

01177.18
2ej.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
FACULTAD DE INGENIERIA

COMPARACION DE LOS REQUERIMIENTOS DE
AREA AL APLICAR LOS METODOS DE
DISEÑO PARA LAGUNAS DE ESTABILIZACION

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERIA
ESPECIALIDAD AMBIENTAL

PRESENTA:
JUDITH GUADALUPE RAMOS HERNANDEZ

MEXICO, D.F.

1998

258022

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CONTENIDO

RESUMEN	
JUSTIFICACIÓN	i
LISTA DE TABLAS	iv
LISTA DE FIGURAS	vi
LISTA DE CUADROS	viii
CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN	1
1.1 Definición	2
1.2 Clasificación	2
1.3 Ventajas y desventajas	4
1.4 Las lagunas de estabilización en México	5
CAPÍTULO 2 FUNDAMENTOS	7
2.1 Cantidad y calidad del agua residual	7
2.1.1 <i>Sistemas de alcantarillado</i>	7
2.1.2 <i>Cantidad</i>	8
2.1.3 <i>Calidad de agua de descarga</i>	8
2.1.4 <i>Clasificación del agua según su origen</i>	11
2.1.4.1 Aguas negras domésticas o aguas residuales urbanas	11
2.1.4.2 Desechos líquidos industriales	12
2.1.4.3 Aguas negras sanitarias	13
2.1.4.4 Aguas pluviales	13
2.2 Parámetros básicos	14
2.2.1 <i>Sólidos</i>	14
2.2.2 <i>Contenido de materia orgánica</i>	15
2.2.3 <i>Otros compuestos</i>	16
2.2.4 <i>Composición biológica de las aguas residuales</i>	18
2.2.4.1 Microorganismos coliformes	18
2.2.4.2 Huevos de helmintos	19
2.3 Conceptos básicos del metabolismo de los microorganismos	19
2.3.1 <i>Microbiología en los diferentes tipos de lagunas</i>	20
2.3.2 <i>Remoción de materia orgánica</i>	22
2.3.3 <i>Algas en las lagunas de estabilización</i>	24
2.3.3.1 Periodicidad de las algas	26
2.3.3.2 Capacidad de las algas para remover nutrientes	26
2.3.3.3 Biomasa de las algas	27
2.3.3.4 Fotosíntesis de las algas	27
2.4 Patrones de flujo hidráulico	28
2.4.1 <i>Flujo completamente mezclado</i>	28
2.4.2 <i>Flujo pistón</i>	29
2.4.3 <i>Desviaciones de la idealidad hidráulica</i>	29
2.4.4 <i>Modelos de flujo aplicados a lagunas de estabilización</i>	30
2.5 Factores que modifican el funcionamiento de las lagunas de estabilización	33
2.5.1 <i>Calidad del agua a tratar</i>	34
2.5.2 <i>Aspectos físicos</i>	35

CAPÍTULO 3 NORMATIVIDAD	42
3.1 Normatividad Mexicana	42
3.1.1 Normas Oficiales Mexicanas	42
3.1.1.1 Antecedentes	43
3.1.2 NOM-001-ECOL-1997	47
4 DISEÑO DE LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN	51
4.1 Conceptos básicos de diseño	51
4.2 Lagunas Aerobias	52
4.2.1 Descripción del proceso	52
4.2.2 Lagunas aerobias de baja tasa	54
4.2.3 Lagunas aerobias de alta tasa	54
4.2.4 Lagunas aeradas en forma mecánica	55
4.2.4.1 Descripción del proceso	56
4.2.4.2 Aeradas con mezcla completa	58
4.2.4.3 Aeradas con mezcla parcial	60
4.2.5 Lagunas de pulimento	65
4.2.5.1 Descripción del proceso	65
4.2.5.2 Métodos empíricos y semi-empíricos	66
4.2.5.3 Métodos cinéticos	68
4.3 Lagunas Anaerobias	72
4.3.1 Descripción del proceso	72
4.3.2 Métodos de diseño	74
4.3.2.1 Métodos empíricos	74
4.3.2.2 Métodos semi-empíricos	76
4.3.2.3 Valores recomendados	77
4.4 Lagunas Facultativas	79
4.4.1 Descripción del proceso	79
4.4.2 Métodos de diseño	81
4.4.2.1 Métodos empíricos y semi-empíricos	82
4.4.2.2 Métodos cinéticos	87
4.4.2.3 Métodos teóricos	90
4.5 Efecto de la temperatura- Ecuación de Arrhenius	95
4.6 Comparación de los modelos de diseño de las lagunas	95
4.7 Sistemas combinados	96
4.8 Sistemas con recirculación	98
CAPÍTULO 5 SENSIBILIDAD DE LOS MÉTODOS DE DISEÑO	103
5.1 Evaluación de la sensibilidad de los métodos de diseño	104
5.1.1 Parámetros de diseño de entrada	104
5.1.1.1 Número de habitantes	104
5.1.1.2 Cálculo del agua por tratar	105
5.1.1.3 Calidad del agua	106
5.2 Diseño de lagunas aerobias	107
5.2.1 Método de diseño empleado para lagunas de baja tasa	107
5.2.2 Metodología seguida para el diseño	107
5.2.3 Resultados	109
5.3 Diseño de lagunas aeradas	112
5.3.1 Lagunas aeradas con mezcla completa	112

