

IV-Rosas México-1

“ESTUDIO CINÉTICO COMPARATIVO DE LA DEGRADACIÓN DE LA MATERIA ORGÁNICA EN UN SISTEMA LAGUNAR PROTOTIPO”

Sergio Gerardo Rosas de Alva.

Ingeniero Químico, Maestro en Ingeniería, estudiante de doctorado en Ingeniería Ambiental, ha dirigido tesis a nivel licenciatura, ha presentado ponencias en congresos nacionales e internacionales.

Icela Dagmar. Barceló Quintal.

UAM-Azcapotzalco.

Anne-Laure Bussy Beaurain.

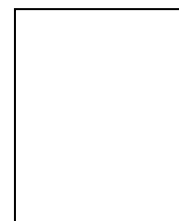
UAM-Azcapotzalco.

Hugo Eduardo Solís Correa.

UAM-Azcapotzalco.

Edgar López Galván.

Instituto Tecnológico de Toluca



Universidad Autónoma Metropolitana-Azcapotzalco. Área de Química, Departamento de Ciencias Básicas. Av San Pablo No. 180, Col. Reynosa Tamaulipas, Azcapotzalco, C.P. 02200, México, D.F. Tel y Fax: 01.53.18.93.60, email: ibarcelo@cablevision.net.mx

RESUMEN

Se construyó y operó una laguna de estabilización aerobia experimental con mamparas en un costado de la Presa José Antonio Alzate la cual se encuentra ubicada en el Estado de México, México a mas de 2 500 msnm y se alimenta con agua del río Lerma. Para su construcción se tomó en cuenta el criterio de mamparas con la finalidad de eliminar los cortocircuitos hidráulicos reportados en la literatura. Se encontró en una evaluación detallada de cada uno de los cinco canales que componen la laguna experimental, que la degradación de la materia orgánica reportada como DBO₅ se lleva a cabo en cada uno de éstos como unidad independiente. Se compararon tres criterios de tres investigadores que trabajaron con constantes de decaimiento bacteriano y flujo disperso para determinar la constante de degradación de la materia orgánica utilizando los resultados de obtenidos bajo condiciones reales de operación de la laguna experimental. Se evaluó el comportamiento del ciclo de nitrógeno en el total del cuerpo de la laguna encontrándose que coincide con lo reportado en la literatura para las lagunas facultativas en operación. Se calculó la superficie de tratamiento requerida para eliminar el 83% de la DBO en los 20 m³/s considerados como el caudal medio del río Lerma bajo las condiciones geométricas de las lagunas experimentales resultando una capacidad de tratamiento del 11,72% del caudal total.

INTRODUCCIÓN

La cuenca Río Lerma 1 queda comprendida desde el origen del Río Lerma a partir de tres lagos poco profundos e interconectados ubicados de norte a sur sobre el lado oriental del valle. Si bien una ocasional crecida del manto freático puede hacer que los tres lagos se transformen en una amplia región cenagosa de una superficie de 30 km² N/S por 10 km² E/O, cada uno de los tres lagos tiene su propio nombre (McClung y Sugiura, 2002). El lago más alto y el que se encuentra más al sur, conocido como Chignahuapan o Almoloya, sustentaba a la comunidad de Santa Cruz Atizapán. Desde aquí el río desciende al norte hacia el lago Chimaliapan, también conocido como Lerma, y luego sigue su ruta hacia el lago Chiconahuapan o San Bartolo en la parte noreste del valle. Juntos, estos lagos forman los comienzos del sistema fluvial del Río Lerma, que corre hacia el oeste en dirección a la presa José Antonio Alzate. La cuenca tiene una superficie de aportación de 2 137 kilómetros cuadrados y geográficamente se ubica en el centro de la República Mexicana dentro del cuadro de coordenadas 19°00' y 19°35' latitud norte y 99°15' y 99°55' longitud oeste (figura 1). Se

encuentra delimitada por las siguientes regiones y cuencas hidrológicas: al norte por la cuenca Río Lerma 2, al sur por la región hidrológica número 18 Balsas, al este por región hidrológica número 26 Pánuco y al oeste por región hidrológica número 18 Balsas y la cuenca del Río Gavia (Diario Oficial, 2003). El sistema lagunar se desecó entre 1942 y 1951 debido a la construcción del acueducto y posterior bombeo del agua del Alto Lerma mexiquense hacia el Distrito Federal (Albores, 1995) por medio de un acueducto de 60 km. de longitud que incluye el túnel Atarasquillo-Dos Ríos, unión entre los valles de México y Toluca a través de la Sierra de las Cruces (Garza, 1985). La obra se inauguró en 1951, con un gasto inicial entre 2,45 m³/seg. (CNA, 1993) y posteriormente de 4 m³/seg. (Contreras, 1989). Si bien el objetivo principal del Sistema Lerma era y aún lo es, la conducción de agua de la cuenca alta del río Lerma al valle de México; también tuvo el objetivo indirecto de propiciar la desecación de las lagunas.

