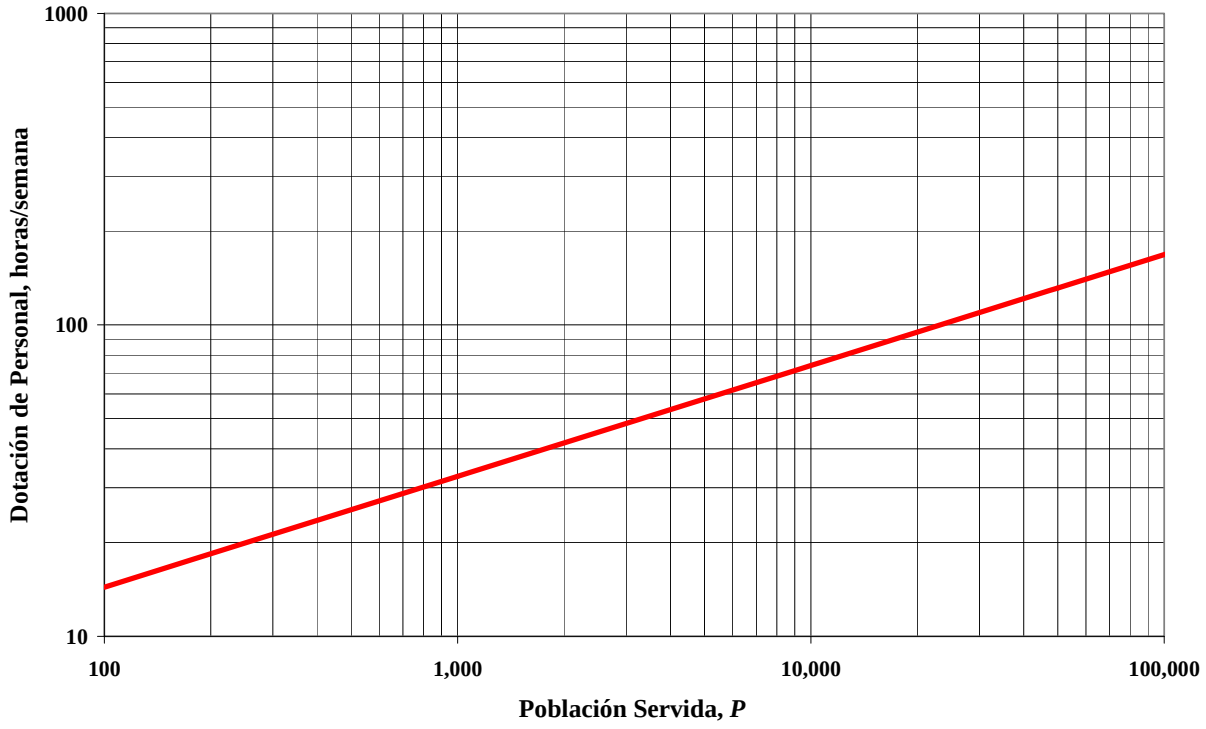
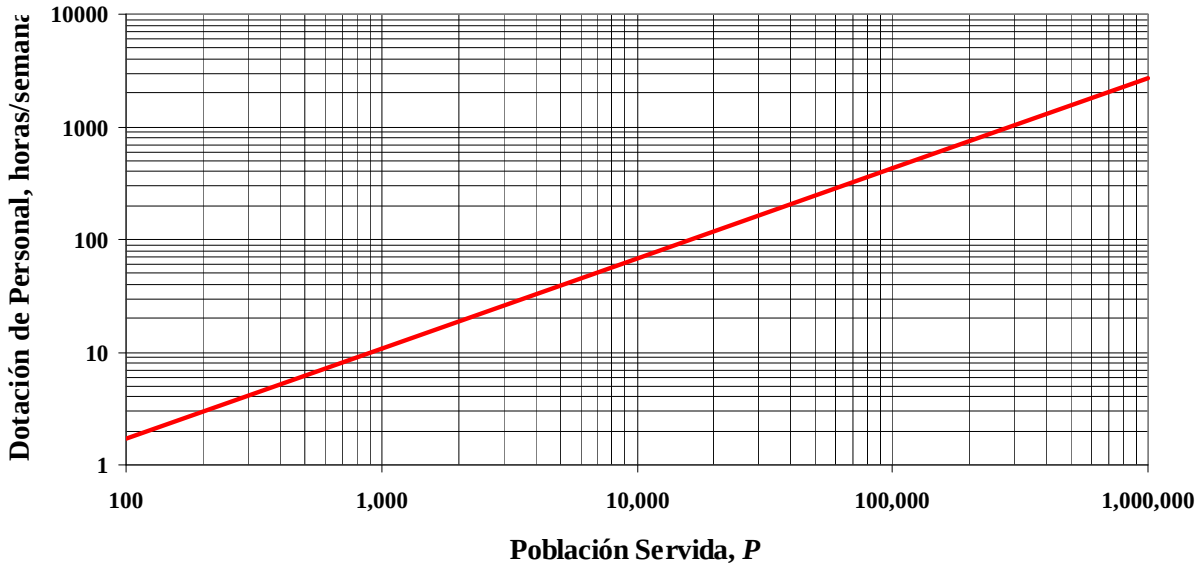



**Figura 3: Dotación de Personal para Alcantarillado con Estaciones Elevadoras**



## Anexo IV: Consideraciones Cuando se Recogen Muestras de Aguas Residuales

**Consideraciones Cuando se Recogen Muestras de Aguas Residuales**

Adán Ernesto Pocasangre Collazos[1]

La caracterización de las aguas residuales se considera un instrumento de "toma de decisiones" que nos ayuda a determinar los siguientes puntos:

a. Proveer información para la selección y diseño de las unidades de tratamiento, tanto es así que conociendo la relación de $DBO_5$/DQO podemos determinar sí el agua residual es "biológicamente tratable".
b. Indicar el grado de tratamiento necesario en base a las características del agua residual, la calidad del cuerpo receptor y el uso que se estará dando al mismo "aguas abajo".
c. Proveer información para determinar sí es necesario incluir una unidad de homogenización previo al proceso de tratamiento.
d. Indicar sí es necesario que algunos efluentes previos al ingreso a la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales tengan que tener un pre-tratamiento para evitar sustancias tóxicas o que puedan inhibir microorganismos, con lo cual se estaría minimizando el proceso de tratamiento.
e. Conocer la posibilidad de "re-utilización" del efluente de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales.
f. Funcionando el sistema de tratamiento, podemos comparar la eficiencia estimada o esperada con la real y realizar los ajustes necesarios en operación y/o mantenimiento para mejorar la eficiencia de la misma.

Si partimos de la premisa que no debemos buscar la "solución al final del tubo", deberíamos conocer las características de las descargas de aguas residuales que llegan a la red de alcantarillado, y en base a esto ver su potencialidad de re-utilización y compatibilidad. Conocer la procedencia u origen de las aguas residuales nos permitirá determinar cuales deben ser los parámetros representativos que debemos medir.

La decisión sobre cual sistema de tratamiento debe utilizarse, se basa entre otras consideraciones, en las características físico-químicas y biológicas del agua residual que se va a tratar. Por eso es importante que en todo estudio de control de contaminación de corrientes y de diseño de sistemas de tratamiento de aguas residuales, realizar la caracterización tanto de la corriente de agua o cuerpo receptor como de las aguas residuales que en él se va a verter.

Para realizar el proceso de caracterización de las aguas residuales se hace necesario seguir algunos pasos importantes, y así asegurar que realmente lo que estamos "midiendo" es lo que realmente planificamos y los resultados obtenidos serán de utilidad para esta "toma de decisiones", entre los pasos más relevantes se tienen:

- *Parámetros a determinar*

  Se deberá establecer que parámetros se van a medir y si éstos se van a realizar "in situ" o en laboratorio; esto va relacionado con el equipo que necesitamos para la medición de los mismos; por ejemplo hay parámetros que se deben medir en campo, como la temperatura, para lo cual necesitamos llevar un termómetro.

[1] Coordinador y profesor de la Maestría de Ingeniería Sanitaria de la Escuela Regional de Ingeniería Sanitaria y Recursos Hidráulicos – ERIS – USAC – Guatemala.

- *Puntos de muestreo*

Es necesario establecer cuáles serán los puntos de muestreo, para que sí es un monitoreo continuo siempre sea el mismo punto donde se esté tomando la muestra. Para esto es importante considerar los siguientes puntos:

  - Preparación de equipo de muestreo, si será manual o automático.
  - Preparación de equipo de protección y seguridad, se deberá contar con todo el equipo para asegurar las condiciones de higiene y sanitarias del recurso humano que estará desarrollando esta actividad; como overoles, guantes, botas, mascarillas, alcohol y jabón, etc.
  - Descripción del punto de muestreo, donde está ubicado, identificar claramente el punto por medio de GPS o alguna otra característica como el entorno y sitio, etc.; si fuera el caso de un cuerpo de agua lentico como un lago o embalse, preferiblemente se debería colocar una boya para identificar el punto de muestro e indicar sí la muestra se debe tomar a alguna profundidad específica.

- *Número de muestras*

Es necesario establecer el número de muestras que se estarán tomando de un punto o puntos determinados; esto servirá para llevar los recipientes de toma de muestras necesarios, el tiempo que esto demandará y el recurso humano que se necesitará para desarrollar esta actividad.