5.3.1.1	Modelo empleado para el diseño	113
5.3.1.2	Datos requeridos por el diseño	114
5.3.1.3	Resultados	118
5.3.2	<i>Lagunas aeradas con mezcla parcial</i>	120
5.3.2.1	Modelo empleado para el diseño	120
5.3.2.2	Datos de diseño	121
5.3.2.3	Resultados	125
5.3.3	<i>Comparación de los requerimientos de área entre los dos métodos de diseño</i>	127
5.4	Diseño de lagunas facultativas	130
5.4.1	<i>Métodos de correlaciones empíricas</i>	130
5.4.1.1	<i>Resultados</i>	130
5.4.2	<i>Métodos cinéticos</i>	134
5.4.2.1	Modelo completamente mezclado	134
5.4.2.2	Modelo de flujo pistón (Middlebrooks y Crites, 1988)	136
5.4.3	<i>Comparación de los requerimientos de área entre los métodos de diseño</i>	138
5.5	Diseño de las lagunas de pulimento	141
5.5.1	<i>Método empírico para la remoción de coliformes fecales</i>	142
5.5.2	<i>Método empírico para la remoción de huevos de helminto</i>	143
5.5.3	<i>Comparación en la remoción de patógenos del agua residual</i>	144
5.6	Diseño de lagunas anaerobias	145
5.6.1	<i>Método de diseño</i>	145
5.6.2	<i>Resultados</i>	148
5.7	Resumen de los resultados obtenidos	151
CAPÍTULO 6 COSTOS		153
6.1	Costos implícitos en un sistema de tratamiento	153
6.1.1	<i>Costos de inversión</i>	153
6.1.2	<i>Costos de operación y mantenimiento</i>	156
6.1.2.1	Compuestos químicos	157
6.1.2.2	Personal	157
6.2	Estudios de preinversión	158
6.2.1	<i>Caracterización del influente</i>	158
6.2.2	<i>Estudio financiero</i>	160
6.2.2.1	Índices de costos	160
6.2.2.2	Curvas teóricas	161
CAPÍTULO 7 CONCLUSIONES		170
CAPÍTULO 8 BIBLIOGRAFÍA		174
ANEXO 1 SITUACIÓN NACIONAL DE LAS LAGUNAS		

RESUMEN

Entre las tecnologías de bajo costo utilizadas para el tratamiento de aguas residuales, las que tienen un mayor empleo a nivel mundial son las lagunas. A nivel nacional, la tecnología de las lagunas de estabilización ha tenido un fuerte desarrollo en los años recientes, principalmente, en el tratamiento de residuos líquidos industriales y domésticos, al ser una tecnología segura y barata, además de ser la más apropiada para climas cálidos y poblaciones tanto rurales como urbanas. Lo que ha llevado a considerar a las lagunas de estabilización como un sistema de apto para cualquier condición local, siendo así que se cuenta con un total de 357 sistemas lagunares (municipales e industriales) y se tienen proyectados varios más.

Actualmente, las teorías que explican el comportamiento de las lagunas en el control de la contaminación han sido clasificadas desde el punto de vista matemático, biológico, químico y físico haciendo de estos sistemas un proceso complejo. Por ello, resulta de especial interés analizar el estado de arte de los sistemas lagunares y, a través de un análisis de sensibilidad de los diferentes métodos de diseño, evaluar la función de las variables de diseño para cada tipo de laguna de estabilización. De esta manera, se pueda establecer cuál de los modelos existentes es el que mejor se adapta a las condiciones del país, aportando seguridad en el diseño y eficiencia en la operación en términos de la calidad del agua obtenida.

La tesis está integrada por siete capítulos. En el primero de ellos se dan en términos generales la definición y clasificación de los sistemas lagunares. Se muestran sus ventajas y desventajas ante otros sistemas de tratamiento convencional y se da una visión general de su situación de empleo en México.

El Capítulo 2 es una recopilación de las variables que intervienen directa e indirectamente durante el diseño de las lagunas de estabilización. Se muestra la influencia de la cantidad y calidad del agua residual, los parámetros básicos (físicos, químicos y microbiológicos) y las características de los patrones de flujo que se presentan en los sistemas lagunares y los factores que afectan dicho diseño.

Como las descargas de agua tratada deben cumplir con la normatividad vigente, el Capítulo 3 muestra en forma somera como ha evolucionado la normatividad en México a este respecto.

Como se podrá ver en el Capítulo 4, los métodos de diseño de las lagunas se clasifican en aquéllos basados en la experiencia (empíricos y semi-empíricos) y los desarrollados con bases teóricas (cinéticos y teóricos).