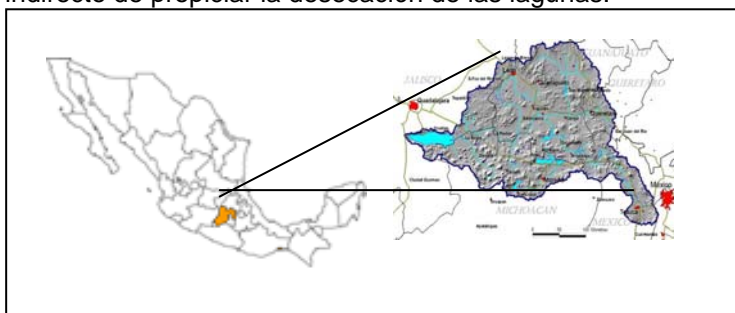


Figura 1. Localización del Estado de México

En los primeros años de funcionamiento del Sistema Lerma, operando con gastos inferiores a los 5 m³/s, la superficie ocupada por las lagunas disminuyó en tal forma que permitió la concesión agrícola de 2 000 ha para el año 1957. Aunado a lo anterior, la problemática de salud del ecosistema de esta cuenca se vuelve más compleja al realizar el abastecimiento del agua limpia a la población y a la industria del valle de Toluca mediante la explotación de los mantos freáticos ya que el 90% de ésta, es vertida al Río Lerma en condiciones totalmente sépticas. Así los 4,3 m³/s de agua limpia que deberían ser aportados al Río Lerma por los escurrimientos de la laguna de Chignahuapan son sustituidos con agua residual que inicia su vertido en el nacimiento original del río, por los vertimientos del pueblo de Almoloya del Río. Además durante su recorrido hacia el norte, se registran aportes de agua sanitaria e industrial por las poblaciones de Almoloya del Río, Tultepec, Santiago Tianguistenco, Calimaya, San Mateo Atenco, Lerma y San Antonio la Isla, así como también los escurrimientos agrícolas de los arroyos Tejalpa y Temoaya aumentando el caudal en 20m³/seg en promedio. Finalmente, al desembocar en la presa José Antonio Alzate esta se vuelve no solo en un ecosistema inútil sino que también adquiere condiciones de sanidad con altos potenciales de peligro. Es preciso aclarar que ocho de las catorce plantas de tratamiento construidas en el Estado de México están ubicadas en las comunidades mencionadas en el área del lago y son exclusivamente Sistemas Lagunares de Estabilización (SLE). Estas se construyeron en los últimos 10 años para proteger la calidad del Río Lerma, sin embargo ninguna de ellas funciona adecuadamente (CNA, 2000). Lo anterior fue diagnosticado y se concluyó que los problemas son: fallas de diseño, cortos circuitos hidráulicos, condiciones atmosféricas adversas y muy mala operación y mantenimiento (Lloyd, et al, 2003).

El uso de lagunas de estabilización en países con bajo poder adquisitivo se ha incrementado notablemente en las últimas dos décadas (Rojas, 2002), sin embargo la tendencia en la construcción de sistemas de tratamiento mecánicos de alto costo sigue siendo una decisión tomada por los encargados de los sistemas municipales de saneamiento de agua. Lo anterior se debe a que las experiencias previas con los sistemas lagunares no han sido satisfactorias y el análisis de las causas de las fallas no han tomado en cuenta que el tratamiento de las aguas residuales en los sistemas lagunares de estabilización consisten de una compleja simbiosis (Beran y Kargi, 2005) de algas, bacterias, protozoos e insectos en donde las algas son las principales suministradoras de oxígeno disuelto y por el contrario, estos diseños tradicionales han devenido en muchos fracasos debido al sobre dimensionamiento de las estructuras de tratamiento por considerar que los modelos hidráulicos utilizados para el diseño y operación de estas estructuras han sido el modelo totalmente mezclado y el de condiciones de flujo pistón (Sweeney y Cromar, 2003). Como resultado de lo anterior, se tomó la decisión de construir un sistema lagunar aerobio a escala experimental en un costado de la Presa José Antonio Alzate y operarlo por 2 años con la finalidad de conocer con

detalle el comportamiento bajo condiciones climáticas reales y obtener los criterios para proponer la construcción de un sistema de tratamiento definitivo en dimensiones reales.

