

CONGRESO INTERAMERICANO DE INGENIERÍA QUÍMICA

Lima, Perú. Abril 24 al 27, 2005.

UN NUEVO ENFOQUE EN EL ESTADO DEL ARTE EN EL DISEÑO DE
LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN.

Ing. Teófilo Donaires Flores¹

Universidad Nacional del Altiplano Puno- Perú.

Facultad de Ingeniería Química

Telefax: 0051-51-366190

tdonaires@hotmail.com

RESUMEN

El tratamiento de residuales domésticas e industriales mediante lagunas de estabilización constituye una alternativa viable donde existan terrenos disponibles de bajo costo y este método de tratamiento sea más económico que otros métodos alternos, tales como lodos activados, digestión anaerobia, biodiscos, filtros biológicos, digestión anaerobia o la unidad anaerobia de flujo ascendente (UASB ó RAFA) y pantanos artificiales. De estos sistemas el UASB compite en costo con las lagunas de estabilización.

Las lagunas de estabilización están formadas por un conjunto de lagunas como son las lagunas anaerobias, lagunas facultativas y las lagunas de maduración, cada uno de estos presentan funciones muy específicas en los sistemas de tratamiento de las aguas residuales.

El estado del arte en el diseño de estas lagunas se debe hacer utilizando los diferentes modelos desarrollados por investigadores en diferentes lugares de acuerdo a las condiciones meteorológicas.

Los modelos existentes permiten estimar la eficiencia de las lagunas en la remoción de DBO, DQO, coliformes, calcular área, volumen, período de retención y estimar la DBO y NMP en el efluentes. Con estos resultados se establecen las dimensiones y el número de lagunas necesarias en paralelo y en serie para obtener el grado de tratamiento.

Las investigaciones mas recientes se oriente el reuso, y lograr la sostenibilidad en los diferentes etapas, el reuso se orientan a aprovechar el contenido de materia orgánica y fertilizantes en el efluente tratado en riego de cultivos, piscicultura y producción de forraje para animales, con el propósito de disminuir el vertido de éstos poluentes a cuerpos de agua, proteger el ambiente y aumentar la producción de alimentos para una población cada vez más numerosa.

Palabras claves: Aguas residuales, lagunas de estabilización, tratamiento, remoción, diseño, mantenimiento y sostenibilidad.

¹ Ing. Químico. Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco, 1995.

Maestría en Ingeniería Sanitaria y Ambiental. Universidad del Valle Cali -Colombia, 1998.

CONTENIDO

1

1. INTRODUCCIÓN.....	3
2. MODELOS DE LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN	4
3. MODELOS O ECUACIONES PARA EL DISEÑO	4
4. MODELOS Y CRITERIOS DE DISEÑO	6
5. EL ESTADO DEL ARTE EN EL DISEÑO DE LAS LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN	13
6. CALCULOS DE DISEÑO	23
7. DISEÑO GEOMÉTRICO	29
8. OPERACIÓN, MANTENIMIENTO Y EVALUACIÓN	31
9. EVALUACIÓN DEL FUNCIONAMIENTO	33
10. BIBLIOGRAFIA	33

1. INTRODUCCIÓN.

El tratamiento de las aguas residuales domésticas o industriales en las Lagunas de estabilización constituye una alternativa viable donde existan terrenos disponibles de bajo costo y éste método de tratamiento sea más económico que otros métodos alternos, tales como lodos activados, digestión aerobia, biodiscos, filtros biológicos, digestión anaerobia o el reactor de flujo ascendente (RAFA) y los sistemas Wetlands. De estos sistema el RAFA compite en costo con las lagunas de estabilización.

Oswald, 1995, anota que debido a la eficiencia de las lagunas, "... en este mundo de explosión de la población y agotamiento de recursos, las lagunas deben continuar siendo una parte en crecimiento en nuestro manejo de desechos líquidos". Además, teniendo en cuenta que las lagunas son eficaces en la remoción de organismos patógenos, se han hecho avances significativos en el uso del efluente de lagunas en riego de cultivos y cría de peces, como un método eficaz de utilización de los diferentes fertilizantes y la materia orgánica remanente en aguas tratadas.

El diseño de lagunas de estabilización se ha hecho utilizando modelos desarrollados de información obtenida en lagunas que operan en diferentes condiciones de meteorológicas y de mezcla a las del sitio de las lagunas. Estas circunstancias hace necesario tener extremo cuidado en que el método seleccionado corresponda a condiciones meteorológicas semejantes, de otra manera, existe el riesgo de diseñar y construir sistemas de lagunas que no se ajustan a las necesidades de tratamiento de una localidad específica.

Los modelos existentes permiten estimar la eficiencia de la laguna en la remoción de DBO, DQO, coliformes, calcular área, volumen, período de retención y estimar la DBO y NMP en el efluente. Con estos resultados se establecen las dimensiones y el número de lagunas necesarias en paralelo y en serie para obtener el grado de tratamiento exigido.

Sin embargo, existen vacíos de información que deben ser llenados en trabajos de investigación en cada zona de se requiera diseñar. También vendrán innovaciones que para atender a la solución de problemas específicos de uso del efluente de lagunas con el propósito de hacer un mejor uso de los recursos y establecer las bases del desarrollo sostenible. Las investigaciones más recientes se orientan a aprovechar el contenido de la materia orgánica y fertilizantes en el efluente tratado en riesgo de cultivos, piscicultura y producción de forraje para animales, con el propósito de disminuir el vertido de éstos poluentes a cuerpos de agua, proteger el ambiente y aumentar la producción de alimentos para una población cada vez más numerosa.

2. MODELOS DE LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN

Tradicionalmente se ha distinguido cuatro tipos de lagunas: aerobias, anaerobias, facultativas y de maduración. Actualmente, Pearson (1995) distingue cerca de 10 tipos de lagunas. En este trabajo no se hace referencia a las lagunas aireadas y se presenta una definición breve de los tipos básicos de algunas, teniendo en cuenta que de ellos se desarrollaron nuevos tipos más eficientes de lagunas. Una laguna es un reactor diseñado y construido mediante excavación del suelo y construcción de diques para formar vasos capaces de retener el agua residual un período determinado de tiempo para obtener un efluente de una calidad establecida de acuerdo a las normas ambientales.

- **Laguna aireada.** Es aquella en la cual hay oxígeno disuelto en toda la masa de agua, tienen poca profundidad, hasta donde penetra la luz solar, profundidad máxima de 0,50 m.
- **Laguna anaerobia.** Es profunda, de 2,50 a 5,00 m. Recibe una carga orgánica de 100 a 400 g DBO/m³.d. No hay oxígeno disuelto, se forma una capa de material flotante que la aísla de aire y bien operada no debe producir malos olores, generalmente, recibe efluentes concentrados.
- **Laguna facultativa.** Tiene una profundidad de 1,50 a 2,20 m, la capa profunda es anaerobia y la capa superficial es aerobia, en zona cálidas acepta cargas superficiales entre 250 y 600 kg/DBOha.d. es el tipo de laguna de estabilización más comúnmente usado.
- **Laguna de maduración.** Recibe el efluente de otros sistemas de tratamiento o de lagunas facultativas, se utiliza para destruir organismos patógenos, su profundidad máxima es de 1,50 m.

Un sistema de lagunas consiste en un conjunto de varios tipos de lagunas en serie, de manera que el efluente satisfaga las exigencias de la agencia responsable del control de la calidad de agua o del control de la polución. La figura 1. Muestra esquemas o diagramas de flujo entre muchos que son posibles.

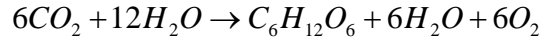
3. MODELOS O ECUACIONES PARA EL DISEÑO

En la actualidad se presentan y se discuten diferentes modelos de acuerdo a las condiciones meteorológicas, aquí se presentan los modelos más importantes para el diseño de lagunas de estabilización en función de la remoción de materia orgánica, medida como DBO y la extinción de coniformes medidos como NMP/100 ml. Se omite la presentación de algunos modelos usados en la zona templada.