Con base en la revisión realizada en el capítulo anterior, el Capítulo 5, parte fundamental del trabajo, presenta el análisis de sensibilidad de los modelos para cada tipo de laguna durante el cálculo de requerimiento de área ante variaciones de carga. Este estudio permitió identificar a la carga orgánica y a la temperatura como parámetros críticos que deben ser considerados con cuidado ya que variaciones no previstas pueden acarrear sub o sobrediseños y, por tanto, sistemas deficientes.

Aun cuando el estudio financiero de los sistemas lagunares no se planteó como una meta a alcanzar en el desarrollo de la tesis, sí se consideró importante hacer un resumen de los factores que se deben considerar para estimar los costos de inversión, operación y mantenimiento (Capítulo 6).

En el Capítulo 7 se presentan las conclusiones y recomendaciones obtenidas del análisis de sensibilidad realizado para los diversos métodos de diseño de las lagunas de estabilización.

JUSTIFICACIÓN

El tema de las lagunas de estabilización pese a su gran importancia en México (28% del total de plantas instaladas de acuerdo con el Inventario de plantas de tratamiento de la Comisión Nacional del Agua) ha sido poco estudiado en nuestro país. En el mejor de los casos, se consideran los adelantos a nivel internacional en materia de diseño olvidando que a lo largo de la República Mexicana se presentan diferencias climatológicas, sociales y políticas. De hecho, del total de las lagunas (357, municipales e industriales), el 30% está fuera de operación mientras que un 11% está en rehabilitación. De las 249 plantas en operación sólo se conoce el porcentaje de remoción de la DBO en 118 (47%) de las cuales el 11% tienen una eficiencia menor al 50% con base en los datos de diseño.

A nivel internacional, la tecnología de las lagunas de estabilización ha tenido un fuerte desarrollo en los años recientes principalmente en el tratamiento de residuos líquidos industriales y domésticos, al ser una tecnología segura y barata, además de ser la más apropiada para climas cálidos y poblaciones tanto rurales como urbanas. Sin embargo, ha sido fuertemente criticada pese a su flexibilidad y fácil diseño, construcción sencilla y económica y bajos costos de operación y mantenimiento. Atributos que la hacen una tecnología popular y adecuada para muchas regiones, sobretodo cuando la situación económica fuerza a una evaluación más racional evitando gastos innecesarios de plantas mecanizadas.

Las aplicaciones de las lagunas de estabilización abarcan un amplio espectro como son residuos líquidos provenientes de industrias, casas habitación o mezclas beneficiando a los sectores urbano, industrial y agronómico (TABLA 1).

TABLA 1. EJEMPLOS DE LAS APLICACIONES TÍPICAS DE LAS LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN

AGUA RESIDUAL EN GENERAL : Remoción de patógenos/Desinfección biológica Remoción de materia orgánica Remoción de nutrientes Remoción de metales pesados Remoción de color
RESIDUOS LÍQUIDOS INDUSTRIALES : Aceitosos y de petroquímica Farmacéuticas Residuos hospitalarios Industria de la carne Agroindustriales (ej. procesadoras de maíz) Cerveceras Industria frutícola y envasados Textiles Curtidurías Industria del caucho

La amplia variedad de tipos de lagunas (TABLA 2) y sus tecnologías hacen que los sistemas lagunares sean altamente flexibles y adaptables. Las lagunas son una tecnología modular que puede mejorarse o alterarse de acuerdo con las necesidades de cambio en términos de los estándares de calidad y el uso del efluente.

TABLA 2 CLASIFICACIÓN DE LAS LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN

TIPO DE LAGUNA	APLICACIONES	REFERENCIA*
Anaerobia	Remoción de materia orgánica, sólidos; tratamiento industrial	Alabaster <i>et al.</i> , 1992; Saqqar & Pescod, 1995
Anóxica	Remoción de materia orgánica, sólidos y nitrógeno	Pescod, 1996
Facultativa Primaria y secundaria	Remoción de materia orgánica, sólidos y patógenos	Mara <i>et al.</i> 1992; Pearson <i>et al.</i> , 1995
Aerobia aerada intermitente	Remoción de materia orgánica y sólidos	Foug <i>et al.</i> 1995; Mara <i>et al.</i> , 1992
Maduración	Remoción de nutrientes y patógenos	Morris 1974; Mara <i>et al.</i> , 1992;
Desinfección	Remoción de patógenos (de un tratamiento convencional)	Pearson <i>et al.</i> , 1995 Igual que las lagunas de maduración
Aerobia de alta tasa de algas (HRAP)	Producción de biomasa rica en algas; remoción de materia orgánica	Oswald, 1991:1995
Sistemas avanzados integrados (AIWSP)	Producción de biomasa rica en algas; recuperación de metano y remoción de patógenos	Green <i>et al.</i> , 1995a:1995b
Sistemas de crecimiento controlado (AGWSP)	Remoción de materia orgánica; tratamiento industrial	Prolpasert and Sookhanich, 1995
Macrofitas De Raíces y flotantes	Remoción de materia orgánica, sólidos, nutrientes y recuperación de biomasa	Reed <i>et al.</i> , 1988; Middlebrooks, 1995
Tanques de almacenamiento	Remoción de materia orgánica y patógenos; almacenamiento de efluentes	Juanico & Shelef, 1991; Mara & Pearson, 1992
Lagunas para alimento de peces	Producción de peces: efluente pulimentado	Edwards, 1992