Metodología

El diseño básico del sistema de tratamiento consistió de una laguna experimental aerobia rectangular dividida con mamparas, cuenta con el piso y las paredes recubiertas con cemento y se dividió con 5 mamparas de ladrillos recubiertas con cemento con el fin de evitar al máximo las infiltraciones (figura 2). Las características dimensionales aparecen en la tabla 1.

Tabla 1. Características generales del sistema lagunar experimental

| Canales | Longitud m | Ancho m | Profundidad m | Volumen m ³ | Tiempo de retención (días) |
|---------|------------|---------|---------------|------------------------|----------------------------|
| 1 | 4,40 | 0,70 | 1,03 | 3,1724 | 7 días 10 h |
| 2 | 5,40 | 0,54 | 1,08 | 3,1492 | 7 días 8 h |
| 3 | 5,40 | 0,57 | 1,08 | 3,3242 | 7 días 18 h |
| 4 | 5,40 | 0,59 | 1,07 | 3,4090 | 7 días 20 h |
| 5 | 5,40 | 0,60 | 1,09 | 3,5316 | 8 días 3 h |
| 6 | 5,40 | 0,72 | 1,07 | 4,1601 | 9 días 13 h |

Se establecieron 7 puntos de muestreo, en la entrada y salida del sistema y en la entrada y salida de cada uno de los canales formados por las mamparas. Se instalaron tres válvulas en la salida del sistema, cada válvula se colocó a diferente altura para operar con diferentes niveles se seleccionó el operar con una profundidad que fluctuó ente 1,03 m y 1,09 m. Como sistema de suministro con el agua del río Lerma se utilizó un contenedor de plástico de 1,2 m³ regulando un gasto de 0,432 m³ /día con una válvula de compuerta.

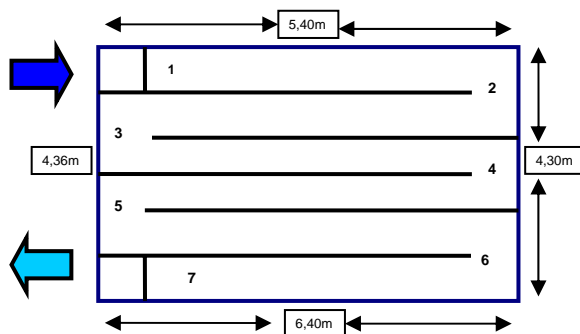


Figura 2. Vista de planta del sistema lagunar

Utilizando el criterio de Sáenz (1987), con la ecuación 1 se calculó el tiempo de retención de cada uno de los canales considerando un gasto de agua de 300 ml/minuto suministrados a la planta en forma continua (tabla 1).

$$t = \frac{2V}{3Q} \quad \text{ecuación (1)}$$

Para seleccionar una constante de degradación que correspondiera a las características presentes en la zona en la que se instaló el sistema de tratamiento se obtuvo el número de dispersión para lo cual se utilizó la ecuación de Polprasert y Bhattarai (1985):

$$d = \frac{0,184[\theta v(w + 2Z)]^{0,489} (W^{1,511})}{(LZ)^{1,489}} \quad \text{ecuación (2)}$$

En donde:

L es la distancia medida desde la entrada y la longitud entre la entrada y la salida en m.

θ es el tiempo de retención.

v es la velocidad del pistón de agua.

Para poder utilizar cualquier ecuación de primer orden (ecuaciones de tipo Monod) en la predicción y/o diseño de un sistema lagunar es necesario determinar primero la constante de decaimiento. Existen tres posibilidades para determinar los valores de las constantes de reacción involucradas en el modelo cinético: a) con base en experimentos de laboratorio; b) utilizando relaciones experimentales publicadas en la literatura y c) con base en datos de mediciones de campo. Se probó la ecuación de dimensionamiento superficial con tres constantes de degradación:

$$1. \text{ Según Yañez } K_d = 0,84(1,07)^{t-20} \quad \text{ecuación (3)}$$

$$2. \text{ Según Sánchez } K_d = 1,1(1,07)^{t-20} \quad \text{ecuación (4)}$$

$$3. \text{ Según Sáenz } K_d = 0,623(1,037)^{t-20} \quad \text{ecuación (5)}$$

El cálculo de dimensionamiento preliminar se realizó utilizando la simplificación de la ecuación 6 (Marais, 1974) para corroborar el tiempo de retención resultante de la experimentación.