- 3.1. Remoción de DBO.** En las lagunas anaerobias la remoción de DBO se asegura (como en los tanques de sépticos) por la sedimentación de sólidos sedimentables y la subsecuente digestión anaerobia en la capa de lodos resultante: éste es particularmente intenso a temperaturas por encima de los 15°C cuando la superficie lagunar burbujea liberando el biogás la producción del metano se incrementa siete veces más en 5°C de aumento de temperatura

(Marais, 1970). Los grupos de bacterias involucrados son los mismos del reactor anaerobio (bacterias acidogénicas y bacterias metanogénicas).

La reacción que ocurre normalmente es la siguiente:



Se puede observar que existe una relación entre algas y bacterias.

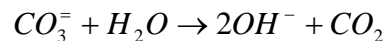
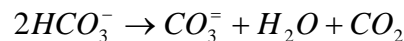
3.2. Remoción de patógenos.

3.2.1. **Bacterias.** Las bacterias fecales son removidas en las lagunas anaerobias y facultativas pero especialmente en las lagunas de maduración cuyo tamaño determina la cantidad de coniformes fecales en el efluente final. Los principales mecanismos de remoción de bacterias fecales dependen de los siguientes factores:

- Tiempo
- Temperatura
- Alto pH (>9)
- Alta intensidad de luz

La mortandad de bacterias fecales se incrementa con estos parámetros (Feachem et al., 1983).

Ocurren en las lagunas por la velocidad de fotosíntesis de las algas que consumen CO_2 rápidamente que es aprovechado por la respiración de bacterias; como resultado de este proceso los iones carbonato y bicarbonato se disocian:



El CO_2 resultante es empleado por las algas y los iones hidroxilo acumulados aumentan el pH, frecuentemente arriba de 10. Las bacterias fecales mueren rápidamente en cuestión de minutos (Pearson et al., 1987).

El factor de alta intensidad de luz ha sido recientemente aclarado (Curtis et al., 1992). Las ondas luminosas dañan directamente las bacterias fecales. La intensidad de la luz produce mortandad depende de la presencia de oxígeno y modifica considerablemente el pH.

Virus. En la actualidad se conoce poco el mecanismo de remoción viral, se considera que ocurre por adsorción de sólidos sedimentables.

3.2.2. **Parásitos.** Los quistes de protozoarios y huevos de helmintos son removidos por sedimentación. La velocidad de asentamiento es bastante alta por ejemplo $3,4 \cdot 10^{-4}$ m/s en caso de *ascaris lumbricoides*, consecuentemente se remueve en la fase anaerobia y facultativa.

3.3. Requerimientos de la calidad del efluente

Los requerimientos se definen de acuerdo a las normas ambientales de cada país, para descarga a cuerpos de receptores y para reuso, generalmente se expresan en términos de:

- Materia orgánica (DBO ó DQO)
- Sólidos suspendidos
- Nitrógeno (total, amoniacal, óxidos de nitrógeno)
- Número de bacterias coniformes fecales
- Número de huevos de nemátodos intestinales humanos
- Número de huevos de tremátodos intestinales humanos.

3.3.1. Reuso agrícola. El riego con efluentes lagunares, así como con otras aguas residuales adecuadamente tratadas, provee un buen balance de nutrientes de las plantas (principalmente sales de N, P y K), los cuales pueden incrementar la producción.

3.3.2. Recreación y Pesca. En zonas donde la escasez de agua, estos efluentes son alternativas de solución para la recreación y la pesca.

3.3.3. Descarga a cuerpos de agua. El exceso de afluentes se puede descargar a cuerpos de aguas, así recuperar la cantidad de agua.

3.3.4. Criterios de calidad fisicoquímica. Los criterios de calidad microbiológica son para la protección de la salud; los de calidad fisicoquímica son para mantener la salud de las plantas y mantener el rendimiento de los cultivos. La calidad fisicoquímica de las aguas residuales tratadas utilizadas para riego deben cumplir con las recomendaciones de la FAO.

Los parámetros más importantes son:

- Conductividad eléctrica. Genera peligro de salinización del suelo.
- Relación de adsorción de sodio. RAS. Peligro de defloculación del suelo y toxicidad del suelo.

$$RAS = \frac{Na}{\sqrt{\frac{Na + Mg}{2}}}$$

- pH. Rango permisible de 6,5 – 8,4.
- Nitrógeno total. Puede reducir el rendimiento de los cultivos.
- Boro. Los residuos de los cítricos, detergentes contribuyen a la contaminación.

4. MODELOS Y CRITERIOS DE DISEÑO

Las primeras aproximaciones al diseño de lagunas han sido principalmente empíricas utilizando parámetros tales como: profundidad, tiempo de residencia, forma física de la laguna y reducción de DBO, derivada de la experiencia práctica

observada. Los avances en oxidación biológica y el fenómeno de la fotosíntesis han hecho posible una aproximación desde el punto de vista biológico.

a. **Lagunas Anaerobias.** A pesar del gran número de investigaciones sobre las lagunas anaerobias, hay notables discrepancias en relación con los coeficientes de las ecuaciones y con los criterios de diseño, debido al alto número de variables existentes en el proceso y la falta de uniformidad en las evaluaciones realizadas.

a. **Correlación sudafricana (Vicent, 1963).**

Válida para zonas tropicales y subtropicales. Asume mezcla completa para el cálculo de la constante de degradación (K). en la cual existen discrepancias. Hay peligro de incrementar exageradamente el tiempo de residencia hidráulico.

$$L_e = \frac{L_i}{K_{an} \left(\frac{L_e}{L_i} \right)^n \theta + 1}$$

El tiempo de residencia es:

$$\theta = \left(\frac{L_i}{L_e} - 1 \right) \left[\frac{1}{K_{an} \left(\frac{L_e}{L_i} \right)^n} \right]$$

b. **Correlación de Hawaii (1981).**

Se reportan altos coeficientes de correlación (0,98), para eficiencias del 60 a 70%, éstas no se obtiene en la práctica.

$$\lambda_{sr} = -14,4555 + 0,6876\lambda_s$$

$$\lambda_{sr} = -86,0971 + 0,6543\lambda_s + 3,3985\theta$$

$$\lambda_{sr} = -265,0576 + 0,7491\lambda_s + 23,5258\theta$$

c. **Correlación de Saidam y Al Salem (1988).**

1. **Para lagunas anaerobias primarias.** Válida para concentraciones de DBO₅ del afluente entre 629 y 826 mg/l; temperatura del agua entre 14,4 y 27°C; carga volumétrica de 0,091 a 0,153 kg/m³d.; y tiempo de residencia hidráulico de 4 a 7 días.

$$L_e = -1326 + 7,4T + 3961\lambda_v - 68\theta$$

2. **Para lagunas anaerobias secundarias.** Válida para concentraciones de DBO₅ del afluente entre 213 y 440 mg/l; la temperatura del agua entre 13,8 y 27,5°C; carga volumétrica de 0,029 a 0,078 kg/m³.d. y tiempo de residencia hidráulico de 4,7 a 8 días.

$$L_e = -138 + 0,35T + 3494\lambda_v - 32\theta$$

- d. **McGarry y Pescod.** Se usa para comprobar que la carga sea suficientemente alta a fin de sobrepasar la carga facultativa. El límite de carga facultativa es de 357 kg DBO/ha.d y para asegurar condiciones anaerobias la carga debe ser >1000 kg DBO/ha.d. Se basa en la carga superficial.

$$\lambda_s = 400,6 \times 1,099^{T-20}$$

- e. **Yañez, Fabián.**

$$\lambda_s = 357,4 \times 1,085^{T-20}$$

- f. **Meiring (1968); Mara, Duncan y Pearson (1986).** Válido para mantener condiciones anaerobias y evitar malos olores, se sugiere una carga volumétrica entre 100 y 300 g DBO₅/m³.d para aguas con menos de 500 mg/l de SO₄⁻ y temperaturas mayores de 20°C. Se sugiere un límite máximo de 1000 g DBO₅/m³.d para aguas con menores a 100 mg/l de SO₄⁻.

$$\lambda_v = \frac{L_i \cdot Q}{V_a}$$

- b. **Lagunas Facultativas.** Los modelos cinéticos basados en la hidráulica del flujo pistón ideal y en la mezcla completa o combinación de regímenes de flujo y tasa de reacción de primer orden con o sin las relaciones de la cinética enzimática de Michaelis – Menten se ha propuesto por varios autores para describir el funcionamiento de las lagunas facultativas. Los modelos más importantes se tiene:

- a. **Hermann y Gloyna (1958).**

Modelo basado en la cinética de primer orden y mezcla completa. Supone una remoción de DBO alrededor del 90%.