- *Tipo de muestras*

Es necesario establecer que tipo de muestra se utilizará en la caracterización de las aguas residuales; éste es un elemento importante para llevar el equipo necesario, el tiempo que se requiere y recurso humano, etc. Entre los principales tipos de muestras que se utilizan están:

  - *Muestra puntual*
    Éstas son muestras tomadas en un punto específico, en un tiempo corto, representan una muestra instantánea en espacio y tiempo.
  - *Muestras puntuales discretas*
    Se toman en único punto, profundidad y tiempo determinado. Cuando se conoce que una fuente varía sus propiedades con el tiempo o espacio, solo la captación y análisis de varias muestras puntuales pueden indicar exactamente el comportamiento de los analitos y la extensión, frecuencia y duración de sus variaciones.
  - *Muestras puntuales corridas*
    Se captan a lo largo de una cierta parte de columna de agua en algún tiempo determinado.
  - *Muestras compuestas*
    Proveen mejor representatividad cuando la concentración de los analitos varía con el tiempo y espacio. Pueden obtenerse por la combinación de varias muestras puntuales o utilizando dispositivos de muestreo automáticos. Presentan como ventajas, la reducción de costos, mayor representatividad para matrices heterogéneas y mayor tamaño de muestra. Como desventajas, no se puede dar seguimiento al comportamiento de los analitos con el tiempo, dilución potencial por

debajo de sus límites de detección, posible incremento en interferencias, etc.

- *Muestras compuestas secuenciales*
  Se mezclan volúmenes iguales captados a intervalos de tiempo idénticos, o bien aplicando bombeo continúo a tasa constante.
  Deben captarse las porciones individuales en recipientes separados y mezclarlas al final del período total del muestreo, o bien combinarlas en uno solo a medida que se van captando. Si se usarán preservantes, añadirlos al recipiente final.
- *Muestras compuestas proporcionales al flujo*
  Se forman ya sea mezclando diferentes volúmenes proporcionales al caudal, captados a intervalos de tiempo iguales; mezclando volúmenes iguales de muestra, captados a intervalos diferentes e inversamente proporcionales al caudal, o bien aplicando bombeo continuo a una tasa variable proporcional al caudal.
- *Muestras integradas*
  Para ciertos propósitos, se prefiere información suministrada por la mezcla de muestras puntuales captadas simultáneamente pero en diferentes puntos del cuerpo de agua estudiado. Esto aplica principalmente al estudio de la composición promedio o carga total de corrientes de agua cuya composición varía con el tiempo y con la posición (a lo largo, a lo ancho o en profundidad).

- *Medición de caudal*
  Para determinar la carga másica proveniente de una descarga de agua residual es necesario conocer no solamente la concentración del contaminante, sino el caudal de la misma.

$$\text{Carga másica (k)} = Q \times C$$

  Esta relación es importante para poder comparar diferentes puntos de descarga y establecer cuál está aportando una mayor carga másica de un contaminante determinado y en base a ésto priorizar las descargas.

- *Volumen de la muestra*
  Para poder realizar los análisis de los diferentes parámetros que se van a medir se debe conocer el volumen que requiere cada uno, para poder obtener el mismo de la muestra y trasladarlo al laboratorio de calidad de agua. Por ejemplo para el análisis de la $DBO_5$ se requiere un volumen de 1,000 ml.

- *Recipientes a utilizar*
  Es importante establecer que tipo de recipiente se necesita para la toma de muestra dependiendo del parámetro que se va a analizar. Estos recipientes pueden ser plásticos, vidrio, claros, oscuros y boca ancha, etc. Por ejemplo para el análisis de $DBO_5$ se puede utilizar un recipiente plástico o de vidrio.

- *Preservantes o reactivos a utilizar*
  Dependiendo del parámetro que se va a medir y si se realiza el análisis en situ o en laboratorio hay que tomar en cuenta si es necesario colocar a la muestra un preservante o reactivo químico para conservar las características naturales de la

muestra. Por ejemplo para determinar la DQO es necesario agregar $H_2SO_4$ para pH < 2 o realizar la medición en forma inmediata.

- *Toma de muestra*
  Este es un paso sumamente importante, ya que se debe contar con protocolos de cómo se deben tomar las muestras para diferentes cuerpos de agua o descargas. Conociendo los protocolos estaremos asegurando que la muestra se tome de la mejor manera y que siempre se realice de la misma forma.
  Existen algunas técnicas de muestreo que se utilizan dependiendo del acceso de equipo, recurso humano disponible y principalmente del parámetro y tipo de muestra que vamos a determinar. Entre las principales técnicas de muestreo, tenemos:

  - *Muestreo manual:*
    Requerimientos mínimos de equipo, pero puede representar costos y tiempo para los programas de larga duración. Necesita personal técnico entrenado pues requiere conocimiento de técnicas complejas de muestreo. Puede llegar a ser crítico para procesos legales o investigativos.
  - *Muestreo automático:*
    Los muestreadores automáticos eliminan el error humano y reducen los costos de mano de obra; son ideales para muestreos largos. Debe cuidarse que el aparato no contamine la muestra. Requieren menos personal, pero más capacitado, para programar aparatos, como bombas, etc.
  - *Muestreo por adsorción:*
    Consiste en el uso de discos tipo membrana, tipo jeringa, o tipo cartuchos, que contienen materiales sólidos adsorbentes, aplicables cuando el analito de interés puede ser adsorbido y expulsado, y cuando no hay interacción química con la fase sólida. Tiene mayor aplicabilidad para muestreo de compuestos biocidas. (SPME para cromatografía gaseosa).

- *Condiciones de traslado*
  Es necesario conocer cuáles deben ser las condiciones de traslado de las muestras, dependiendo de los parámetros a analizar. La mayoría de parámetros necesitan refrigeración (temperatura de 4 $^{o}$C) entre la toma de muestra y la entrega al laboratorio donde se realizará el análisis.

- *Tiempo de traslado*
  Es necesario conocer cuál es el tiempo máximo de traslado de una muestra dependiendo del parámetro que se va a analizar. Este tiempo debe tomarse en cuenta considerando el traslado y el acceso al laboratorio. Por ejemplo para determinar la $DBO_5$ el tiempo máximo después de haber tomado la muestra es de 48 horas, pero habría que considerar el horario de recepción de muestras por el laboratorio y los días de trabajo del mismo. Esto es importante porque sí hay un feriado o cierran el fin de semana, se deberá tomar ésto en cuenta para la programación de toma y recepción de muestras.

**Anexo V:**
**Estudio de Caso: Industrias La Constancia, El Salvador**
**Sistema de Tratamiento de Aguas Residuales para una Embotelladora de Gaseosas**

**Estudio de Caso "Industrias La Constancia" – El Salvador, Centroamérica.**
**Sistema de Tratamiento de Aguas Residuales para una Embotelladora de Gaseosas**

Peter Chadonait[1]

## Generalidades de Industrias La Constancia:

Industrias La Constancia (ILC) es una compañía embotelladora de gaseosas centenaria, propiedad de SABMiller.

ILC opera una división de gaseosas, con una licencia de la embotelladora Coca-Cola en El Salvador, acreditada como la primera embotelladora con planta de tratamiento de aguas residuales. Este sistema avanzado de tratamiento de aguas residuales ha posicionado a Coca-Cola e Industrias La Constancia en Centroamérica como pioneros en el tratamiento de aguas residuales proveniente de las bebidas carbonatadas. La instalación se distingue además por haber obtenido el registro ISO 14000, en 2001, una importante norma internacional medio ambiental.

En 1998, EMBOSALVA, el precursor de la división de bebidas gaseosas de ILC, inició la construcción de una nueva planta embotelladora de Coca-Cola en el municipio de Nejapa, junto con la planta de tratamiento de aguas residuales, lo que permitía la producción de bebidas carbonatadas, respetando las disposiciones legales y ambientales del gobierno de El Salvador.

La planta de tratamiento cuenta con un flujo continuo, un proceso de tratamiento de aireación extendida de lodos activados, que combina muchas mejoras de ingeniería, técnicas y microbiológicas, que producen aguas residuales de alta calidad y alta eficiencia. Aunque el concepto de tratamiento básico se remonta a 1914, se han hecho mejoras continuas para alcanzar el nivel de tratamiento disponible hoy en día. Después del período de inicio y de prueba, las instalaciones y la planta de tratamiento de aguas residuales comenzaron operaciones en 1999. En 2006, se agregaron nuevas líneas de producción, y se realizaron modificaciones a la planta de tratamiento de aguas residuales para proporcionarle capacidad adicional. El costo total de la construcción de la planta de tratamiento fue de 3 millones de dólares y los costos anuales de operación y mantenimiento son de 144,000 dólares.

## Método de Tratamiento:

Lo que consideramos contaminación puede ser alimento para un conjunto diverso de microorganismos, incluyendo bacterias, protozoos y nematodos. En condiciones favorables, estos microorganismos segregan una especie de polímero a partir de su membrana celular que atrae y mantiene las partículas contaminantes, formando lo que se conoce como flóculos de lodos. Procesos importantes suceden dentro de estos flóculos, como la

---

[1] Abt Associates

oxidación, nitrificación y desnitrificación. En etapas sucesivas, estos microorganismos degradan los contaminantes orgánicos (DBO) en aguas residuales, al mismo tiempo que extraen energía para el crecimiento. Productos químicos orgánicos complejos reaccionan con el oxígeno para formar compuestos orgánicos más simples, y eventualmente son degradados a dióxido de carbono mediante la metabólisis. Además, ciertas bacterias pueden causar que los compuestos del amoniaco ($NH_3$) reaccionen con el oxígeno y se nitrifiquen a compuestos de nitrógeno ($NO_2$) y nítricos ($NO_3$). Estos compuestos se desnitrifican por las diferentes bacterias a nitrógeno diatómico ($N_2$), que escapa del sistema como un gas. En el curso de estos procesos, el fósforo también reacciona con el oxígeno y se elimina de las aguas residuales por precipitación como un sólido. Los subproductos de esta sucesión de procesos son el agua potable, el nitrógeno ($N_2$), dióxido de carbono ($CO_2$) y, dependiendo del grado de tratamiento, en algunos compuestos orgánicos más simples.