* No son las referencias definitivas ya que están en función de los diferentes estudios que se realizan a nivel mundial

FUENTE : Pearson, 1996

El mejor entendimiento de los procesos microbiológicos de las lagunas se ha desarrollado en la última década con el consecuente refinamiento del proceso, el diseño físico y las estrategias operativas haciendo sistemas más seguros y eficientes que los diseños anteriores. Un factor clave es comprender el uso de un diseño basado en la carga orgánica superficial y su relación con el oxígeno producido por la biomasa.

Por otra parte, cabe mencionar la habilidad de los sistemas lagunares para producir un efluente con calidad microbiológica apta para riego no restringido a través de un proceso natural de desinfección biológica. Finalmente, el tener al suelo como última aplicación del efluente favorece la producción agrícola representando una de las estrategias ambientales de mayor aceptación e interés en varias regiones del país.

Por desgracia, su simplicidad aparente ha generado un abandono total en el estudio de estos procesos para las condiciones del país. Los estudios acerca de las lagunas de estabilización se quedaron a nivel maestría en 1968, cabe mencionar que desde esa época *la concepción del control y prevención de la contaminación en México ha cambiado*. Los estudios llevados a cabo incluían el conocimiento del fitoplancton y el establecimiento de criterios de diseño en lagunas experimentales donde únicamente se analizaban las teorías de Gloyne y Marais. Como se verá a

lo largo de este trabajo de tesis, las teorías que explican el comportamiento de las lagunas en el control de la contaminación han sido clasificadas desde el punto de vista matemático, biológico, químico y físico haciendo de estos sistemas un proceso complejo.

METAS

- Establecer el estado del arte de las lagunas de estabilización en México
- A través del análisis de los diferentes modelos que existen para el diseño de las lagunas de estabilización, analizar la sensibilidad que cada uno de ellos presenta en función de las variables de diseño.
- Una vez identificada la variabilidad de cada método, se determinará aquél que dadas las condiciones del país se adapte satisfactoriamente aportando seguridad en el diseño y eficiencia en la operación en términos de la calidad de aguas obtenidas.

HIPOTÉISIS

A través de un análisis de sensibilidad variando parámetros como la carga orgánica, la constante de rapidez y la temperatura es posible establecer al requerimiento de área demandado por los diversos métodos de diseño de las lagunas de estabilización como un criterio de selección primario ya que éste permitirá tener una estimación aproximada del costo de inversión del terreno.

LISTA DE TABLAS

		PAG
TABLA 1	Ejemplos de las aplicaciones típicas de las lagunas de estabilización	i
TABLA 2	Clasificación de las lagunas de estabilización	ii
TABLA 3	Dotación de agua potable en localidades urbanas mexicanas	8
TABLA 4	Características de calidad del agua residual en poblaciones entre 2500 y 10000 habitantes	9
TABLA 5	Características de calidad del agua residual en poblaciones mexicanas mayores de 10000 habitantes	9
TABLA 6	Composición típica de las aguas residuales de origen doméstico	12
TABLA 7	DQO y los SST para algunos giros industriales	13
TABLA 8	De máximos torelables	43
TABLA 9	Normas Técnicas Ecológicas	44
TABLA 10	Normas Oficiales Mexicanas	45
TABLA 11	Límites máximos permisibles para contaminantes básicos	48
TABLA 12	Límites máximos permisibles para contaminantes tóxicos	49
TABLA 13	Recomendaciones de diseño de lagunas aerobias	53
TABLA 14	Valores de k recomendados por diversos autores	61
TABLA 15	Métodos de diseño para lagunas aeradas	64
TABLA 16	Métodos de diseño para lagunas de pulimento	71
TABLA 17	Variables de las lagunas anaerobias primarias de Al-Samra	75
TABLA 18	Valores de diseño para cargas volumétricas permisibles en función de la temperatura	76
TABLA 19	Remoción teórica de la DBO5 en lagunas anaerobias	76
TABLA 20	Eficiencia de remoción del tratamiento del agua residual en lagunas aerobias	77
TABLA 21	Método de diseño para lagunas anaerobias	78
TABLA 22	Cargas orgánicas críticas, kgDBO5/ha.d	82
TABLA 23	Resultado de los cuestionarios aplicados en Estados Unidos	84
TABLA 24	Coefficientes de correlaciones de carga de DBO	86
TABLA 25	Variación de la rapidez de reacción en un flujo pistón en función de la carga orgánica	89
TABLA 26	Métodos de diseño para lagunas facultativas	93
TABLA 27	Resumen de los diferentes modelos empleados para el diseño de los diversos tipos de lagunas de estabilización	96
TABLA 28	Cargas orgánicas permisibles en la primer laguna cuando se aplica la recirculación	100
TABLA 29	Proyección de la población en desarrollo con una tasa de 2.8%	104
TABLA 30	Gasto a tratar para la población estimada	106
TABLA 31	Recomendaciones de diseño de lagunas aerobias	107
TABLA 32	Resultados del diseño de lagunas aerobias	110
TABLA 33	Resultados al aplicar el método para diseñar lagunas aeradas con mezcla completa	118
TABLA 34	Variación de k, τ y área para diferentes temperaturas en los periodos de verano e invierno	119