$$t = \frac{1}{K} \left[\left(\frac{S_o}{S_e} \right) - 1 \right] \quad \text{ecuación (6)}$$

La superficie en hectáreas que se requiere para instalar un sistema lagunar con un tiempo de retención de 7 días y 10 horas se obtuvo por medio de la ecuación propuesta por Rojas (7):

$$A = \frac{tQ_o}{h} \quad \text{ecuación (7)}$$

Se calcularon el tiempo de retención de cada uno de los canales considerando un gasto de agua de 300 ml/minuto suministrados a la planta en forma continua (tabla 1). En el cual se consideró el tiempo en cada uno de los canales y un tiempo de retención total que es de 51 días 8 horas.

La temperatura y el oxígeno disuelto se midieron simultáneamente con un equipo YSI modelo 58 calibrado in situ. Se introdujo el electrodo de medición a 3 niveles de profundidad (fondo 1 m, medio 0,5 m y superficie 0,05 m) en 7 puntos distribuidos después del cambio de dirección, los valores se promediaron y graficaron. La DBO₅ se analizó mediante un equipo para DBO marca VELP el cual fue calibrado con el método NMX-AA-028-1981 presentando una diferencia de +/- 2,3%. Los análisis de la DQO se llevaron a cabo de acuerdo con el método ISO 15705 (calidad del agua, determinación de la DQO según ensayo en cubeta cerrada). Los análisis de amoníaco, nitrato y nitrito se efectuaron con un espectrofotómetro marca Hach modelo DR/2400 utilizando los métodos 8155 para nitrógeno amoniacal, 8039 para nitratos, 8153 para nitritos.

Resultados

El comportamiento de la temperatura en el sistema lagunar piloto es característico de los cuerpos de agua estáticos, debido a la muy baja velocidad del desplazamiento del pistón de agua. Es decir la columna de agua se estratifica de acuerdo con la radiación solar recibida, sin embargo, durante los períodos nocturnos que son los períodos de disminución de la temperatura atmosférica (9°C), los estratos de agua permanecen a una temperatura casi constante en la cual el sistema mesofílico puede trabajar (14,7 a 21°C).

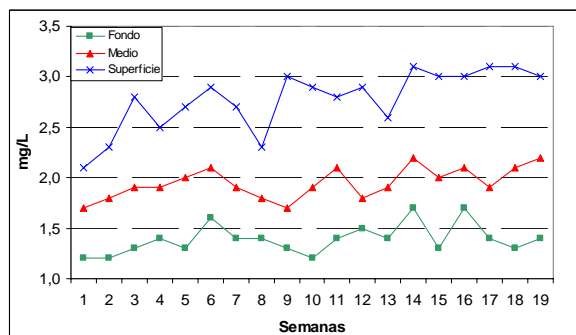
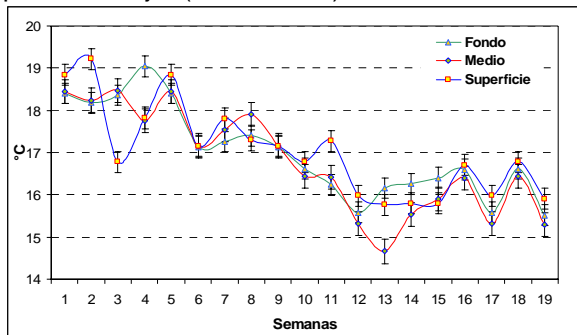


Figura 3. Comportamiento de la temperatura Figura 4. Comportamiento del oxígeno disuelto

Las concentraciones de oxígeno disuelto (Figura 4) en los tres niveles del pistón de agua y en los 7 puntos geométricos de la laguna arrojaron datos de concentraciones de oxígeno que fluctúan desde 1,5 mg/L hasta 3,2 ppm lo que demuestra que el sistema de tratamiento aerobio con base en el suministro de oxígeno por medio de la fotosíntesis es sostenible.

Durante la operación del SLE se observó un rápido desarrollo de población de algas, al tornarse la totalidad del cuerpo de agua de un color café a un color verde intenso en la segunda semana de operación. Lo anterior se confirma con la presencia de oxígeno y luz solar en todos los niveles del SLE como puede observarse en las figuras 4,5 y 6.