Dimensionamiento para temperatura del mes más frío. Válido para profundidades < 2 m. Adecuado para lagunas de celda única.

$$\theta = 0,035 L_{ui} \times 1,0853^{5-T}$$

$$\lambda_s = 285,7 Z \times 1,0853^{5-T}$$

- b. **Gloya (1976).**

XXI Congreso Interamericano de Ingeniería Química

Considera correcciones por toxicidad por algas y sulfuros para carga superficial. Profundidad siempre deberá ser 1 m. La profundidad adicional de 0,5 m está prevista para el almacenamiento de lodos.

$$\lambda_s = 285,7Zx1,0853^{5-T} ff^1$$

$$\theta = 0,035L_{ui}x1,0853^{5-T} ff^1$$

c. Modelo en equilibrio continuo y mezcla completa.

Se asume mezcla completa. No existe sedimentación de sólidos y por consiguiente, tampoco la eliminación de la DBO asociada con los sólidos sedimentados.

$$L_e = \frac{L_i}{(1 + K)\theta}$$

$$K^1 = K_{20}x1,085^{T-20}$$

$$\theta = \frac{\eta}{K^1(100 - \eta)}$$

d. Marais (1966, 1970).

Incorpora la influencia del lodo anaerobio al modelo de mezcla completa con cinética de primer orden. Los valores aproximados para i_s , i_p y S_p son 0,5, 0,4 y 0,6.

$$L_u = \frac{L_{ui}}{(1 + K^1)\theta} (i_p + S_p.i_s)$$

e. McGarry y Pescod (1970).

Aplicable a climas tropicales y templados. Tiene un error de estimación de $\pm 16,4$ kg DBO/ha.d y aplicable a un intervalo de carga superficial entre 50 y 500.

$$\lambda_{sr} = 10,35 + 0,725\lambda_s$$

$$\lambda_{m\acute{a}x} = 400,6x1,099^{T-20}$$

f. Yañez, Fabián (1979, 1980, 1988).

Utiliza correlaciones de carga a base de datos de DQO soluble.

$$\lambda_{sr} = A + B\lambda_s$$

$$\lambda_{sm\acute{a}x} = 357,4 \times 1,085^{T-20}$$

g. Modelo de flujo disperso (Thirimurthy, 1969).

Se desarrolla a partir de un balance de masa, alrededor de un reactor con flujo laminar tipo pistón.

$$\frac{N_e}{N_i} = \frac{4a.e^{(1/2d)}}{\left[(1+a)^2 \right] e^{a/2d} - \left[(1-a)^2 \right] e^{-a/2d}}$$

h. Modelo dinámico (Fritz y Meredith, 1978 y 1979).

Es el más completo en la descripción de los procesos que intervienen en el tratamiento por lagunas de estabilización.

c. Lagunas de maduración. Las más recomendadas son de flujo disperso y mezcla completa. El modelo de flujo disperso se basa en balance de masa alrededor de un reactor con flujo laminar tipo pistón. En el cual existen dos mecanismos de transporte: la convectiva en la dirección del flujo y la dispersión molecular axial. Los modelos más importantes son:

a. Modelo de mezcla completa.

Se supone mezcla completa para el submodelo hidráulico o cual produce distorsiones cuando se diseña lagunas en serie.

1. Una sola laguna

$$N_e = \frac{N_i}{1 + K_T \theta}$$

2. Lagunas en serie

$$N_e = \frac{N_i}{(1 + K_T \theta_a)(1 + K_T \theta_f)(1 + K_T \theta_m)^n}$$

3. Constante de decaimiento bacteriano (Marais, 1974)

$$K_T = 2,6 \times 1,19^{T-20}$$

b. Modelo de flujo disperso.

El modelo de dispersión considera un reactor con flujo laminar tipo pistón, en el cual el mecanismo de transporte está afectado por la dispersión convectiva en la dirección del flujo y en el otro sentido por la difusión molecular axial.

$$\frac{N_e}{N_i} = \frac{4a.e^{(1/2d)}}{[(1+a)^2]e^{a/2d} - [(1-a)^2]e^{-a/2d}}$$

$$a = \sqrt{1 + 4K_b \theta d}$$

1. Constante de decaimiento bacteriano (Gameson, 1974)

$$K_b = 1,1 \times 1,07^{T-20}$$

2. Ecuaciones para dispersión

La comparación de los valores de dispersión es difícil debido a la diferencia entre el uso de trazadores, el diseño físico de la laguna, posición de los dispositivos de entrada y salida, etc. En la actualidad existen diversas ecuaciones.

i. Fisher (1967).

$$d = \frac{0,304(\theta.v.W)^{0,5} (W + 2Z)^{1,5}}{(LZ)^{1,5}}$$

ii. Liu (1977).

$$d = \frac{0,168(\theta.v.W)^{0,5} (W + 2Z)^{2,35}}{(LZ)^{1,25}}$$

iii. Polprasert y Bhattarai (1985).

$$d = \frac{0,187[\theta v(W + 2Z)]^{0,489} W^{1,511}}{(LZ)^{1,25}}$$

iv. Yañez (1988).

$$d = \frac{\frac{L}{W}}{-0,26118 + 0,25392(L/W) + 1,01368(L/W)^2}$$

v. Saéñz (1992).

$$d = \frac{1,158[\theta(W + 2Z)]^{0,489} W^{1,511}}{(T_{agua} + 42,5)^{0,734} (LZ)^{1,489}}$$

vi. Agunwamba (1992).

$$d = 0,10201 \left(\frac{U^*}{U} \right)^{-0,81963} \times \left(\frac{Z}{L} \right) \left(\frac{Z}{W} \right)^{-\left(0,98074 + 1,8435 \frac{Z}{W} \right)}$$

vii. Cubillos (2000).

$$CS_r = 20,54 + 0,586CS_a$$

d. Pruebas de tratabilidad. La concentración de los desechos domésticos consisten principalmente de heces y orina, siendo el 99,9% agua y el 0,1% sólidos. El 70% de estos sólidos son sustancias orgánicas (proteínas, carbohidratos y grasas) y cerca del 30% son sustancias inorgánicas (principalmente arenas, sales y metales).

Parámetros	Concentración		
	Fuerte (mg/l)	Media (mg/l)	Débil (mg/l)
Sólidos totales	1200	720	350
Disueltos totales	850	500	250
Fijos	525	300	145
Volátiles	325	200	105
Suspendidos totales	350	220	100
Fijos	75	55	20
Volátiles	275	165	80
Sólidos sedimentables	20	10	5
DBO5	400	220	110
COT	290	160	80
DQO	1000	500	250
Nitrógeno total	85	40	20
Orgánico	35	15	8
Amoníaco libre	50	25	12
Nitritos	0	0	0
Nitratos	0	0	0
Fósforo total	15	8	4
Orgánico	5	3	1
Inorgánico	10	5	3
Alcalinidad	200	100	50
Grasas	150	100	50

Fuente: Metcalf y Hedí, 1991.