TABLA 35	Resultados al aplicar el método para diseñar lagunas aeradas con mezcla parcial	125
TABLA 36	Relación de la temperatura con la k y el área requerida	127
TABLA 37	Variación de la calidad del efluente	129
TABLA 38	Resultados al emplear el modelo de correlaciones empíricas	131
TABLA 39	Variación de los requerimientos de área en función de la temperatura para el modelo de correlaciones empíricas	132
TABLA 40	Resultados obtenidos al emplear el modelo de reactor completamente mezclado	135
TABLA 41	Resultados obtenidos al emplear el modelo de flujo pistón	138
TABLA 42	Resumen de los resultados obtenidos al emplear los tres modelos de diseño	139
TABLA 43	Variación de la calidad del efluente	140
TABLA 44	Requerimientos obtenidos para el diseño de lagunas de pulimento con base en la remoción de coliformes fecales	142
TABLA 45	Requerimientos obtenidos para el diseño de lagunas de pulimento con base en la remoción de huevos de helminto	143
TABLA 46	Resultados del diseño de lagunas anaerobias	148
TABLA 47	Resultados del diseño de lagunas anaerobias variando la temperatura	150
TABLA 48	Elementos que componen los costos de inversión	154
TABLA 49	Principales conceptos de obra para presupuestación a plantas de tratamiento	155
TABLA 50	Caracterización del agua residual, ejemplo	158
TABLA 51	Costo de la caracterización del agua residual	159
TABLA 52	Estimación de costos de inversión para julio de 1996	163
TABLA 53	Estimación de costo del terreno para lagunas facultativas y aeradas	164
TABLA 54	Costos de personal para 1996	165
TABLA 55	Personal considerado para operación de sistemas lagunares por turno	165
TABLA 56	Costos anuales por operación y mantenimiento (julio de 1996)	166
TABLA 57	Resumen de costos	167

LISTA DE FIGURAS

		PAG
FIG 1	Inventario nacional de plantas de tratamiento municipales	5
FIG 2	Tipo de lagunas de estabilización instaladas en México	6
FIG 3	Proporción de sólidos en agua residual doméstica	11
FIG 4	Proporción orgánica de los constituyentes del agua residual	16
FIG 5	Modelo esquemático de las líneas funcionales entre los ecosistemas acuático y terrestre	21
FIG 6	Diagrama de la cadena alimenticia en una laguna	21
FIG 7	Diagrama esquemático de la trayectoria de flujo de carbono en un digestor anaerobio	24
FIG 8	Géneros de algas presentes en (a) una laguna facultativa secundaria, (b) una laguna facultativa primaria	25
FIG 9	Flujo pistón ideal	29
FIG 10	Flujo pistón disperso	30
FIG 11	Concentración de bacterias en el efluente de un reactor de flujo pistón y otro completamente mezclado simulados en estado estacionario, Juanico, 1991	31
FIG 12	Concentración de DBO en el efluente de un reactor de flujo pistón y otro completamente mezclado simulados en estado estacionario, Juanico, 1991	32
FIG 13	Flujo hidráulico en una serie de lagunas de maduración pequeñas con un tiempo de retención corto a) se considera un flujo completamente mezclado, b) diseño hidráulico y flujo de operación	33
FIG 14	Diagrama simplificado del proceso de degradación de la materia orgánica en una laguna	35
FIG 15	Dispersión de luz en un cuerpo de agua	37
FIG 16	Variación del contenido de oxígeno disuelto en una laguna a lo largo del año	40
FIG 17	Perfil de la concentración del fósforo con respecto a la profundidad en un sistema oligotrófico y eutrófico	41
FIG 18	Perfil de la concentración del nitrógeno con respecto a la profundidad en un sistema oligotrófico y eutrófico	41
FIG 19	Representación esquemática de la relación simbiótica entre algas y bacterias	53
FIG 20	Líneas de distribución de a) aeradores superficiales y b) difusores en la primera laguna de un sistema parcialmente mezclado	56
FIG 21	Esquema de una laguna aerada	57
FIG 22	Tipos de lagunas aeradas (facultativas)	60
FIG 23	Esquema de una laguna anaerobia	73
FIG 24	Representación esquemática de las lagunas de estabilización facultativas	79
FIG 25	Laguna facultativa típica	80
FIG 26	Fluctuación de OD en una laguna facultativa	81
FIG 27	Variación de la carga máxima admisible y de diseño en una laguna facultativa con temperatura media del aire	83
FIG 28	Valores de k_1 para la ec. de Wehner y Wilhelm contra la fracción remanente para varios factores de dispersión	88
FIG 29	Fracción de la DBO removida anaerobiamente para diferentes cargas	91