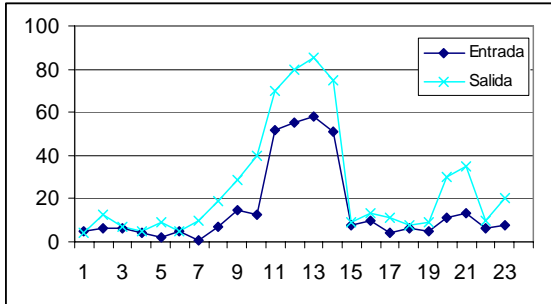


Figura 5. Comportamiento de la luz solar en el fondo.

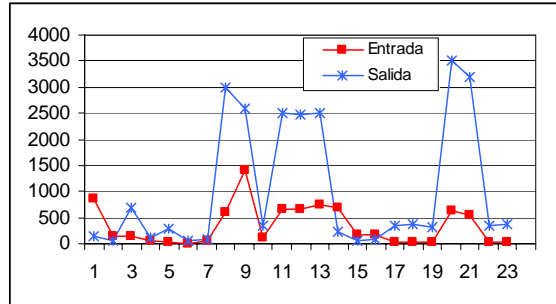


Figura 6. Comportamiento de la luz en la zona media.

Los resultados de la demanda bioquímica de oxígeno se muestran en la figura 7. Se puede observar una estabilización de la DBO₅ en el efluente manteniendo un comportamiento casi lineal y es prácticamente la misma en los 7 puntos de muestreo. La eficiencia de remoción de la DBO₅ es de 83%.

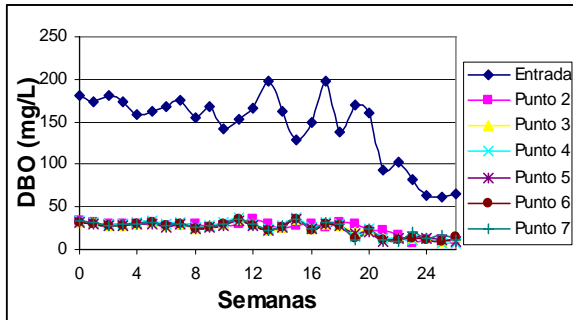


Figura 7. Comportamiento de la DBO₅

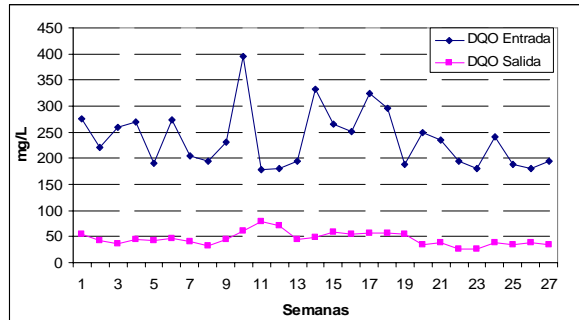


Figura 8. Comportamiento de la DQO

En el caso de los análisis realizados al agua del Río Lerma durante el período de estudio la relación DBO/DQO promedio es de 0,69 con un máximo de 0,84 y un mínimo de 0,42, lo que confirma que es fácilmente tratada en forma biológica.

NITRIFICACIÓN

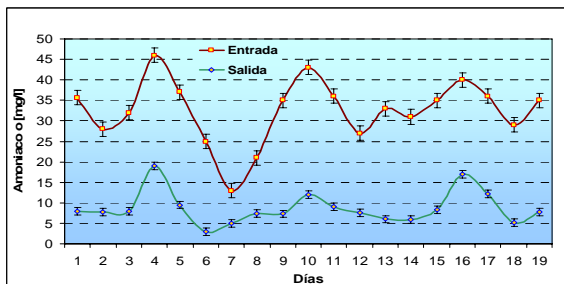


Figura 8. Comportamiento del amoníaco

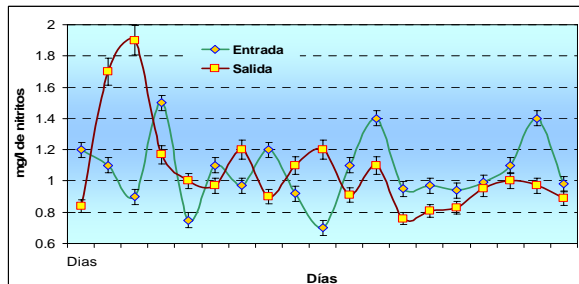


Figura 9. Comportamiento del nitrito

Las concentraciones de oxígeno disuelto (Figura 4) en los tres niveles del pistón de agua y en los 7 puntos geométricos de la laguna arrojaron datos de concentraciones de oxígeno que fluctúan desde

1,5 mg/L hasta 3,2 ppm lo que demuestra que el sistema de tratamiento aerobio con base en el suministro de oxígeno por medio de la fotosíntesis es sostenible.