XXI Congreso Interamericano de Ingeniería Química

La finalidad de los estudios de tratabilidad biológica es determinar en forma experimental el comportamiento de la biomasa que llevará el trabajo acabo el trabajo de descomposición de la materia orgánica, frente a diferentes condiciones climáticas y de alimentación.

Los resultados más importantes de estos estudios son:

- Las constantes cinéticas de biodegradación y mortalidad de bacterias
- Cantidad de biomasa producida
- Las condiciones ambientales

Existen tres tipos básicos de afluentes que pueden ocasionar problemas a un sistema de tratamiento lagunar (Arthur, 1983).

- a) Afluentes que contienen alta proporción de fenoles derivados de los hidrocarburos.
- b) Afluentes con un balance de nutrientes que difieren ampliamente del contenido de nutrientes.
- c) Afluentes con un alto contenido orgánico que pueden requerir pretratamiento en algún tipo de reactor.

5. EL ESTADO DEL ARTE EN EL DISEÑO DE LAS LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN

a. **DISEÑO DEL PROCESO.** Antes de empezar a diseñar, se debe tener los siguientes datos:

- Superficie suficiente
- Nivel del terreno por debajo del nivel del colector final, para evitar bombeo
- Terreno impermeable o moderadamente permeable y que no esté sujeto a inundaciones
- Cuando menos a 1000 m del área habitacional

DATOS BÁSICOS

1. Período de diseño, n
2. Tasa de crecimiento, i promedio
3. Población actual, P_o
4. Población futura, P_f
5. Caudal medio, Q_m
6. Dotación de agua potable, Q
7. Aportación de aguas residuales, Q_{ar}
8. Temperatura del mes más frío, T
9. Temperatura del agua, T_{agua}
10. evaporación neta del mes más cálido, e
11. DBO_5 afluente
12. DBO_5 efluente

13. Coliformes fecales afluente
14. Coniformes fecales efluente
15. Huevos de Helminetos afluente, H_{af}
16. Huevos de Helminetos efluentes, H_{ef}
17. Profundidad para lagunas anaerobias, facultativas y de maduración.

LAGUNAS ANAEROBIAS

1. Carga volumétrica, λ_v
2. Volumen, V_a
3. Tiempo de residencia hidráulica, θ
4. Área superficial, A_{an}
5. Ancho, W
6. Largo, L
7. Dimensiones corregidas por pendiente de talud,
8. Eficiencia de remoción de DBO_5
9. Carga superficial, λ_s
10. Coliformes fecales en el efluente

LAGUNAS FACULTATIVAS

1. Carga superficial, λ_s
 2. Área superficial, A_f
 3. Tiempo de residencia hidráulica, θ_f
 4. Ancho, W
 5. Largo, L
- Procedimiento para flujo disperso**
6. Carga superficial máxima, $\lambda_{m\acute{a}x}$
 7. Carga superficial aplicada, λ_{sa}
 8. Tiempo de residencia hidráulica, θ_f
 9. Eficiencia remanente de coliformes fecales en el efluente, η
 10. Factor de dispersión hidráulica, d
 11. Coliformes fecales en el efluente
 12. Carga superficial removida, λ_{sr}
 13. DBO_5 soluble en el efluente

LAGUNAS DE MADURACIÓN

Procedimiento para mezcla completa

1. Constante de decaimiento de coliformes, K_T
2. Coliformes fecales en el efluente, N_e
3. Carga superficial, λ_{sm1}
4. Área superficial, A_{m1}

Procedimiento para flujo disperso

5. Eficiencia remanente de coliformes fecales en el efluente, η

6. Factor de dispersión hidráulica, d
7. Constante de decaimiento de coliformes fecales a 20°C, K_b
8. Coliformes fecales en el efluente
9. Tiempo de residencia hidráulica
10. Área superficial, A_m
11. Ancho, W
12. Largo, L

b. DETERMINAR EL AREA NECESARIA PARA UNA LAGUNA

Los datos más importantes son:

- Tasa de crecimiento porcentual de la población local
- Dotación de agua potable
- Población con servicio de agua potable
- Temperatura promedio del aire en el mes más frío

c. DATOS BÁSICOS

Vida útil de la instalación. Se recomienda vida útil de 10 años, este valor tomará como período de diseño.

Proyección de la población servida. Se calcula en base a los datos censales. Se emplea el método geométrico.

Cálculo de la tasa de crecimiento promedio. Se calcula de acuerdo a los censos vigentes.

Gasto de diseño. El gasto medio diario debe medirse si existen colectores de aguas residuales. Se debe estimar con sumo cuidado, normalmente por experiencia se considera el 80% de la dotación de agua.

Gasto medio.

$$Q_{med} = A_{ar} \cdot P_f$$

Gasto máximo

$$Q_{m\acute{a}x} = Q_{med} \left(1 + \frac{14}{4 + \sqrt{p}} \right)$$

Gasto mínimo

$$Q_{min} = \frac{Q_{med}}{2}$$

Temperatura y evaporación neta

La temperatura determina la velocidad del proceso de tratamiento. Las bacterias y algas funcionan mejor si la temperatura del ambiente o del agua es alta. Por esta razón se necesita menos superficie y volumen que en zonas frías.

5.1. Demanda Bioquímica de Oxígeno

Lo más adecuado es obtener el valor de la DBO promedio agua residual a tratar de las muestras compuestas de 24 horas, tomadas cada 3 horas durante una semana.

$$DBO = \frac{P_{eq} \cdot P_f}{Q_{med}}$$

Donde:

- DBO : Demanda bioquímica de oxígeno
P_{eq} : Carga de materia orgánica promedio arrojada por un habitante diariamente para la población equivalente. El valor que se toma, es de 54 g/hab.d
P_f : Población futura para un período de 20 años
Q_{med} : Gasto medio de diseño.

5.2. Coliformes fecales

El promedio de 4 muestras simples tomadas con un intervalo de 6 horas durante un período de 24 horas. Para cálculos de obras nuevas los coliformes fecales se consideran N_o = 10⁸NMP/100 ml

5.2.1. Huevos de Helmintos

Las muestras simples también pueden ser utilizadas para el conteo del número de huevos de nemátodos intestinales. Normalmente se considera de 100 a 1000 huevos por litro.

5.3. DISEÑO DEL PROCESO

1. Por el método de Marais.

a) Lagunas Anaerobias

De acuerdo a experiencias en muchos países del mundo han mostrado que el procedimiento más seguro y confiable para el diseño de lagunas anaerobias es diseñar sobre la base de la carga volumétrica de DBO, la cual está dado por:

$$\lambda_v = \frac{L_i \cdot Q_{med}}{V_a}$$

Donde

- λ_v : carga volumétrica, g/m³.d
- L_i : DBO del efluente, mg/l
- V_a : volumen de la laguna anaerobia, m³

Los valores de diseño para cargas volumétricas permisibles y porcentajes de remoción de DBO a diferentes temperaturas.