Lo más importante es reconocer que los microorganismos naturales son los responsables de degradar la contaminación, eliminando hasta el 99% de las impurezas en las aguas residuales procedentes de la planta de tratamiento. Este uso de los procesos naturales minimiza la necesidad de productos químicos y energía para el tratamiento de aguas residuales. Además del sistema de tratamiento para las aguas residuales industriales, ILC ha instalado y opera un sistema de tratamiento de aguas residuales domésticas para vertidos de baños y cocina en esta misma instalación en El Salvador. La planta de tratamiento original fue construida en 2001 para manejar los residuos generados por una fuerza laboral de 150 trabajadores, estimados en 30 $m^3$/día. En 2006, la planta pasó a manejar un máximo de 250 trabajadores, o un flujo de hasta 60 $m^3$/día. Esta planta de tratamiento es muy similar a la industrial, y emplea aireación extendida con lodos activados. Aunque es más costoso que una instalación típica de tratamiento anaerobio, proporciona mejor calidad de efluentes y ayuda a evitar los problemas de olores que son comunes con el tratamiento anaeróbico. La planta descarga a aguas superficiales, de manera que la calidad del agua efluente es importante para mantener el ambiente alrededor de la instalación.

A continuación se muestra una fotografía del sistema de tratamiento doméstico.

Las condiciones de funcionamiento y las características del sistema de tratamiento de aguas residuales industriales se dan en las siguientes tablas:

| **Características promedio del Vertedero y Desempeño de la Planta:** | | | |
|---|---|---|---|
| **Parámetro** | **Unidad** | **Vertedero** | **Efluente** |
| Concentración $DBO_5$ | mg/L | 1,500 | 15-30 |
| Carga Promedio Diario de $DBO_5$ | kg | 1,800 | 36 |
| Concentración DQO | mg/L | 2,250 | 50-80 |
| Carga Promedio Diario de DQO | kg | 2,700 | |
| Temperatura | ° C | 25 | 25 |
| Sólidos Suspendidos Totales (SST) | mg/L | 100 - 150 | 20-50 |
| Carga Diaria Máxima SST | kg | 180 | |
| Sólidos Asentables | mL | 2 - 5 | 0.5 |
| Fósforo | mg/L | 20 - 30 | 1-3 |
| Total de Nitrógeno | mg/L | 70 - 80 | 5-8 |
| Total de Nitrógeno, Carga Diaria Max. | kg | 96 | |
| Surfactante | mg/L | 10 - 30 | 1-2 |
| pH | -- | 3 - 11 | 7.0-7.5 |
| Cloruro | mg/L | 100 - 200 | 100-200 |
| Color | Unidad de Color | < 500 | <100 |
| Sulfito | mg/L | 0 - 2 | <0.05 |
| Sulfato | mg/L | 100 - 350 | 100-200 |
| Aceites y grasas | mg/L | 60 - 80 | 10-15 |
| Detergentes | mg/L | 20 - 40 | 0.5-1.0 |
| Coliformes Totales | NMP/100 ml | < 800 | |

| Especificaciones de Plantas | | |
|---|---|---|
| **Equipo** | **Tamaño** | **Unidades** |
| Estación de Ascensores | 125 | $m^3$ |
| Tanque Pre-oxidación | 2,400 | $m^3$ |
| Tanque de Neutralización | 225 | $m^3$ |
| Adición de Nutrientes | 375 | $m^3$ |
| Tanque de Oxidación | 2,100 | $m^3$ |
| Estación de Decantación | 150 | $m^3$ |
| Tanque de Decantación de Lodos | 2,000 | $m^3$ |
| Estación de Recirculación de Lodos | 150 | $m^3$ |
| Lodos Espesados | 80 | $m^3$ |
| Estación de Ascensores | 545 | $m^3$ |

**Industrias La Constancia y la Alianza para el Agua y el Desarrollo**:

La Alianza para el Agua y el Desarrollo (AAD) es una asociación público-privada única entre la Coca-Cola Company (TCCC) y la Agencia de los Estados Unidos para el Desarrollo Internacional (USAID), creada para atender las necesidades de agua de las comunidades en los países en desarrollo de todo el mundo.

En El Salvador y Guatemala, la AAD está ejecutando un proyecto que promueve la adopción voluntaria de las normas ambientales y las mejores prácticas de gestión en toda la cadena de suministro de Coca-Cola en los países parte del Acuerdo de Libre Comercio entre los EEUU y la República Dominicana y Centroamérica (CAFTA-DR). ILC, como un elemento importante en la cadena de suministro local de Coca-Cola, es la industria piloto para este proyecto.

En colaboración con el Fondo Mundial para la Naturaleza (WWF) y un equipo de expertos en aguas residuales de la Universidad de Costa Rica, la AAD está apoyando la investigación para informar a la ILC y otras industrias en la cadena de suministro de Coca-

Cola (es decir, fábricas de azúcar) acerca de las oportunidades para mejorar la eficiencia del agua y de las aguas residuales y aumentar la sostenibilidad en las prácticas de la industria. El proyecto introducirá las tecnologías prácticas disponibles además de las medidas para el impacto del coste de dichas intervenciones.

La información recogida a través de esta iniciativa se difundirá mediante visitas técnicas, fichas de datos, un video y las reuniones con los interesados en la región. De este modo, la AAD ayudará a informar y catalizar un diálogo internacional más amplio sobre las prácticas de sustentabilidad de la Industria azucarera y la administración del agua.

**Generalidades de la AAD:**

Conjuntamente las misiones locales de USAID y los socios del sistema de Coca-Cola (fundaciones y embotelladoras), con el apoyo de la Fundación Ambiente y Tecnología Globales (Global Environment & Technology Foundation por sus siglas en inglés GETF), la Alianza para el Agua y Desarrollo (AAD) (Water and Development Alliance por sus siglas en inglés WADA) contribuyen a proteger y mejorar la sostenibilidad de las cuencas hidrográficas, aumentando el acceso al agua potable y saneamiento para los pobres, y mejorando los usos productivos del agua al nivel mundial.

Con una inversión combinada de 28,1 millones dólares desde 2005, la AAD está logrando un impacto positivo en las vidas de las personas y en la salud de los ecosistemas en 22 países de África, Asia, Oriente Medio y América Latina, con planes de expansión en los próximos años.

AAD capta la capacidad, compromiso y alcance de sus socios para lograr impactos innovadores, significativos y efectos duraderos en la crisis mundial del agua.

**La Compañía Coca-Cola** y sus embotelladoras asociadas son los principales productores mundiales de bebidas no alcohólicas, con operaciones en más de 200 países, abarcando más de 900 instalaciones manufactureras. TCCC está comprometido con la administración responsable del agua en todas sus operaciones de bebidas a nivel mundial. Además del apoyo directo a proyectos de financiación a través de la empresa y sus fundaciones de beneficencia, TCCC aprovecha su red mundial de marketing, comunicaciones y los expertos técnicos, para ofrecer orientación e información a los interesados en el proyecto. Coca-Cola tiene el logo más reconocido entre todas las empresas del mundo. La compañía de 116 años de edad vende productos en casi 200 países.

Por más de 40 años la **Agencia de los Estados Unidos para el Desarrollo Internacional** ha estado suministrando servicios de agua potable y saneamiento, promoviendo el cambio de comportamiento en higiene, mejorando la gestión de recursos hídricos para la seguridad alimentaria y medios de subsistencia, y apoyando la gestión sostenible de las cuencas en los países en desarrollo, incluyendo el compromiso significativo de los últimos años de establecer alianzas público-privadas para el desarrollo. Además del apoyo financiero de varias oficinas y misiones de USAID, los expertos y Misiones de la Agencia en el sector de

agua orientan los programas y aseguran los más altos estándares técnicos de todas las actividades de la AAD.

**Anexo VI:**
**Teoría y Procedimientos de Diseño de Procesos de Tratamiento de Aguas Residuales Domésticas con Ejemplos**
**Stewart M. Oakley**

## I. Reacciones en Sistemas Bacterianas para Estabilizar los Desechos Orgánicos

### A. Oxidación del Material Orgánico (Producción de Energía)

$$\underset{\text{Desechos Orgánicos}}{C_{10}H_{19}O_3N} + O_2 \xrightarrow{\text{Bacteria}} CO_2 + H_2O + NH_3 + \text{Otros Productos Finales} + \text{Energía}$$

### B. Síntesis (Consumo de Energía)

$$\underset{\text{Desechos Orgánicos}}{C_{10}H_{19}O_3N} + O_2 + \text{Bacteria} + \text{Energía} \rightarrow \underset{\text{Células Nuevas}}{C_5H_7O_2N}$$

### C. Respiración Endógena (Producción de Energía)

$$\underset{\text{Células Viejas}}{C_5H_7O_2N} + 5O_2 \rightarrow 5CO_2 + NH_3 + 2H_2O + \text{Energía}$$

### D. DBO Última ($DBO_L$) o DQO de los Desechos Orgánicos en Aguas Residuales Domésticas

La $DBO_L$ o DQO es el oxígeno total requerido para completar las tres reacciones anteriores de oxidación, síntesis, y respiración endógena como se presenta en la siguiente reacción balanceada para la transferencia de un electrón:

$$\underset{\text{Desechos Orgánicos en Aguas Residuales}}{0.02C_{10}H_{19}O_3N} + 0.25O_2 \rightarrow 0.2CO_2 + 0.16H_2O + 0.02NH_3$$

| | |
|---|---|
| 0.02(201) | 0.25(32) |
| 4.0mg | 8.0mg $DBO_L$ |

$\therefore$ La masa de desechos orgánicos para transferir un electrón, 4.0mg, es equivalente a una $DBO_L$ de 8.0mg.