La nitrificación (oxidación del amoníaco a nitrato) se realiza en dos pasos.



Bajo condiciones aerobias con la alcalinidad suficiente y una temperatura favorable, el amoníaco se oxida a nitrito (NO_2^-) el cual a su vez se oxida a nitrato (NO_3^-). A temperaturas cercanas a los $17^\circ C$ el primer paso es lento. En consecuencia, cuando se forma el nitrito se oxida rápidamente a nitrato resultando en una relativamente baja concentración de nitrito en el ambiente. La formación de nitratos comienza a decrecer conforme la temperatura baja de $17^\circ C$ por lo que a temperaturas de $12-14^\circ C$ aparece nuevamente concentraciones superiores de nitritos. Además puede haber acumulación de nitritos en el medio a temperaturas arriba de los $17^\circ C$ cuando existen concentraciones limitantes de oxígeno en partes de la laguna en las que no exista suficiente oxigenación o circulación. Las concentraciones de nitritos resultan tanto en la entrada como en la salida muy similares, alternándose en algunos días uno mayor que otro siendo el promedio de remoción cero. Lo anterior coincide con el comportamiento de la oxidación para llegar a nitratos ya que éste se transforma en forma inmediata en nitrato.

Está reportado que las concentraciones en las que se puede encontrar el nitrito es entre 0 y 20 mg/L en las aguas negras crudas. Las concentraciones en general son mayores en la entrada que en la salida, sin embargo no existe una reducción significativa (35%), esto es debido a que la única forma de remoción del nitrato es por medio de la desnitrificación la cual se lleva a cabo por medio de microorganismos en medios con baja tensión de oxígeno situación que no se presenta en un medio con alta saturación de oxígeno.

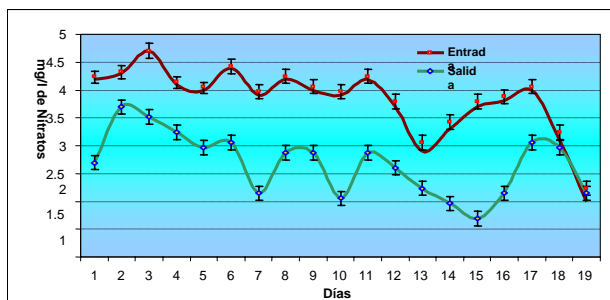


Figura 10. Comportamiento del nitrato

Debido a la importancia del número de dispersión en la realización del cálculo para el dimensionamiento del sistema lagunar, se consideró la utilización de la ecuación propuesta por Polprasert y Bhattarai (ecuación 2). Para el caso del sistema piloto se tiene que $L= 4,40m$; $\theta = 7$ días 10 h; $v= 0,056$ m/h; $w= 0,70m$; $Z= 1,03m$. El resultado obtenido es $d= 0,00064$. Como d se acerca a cero, el régimen del sistema lagunar piloto es mas cercano al flujo tipo pistón que a mezcla completa sin embargo no es cero por lo que se considera como flujo disperso.

Se calcularon las constantes de decaimiento aplicando las ecuaciones 3, 4 y 5 utilizando los resultados experimentales obtenidos en el seguimiento de la temperatura en el sistema lagunar y se obtuvieron los siguientes resultados: según Yañez $K_d = 0,692$ d^{-1} ; según Sánchez $K_d = 0,906$ d^{-1} ; y según Sáenz $K_d = 0,567$ d^{-1}

Se utilizó la ecuación de dimensionamiento superficial con las tres constantes de degradación para obtener la superficie esperada para la instalación del sistema lagunar definitivo con 7 días 10 horas de tiempo de retención. El cálculo de dimensionamiento se realizó utilizando la simplificación de la ecuación de Rojas (ecuación número 7) para corroborar el tiempo de retención resultante de la experimentación. Aplicando la constante obtenida según la propuesta de Sánchez **0,692** y considerando las DBO_5 experimentales a la entrada al sistema **188** mg/l y en la salida de **30** mg/l, sustituyendo resulta que: $t= 7$ días **13** horas; concuerda con el tiempo de retención obtenido en el primer canal del sistema experimental que es de 7 días con 10 horas, además se consideró un gasto normal (Q_0) del río Lerma de **20** m^3 /segundo. La superficie en hectáreas que se requiere para instalar un sistema lagunar con un tiempo de retención de 7 días y 10 horas mediante la ecuación

7, resultó que la superficie requerida de acuerdo con los datos preliminares es de 1 315 hectáreas mientras que la superficie total de la PJAA es de 1 050 hectáreas mientras que la zona de la presa que fue considerada en primera instancia para instalar el sistema de tratamiento tiene una superficie de 205,9 hectáreas (figura 11).