Temperatura (°C)	Carga volumétrica (g/m ³ .d)	Remoción de DBO (%)
< 10	100	40
10-20	20T-100	2T+20
> 20	300	60

Una vez calculado la carga superficial λ_v , se calcula el volumen de la laguna anaerobia.

$$V_a = \frac{L_i \cdot Q}{\lambda_v}$$

Conocida el volumen, se determina el tiempo de residencia

$$\theta_a = \frac{V_a}{Q}$$

La eficiencia de estas lagunas se incrementa significativamente

- a) Cálculo del área a la profundidad media de una laguna anaerobia.
- b) La profundidad media generalmente varía entre 2 y 5 m, el área está dada por la siguiente ecuación:

$$A_{an} = \frac{V_a}{Z}$$

Donde:

- A_{an} : área superficial a la profundidad media, m²
- V : Volumen, m³
- Z : profundidad media, m

- c) Largo y ancho de la laguna. Generalmente se utiliza una relación Largo/Ancho = 2 ó 3.

$$A_{an} = X \cdot W^2$$

$$W = \sqrt{\frac{A_{an}}{X}}$$

Donde:

XXI Congreso Interamericano de Ingeniería Química

L : longitud, m
X : relación largo/ancho, adimensional

d) Por cuestiones de diseño se considera despreciable la remoción de coliformes fecales en lagunas anaerobias.

b) Lagunas Facultativas

Existen diferentes métodos disponibles para el diseño de las lagunas facultativas.

Se recomienda el Modelo de Duncan Mara (1976) que se basa en la carga superficial (λ_s , kg/ha.d), la cual está dada por:

$$\lambda_s = \frac{10 \cdot L_i \cdot Q_{med}}{A_f}$$

Donde:

A_f : área a la profundidad media de la laguna facultativa, m²

• Cálculo de carga superficial λ_s

i. Modelo de McGarry y Pescod (1970)

$$\lambda_s = 60(1,099)^T$$

ii. Modelo de Artur (1993)

$$\lambda_s = 20T - 60$$

iii. Modelo Pearson y Koning (1986)

$$\lambda_s = 250(1,085)^{T-20}$$

• Cálculo de tiempo de residencia

$$\theta_f = \frac{A_f Z}{Q_{med}}$$

$$\theta_f = \frac{2(A_f Z)}{Q_i + Q_e}$$

Dado que:

$$Q_e = Q_i - 0,001A_f e$$

e = tasa de evaporación, mm/d

$$\theta_f = \frac{2A_f Z}{2Q_i - 0.001A_f e}$$

• **Calculo de las dimensiones**

$$W = \sqrt{\frac{A_f}{X}}$$

$$L = W.X$$

Donde:

L : largo de la laguna en dirección del flujo, m

W : ancho de la laguna, m

A_f : área de la laguna facultativa a la profundidad media, m²

X : relación lrg/ancho = L/W, adimensional.

• **Calculo de la DBO₅ soluble.**

$$DBO_{5soluble} = \frac{(\gamma_s - \gamma_{sr})}{A_f}$$

• **Calculo de la DBO₅ removido**

$$\lambda_{sr} = 0,765\lambda_s - 0,8$$

c) Lagunas de Maduración

- i. Coliformes fecales.** Los métodos de diseño más utilizados en cuanto a remoción de coliformes fecales, son de Marais y el de Yañez. El primero supone mezcla completa y el segundo flujo disperso.

Método de Marais.

Es generalmente utilizado para diseñar lagunas en serie y para remover coliformes fecales. Este asume que la remoción de coliformes fecales puede ser modela por una ecuación cinética de primer orden en un reactor completamente mezclado.

La ecuación resultante para una sola laguna es la siguiente:

$$N_e = \frac{N_i}{1 + K_T \theta}$$

Donde:

XXI Congreso Interamericano de Ingeniería Química

- N_e : número de coliformes fecales por cada 100 ml en el efluente
 N_i : número de coliformes fecales por cada 100 ml en el afluente
 K_T : constante de primer orden de remoción de coliformes fecales, d^{-1}
 θ : tiempo de residencia hidráulica, d

$$N_e = \frac{N_i}{(1 + K_T \theta_a)(1 + K_T \theta_f)(1 + K_T \theta_m)^n}$$

Donde:

- A, f y m : lagunas anaerobias, facultativas y de maduración.
 n : número de lagunas de maduración.

En la ecuación anterior se asume que todas las lagunas de maduración son iguales de tamaño; esto es la configuración más eficiente (Marais, 1974), pero depende de la topografía del terreno. El denominador de la ecuación anterior es reemplazado por:

$$[(1 + K_T \theta_{m1})(1 + K_T \theta_{m2})(1 + K_T \theta_{mn})]$$

El valor de K_T es altamente dependiente de la temperatura. Marais, 1974 encontró:

$$K_T = 2,6(1,19)^{T-20}$$

De esta manera K_T cambia 19% por cada aumento de 1°C en la temperatura.

T($^\circ\text{C}$)	$K_T(d^{-1})$	T($^\circ\text{C}$)	$K_T(d^{-1})$
11	0,54	21	3,09
12	0,65	22	3,68
13	0,77	23	4,38
14	0,92	24	5,21
15	1,09	25	6,20
16	1,30	26	7,38
17	1,54	27	8,79
18	1,84	28	10,46
19	2,18	29	12,44
20	2,60	30	14,81

Fuente: Mara et al., 1992; Mills et al., 1992.

La carga sobre la primera laguna de maduración (m_1) se calcula asumiendo que el 70% de la DBO removi6 de las lagunas precedentes:

$$\lambda_{s(m1)} = \frac{10(0.3L_i)Q}{A_{m1}}$$

Dado que:

$$Q\theta_{m1} = A_{m1}Z$$

$$\lambda_{s(m1)} = \frac{10(0.3L_i)Z}{\theta_{m1}}$$

- **Cálculo del área de maduración**

$$A_m = \frac{2Q_i\theta_m}{2Z + 0.001e\theta_m}$$

Método de Yañez

Incorpora la dispersión hidráulica y se puede utilizar para cualquier tipo de proceso. Las constantes de decaimiento se pueden calcular en batch.

a) Dimensionamiento para las lagunas facultativas

La carga superficial máxima que puede soportar una laguna facultativa está dada por la siguiente ecuación (Yañez, 1980):

$$\lambda_{sm\acute{a}x} = 357,4(1,085)^{T_{agua}-20}$$

Donde:

T_{agua} : temperatura del agua, °C

λ_{smáx} : carga orgánica superficial máxima, kg DBO₅/ha.d

Si no se conoce la temperatura del agua, se puede utilizar la siguiente expresión que utiliza la temperatura del aire (McGarry y Pescod, 1970).

$$\lambda_{sm\acute{a}x} = 400,6(1,0993)^{T-20}$$

- **Cálculo del área de la laguna facultativa.**

$$A_f = \frac{L_i Q_{med}}{\lambda_s}$$

Cálculo de dispersión hidráulica

- **Cálculo del tiempo de residencia hidráulica.**

$$\theta = \frac{V}{Q_{med}}$$

$$d = \frac{X}{-0.26118 + 0.25392X + 1.01360X^2}$$

Donde X es la relación largo/ancho.

- **Cálculo de la constante de mortalidad neta.**

$$K_T = 2,6(1,19)^{T-20}$$

$$K_T = K_{b20} \times 1.07^{T-20}$$

Yañez (1984), utiliza una K_b a 20°C de 0,841, la ecuación anterior queda:

$$K_{bfac} = 0.841 \times 1.07^{T-20}$$

Con los valores de dispersión (d) K_{bfac} y θ se calcula el término a, de la ecuación:

$$a = \sqrt{1 + 4K_{bfac} \theta d}$$

- **Cálculo de los coliformes fecales en la salida de la laguna facultativa.**

Ecuación propuesta por Thirimurthi (1969)

$$\frac{N_e}{N_i} = \frac{4ae^{\frac{1-a}{2d}}}{(1+a)^2}$$

b) Dimensionamiento para las lagunas maduración

- **Cálculo del porcentaje de remoción**

$$\eta = \frac{100N_e}{N_i}$$

Donde η remoción remanente, por ciento.