## II. Reacciones Balanceadas para Procesos Aeróbicos para la Remoción de DBO Soluble

### A. Bacteria en la Fase de Crecimiento Exponencial

$$\mathbf{0.02C_{10}H_{19}O_3N + 0.09O_2 + 0.01NH_4^+ + 0.01HCO_3^- \rightarrow 0.05CO_2 + 0.11H_2O + 0.03C_5H_7O_2N}$$

| *Desechos Orgánicos en Aguas Residuales* | | *Células Bacterianas* |
|---|---|---|
| 0.02(201)<br>4.0mg<br>(8.0mg $DBO_L$ equivalente) | 0.09(32)<br>2.88mg | 0.03(113)<br>3.39mg |

∴ La producción de biomasa, *Y*, en el sistema es entonces:

$$Y = \frac{3.39\text{mg Células Nuevas}}{8.0\text{mg DBO}_L\text{Removida}} = \frac{0.42\text{mg Células Producidas}}{\text{mg DBO}_L\text{ Removida}} = \frac{0.67\text{mg Células Producidas}}{\text{mg DBO}_5\text{ Removida}}$$

Asumiendo que la $DBO_L = 1.6(DBO_5)$.

### B. Bacteria en la Fase Endógena ($\Theta_C \geq 20$días)

$$\mathbf{0.02C_{10}H_{19}O_3N + 0.22O_2 \rightarrow 0.15CO_2 + 0.13H_2O + 0.01NH_4^+ + 0.01HCO_3^- + 0.01C_5H_7O_2N}$$

| *Desechos Orgánicos en Aguas Residuales* | | *Células* |
|---|---|---|
| 0.02(201)<br>4.0mg<br>(8.0mg $DBO_L$ equivalente) | 0.22(32)<br>7.04mg | 0.01(113)<br>1.13mg |

∴ La producción de biomasa, *Y*, en el sistema es entonces:

$$Y = \frac{1.13\text{mg Células Nuevas}}{8.0\text{mg DBO}_L\text{Removida}} = \frac{0.14\text{mg Células Producidas}}{\text{mg DBO}_L\text{ Removida}} = \frac{0.224\text{mg Células Producidas}}{\text{mg DBO}_5\text{ Removida}}$$

## C. El Oxígeno Requerido en Sistemas de Lodos Activados

En un sistema de lodos activados, un porcentaje del carbono de los desechos orgánicos es incorporado en las células nuevas y no oxidado. La cantidad de oxígeno requerido para satisfacer la $DBO_L$ original es entonces menos como se ve en las siguientes relaciones:

$DBO_L$ Removida = Oxígeno Utilizado + $DBO_L$ de las Células Producidas Desechadas

Oxígeno Utilizado = $DBO_L$ Removida - $DBO_L$ de las Células Producidas Desechadas

O, en forma de ecuación,

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

| | | | |
|---|---|---|---|
| Donde | $R_o$ | = | oxígeno requerido, kg/día |
| | $Q$ | = | caudal promedio, $m^3$/día |
| | $S_o$ | = | concentración de $DBO_L$ en el afluente, kg/$m^3$ |
| | $S$ | = | concentración de $DBO_L$ en el efluente, kg/$m^3$ |
| | $P_{x,bio}$ | = | células o biomasa desechadas por día, kg/día |

Se puede remover DBO y producir menos células netas en mantener la bacteria en la fase endógena en vez de la fase de crecimiento exponencial. En la práctica, se lo hace en mantener una carga orgánica baja, un tiempo de retención hidráulico largo (con aireación), y un tiempo medio de retención celular largo. Ejemplos de procesos utilizando bacteria en la fase endógena son aireación extendida y zanjas de oxidación.

## D. Lodos Desechadas

Para mantener un tiempo de retención de lodos activados, $\Theta_c$, las células excedentes producidas cada día tienen que ser desechadas. Normalmente se lo hace desde la tubería de regreso de los lodos reciclados del tanque de sedimentación. Se puede estimar la masa de lodos excedentes para desechar diariamente con la siguiente relación

$$P_{X,SSV} = \frac{V_{RA} X_{SSV}}{\Theta_C}$$

| | | | |
|---|---|---|---|
| Donde | $P_{X,SSV}$ | = | células o biomasa desechada por día, kg/día |
| | $V_{RA}$ | = | volumen del reactor de aireación, $m^3$ |
| | $X_{SSV}$ | = | concentración de SSV en el reactor de aireación, kg/$m^3$ |
| | $\Theta_C$ | = | tiempo de retención de las células en el reactor, días |

Si la concentración de SSV en el retorno del sedimentador está medida, se puede utilizar la siguiente relación para el caudal de biomasa desechada

$$Q_D = \frac{VX}{X_R \Theta_C}$$

Donde $Q_D$ = caudal de lodos desechados, $m^3$/día
$X_R$ = concentración de SSV en el retorno de sedimentador, $kg/m^3$

**III. Reacciones Balanceadas para Procesos Anaeróbicos**

**A. Remoción de DBO**

$$0.02C_{10}H_{19}O_3N + 0.30H_2O \rightarrow 0.12CH_4 + 0.05CO_2 + 0.018HCO_3^- + 0.018NH_4^+ + 0.0026C_5H_7O_2N$$

| *Desechos Orgánicos en Aguas Residuales Bacterianas* | | | *Células* |
|---|---|---|---|
| 0.02(201)<br>4.0 mg<br>(8.0 mg $DBO_L$ equivalente) | 0.12(16)<br>1.92mg $CH_4$<br>(7.68mg $DBO_L$ equivalente) | 0.018(61)<br>1.10 mg<br>0.9 mg $CaCO_3$ | 0.0026(113)<br>0.29 mg |
| 1.0 mg $DBO_L$ equivalente | 0.24 mg $CH_4$<br>(0.96 $DBO_L$ equivalente) | 0.11mg $CaCO_3$ | 0.04 mg |
| 1.0 g $DBO_L$ equivalente | 0.24 g $CH_4$ | 0.11 g $CaCO_3$ | 0.04 g |
| 150 mg/L $DBO_L$ equivalente | 36 mg $CH_4$ | 16.5 mg/L $CaCO_3$ | 0.04 g |

$\therefore$ La producción de biomasa, $Y$, en el sistema es entonces:

$$Y = \frac{0.29\text{mg Células Nuevas}}{8.0\text{mg DBO}_L\text{ Removida}} = \frac{0.04\text{ mg Células Producidas}}{\text{mg DBO}_L\text{ Removida}} = \frac{0.06\text{ mg Células Producidas}}{\text{mg DBO}_5\text{ Removida}}$$

<u>A 20 °C y 1 atm:</u>

$$\frac{\text{Producción de CH}_4}{\text{g DBO}_L\text{ Removida}} = 0.24\text{ g CH}_4\left(\frac{1\text{ mol}}{16\text{ g}}\right)(22.4\text{ L/mol}) = \frac{0.34\text{ L CH}_4}{\text{g DBO}_L\text{ Removida}} = \frac{0.34\text{ m}^3\text{ CH}_4}{\text{kg DBO}_L\text{ Removida}}$$

**B. Estabilización de Sólidos Volátiles**

$$0.02C_{10}H_{19}O_3N + 0.30H_2O \rightarrow 0.12CH_4 + 0.05CO_2 + 0.018HCO_3^- + 0.018NH_4^+ + 0.0026C_5H_7O_2N$$

*Desechos Orgánicos en Aguas Residuales* — *Células*

| | | | |
|---|---|---|---|
| 0.02(201)<br>4.0 mg SV | 0.12(16)<br>1.92mg $CH_4$ | 0.018(61)<br>1.10 mg<br>0.9 mg $CaCO_3$ | 0.0026(113)<br>0.29 mg |
| 1.0 mg SV | 0.48 mg $CH_4$ | 0.225 mg $CaCO_3$ | 0.07 mg |
| 24.000 mg/L SV<br>(Digestor Anaeróbica) | | 5.400 mg/L $CaCO_3$ | |

<u>A 20 °C y 1 atm:</u>

$$\frac{\text{Producción de } CH_4}{\text{g SV Removida}} = 0.48 \text{ g } CH_4 \left(\frac{1 \text{ mol}}{16 \text{ g}}\right)(22.4 \text{ L/mol}) = \frac{0.67 \text{ L } CH_4}{\text{g SV Removida}} = \frac{0.67 \text{ m}^3 \ CH_4}{\text{kg SV Removida}}$$

<u>A 35 °C y 1 atm:</u>

$$\frac{\text{Producción de } CH_4}{\text{kg SV Removida}} = \frac{0.75 \text{ m}^3 \ CH_4}{\text{kg SV Removida}}$$

## IV. Procedimientos de Diseño de un Sedimentador Primario

**Parámetros de Diseño para Sedimentación Primaria**

| Carga Superficial Hidráulica $m^3/m^2$-día | Carga de Sólidos $kg/m^2$-hr | Profundidad m | TRH horas |
|---|---|---|---|
| 7—33 | <6 | 3.5—6 | 1—3 |

### 1. Determinar el área por la carga superficial hidráulica de diseño

$$A_{SS} = \frac{Q}{C_{SH}}$$

Donde

$A_{SS}$ - el área superficial del sedimentador, $m^2$
$C_{SH}$ - la carga superficial hidráulica de diseño, $m^3/m^2$-día
$Q$ - el caudal promedio diario, $m^3$/día

### 2. Determinar la carga de sólidos al sedimentador

$$C_{SST} = \frac{Q \cdot SST}{A_{SS}}$$

$C_{SST}$ - carga de sólidos al sedimentador, kg /$m^2$-hr
$SST$ - concentración de sólidos suspendidos totales, mg/L

### 3. Verificar el TRH

$$TRH = \frac{A_{SS} \cdot P \cdot 24}{Q}$$

Donde

$TRH$ - tiempo de retención hidráulico, horas
$P$ - la profundidad del sedimentador, m