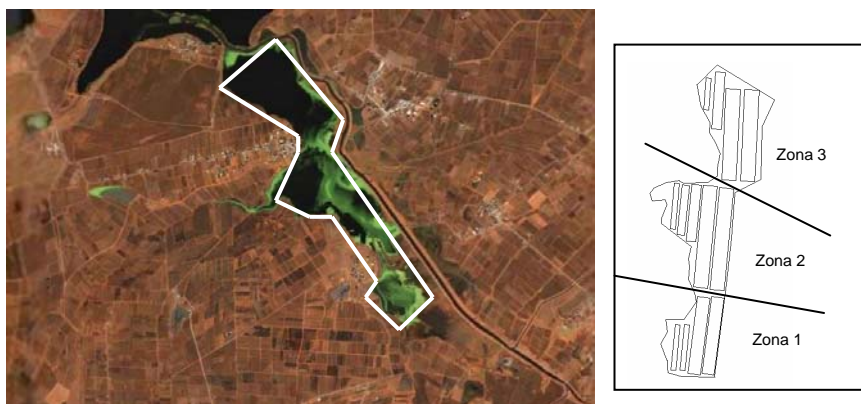


Figura 11. Zona considerada para el sistema lagunar y arreglo conceptual del SLE

Considerando el comportamiento en el sistema lagunar experimental, se dimensionaron lagunas aerobias guardando las relaciones L/W entre 6,28 y 10 (adimensional), una profundidad de 1 m y los tiempos de retención hidráulicos experimentales de 7 días y 13 horas. Utilizando la ecuación 7 se obtuvieron los gastos que pueden ser tratados en el área disponible resultando 7 diferentes dimensiones de lagunas para un sistema total de 13 lagunas distribuidas en el polígono resultante del análisis de la imagen de satélite. De acuerdo con el área disponible en el polígono se obtienen 3 paquetes lagunares con diferentes capacidades de tratamiento como se muestra en la figura 11 y tabla 2.

Tabla 2. Características del sistema lagunar de estabilización aerobio en el área disponible

| Lagunas | Largo m | Ancho m | Profundidad m | Número de lagunas | Capacidad de tratamiento m ³ /h |
|---------|----------|---------|---------------|-------------------|--|
| 1, 2, 5 | 571,43 | 59,42 | 1 | 3 | 601,95 |
| 3,4 | 971,43 | 148,57 | 1 | 2 | 1 705,77 |
| 6 | 628,57 | 85,71 | 1 | 1 | 318,37 |
| 7,11 | 714,3 | 114,3 | 1 | 2 | 964,95 |
| 8,9 | 1285,71 | 171,43 | 1 | 2 | 2 605, 01 |
| 10 | 400 | 57,14 | 1 | 1 | 135,06 |
| 12,13 | 1 142,87 | 171,43 | 1 | 2 | 2 315,6 |
| | | | Total | 13 | 8 646,7 |

Conclusiones

El comportamiento de la DBO y de la DQO en los 6 canales formados por las mamparas del sistema lagunar experimental muestran que cada uno se comporta en forma, ya que las concentraciones de materia orgánica se mantienen constantes a partir de la salida del primer canal. La capacidad total de tratamiento con lagunas aerobias que es posible instalar en la zona de entrada de la PJAA es de 8 646,7 m³/h mientras que el gasto medio es de 72 000 m³/h (20 m³/seg). Es decir que es posible tratar el 11,72% del caudal medio que entra a la PJAA restando el 88,27%. Lo anterior, aunque no es una solución definitiva al problema total de la PJAA si es una ayuda con gran potencial de recuperación del ecosistema de este vaso, ya que, como se ha demostrado en los trabajos previos (Avila, 2001; Barceló, 2000) la hidráulica de la presa permite que los fenómenos de transporte tiendan a estabilizar este cuerpo de agua. Por otra parte, este trabajo puede alentar la investigación sobre sistemas de tratamiento naturales aguas arriba y con esto disminuir en forma conjunta la carga orgánica para terminar su tratamiento en el sistema lagunar propuesto.