	orgánicas	
FIG 30	Sistema lagunar integrado para el tratamiento del agua residual y agua aerada, recuperación de nutrientes o reúso (Oswald, 1991)	97
FIG 31	Esquemas de flujo de lagunas facultativas con recirculación	99
FIG 32	Etapas de alimentación de las lagunas facultativas con recirculación (SFFPR)	101
FIG 33	Conteo de algas a través del año en las lagunas de estabilización con recirculación ($R/F=1.5$) de la Región Dan	102
FIG 34	Área superficial requerida para diferentes cargas superficiales ante cargas orgánicas variables	111
FIG 35	Área superficial requerida para un agua residual doméstica	112
FIG 36	Requerimientos de área para lagunas de mezcla completa en función de la calidad del efluente esperada	126
FIG 37	Relación de áreas ante la variación de carga en lagunas aeradas	128
FIG 38	Efecto de la concentración de la DBO a la salida ante variaciones de carga orgánica a la entrada	129
FIG 39	Requerimientos de área en función de la concentración de materia orgánica por diseños realizados con métodos empíricos	132
FIG 40	Requerimientos de área ante variaciones de temperatura en función de la carga orgánica	133
FIG 41	Requerimientos de área para tres métodos de diseño considerando un agua residual de origen doméstico	139
FIG 42	Variación del área requerida al emplear tres métodos de diseño para agua residual de origen industrial	140
FIG 43	Efecto de la concentración de DBO a la salida ante variaciones de carga orgánica a la entrada	141
FIG 44	Relación de áreas ante la variación de carga en lagunas de pulimento	145
FIG 45	Requerimientos de área de las lagunas anaerobias para diversas concentraciones de materia orgánica	149
FIG 46	Relación de áreas ante la variación de temperaturas para diferentes cargas orgánicas	150
FIG 47	Costos de construcción anual en función del gasto de diseño para descargas de lagunas de estabilización	161
FIG 48	Costos de construcción anual en función del gasto de diseño para lagunas de estabilización sin descarga	161
FIG 49	Costos de construcción anual en función del gasto de diseño para lagunas aeradas	162
FIG 50	Requerimientos de inversión, operación y mantenimiento	168
FIG 51	Costo anual de agua tratada por población servida	168
FIG 52	Costo anual de agua tratada	169

INTRODUCCIÓN

Los costos para el tratamiento y la disposición de agua residual, municipal e industrial, incrementan continuamente como resultado de la necesidad de una mayor protección de las fuentes de abastecimiento y de la ecología.

En general, uno de los factores indispensables para tener una adecuada protección de las fuentes de suministro de agua es contar con tecnologías que provean un tratamiento efectivo y adecuado al agua residual, la cual es con frecuencia descargada en cuerpos de agua superficiales o bien se infiltra en el subsuelo contaminando las aguas subterráneas. Para generalizar esta práctica es necesario contar con los recursos económicos y humanos necesarios, que para la realidad de nuestro país se traduce en implantar sistemas eficientes, poco mecanizados y de bajo costo de inversión y operación.

En este contexto, las pequeñas comunidades e industrias aisladas que generan residuos líquidos **biodegradables** pueden considerar a las lagunas de estabilización como una opción de tratamiento. De igual forma, ciudades importantes localizadas en climas cálidos con disponibilidad de terreno barato y con las características compatibles para este tipo de sistemas pueden encontrar en ellas una opción viable. Sin embargo, el uso de otros métodos de tratamiento de aguas residuales resulta mejor y más económico cuando las comunidades o industrias de cualquier tamaño se encuentran ubicadas en zonas donde el terreno es escaso, de costo elevado, con poca estabilidad y resistencia, de alta permeabilidad o con costos elevados de excavación.

Las lagunas se han empleado para tratar aguas residuales desde hace 3,000 años. Es posible hacer esta aseveración en virtud de que en las sociedades antiguas era común disponer el agua usada en depresiones naturales, lo cual daba la idea de un lago o laguna donde se degradaba de manera natural la materia orgánica presente en el agua. El primer tanque de estabilización artificial que se construyó fue en San Antonio, Texas, en 1901. Para 1975 se encontraban operando 7,000 lagunas en los Estados Unidos y 868 en Canadá durante 1981 (Thirumurthi, 1991). En México, actualmente se tienen instaladas 357 plantas de este tipo (CNA, 1996).

En general, las lagunas son depósitos construidos mediante la excavación y compactación de la tierra que almacenan agua de cualquier calidad por un periodo determinado. Las lagunas constituyen un tratamiento alterno interesante ya que permiten un manejo sencillo del agua residual, la recirculación de nutrientes y la producción primaria de alimento en la cadena alimenticia (Oswald, 1995). Su popularidad se debe a su simplicidad de operación, bajo costo y eficiencia energética.