**4. Calcular la Masa y Volumen de Lodos Primarios Producidos por Día**

**a) Masa de Sólidos Totales**

$$M_{ST,P} = 0.001 \cdot Q \cdot SST$$

**b) Volumen de Lodos Producidos por Día**

$$V_{L,P} = \frac{M_{ST,P}}{\rho_{H_2O} \cdot GE_L \cdot ST}$$

**V. Ejemplo del Diseño de un Sedimentador Primario**

**Condiciones a nivel del mar:**

$Q$ = 3.785 m$^3$/día
$T$ = 20 ° C
Afluente: $DBO_5$ = 200 mg/L; $SST$ = 200 mg/L

**Solución:**

1. Determinar el área por la carga superficial hidráulica de diseño

$$A_{SS} = \frac{Q}{C_{SH}} = \frac{3.785\ \text{m}^3/\text{día}}{30\ \text{m}^3/\text{m}^2 - \text{día}} = 126\ \text{m}^2$$

2. Determinar la carga de sólidos al sedimentador

$$C_{SST} = \frac{Q \cdot SST}{A_{SS}} = \frac{3.785\ \text{m}^3/\text{día}(200\ \text{mg/L})(0{,}001)}{126\ \text{m}^2(24)} = 0{,}25\ \text{kg/m}^2\text{ - hr}$$

3. Verificar el TRH

$$TRH = \frac{A_{SS} \cdot P \cdot 24}{Q} = \frac{(126\ \text{m}^2)(3{,}5\ \text{m})(24)}{3.785\ \text{m}^3/\text{día}} = 2{,}8\ \text{horas}$$

4. Calcular la Masa y Volumen de Lodos Primarios Producidos por Día

a) Masa de Sólidos Totales

$$M_{ST,P} = 0{,}001 \cdot Q \cdot SST = (0{,}001)(3.785)(200) = 757 \text{ kg/día}$$

b) Volumen de Lodos Producidos por Día

$$V_{L,P} = \frac{M_{ST,P}}{\rho_{H_2O} \cdot GE_L \cdot ST} = \frac{757 \text{ kg/día}}{(1.000 \text{ kg/m}^3)(1{,}01)(0{,}03)} = 25 \text{ m}^3\text{/día}$$

## VI. Procedimientos para el Diseño de Lodos Activados con Sedimentación Secundaria

### 1. Calcular el Volumen del Reactor de Aireación

$$V_{RA} = TRH \cdot Q$$

Donde

$V_{RA}$ - volumen del reactor, $m^3$
$TRH$ - tiempo de retención hidráulico, horas
$Q$ - caudal promedio de afluente, $m^3$/día

### 2. Calcular la Relación de *F/M*

$$F/M = \frac{Q(DBO_{5,A} - DBO_{5,E})}{(X_{SSV})V_{RA}}$$

Donde

$F/M$ - relación de alimento a SSV en el reactor, kg *DBO*/kg SSV-día
$X_{SSV}$ - concentración de SSV en el reactor, mg/L
$DBO_{5,A}$ - concentración en afluente, mg/L
$DBO_{5,E}$ - concentración en efluente, mg/L

### 3. Calcular los Lodos Desechados por Día

#### a) Términos de SSV

$$P_{X,SSV} = \frac{V_{RA} X_{SSV}}{\Theta_C}$$

Donde

$P_{X,SSV}$ - células desechadas por día, kg/día
$\Theta_C$ - tiempo de retención de las células (SSV) en el reactor, días

#### b) Términos de SST

$$P_{X,SST} = \frac{P_{X,SSV}}{0.7}$$

**c) Calcular el Volumen de Lodos Desechados por Día al Lecho de Secado**

$$V_L = \frac{P_{X,SST}}{\rho_{H_2O} \cdot GE_L \cdot ST}$$

$V_L$ - volumen de lodos, $m^3$
$GE_L$ - gravedad específica de los lodos (~1.01)
$ST$ - concentración de sólidos totales expresada como fracción
$\rho_{H_2O}$ - densidad de agua, 1.000 $kg/m^3$

**3. Calcular el Oxígeno Requerido en el Reactor de Aireación**

$$R_o = Q(S_o - S_E) - 1.42 P_{X,SSV}$$

Donde

$R_o$ - oxígeno requerido, kg/día
$Q$ - caudal promedio, $m^3$/día
$S_o$ - concentración de $DBO_L$ en el afluente, $kg/m^3$
$S$ - concentración de $DBO_L$ en el efluente, $kg/m^3$
$P_{X,SSV}$ - células o biomasa desechadas por día, kg/día

**4. Calcular la Tasa Estándar de Transferencia de Oxígeno**

$$TETO = \frac{TRTO}{\left[\frac{\beta \cdot C_s - C_t}{9.2}\right]\left((1.02)^{T-20}\right)(\alpha)}$$

Donde

$TETO$ - tasa estándar de transferencia a 20º C, kg $O_2$/día
$TRTO$ - tasa real de transferencia de oxígeno en condiciones de campo, kg $O_2$/día
$\beta$ - coeficiente de saturación de oxígeno de aguas residuales (0.8-0.9)
$C_s$ - concentración de oxígeno en agua limpia a saturación a una temperatura $T$, mg/L
$C_t$ - concentración de oxígeno disuelto de operación, mg/L (generalmente 2.0mg/L)
$T$ - temperatura de las aguas residuales, º C
$\alpha$ - coeficiente de transferencia de oxígeno para difusores (0.4-0.8 para difusores finos)
9.2 - concentración de oxígeno disuelto a saturación en agua limpia a 20º C y 1 atm, mg/L

**5. Determinar el Flujo Requerido de Aire**

**a) Para satisfacer la DBO**

$$Q_{aire,DBO} = \frac{TETO}{ERTO(0.2315)\rho_{aire}(1440)}$$

Donde

$Q_{aire}$ - flujo requerido de aire, $m^3$/min (cfm)
*TETO* - tasa estándar de transferencia a 20º C, kg $O_2$/día
*ERTO* - eficiencia estándar de transferencia de oxígeno, expresada como fracción
0.2315 - fracción de oxígeno por peso en el aire a 20º C y 1 atm
$\rho_{aire}$ - densidad del aire, kg/$m^3$ (1.2 kg/$m^3$ a 20º C y un atm)
1440 - conversión a días a minutos

**b) Para mantener los SST en suspensión (mezcla completa)**

$$\text{Flujo de Aire por Volumen de Reactor de Aireación} = \frac{Q_{aire,DBO}}{V_{RA}}$$

$$\text{Necesita mínimo de } 15\ \text{m}^3 / 1.000\text{m}^3/\text{min para mezcla completa}$$

**6. Calcular la Potencia Requerida por los Sopladores**

$$P_w = \frac{Q_{aire}\rho_{aire}RT_1}{(60)(29.7)ne}\left[\left(\frac{p_2}{p_1}\right)^{0.283} - 1\right]$$

Donde

$P_w$ - potencia requerida por soplador, kW
$Q_{aire}$ - flujo requerido de aire, $m^3$/min.
$\rho_{aire}$ - densidad del aire, kg/$m^3$ (1.2 kg/$m^3$ a 20º C y un atm)
*R* - constante de gas ideal para el aire, 8.314 kJ/(k mol aire)·°K
$T_1$ - temperatura absoluta de entrada, °K
60 - conversión de minutos a segundos
29.7 - factor de conversión
*n* - 0.283 para el aire
*e* - eficiencia de compresor (0.70—0.90)
$p_1$ - presión absoluta de entrada, atm
$p_2$ - presión absoluta de salida, atm

## 7. Sedimentador Secundario

**Parámetros de Diseño para Sedimentación Secundaria**

| **Proceso** | **Carga Superficial Hidráulica $m^3/m^2$-día** | **Carga de Sólidos $kg/m^2$-hr** | **Profundidad m** | **TRH horas** |
|---|---|---|---|---|
| Lodos Activados | | | | |
| Convencional | 16—28 | 4—6 | 3.5—6 | 1—3 |
| Aireación Extendida | 8—16 | 1—5 | 3.5—6 | 1—3 |
| Filtros Percoladores | 7—33 | ----- | 2—5 | 1—3 |

**a) Determinar el área por la carga superficial hidráulica de diseño**

$$A_{SS} = \frac{Q}{C_{SH}}$$

Donde

$A_{SS}$ - el área superficial del sedimentador, $m^2$
$C_{SH}$ - la carga superficial hidráulica de diseño, $m^3/m^2$-día

**b) Determinar la carga de sólidos**

$$Q_R = \frac{X_{SST}}{X_{SST,R} - X_{SST}}$$

$Q_R$ - caudal de lodos de retorno, $m^3$/día
$X_{SST}$ - concentración de SST en el reactor de aireación, mg/L
$X_{SST,R}$ - concentración de SST en el retorno, mg/L (~10.000 mg/L)

$$C_{SST} = \frac{(Q + Q_R)X_{SST}}{A_{SS}}$$

$C_{SST}$ - carga de sólidos al sedimentador, kg /$m^2$-hr

## VII. Ejemplo: Lodos Activados con Aireación Extendida sin Tratamiento Primaria

**Condiciones a nivel del mar:**

$Q$ = 3.785 m$^3$/día
$T$ = 20 ° C
Afluente: $DBO_5$ = 200 mg/L
Efluente: $DBO_5$ = 20 mg/L
$DBO_L = 1.6DBO_5$
Asuma que $\beta$ = 0.8 para las aguas residuales y $\alpha$ = 0.5 para difusores finos.
Profundidad de difusores en tanque de aireación = 5m.
Eficiencia de soplador, $e$ = 0.70.
Eficiencia estándar de transferencia de oxígeno por difusores, $ERTO$ = 0.28.
$\Theta_c$ = 20 días
$TRH$ =15 horas
Concentración de SSV en el reactor de aireación, $X_{SSV}$ = 2.800 mg/L (70% de $X_{SST}$)
Concentración de SST en el reactor de aireación, $X_{SST}$ = 4.000 mg/L