Agradecimiento.- Agradecimientos. Este proyecto está financiado por los fondos sectoriales SEMARNAT-CoNaCyT, clave 2002-C01-0504.

Referencias

1. Agunwamba J.C.(1999). Dispersión number determination in waste stabilization ponds. *Water, Air and Soil Pollution*, Vol. 59, No. 3-4.
2. Albores Zárate, Beatriz A. (1995). Tules y sirenas. El impacto ecológico y cultural de la industrialización en el Alto Lerma Mexiquense-GEM, Secretaría de Ecología. México, pp 478.
3. Avila, P. (2001). Dinámica de metales pesados no esenciales en la interacción agua-sedimento-biota de la presa José Antonio Alzate. Tesis doctoral de la Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma del Estado de México.
4. Barceló, I. (2000). Estudio de la movilidad de Ca, Cd, Cu, Fe, Mn, Pb y Zn en sedimentos de la presa José Antonio Alzate en el Estado de México. Tesis Doctoral, Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma del Estado de México.
5. Beran, B.; Kargi, F, (2005). A dynamic model for wastewater stabilization ponds. *Ecol. Modell.* 174, 225-240.
6. CNA (1993). "Actualización de la información de los acuíferos del alto Lerma (valles de Toluca e Ixtlahuaca, Edo. de México, y la adaptación de su modelo DAS al lenguaje basic". Documento de la DGCOH. México. s.n.p.
7. Comisión Nacional del Agua (2000). Inventario de Plantas de Tratamiento del Estado de México. Reporte preparado por la Subdirección General Técnica. Gerencia de Saneamiento y Calidad del Agua. Subgerencia de Estudios de Calidad del Agua e impacto ambiental.
8. Contreras Domínguez, Wilfrido et al (1989). "Situación actual y perspectivas de los recursos forestales, suelo y agua de la región valle de Toluca". UAEM. 376 pp.
9. Diario Oficial de la Federación (2003). Acuerdo por el que se dan a conocer las denominaciones y la ubicación geográfica de las diecinueve cuencas localizadas en la zona hidrológica denominada Río Lerma-Capala así como la disponibilidad media anual de las aguas superficiales en las cuencas que comprende dicha zona hidrológica. 15 de octubre 2003.
10. Ferrara, R.A.; Avci, C.B. (1982). Nitrogen Dynamics in Waste Stabilization Ponds, *Journ. Water Poll. Control Fed.*, 54, 4.
11. Garza Villarreal, Gustavo (1985). El proceso de industrialización en la ciudad de México 1821-1970. El Colegio de México. México, pp. 446.
12. Lloyd, B.J.; Leitner, A.R.; Vorkas, C.A.; Guganesharajah (2003). Under-performance evaluation and rehabilitation strategy for waste stabilization ponds in Mexico. *Water Science and Technology*. Vol. 48 No. 2 pp 35-43.
13. Marais, G. (1974). *Faecal bacterial kinetics in stabilization ponds*, *J. EED., ASCE*, EE1, 100: 119-139.
14. McClung, E.; Sugiura, Y. (2002) La vida prehispánica en un habitat insular construido por el hombre en la Ciénaga de Chignahuapan, Santa Cruz Atizapan, Estado de México, México. Informe presentado a Fundación para el Avance de los Estudios Mesoamericanos. pp 1-2
15. Polprasert, Ch. y Bahattarai, K, (1985). *Modelo de dispersión para Estanques de Estabilización de Aguas Residuales*. *Journal of Environmental Engineering*, ASCE, Vol. III, No. 1.
16. Rojas Vargas, Ricardo. (2002) Determinación de la constante cinética en lagunas de estabilización. Métodos experimentales. CEPI/OPS. OMS.
17. Sáenz, R. (1987). Predicción de la calidad del efluente en lagunas de estabilización. CEPIS, OPS, hoja de divulgación técnica, No. 38, 8 pp.
18. Sánchez, A.; J. Maturana. (1992). Evaluación de las lagunas de estabilización Esmeralda. Memorias técnicas XXIII Congreso Interamericano de Ingeniería Sanitaria y Ambiental. Vol. II, Parte 2, pp. 516-528.
19. Sweeney, D.; Cromar, N. (2003). The spatial significance of water quality indicators in waste stabilization ponds-Limitations of residence time distribution analysis in treatment efficiency. *Water Science and Technology* v 48, No. 2. pp 211-218.
20. Thirumurthi, A.M. (1969) Design principles of waste stabilization ponds. *Journal of the Sanitary Engineering. Division ASCE*. 93; SA2, pp 311.