- **Cálculo de la constante de decaimiento de coliformes fecales**

$$K_{bmad} = 0.841 \times 1.07^{T-20}$$

- **Cálculo del tiempo de residencia hidráulica**

$$\theta = \frac{K_{bmad} \theta}{K_{bmad}}$$

- **Cálculo del área de laguna de maduración**

$$A_{mad} = \frac{Q_{med} \theta}{Z}$$

- **Cálculo de la remoción de huevos de helmintos**

Los huevos de helmintos son removidos mediante sedimentación por lo que la mayor remoción ocurre en la laguna anaerobia o en la facultativa primaria.

Ayres, et al., 1992. Estableció las siguientes ecuaciones:

$$\eta = 100 \left[1 - 0.4^{-0.38\theta} \right]$$

La ecuación que corresponde a un límite de confianza del 95%.

$$\eta = 100 \left[1 - 0.41^{-0.49+0.0085\theta^2} \right]$$

- **Cálculo de la remoción de DBO**

Las lagunas de maduración no son normalmente diseñadas para remoción de DBO, aunque con frecuencia es necesario estimar la DBO del efluente final.

6. CALCULOS DE DISEÑO

Diseñar un sistema de lagunas de estabilización para tratar los efluentes de una ciudad con una población de 48 000 habitantes, con una tasa de crecimiento de 2,6748%, con una dotación de agua potable de 200 l/hab.d. La temperatura de diseño es de 18°C, la tasa de evaporación es de 6 mm/d. coliformes fecales es de $N_0=10^8$ NMP/100 ml. El efluente debe contener $N_e < 10^3$ coliformes fecales por 100 ml.

DATOS DE CÁLCULO

P_0	: 48 000 habitantes (población inicial; año cero)
i	: 2,6748%
t	: 10 años
Q_{agua}	: 200 l/hab.d
T	: 18°C
e	: 6 mm/d
N_0	: 10^8 NMP/100 ml
N_e	: 10^3 NMP/100 ml

- **Cálculo de la población futura**

$$P = P_o(1+i)^t$$

$$P = 48000 \left(1 + \frac{2,67487}{100} \right)^{10}$$

$$P = 62\,500 \text{ habitantes}$$

- **Cálculo del caudal de agua de consumo**

$$Q_{ar} = 200 \frac{l}{hab.d} \times 62500 hab \times \frac{1m^3}{1000l} = 12500 \frac{m^3}{d}$$

- **Cálculo del caudal de agua residual**

Se considera el 80% del caudal de agua de dotación

$$Q_{ar} = \frac{80}{100} \times 12500 \frac{m^3}{d} = 10\,000 \frac{m^3}{d}$$

METODO DE MARAIS

a) Lagunas anaerobias

- **Cálculo de la carga volumétrica**

La carga volumétrica está en función de la temperatura y se calcula con la siguiente ecuación:

$$\lambda_v = 20T - 100 = (20 \times 18) - 100 = 260 \frac{g}{m^3 d}$$

- **Cálculo del volumen de la laguna anaerobia**

El volumen de la laguna anaerobia está dado por:

$$V_a = \frac{L_i Q}{\lambda_v} = \frac{350 \times 10\,000}{260} = 13462 m^3$$

- **Cálculo del tiempo de residencia hidráulica**

$$\theta_a = \frac{V_a}{Q} = \frac{13462}{10\,000} = 1,35 d$$

- **Cálculo del área de la laguna anaerobia**

Considerando una profundidad de 4,0 m

$$A_{an} = \frac{13462 m^3}{4 m} = 3365,5 m^2$$

- **Cálculo de las dimensiones**

Considerando una relación largo/ancho = 2, el ancho de la laguna es:

=

Ancho

$$W = \sqrt{\frac{3365,5(m^2)}{2}} = 41 m$$

Largo

$$L = 2 \times W = 2 \times 41 = 82 m$$

- **Cálculo de la remoción del DBO**

$$R = 2T + 20 = 2 \times 18 + 20 = 56 \%$$

El DBO₅ removido en la laguna anaerobia es de:

$$DBO_5 = \left(\frac{56}{100} \times 350 \frac{mg}{l}\right) = 196 \frac{mg}{l}$$

El DBO₅ que sale de la laguna anaerobia es de:

$$DBO_5 = 350 \frac{mg}{l} - 196 \frac{mg}{l} = 154 \frac{mg}{l}$$

b) Lagunas facultativas

- **Cálculo de la superficial**

$$\lambda_s = 250(1,085)^{T-20} = 250(1,085)^{18-20} = 212 \frac{kg}{ha.d}$$

- **Cálculo del área de la laguna facultativa**

$$A_f = \frac{10.L_t.Q}{\lambda_s} = \frac{10.350.10000}{212} = 72641 m^2$$

- **Cálculo del tiempo de residencia hidráulica**

Se considera una profundidad promedio de $Z=1,5$ m

$$\theta_f = \frac{2A_f Z}{2Q_i - 0,001A_f e} = \frac{2 \times 72641 \times 1,5}{[(2 \times 10000) - (0,001 \times 72641 \times 6)]} = 11,1 d$$

- **Cálculo del efluente de la laguna facultativa**

Se calcula a través de un balance hidráulico.

$$Q_e = Q_i - 0,001 \cdot A_f \cdot e = 10000 - (0,001 \times 72641 \times 6) = 9564 \frac{m^3}{d}$$

c) Lagunas de maduración

- **Cálculo de la constante de decaimiento**

Se realiza el cálculo para una $T=18^\circ C$

$$K_T = 2,6(1,19)^{T-20} = 2,6(1,19)^{18-20} = 1,84 d^{-1}$$

- **Cálculo del tiempo de residencia hidráulica**

$$\theta_m = \frac{\left[\frac{10^8}{N_e (1 + k_T \theta_a)(1 + k_T \theta_f)} \right]^{1/n} - 1}{k_T}$$

Reemplazando se tiene:

$$\theta_m = \frac{\left[\frac{10^8}{10^3 (1 + (1,84 \times 1,35))(1 + 1,84 \times 11,1)} \right]^{1/n} - 1}{1,84}$$

Esta ecuación, tiene dos incógnitas, el tiempo de residencia y el número de lagunas de maduración, se resuelve por el método del tanteo. Los resultados son:

Para:

$n = 1$; el tiempo de residencia es $\theta_m = 728,09$ días

$n = 2$; el tiempo de residencia es $\theta_m = 19,35$ días

$n = 3$; el tiempo de residencia es $\theta_m = 5,44$ días

$n = 4$; el tiempo de residencia es $\theta_m = 2,74$ días

Las primeras dos combinaciones de θ_m y n se rechazan dado que $\theta_m > \theta_f$. La cuarta combinación también se rechaza dado que $\theta_m > \theta_m^{\min}$ (3 días). Se hace comparación entre la tercera combinación y la de $\theta_m = \theta_m^{\min} = 3$ días y $n = 4$: La última tiene un producto más pequeño, lo que es seleccionada.

• **Cálculo de la carga superficial en la primera laguna de maduración**

$$\lambda_{s(m1)} = \frac{10.0,3.350.1,5}{3} = 525 \frac{kg}{ha.d}$$

Este valor es más que el 75% de la carga sobre la laguna facultativa ($0,75 \times 212 = 159$ kg/ha.d).

Por consiguiente $\lambda_{s(m1)} =$ se toma como 159 kg/ha.d.