**Solución:**

**1. Volumen del Reactor de Aireación**

$$V_{RA} = TRH \cdot Q = \left(\frac{15\text{ horas}}{24\text{ horas/día}}\right)\cdot(3.785\text{ m}^3\text{/día}) = 2.365\text{ m}^3$$

**2. Relación de *F/M***

$$F/M = \frac{Q(DBO_{5,A} - DBO_{5,E})}{(X_{SSV})V_{RA}} = \frac{(3.785\text{ m}^3\text{/día})(200\text{ mg/L - }20\text{ mg/L})}{(2.800\text{ mg/L})(2.365\text{ m}^3)} = 0.1\text{ kg DBO}_5\text{ / kg SSV/día}$$

**3. Lodos Desechados por Día**

**a) SSV**

$$P_{X,SSV} = \frac{VX}{\Theta_C} = \frac{(2.365\text{ m}^3)\cdot(2.800\text{ mg/L})\cdot(1\text{ kg/}10^6\text{ mg})\cdot(10^3\text{ L/m}^3)}{(20\text{ días})} = 331\text{ kg/día}$$

**b) SST**

$$P_{X,SST} = \frac{441\text{ kg/día}}{0.7} = 630\text{ kg/día}$$

**c) Volumen de Lodos Desechados por Día al Lecho de Secado (ST = 1.0% o 10.000 mg/L)**

$$V_L = \frac{M_S}{\rho_{H_2O} \cdot GE_L \cdot ST} = \frac{630\ \text{kg/día}}{(1.000\ \text{kg/m}^3)(1.01)(0.01)} = 62.3\ \text{m}^3$$

**3. Oxígeno Requerido**

$$R_o = Q(S_o - S_E) - 1.42 P_{X,SSV} = (3.785\ \text{m}^3/\text{día})(1.6)(200\ \text{mg/L} - 20\ \text{mg/L})(10^3/10^6) - (1.42)(441\ \text{kg/dia})$$

$$= 1.090 - 626 = 464\ \text{kg/día}$$

**4. Tasa Estándar de Transferencia de Oxígeno**

$$TETO = \frac{TRTO}{\left[\frac{\beta \cdot C_s - C_t}{9.2}\right]\left((1.02)^{T-20}\right)(\alpha)} = \frac{464\ \text{kg/día}}{\left[\frac{0.8 \cdot (9.2) - 2.0}{9.2}\right]\left((1.02)^{0}\right)(0.5)} = 1.562\ \text{kg/día}$$

**5. Flujo Requerido de Aire**

**a) Para satisfacer la DBO**

$$Q_{aire,DBO} = \frac{TETO}{ERTO(0.2315)\rho_{aire}(1440)} = \frac{1.562\ \text{kg/día}}{(0.28)(0.2315)(1.2\ \text{kg/m}^3)(1440\ \text{min/ día})} = 13.9\text{m}^3/\text{min}$$

**b) Para mantener los SST en suspensión (mezcla completa)**

$$\text{Flujo de Aire por volumen de reactor} = \frac{13.9\text{m}^3/\text{min}}{2.365\text{m}^3} = \frac{13.9\text{m}^3/\text{min}}{(2{,}365)(1.000\text{m}^3)} = 5.9\text{m}^3/1.000\text{m}^3/\text{min}$$

Necesita mínimo de $15\ \text{m}^3/1.000\text{m}^3/\text{min}$ para mezcla completa

$\therefore$ flujo de aire requerido,

$$Q_{aire,mezcla} = (15\text{m}^3/1.000\text{m}^3/\text{min})(2.365\ \text{m}^3) = 35{,}5\ \text{m}^3/\text{min}$$

**6. Potencia Requerida por Sopladores**

Asuma que las pérdidas en la tubería de difusores = 0.15 atm

$p_1$ = 1.0 atm; $p_2$ = 1.0 atm + 0.15 atm + (5m $H_2O$)*(1 atm/10.27m $H_2O$) = 1.64 atm

$$P_w = \frac{Q_{aire}\rho_{aire}RT_1}{(60)(29.7)ne}\left[\left(\frac{p_2}{p_1}\right)^{0.283} - 1\right] = \frac{(35{,}5)(1{,}2)(8{,}314)(293)}{(60)(29{,}7)(0{,}283)(0{,}75)}\left[\left(\frac{1.64}{1.0}\right)^{0.283} - 1\right]$$

$$P_w == \frac{(103.774)}{(378{,}2)}\left[1{,}15 - 1\right] = (274{,}4)(0{,}15) = 41{,}1\,\text{kW} = 55{,}2\,\text{hp}$$

Cuenta de Electricidad = (41,1 kW)(24 hr/día)(30 días/mes)(US$0.10/kW - hr) = US$2.959/mes

**7. Sedimentador Secundario**

**a) Determinar el área por la carga superficial hidráulica de diseño**

$$A_{SS} = \frac{Q}{C_{SH}} = \frac{3.785m^3/día}{12m^3/m^2 \cdot día} = 315m^2$$

**b) Determinar la carga de sólidos permitida**

$$Q_R = \frac{X_{SST}}{X_{SST,R} - X_{SST}} = \frac{4.000mg/L}{10.000mg/L - 4.0006mg/L} = 0.67$$

$$C_{SST} = \frac{(Q + Q_R)X_{SST}}{A_{SS}} = \frac{(1 + 0.67)(3.785m^3/día)(4.000mg/L)(1kg/10^6 mg)(10^3 L/m^3)}{(315m^2)(24hr/día)}$$

$$= 3{,}3kgSST/m^2 \cdot hr$$

Está dentro del rango de 1.0—5.0 kg/$m^2$-hr

## VIII. Procedimientos de Diseño de Lagunas Aireadas

### Categorías de Lagunas Aireadas

| Parámetro | Tipo de Laguna Aireada | | |
|---|---|---|---|
| | **Mezcla Completa** | **Mezcla Parcial Flujo-Directo** | **Mezcla Parcial Facultativa** |
| Objetivo de Aireación | Mantener Sólidos en Suspensión | Mantener Porción de Sólidos en Suspensión | Satisfacer DBO |
| Profundidad, m | 3—4 | 2—5 | 2—5 |
| TRH, días | 5—10 | 3—6 | 3—20 |
| Requisitos de Potencia de Aireación ($kW/10^3\ m^3$) | 13—20 | 5—8 | 1—2 |
| Sedimentación Secundaria | Requerida | Requerida | No Requerida |

**Ecuaciones para Lagunas Aireadas**

**1. Ecuación de Transferencia de Oxígeno para Aireadores Mecánicos**

$$TETO = \frac{TRTO}{\left[\frac{\beta \cdot C_s - C_t}{9.2}\right]\left((1.02)^{T-20}\right)(\alpha)}$$

donde

$TETO$ - tasa estándar de transferencia a 20º C, kg $O_2$/día
$TRTO$ - tasa real de transferencia de oxígeno en condiciones de campo, kg $O_2$/día
$\beta$ - coeficiente de saturación de oxígeno de aguas residuales (0.8-0.9)
$C_s$ - concentración de oxígeno en agua limpia a saturación a una temperatura $T$, mg/L
$C_t$ - concentración de oxígeno disuelto de operación, mg/L (generalmente 2.0mg/L)
$T$ - temperatura de las aguas residuales, º C
$\alpha$ - coeficiente de transferencia de oxígeno para aireadores mecánicos (0.6-0.9)
9.3 – concentración de oxígeno disuelto a saturación en agua limpia a 20º C y 1 atm, mg/L

**2. Potencia Requerida por los Aireadores Mecánicos**

$$P_{AM} = \frac{TETO}{R_O(24)}$$

donde

$P_{AM}$ - potencia requerida por aireadores mecánicos, kW
$TETO$ - tasa estándar de transferencia a 20º C, kg $O_2$/día
$R_O$ - tasa estándar de transferencia por potencia del aireador mecánico, kg $O_2$/kW-hr
24 - conversión de días a horas

## IX. Ejemplo de Diseño de Lagunas Aireadas

**Condiciones a nivel del mar:**

$Q$ = 3.785 m$^3$/día
$T$ = 20 ° C
Afluente: $DBO_5$ = 200 mg/L
Efluente: $DBO_5$ = 20 mg/L
$DBO_L = 1.6DBO_5$
Asuma que $\beta$ = 0.8 para las aguas residuales
$\alpha$ = 0.8 para aireadores mecánicos

**Solución I: Mezcla Parcial Facultativa**

**1. Oxígeno Requerido**

$$R_o = Q(S_o - S_E) = (3.785\ \text{m}^3/\text{día})(1.6)(200\ \text{mg/L} - 20\ \text{mg/L})(10^3/10^6) = 1.090 kg/día$$

**2. Volumen de Laguna**

Selecciona $HRT$ = 10 días

$$V_{LA} = (3.785 m^3/día)(10 días) = 37.850 m^3$$

**3. Tasa Estándar de Transferencia de Oxígeno**

$$TETO = \frac{TRTO}{\left[\frac{\beta \cdot C_s - C_t}{9.2}\right]\left((1.02)^{T-20}\right)(\alpha)} = \frac{1.090\ \text{kg/día}}{\left[\frac{0.8 \cdot (9.2) - 2.0}{9.2}\right]\left((1.02)^{0}\right)(0.8)} = 2.293\ \text{kg O}_2\text{/día}$$

**4. Potencia Requerida de los Aireadores Mecánicos**

$$P_{AM} = \frac{TETO}{R_O(24)} = \frac{2{,}293\ \text{kg O}_2\text{/day}}{2.0\ \text{kg O}_2\text{/kW - hr}(24\ \text{hr/day})} = 47{,}8\ \text{kW}$$

$$\text{Potencia/Volumen} = \frac{47{,}8 kW}{37.850 m^3} = 1.3 kW/1.000 m^3$$

$$\text{Costo de electricidad por mes} = (47{,}8\ \text{kW})(24\ \text{hr/day})(30\ \text{days/month})(\$0.10/\text{kW - hr}) = \$3.442$$