Sin embargo, y como lo señaló Arceivala *et al.*, 1970 (en Thirumurthi, 1991), "*a pesar de su aparente simplicidad, las lagunas de estabilización son reactores bioquímicos complejos que*

requieren un adecuado diseño” y más que el tipo de modelo matemático que se emplee para su diseño, es necesario tomar en cuenta las condiciones ambientales que determinan su forma de operación.

1.1 Definición

Una laguna de estabilización es, básicamente, una excavación en el suelo donde el agua residual se almacena para su tratamiento por medio de la actividad bacteriana con acciones simbióticas con algas y otros organismos.

Cuando el agua residual es descargada en una laguna de estabilización se realiza, en forma espontánea, un proceso de autopurificación o estabilización natural en el que tienen lugar fenómenos de tipo físico, químico y biológico. En esta simple descripción se establecen los aspectos fundamentales del proceso de tratamiento del agua que se lleva a cabo en las lagunas de estabilización:

- Proceso natural de autodepuración.
- La estabilización de materia orgánica se realiza mediante la acción simbiótica de bacterias, algas y otros organismos superiores.
- Se presentan procesos físicos de remoción de materia suspendida.
- Se efectúan cambios químicos en la calidad del agua que, entre otros aspectos, mantienen las condiciones adecuadas para que los organismos puedan realizar la estabilización, transformación y remoción de contaminantes orgánicos biodegradables y, en algunos casos, nutrientes.
- Se establecen cadenas tróficas y redes de competencia que permiten la eliminación de gran cantidad de microorganismos patógenos que se encuentran presentes en las aguas residuales. Por tanto, las lagunas de estabilización se consideran y se pueden proyectar como un método de tratamiento de la materia orgánica y de remoción de los patógenos presentes en el agua residual.

Dependiendo de las condiciones del problema por resolver las lagunas de estabilización pueden utilizarse solas, combinadas con otros procesos de tratamiento biológico, o bien, entre ellas mismas (sistemas lagunares de tratamiento). Racault *et al.*, (1993) indican que el 60% de los sistemas que utilizan este proceso están compuestas por tres lagunas operando en serie y el 35%, de dos. Es frecuente el uso de lagunas para complementar (“**pulir**”) el tratamiento biológico de sistemas de lodos activados y filtros percoladores, por ejemplo.

1.2 Clasificación

Los términos “laguna” y “estanque” son generalmente empleados indistintamente. Por **laguna** debe entenderse un depósito natural de agua. En cambio, un depósito construido para remansar o recoger el agua debe ser considerado como un **estanque**. Cuando se habla de lagunas o estanques para tratar el agua residual se les agrega el término **de estabilización**.

Con el fin de evitar confusiones se entenderá por lagunas de estabilización las construidas mediante excavación y compactación del terreno para el tratamiento de las aguas residuales. Asimismo, los estanques de estabilización serán aquellos en los que la laguna construida se recubra con concreto o algún otro material impermeable. Cabe indicar que en esta tesis se emplearán en forma genérica los términos de “lagunas” y “estanques” cuando se haga referencia a los sistemas de tratamiento de agua residual.

Las lagunas y estanques de estabilización pueden clasificarse de diversas formas, ya sea por:

- El tipo de la reacción biológica predominante,
- La duración y frecuencia de la descarga,
- La extensión de la laguna,
- La presencia o ausencia de equipo de aeración, y
- El tipo de células presentes.

La forma más adecuada de clasificar a las lagunas es en función de la reacción biológica dominante. La estabilización de la materia orgánica se realiza ya sea mediante microorganismos que la metabolizan en presencia de oxígeno (aerobios), o bien, por microorganismos fermentativos que lo hacen en ausencia de oxígeno (anaerobios). En este sentido se distinguen los siguientes tres tipos de lagunas:

1. *Aerobias*. Donde la estabilización de la materia orgánica soluble y la conversión de los nutrientes se realiza en presencia de oxígeno disuelto, el cual se suministra en forma natural o artificial.
2. *Anaerobias*. La depuración se realiza en ausencia de oxígeno libre (condiciones anóxicas) y/o combinado (anaerobia).
3. *Facultativas*¹. La estabilización de la materia orgánica se lleva a cabo tanto en condiciones aerobias como anaerobias. Las primeras se mantienen en el estrato superior de la laguna, mientras que en el inferior, se realiza la degradación anaerobia en ausencia de oxígeno. En algunos casos pueden haber aeración artificial en parte de ellas.

En general, cualquier tipo de laguna se puede utilizar para tratar aguas residuales domésticas. Las lagunas aeradas se utilizan normalmente para tratamiento de aguas residuales industriales y domésticas de alta carga, mientras que las no aeradas se emplean casi en su totalidad para tratar residuos municipales. Las anaerobias se utilizan para tratamiento de residuos líquidos de origen industrial con elevado contenido de materia orgánica, casi siempre se usan como el primer paso de un sistema lagunar con alta carga.

El término lagunas de maduración o de pulimento se aplica a aquellas lagunas aerobias ubicadas como el último paso de los sistemas lagunares en serie o a las unidades que mejoran el efluente de otros sistemas de tratamiento biológico. Este tipo de laguna se diseña

¹ Algunos autores utilizan el término de lagunas de oxidación para indicar lagunas del tipo facultativo,

primordialmente para remover microorganismos patógenos sin necesidad de adicionar agentes químicos desinfectantes. También, se utilizan para nitrificar efluentes.