• **Cálculo del tiempo de residencia hidráulica**

Considerando una profundidad de $Z = 1,5$ m.

$$\theta_{(m1)} = \frac{10.L_i.Z}{\lambda_{m1}} = \frac{10.0,3.350.1,5}{159} = 9,9 \text{ días}$$

Los nuevos tiempos de residencia hidráulica en las siguientes lagunas de maduración, se calculan con la ecuación.

$$\theta_m = \frac{\left[\frac{N_i}{N_e (1 + k_T \theta_a)(1 + k_T \theta_f)(1 + k_T \theta_{m1})} \right]^{1/n} - 1}{k_T}$$

Reemplazando se tiene:

$$\theta_m = \frac{\left[\frac{10^8}{10^3 (1 + 1,84.1,35)(1 + 1,84.11,1)(1 + 1,84.9,9)} \right]^{1/n} - 1}{1,84}$$

Los resultados del tanteo son:

Para:

$n = 1$; el tiempo de residencia es $\theta_m = 37,34$ días

$n = 2$; el tiempo de residencia es $\theta_m = 3,99$ días

$n = 3$; el tiempo de residencia es $\theta_m = 1,70$ días

De acuerdo a los resultados se escoge para: $\theta_m = \theta_m^{\min}$, $n = 3$ y $\theta_m = 3$ días

- **Cálculo del área de la primera laguna de maduración**

Se considera una profundidad de 1,5 m, evaporación de 6 mm/d, caudal de 9564 m³/d

$$A_{m1} = \frac{2Q_i\theta_m}{2Z + 0.001e\theta_m} = \frac{2.9564.9,9}{(2.1,5) + (0,001.6.9,9)} = 61897 m^2$$

- **Cálculo del caudal del efluente de la primera laguna de maduración**

$$Q_e = Q_i - 0,001.A_f.e = 9564 - (0,001 \times 61\ 897 \times 6) = 9193 \frac{m^3}{d}$$

- **Cálculo del área de la segunda laguna de maduración**

$$A_{m1} = \frac{2Q_i\theta_m}{2Z + 0.001e\theta_m} = \frac{2.9193.4,0}{(2.1,5) + (0,001.6.4,0)} = 24\ 320 m^2$$

- **Cálculo del caudal del efluente de la segunda laguna de maduración**

$$Q_e = Q_i - 0,001.A_f.e = 9193 - (0,001 \times 24\ 320 \times 6) = 9047 \frac{m^3}{d}$$

- **Cálculo del área de la tercera laguna de maduración**

$$A_{m1} = \frac{2Q_i\theta_m}{2Z + 0.001e\theta_m} = \frac{2.9047.4,0}{(2.1,5) + (0,001.6.4,0)} = 23\ 933 m^2$$

- **Cálculo del caudal del efluente de la tercera laguna de maduración**

$$Q_e = Q_i - 0,001.A_f.e = 9047 - (0,001 \times 23\ 933 \times 6) = 8903 \frac{m^3}{d}$$

- **Cálculo de remoción de DBO**

Asumiendo una remoción acumulada de DBO filtrada del 90% en las lagunas anaerobias y facultativos y 25% en cada una de las tres lagunas de maduración, el efluente final tendrá una DBO filtrada (no –algal) de:

$$DBO_e = 350 \times 0,1 \times 0,75 \times 0,75 \times 0,75 = 15 \frac{mg}{l}$$

RESUMEN

LAGUNA	VOLUMEN (m ³)	ÁREA (m ²)	TIEMPO(d)
Laguna anaerobia	13 462	3 362	1,35
Laguna facultativa		72 641	11,10
Primera laguna de maduración		61 897	9,90
Segunda laguna de maduración		24 320	4,30
Tercera laguna de maduración		23 933	4,30

El tiempo global de residencia hidráulica es de 30,95 días y la remoción de DBO filtrada y coliformes fecales a través de las lagunas en serie como sigue:

SITIO	DBO (mg/l)	Coliformes fecales /100ml
Agua residual cruda	350	1,0.10 ⁸
Efluente laguna anaerobia	154	2,910 ⁷
Efluente laguna facultativa	35	1,410 ⁶
Efluente primera laguna de maduración	26	7,210 ⁴
Efluente segunda laguna de maduración	20	8,510 ³
Efluente tercera laguna de maduración	15	9,910 ²

Caudal del efluente es 8 903 m³/d, por lo que las pérdidas por evaporación son del 10,9%.

7. DISEÑO GEOMÉTRICO

a. Diseño físico. El diseño del proceso se debe traducir en el diseño físico. Las dimensiones actuales de la laguna, consistentes con el sitio disponible, deben ser calculadas. Se deben diseñar con terraplenes y las estructuras de entrada y salida además de tomar decisiones con respecto al tratamiento preliminar, sistemas lagunares paralelos, tuberías de derivación, vallas de seguridad y letreros. Es muy importante como el diseño del proceso y efectuar significativamente la eficiencia de tratamiento.

b. Selección del sitio apropiado. La ubicación del lugar de la planta es que se encuentre al final del sistema de drenaje, donde ya no exista aportaciones de caudal. El propósito es evitar el uso de la bomba, en consecuencia es el ahorro de costo.

Las lagunas anaerobia, facultativa y de maduración, deben colocarse al menos a 1000, 500 y 100 m respectivamente, viento debajo de la comunidad que ellos sirven y estar alejadas de algún área de expansión urbana. La distancia mínima de la población debe ser de 1000 m

Antes de tomar la decisión de comprar uno de los lugares elegidos, primero debe caracterizarse y clasificarse el suelo de cada uno de ellos con la finalidad de estimar su compresibilidad, permeabilidad, tenacidad y capacidad de carga. Esto permitirá seleccionar la mejor adquisición.

c. Consideraciones Geotécnicas. Los aspectos geotécnicos de las lagunas de estabilización son muy importantes. La mayoría de las lagunas funcionan mal

son por problemas geotécnicos. El principal objetivo de una investigación geotécnica es asegurar el correcto diseño de terraplén y determinar si el suelo es impermeable o si se requiere que la laguna sea impermeabilizada.

Al proponer la localización de la laguna, deberá ser determinada la altura máxima del manto freático, así mismo, deberá ser medida las propiedades del suelo.

- Distribución del tamaño de partículas
- Máxima densidad seca y contenido de humedad óptima
- Límites
- Contenido de materia orgánica
- Coeficiente de permeabilidad

d. Balance hidráulico. Para mantener el nivel del agua en la laguna, el efluente deberá ser más grande que la evaporación neta y la infiltración, entonces:

$$Q_1 \geq 0,001A(e + s)$$

Donde:

Q_1 : caudal de entrada a la primera laguna, m^3/d

A : área total de las lagunas, m^2

e : evaporación neta, mm/d

s : infiltración, mm/d

e. Cálculo de permeabilidad. La máxima permeabilidad de la capa superior de la base de la laguna puede ser determinada de la Ley de D'Arcy.

$$K = \left(\frac{Q_s}{86\,400 \cdot A} \right) \left(\frac{\Delta L}{\Delta h} \right)$$

Donde:

K : permeabilidad máxima permisible

Q_s : flujo de infiltración máxima permisible ($= Q - 0,001 \cdot A \cdot e$), m^3/d

A : área del fondo de la laguna, m^2

ΔL : profundidad entre el fondo de laguna y el nivel freático, m

Δh : altura hidráulica (profundidad de la laguna + Δl), m .

Cuando el valor de:

$K > 10^{-6}$ m/s, el suelo es demasiado permeable y las lagunas deberán ser impermeables.

$K > 10^{-7}$ m/s, algunas infiltraciones pueden ocurrir pero no impedir el llenado de la laguna.

$K > 10^{-8}$ m/s, las lagunas sellarán naturalmente.

$K > 10^{-9}$ m/s, no existe riesgo de contaminación del acuífero.

f. Tratamiento preliminar. Deberán ser instalados equipos adecuados de cribado y para remover arena con todos sistemas lagunares, como: rejillas y desarenadotes.