**Solución II: Mezcla Parcial Flujo-Directo**

**1. Volumen de Laguna**

Selecciona *HRT* = 5 días

$V_{LA} = (3.785m^3 / día)(5días) = 18.925m^3$

**2. Requisitos de Potencia Basada en el Régimen de Mezcla Parcial Flujo-Directo**

Para mezcla parcial flujo-directo, requisitos de potencia de aireación = 5—8 kW/1.000m$^3$

$\therefore P_{AM} = (7kW / 1.000m^3)(18.925m^3) = 132{,}5kW$

Costo de electricidad por mes = (132,5kW)(24 hr/day)(30 days/month)($0.10/kW - hr) = $9.538

**Solución III: Mezcla Completa**

**1. Volumen de Laguna**

Selecciona *HRT* = 7 días

$V_{LA} = (3.785\text{m}^3/\text{día})(7\text{ días}) = 26.495\text{ m}^3$

**2. Requisitos de Potencia Basada en el Régimen de Mezcla Completa**

Para mezcla completa, requisitos de potencia de aireación = 13—20 kW/1.000m$^3$

$\therefore P_{AM} = (15\text{ kW} / 1.000\text{ m}^3)(26.495\text{ m}^3) = 397\text{ kW}$

Costo de electricidad por mes = (397 kW)(24 hr/day)(30 days/month)($0.10/kW - hr) = $28.584

## X. Procedimientos para el Diseño de Filtros Percoladores

**Parámetros de Diseño de Filtros Percoladores de Carga Baja**

| **Parámetro** | **Filtros de Carga Baja** |
|---|---|
| Media Filtrante | Piedra, grava |
| Tamaño de Media Filtrante<br>Piedra<br>Grava | <br>10—13cm<br>2.5—7.5cm |
| Espacio Vacío, % | 50—60 |
| Área Superficial Específica, $m^2/m^3$ | 45—60 |
| Carga Hidráulica, $m^3/m^2$-día | 1—4 |
| Carga Orgánica, kg $DBO_5/m^3$-día | 0.1—0.3 |
| Profundidad, m | 1.8—3.0 |
| Relación de Recirculación | 0 |
| Remoción de $DBO_5$, % | 80—85 |
| Nitrificación, % | 85—100 |
| Moscas en el Filtro | Muchas |

### 1. Calcular el Área por la Carga Hidráulica

$$A_{FP} = \frac{Q}{C_{FPH}}$$

### 2. Calcular el Volumen

Selecciona profundidad, *p*

$$V_{FP} = (A_{FP})(p)$$

### 3. Verificar la Carga Orgánica

Carga de $DBO_5$:

$$R_o = Q\left(DBO_{5,A} - DBO_{5,E}\right)$$

Carga Orgánica:

$$C_{FP,DBO} = \frac{\mathrm{R_o}}{\mathrm{V_{FP}}} = \frac{Q\left(DBO_{5,A} - DBO_{5,E}\right)}{V_{FP}}$$

La carga debe estar dentro del rango de 0.1—0.3 kg $DBO_5/m^3$-día

## XI. Ejemplo del Diseño de Proceso de un Filtro Percolador de Carga Baja

**Condiciones a nivel del mar:**

$Q$ = 3.785 $m^3$/día
$T$ = 20 ° C
Afluente: $DBO_5$ = 140 mg/L (Después de sedimentación primaria)
Efluente: $DBO_5$ = 20 mg/L

**Solución:**

**1. Calcular el Área por la Carga Hidráulica**

$$A_{FP} = \frac{3.785 m^3 / día}{2.5 m^3 / m^2 \cdot día} = 1.514 m^2$$

**2. Calcular el Volumen**

Selecciona profundidad = 3m

$$V_{FP} = (1.514 m^2)(3m) = 4{,}542 m^3$$

**3. Verificar la Carga Orgánica**

Carga de $DBO_5$:

$$R_o = Q(S_o - S_E) = (3.785\ \mathrm{m}^3/\text{día})(140\mathrm{mg/L} - 20\ \mathrm{mg/L})(10^3/10^6) = 454 kg / día$$

$$C_{FP,DBO} = \frac{454\ \mathrm{kg\ DBO_5}\ /\ \text{día}}{4.542\ \mathrm{m}^3} = 0.10\ \mathrm{kg\ DBO_5\ /\ m^3}\ \text{- día}$$

La carga está dentro del rango de 0.1—0.3 kg $DBO_5/m^3$-día

## XII. Procedimientos para el Diseño de un Reactor Anaeróbico (UASB o RAFA)

**Parámetros de Diseño para un RAFA (UASB)**

| **Parámetro** | **Valor** |
|---|---|
| TRH, horas | 8—10 |
| $\Theta_C$, días | 30—50 |
| Carga Orgánica Volumétrica, kg DQO/m$^3$-día | 1—3 |
| Velocidad Vertical, m/hr | 0,5<br>(1,2 @ flujo pico) |
| Concentración de sólidos en el Manto de Lodos, kg/m$^3$<br>SST<br>SSV | <br>~70<br>15—30 |
| Profundidad de Manto de Lodos, m | 2—2,5 |
| Profundidad del Reactor, m | 4,5—5 |
| Ancho o Diámetro Máximo, m | 10—12 |
| % Remoción de $DBO_5$ | 75—85 |
| % Remoción de SST | Variable |
| Producción de lodos, kg ST/m$^3$ agua tratada | 0.15—0.25 |
| Producción de metano, m$^3$/kg DQO removida | 0.1—0.3<br>(0.37 teóricamente) |

### 1. Calcular el Volumen Nominal del Reactor (Volumen del Líquido)

$$V_{L,R} = \frac{Q \cdot S_o}{C_{O,V}}$$

Donde

$V_{L,R}$ - volumen del líquido en el reactor, m$^3$
$Q$ - caudal del afluente, m$^3$/hora
$S_o$ - DQO o $DBO_L$ de afluente, mg/L
$C_{O,V}$ - carga orgánica volumétrica, kg DQO/m$^3$-día

**2. Calcular el Área Superior del Reactor**

$$A_{S,R} = \frac{Q}{v}$$

Donde

$A_{S,R}$ - área superior del reactor, $m^2$
$v$ - velocidad vertical de diseño, 0.5 m/hora

**3. Calcular la Profundidad del Reactor Nominal**

$$P_{L,R} = \frac{V_{L,R}}{A_{S,R}}$$

Donde

$P_{L,R}$ - profundidad del líquido en el reactor

**4. Calcular la Cantidad de Lodos Desechados Diariamente**

a) La masa de sólidos producidos de los SST que entran en el efluente

La masa de sólidos producidos diarios se calcula con las siguientes ecuaciones:

$$M_{S,A} = 0.001 \cdot Q \cdot SST$$

donde

$M_{S,A}$ - masa de sólidos en el afluente, kg/día
$Q$ - caudal del afluente, $m^3$/día
$SST$ - concentración promedia de sólidos suspendidos totales, mg/L
0.001 - factor de conversión de mg/L a $kg/m^3$

Normalmente se asume que 65% de los sólidos totales son volátiles y 35% son fijos, y que aproximadamente 50% de los sólidos volátiles serán digeridas. La masa de sólidos producidos por día de los que entran en el efluente sería entonces:

$$M_{S,D} = \left(0.35 M_{S_i,A} + 0.65 \cdot (0.5) M_{S,A}\right) = 0.675 M_{S,A_i}$$

donde

$M_{S,D}$ - masa de sólidos digeridos producidos por día, kg/día

Combinando las ecuaciones se obtiene la masa por día en términos de caudal y concentración de SST:

$$M_{S,D} = 0.000675 \cdot Q \cdot SST$$

**b) La Masa de Sólidos Producidos por las Células Nuevas**

La producción de biomas por descomposición anaeróbica es

$$Y = \frac{0.04 \text{ mg Células Producidas}}{\text{mg DBO}_L \text{ Removida}} = \frac{0.06 \text{ mg Células Producidas}}{\text{mg DBO}_5 \text{ Removida}}$$

La masa de sólidos nuevos producidos (células nuevas) es entonces

$$M_{S,N} = (0.06)(0.001)(DBO_{5,A} - DBO_{5,E})Q = (6\exp-05)(Q)(DBO_{5,A} - DBO_{5,E})$$

Donde

$M_{S,N}$ - masa de sólidos nuevos, kg/día
$Q$ - caudal promedio, $m^3$/día
$DBO_{5,A}$ - concentración de $DBO_5$ en el afluente, mg/L
$DBO_{5,E}$ - concentración de $DBO_5$ en el efluente, mg/L

**3. Producción total de lodos**

La producción total de lodos que tienen que ser desechados por día es entonces

$$M_{S,T} = M_{S,D} + M_{S,N} = 0.000675 \cdot Q \cdot SST + (6\exp-05)(Q)(DBO_{5,A} - DBO_{5,E})$$

$$M_{S,T} = Q\left[(6.75\exp-04)(SST) + (6.0\exp-05)(DBO_{5,A} - DBO_{5,E})\right]$$

Donde
$M_{S,T}$ - masa total de sólidos producidos, kg/día

**4. Volumen de Lodos Desechados por Día**

$$V_{L,D} = \frac{M_{S,T}}{\rho_{H_2O} \cdot GE_L \cdot ST}$$

donde $V_{L,D}$ = volumen de lodos desechados, $m^3$
$M_{S,T}$ = masa de sólidos secos, kg
$\rho_{H_2O}$ = densidad de agua, 1,000 $kg/m^3$
$GE_L$ = gravedad específica de los lodos (~1.01)
$ST$ = fracción de sólidos totales expresada como decimal (~0.07)

**5. Estimar la Producción de Metano**

$$\text{Producción de } CH_4 = \frac{0.34\ m^3\ CH_4}{\text{kg } DBO_L \text{ Removida}} = \frac{0.53\ m^3\ CH_4}{\text{kg } DBO_5 \text{ Removida}}$$

**XIII. Ejemplo del Diseño de un Reactor Anaeróbico (UASB o RAFA)**

**Condiciones a nivel del mar:**

$Q$ = 3.785 m$^3$/día
$T$ = 20 ° C
Afluente: $DBO_5$ = 200 mg/L; $SST$ = 200 mg/L
Efluente: $DBO_5$ = 40 mg/L
$DBO_L$ = DQO = 1.6$DBO_5$
$\Theta_c$ = 30 días

**Solución:**

1. Calcular el Volumen Nominal del Reactor (Volumen del Líquido)

$$V_{L,R} = \frac{0.001 \cdot Q \cdot S_o}{C_{O,V}} = \frac{(0{,}001)(3.785m^3 / día)(1{,}6)(200mg / L)}{1kgDBO_L / m^3 \cdot día} = 1.211m^3$$

2. Calcular el Área Superior del Reactor

$$A_{S,R} = \frac{Q}{v} = \frac{(3.785m^3 / día)(1día / 24hr)}{0{,}5m / hr} = 315m^2$$

3. Calcular la Profundidad del Reactor Nominal

$$P_{L,R} = \frac{V_{L,R}}{A_{S,R}} = \frac{1.211m^3}{315m^2} = 3{,}84m = 4m$$

4. Calcular la Cantidad de Lodos Desechados Diariamente

La producción total de lodos que tienen que ser desechados por día es

$$M_{S,T} = Q\left[(6.75\exp-04)(SST) + (6.0\exp-05)(DBO_{5,A} - DBO_{5,E})\right]$$

$$M_{S,T} = 3.785\left[(6.75\exp-04)(200) + (6.0\exp-05)(200-40)\right] = 547kg / día$$

5. Estimar el Volumen de Lodos Desechados por Día

$$V_{L,D} = \frac{M_{S,T}}{\rho_{H_2O} \cdot GE_L \cdot ST} = \frac{547}{(1.000)(1.01)(0.07)} = 7{,}7 m^3 / día$$

5. Estimar la Producción de Metano

$$\text{Producción de } CH_4 = \frac{0.53\ m^3\ CH_4}{\text{kg } DBO_5 \text{ Removida}}\left((0.001)(3.785)(160)\right) = 606 m^3$$

## IV. Procedimientos para el Diseño de un Digestor Anaeróbico

**Parámetros de Diseño para un Digestor Anaeróbico**

| Parámetro | Valor |
|---|---|
| $\Theta_C$, días | 20—50 |
| Carga Orgánica Volumétrica, kg SV/m$^3$-día | 0,3—0,8 |
| % Remoción de SV | 50—70 |

### 1. Calcular la Masa y Volumen de Lodos Primarios Producidos por Día

**a) Masa de Sólidos Totales**

$$M_{ST,P} = 0.001 \cdot Q \cdot SST$$

**b) Masa de Sólidos Volátiles**

$$M_{SV,P} = 0.65 M_{ST,P} = (0.65) 0.001 \cdot Q \cdot SST$$

**c) Volumen de Lodos Producidos por Día**

$$V_{L,P} = \frac{M_{ST,P}}{\rho_{H_2O} \cdot GE_L \cdot ST}$$

### 2. Calcular el Volumen del Digestor

$$V_D = \Theta_C \cdot V_{L,P}$$

Donde

$V_D$ - volumen del líquido en el digestor, m$^3$
$\Theta_C$ - tiempo de retención de los lodos en el digestor, días
$V_{L,P}$ - volumen de lodos primarios producidos por día, m$^3$/día

### 3. Verificar la Carga Orgánica Volumétrica

$$C_{O,V} = \frac{M_{SV,P}}{V_D}$$

Donde
$C_{O,V}$ - carga orgánica volumétrica, kg SV/m$^3$-día

**4. Calcular la Masa y Volumen de Lodos Digeridos Producidos por Día**

**a) Masa de Lodos Digeridos**

$$M_{L,D} = 0.000675 \cdot Q \cdot SST$$

**b) Volumen de Lodos Digeridos**

$$V_{L,D} = \frac{M_{L,D}}{\rho_{H_2O} \cdot GE_L \cdot ST}$$

**5. Estimar la Producción de Metano**

<u>A 35 °C y 1 atm:</u>

$$\text{Producción de } \mathrm{CH_4}, m^3 / día = \frac{0.75\ \mathrm{m^3\ CH_4}}{\mathrm{kg\ SV\ Removida}} \left[(0.5)(M_{SV,P})\right]$$

## XV. Ejemplo de Diseño de un Digestor Anaeróbico

**Condiciones a nivel del mar:**

$Q$ = 3.785 m$^3$/día
$T$ = 20 ° C
Afluente: $DBO_5$ = 200 mg/L; $SST$ = 200 mg/L
$\Theta_c$ = 30 días
Lodos producidos por tratamiento primario
Concentración de $ST$ en lodos primarios = 3%

**Solución:**

**1. Calcular la Masa y Volumen de Lodos Primarios Producidos por Día**

**a) Masa de Sólidos Totales**

$$M_{ST,P} = 0.001 \cdot Q \cdot SST = 0.001(3.784)(200) = 757 kg / día$$

**b) Masa de Sólidos Volátiles**

$$M_{SV,P} = 0.65 M_{ST,P} = (0.65)(757) = 492 kg / día$$

**c) Volumen de Lodos Producidos por Día**

$$V_{L,P} = \frac{M_{ST,P}}{\rho_{H_2O} \cdot GE_L \cdot ST} = \frac{757}{(1.000)(1{,}01)(0.03)} = 25 m^3 / día$$

**2. Calcular el Volumen del Digestor**

$$V_D = \Theta_C \cdot V_{L,P} = (30 días)(25 m^3 / día) = 750 m^3$$

**3. Verificar la Carga Orgánica Volumétrica**

$$C_{O,V} = \frac{M_{SV,P}}{V_D} = \frac{492 kg / día}{750 m^3} = 0{,}66 kgSV / m^3 \cdot día$$

Está dentro del rango permisible de 0,3—0,8 kg $SV$/m$^3$-día

**4. Calcular la Masa y Volumen de Lodos Digeridos Producidos por Día**

**a) Masa de Lodos Digeridos**

$$M_{L,D} = 0.000675 \cdot Q \cdot SST = 0.000675(3.785)(200) = 511 kg / día$$

**b) Volumen de Lodos Digeridos**

$$V_{L,D} = \frac{M_{L,D}}{\rho_{H_2O} \cdot GE_L \cdot ST} = \frac{511}{(1.000)(1.01)(0.03)} = 16{,}9 m^3$$

**5. Estimar la Producción de Metano**

<u>A 35 °C y 1 atm:</u>

$$\text{Producción de } CH_4 = \frac{0.75\ m^3\ CH_4}{\text{kg SV Removida}}\left[(0.5)(M_{SV,P})\right] = (0{,}75)(0{,}5)(492 kg / día) = 184{,}5 m^3 / día$$

## XVI. Procedimientos para el Diseño de un Biofiltro

**Parámetros de Diseño para un Biofiltro**

| Parámetro | Valor |
|---|---|
| Carga Orgánica por Área | |
| g $DBO_5/m^2$-día | ≤6 |
| kg $DBO_5$/ha-día | ≤60 |
| Carga de SST por Área | |
| g /$m^2$-día | ≤20 |
| kg /ha-día | ≤200 |
| | |
| Profundidad, m | |
| Media Filtrante | 0,5—0,6 |
| Líquido | 0,4—0,5 |
| Media | |
| Zona de entrada (primer metro horizontal) | 40—80mm |
| Zona de tratamiento | 20—30mm |
| Zona de salida (último metro horizontal) | 40—80mm |
| Zona de plantas (primer 10cm vertical) | 5—20mm |
| % Remoción de $DBO_5$ | ≥90 |
| % Remoción de SST | ≥90 |

### 1. Calcular el Área por la Carga Orgánica

$$A_{BF} = \frac{Q \cdot S_o}{C_{O,A}}$$

Donde

$A_{BF}$ - área del biofiltro, ha
$Q$ - caudal del afluente, $m^3$/día
$S_o$ - $DBO_5$ de afluente, mg/L
$C_{O,A}$ - carga máxima orgánica por área, kg $DBO_5$/ha-día

### 2. Calcular el Área por la Carga de SST

$$A_{BF} = \frac{Q \cdot C_{SST}}{C_{SST,A}}$$

Donde

$A_{BF}$ - área del biofiltro, ha

$Q$ - caudal del afluente, $m^3$/día
$C_{SST}$ - concentración de SST de afluente, mg/L
$C_{SST,A}$ - carga máxima de SST por área, kg /ha-día

**3. El Área Mayor Determina el Diseño**

## XVII. Ejemplo de Diseño de un Biofiltro

**Condiciones a nivel del mar:**

$Q$ = 3.785 $m^3$/día
$T$ = 20 ° C
Efluente Primario: $DBO_5$ = 140 mg/L; $SST$ = 50 mg/L

**Solución:**

**1. Calcular el Área por la Carga Orgánica**

$$A_{BF} = \frac{Q \cdot S_o}{C_{O,A}} = \frac{3.785 m^3 / día (140 mg / L)(0{,}001)}{60 kg / ha \cdot día} = 8{,}8 ha$$

**2. Calcular el Área por la Carga de SST**

$$A_{BF} = \frac{Q \cdot C_{SST}}{C_{SST,A}} = \frac{(3.785 m^3 / día)(50 mg / L)(0{,}001)}{200 kg / ha \cdot día} = 0{,}9 ha$$

**3. Área Final del Diseño**

$$A_{BF} = 8{,}8 ha$$

**4. Volumen de Piedra Requerido**

$$V_{Piedra} = A_{BF} \cdot P = (88.000 m^2)(0{,}5 m) = 44.000 m^3$$