- g. **Geometría de las lagunas.** Existen pocos trabajos rigurosos para determinar el tamaño y la óptimo de la laguna. La forma más común es rectangular, aunque existe mucha variación en la relación de largo/ancho.
- h. **Estructuras de entrada y salida.** Existe una amplia variedad de diseños para estructuras de entrada y salida y a condición de que se sigan conceptos básicos certeros, el diseño preciso es relativamente de poca importancia. Primeramente deberá ser simple y barato, en tanto es evidente, también es demasiado común ver la complejidad innecesaria y estructuras caras.
- i. **Obras derivación.** Es necesario una derivación en la laguna anaerobia tal que la laguna facultativa pueda ser cargada primero y también durante las operaciones de eliminación de lodos.
- j. **Recirculación.** Si el agua cruda llega séptico, puede ser necesario llevar acabo un control de olores y recirculación del 50% el efluente final.
- k. **Cortina rompevientos.** En áreas desforestadas deberá preverse de un cinturón de árboles para evitar el arrastre de arenas por viento este siendo depositado en las lagunas.

8. OPERACIÓN, MANTENIMIENTO Y EVALUACIÓN

8.1. OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO

En un gran número de casos las lagunas se han puesto a trabajar con ausencia de supervisión en la operación y mantenimiento, lo que ha ocasionado fallas en su funcionamiento, disminución en la eficiencia de tratamiento y en otras ocasiones el cierre de ellas. En la mayoría de las veces esto ha sido provocado por la falta de capacitación del personal que opera las lagunas y la ausencia de un programa de operación y mantenimiento.

Objetivos

- Homogenizar los procedimientos de operación y mantenimiento
- Establecer criterios para definir la cantidad y calidad de recursos humanos
- Describir los procesos del funcionamiento, así como la indicación de los principales parámetros de diseño, operación y mantenimiento.
- Señalar los principales problemas de operación y mantenimiento, sus efectos a corto plazo y su solución.

8.1.1. Arranque del proceso. Una laguna no puede aceptar inmediatamente la carga completa para la que fue diseñada, por lo que necesita un período de ajuste a diferentes períodos de residencia hidráulica. Este puede hacerse aumento gradualmente.

8.1.1.1. Lagunas anaerobias. Estas lagunas operaran más eficientemente en el arranque, si se les añade lodo digerido de cualquier proceso

anaerobio. Este lodo proveerá el cultivo de organismo necesario y una capacidad de amortiguamiento inicial. La sobrecarga orgánica causada por aumento en la concentración o en el caudal.

8.1.1.2.Lagunas facultativas. No puede recibir inmediatamente la DBO o la carga hidráulica de diseño. El crecimiento de las algas no puede establecerse tan rápidamente como la población bacteriana. Se debe llenar la laguna facultativa y darle un período de adaptación. En este método la laguna es llenada rápidamente como sea posible con agua residual a una profundidad de 1,0 m y dejarla sin alterar durante un período de 20 días o hasta que la laguna tenga un color verdoso o azul verdoso.

8.1.1.3.Lagunas de maduración. Deberán llenarse con agua clara antes de cargarlas.

8.2.Problemas más frecuentes de operación

En el funcionamiento de las lagunas aparece un sin número de detalles que pueden afectar negativamente su funcionamiento, sin embargo los problemas que se presentan son:

- En el llenado de las lagunas
- Desarrollo de vegetación enraizada dentro de la laguna y sobre los bordes
- Proliferación de plantas flotantes
- Producción de malos olores
- Variaciones en el color del agua
- Molestias causadas por mosquitos
- Proliferación de roedores
- Alta densidad de algas en el efluente
- Presencia de espumas o desechos flotantes
- Lagunas con poca carga
- Lagunas sobrecargadas
- Oxígeno disuelto bajo
- Generación de corto circuito
- Tendencia a disminuir el pH
- Disminución de la eficiencia de remoción de patógenos
- Derrame del agua sobre los bordes
- Deterioro de las estructuras hidráulicas

Las causas de cada uno e estos problemas son tan diversos como los son los efectos que ocasionan en el corto plazo. Las consecuencias son:

- Disminución de la eficiencia del tratamiento
- Incumplimiento de las normas de descarga
- Generación de malos olores
- Desarrollo de mosquitos roedores
- Destrucción parcial o total de los bordos

- Deterioro de las estructuras hidráulicas
- Contaminación de aguas subterráneas por infiltración
- Deterioro del aspecto general de la planta
- Fuertes desembolsos monetarios para restauración

8.3.Seguridad

Las lagunas deberán ser cercadas por vallas de púas o ciclónica y las válvulas resguardarse con candados. Avisos de cuidado, advirtiendo a la población indicando que son sistemas de tratamiento.

8.4.Equipa del operador

Deber incluirse el siguiente equipo para el cuerpo de operadores de la laguna.

- Botiquín de primeros auxilios
- Boyas salvavidas estratégicamente colocadas
- Lavamanos e inodoro
- Espacio de almacenamiento para equipos, materiales y laboratorio.

9. EVALUACIÓN DEL FUNCIONAMIENTO

En un sistema lagunar debe llevarse una rutina de monitoreo y realizar un programa de evaluación para poder verificar la calidad real del efluente esperado.

Los sistemas pueden fallar en un momento dado o la calidad de los efluentes deteriorarse, los resultados del monitoreo permanente ayudan a definir la causa del problema y pueden indicar que acción inmediata puede requerirse.

10. BIBLIOGRAFIA

- Bitton, Gabriel.(1994). Waste Water Microbiology. Ed. Wiley & Liss. N.Y.
- Clark Mark, M.(1996). Transport Modeling For Environmental Engineers and Scientists. Ed. John Wiley & Sons, INC. N.Y.
- Comisión Nacional del Agua. (1994). Manual de agua potable y alcantarillado. Potabilización y tratamiento. México
- Documento (1992). Conferencia de las naciones Unidas sobre el medio Ambiente y el Desarrollo - Rio de Janeiro, 3 a 14 de junio de 1992. Ed. FESCOL. Fundación Friedrich Ebeft de Colombia.
- Hooijmans C. M, Siebel M.A, and Sierra R. (1992). Environmental Process Technology. International Institute for Infrastructural, Hydraulic and Environmental Engineering. Delf The Netherlands.

XXI Congreso Interamericano de Ingeniería Química

- Hernandez Muñoz, Aurelio. (1992). Depuración de Aguas Residuales. Ed. Servicio de Publicaciones de la Escuela de Ingenieros de Caminos de Madrid. España.
- Mara, Duncan, Alabaster G.P, Pearson, H.W and Mills S. W.(1997). Waste Satbilisation Ponds. A design manual for eastern Africa. Ed. Lagoon Technology International Leeds, England.
- Mara Duncan. (1996). Low Cost Urban Sanitation. John Wiley & Sons, INC. N.Y.
- Metcalf and Eddy, INC. (1979). Wastewater Engineering treatment, disposal, reuse. 2nd Ed., McGraw-Hill Book Co., New York, N.Y.
- Reed, Sherwood C, Crites Ronald W and Middlebrooks, E. Joe (1995). Natural Systems for Waste Management and Treatment. Secon Edition. Mc Graw-Hill, INC. N. Y.
- Romero Rojas, Jairo. (1995). Acuitratamiento por Lagunas de Estabilización. Ed. Escuela Colombiana de Ingeniería. Colombia.
- Sanabria Gomez, Janeth.(1998). Microbiología Ambiental. Para Ingenieros Sanitarios y Ambientales.
- Schnoor Jerald L.(1996). Environmental Modeling. Fate and Transport of Pollutants in Waste, Air, and Soil. Ed. John Wiley & Sons, INC.
- Veenstra, S. (1995). Wastewater Treatment. Ed. IHE Delf.
- Romero Rojas, Jairo (2000). Tratamiento de aguas residuales. Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería. Colombia.
- Tchobanoglous, George (2000). Sistemas de tratamiento de aguas residuales. Mc Graw Hill. Book Company.
- Yañez Cossío, Fabian (1993). Lagunas de Estabilización. Teoría, Diseño, Evaluación y Mantenimiento. Ed. COANDES. ETAPA. Cuenca - Ecuador.