1.3 Ventajas y desventajas

Las ventajas asociadas con el uso de las lagunas de estabilización como sistema de tratamiento son las siguientes (Shelef y Kanarek, 1995):

- ☺ Bajo consumo de energía y costo de operación.
- ☺ Bajo capital de inversión, especialmente en los costos de construcción.
- ☺ Esquemas sencillos de flujo.
- ☺ Equipo y accesorios simples y de uso común (número mínimo de tuberías, bombas y aeradores).
- ☺ Operación y mantenimiento simple. No requieren equipos de alta tecnología y, por tanto, no es necesario personal calificado para estas labores.
- ☺ Remoción eficiente de bacterias patógenas, protozoarios y huevos de helminto.
- ☺ Amortiguamiento de picos hidráulicos, de cargas orgánicas y de compuestos tóxicos.
- ☺ Disposición del efluente por evaporación, infiltración en suelo o riego.
- ☺ En algunos casos, remoción de nutrientes.
- ☺ Posibilidad de establecer un sistema de cultivo de algas proteicas para la producción de animales (empleando lagunas de alta tasa).
- ☺ Empleo como tanque de regulación de agua de lluvia o de almacenamiento del efluente para reúso.

Las principales desventajas son:

- ☹ Altos requerimientos de área.
- ☹ Efluente con elevado contenido de algas que al ser descargado en los cuerpos de agua es objetado, generando grandes controversias por su calidad proteica y su potencial de taponamiento del suelo, si se usa en riego.
- ☹ Su funcionamiento depende de las condiciones ambientales tales como la temperatura, la irradiación solar, la velocidad del viento, etc., que son propiedades aleatorias.
- ☹ Generación de olores desagradables y deterioro de la calidad del efluente por sobrecargas de contaminantes, bajo ciertas condiciones climáticas
- ☹ Contaminación de acuíferos por infiltración, particularmente en *lagunas* construidas sobre suelos arenosos.
- ☹ Pérdidas de agua debido a la evaporación e infiltración, que en zonas de escasez pueden ser importantes.

1.4 Las lagunas de estabilización en México

De acuerdo con los datos del inventario nacional de plantas de tratamiento municipales (CNA, 1996²) existe un total de 1,191 plantas, de las cuales 357 (28%) son *lagunas* (330 municipales y 27 industriales). Así, éste es el proceso de tratamiento más utilizado en el país, seguido del de lodos activados, donde se tienen registradas 268 plantas (23%) FIG 1.

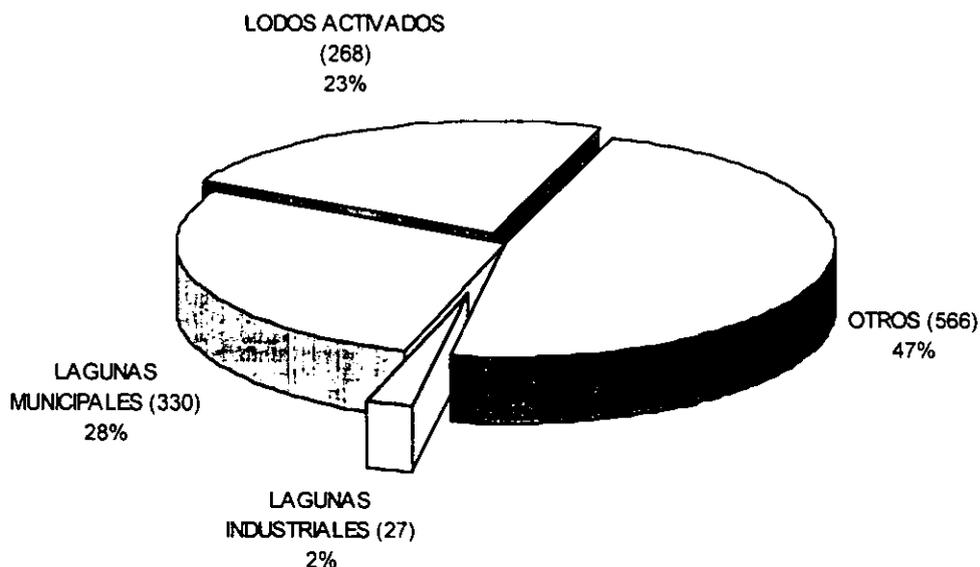


FIG 1 Inventario nacional de plantas de tratamiento municipales

Es interesante notar que de las 330 *lagunas* de tratamiento de aguas residuales domésticas, solamente 9 son del tipo aeradas (FIG 2). En cuanto al gasto de diseño, éste es 13.06 m³/s aunque, por diversas razones, sólo es tratado el 69%, es decir, 8.97 m³/s.

² Actualmente es posible consultar el inventario de plantas de tratamiento de la CNA realizado durante 1996

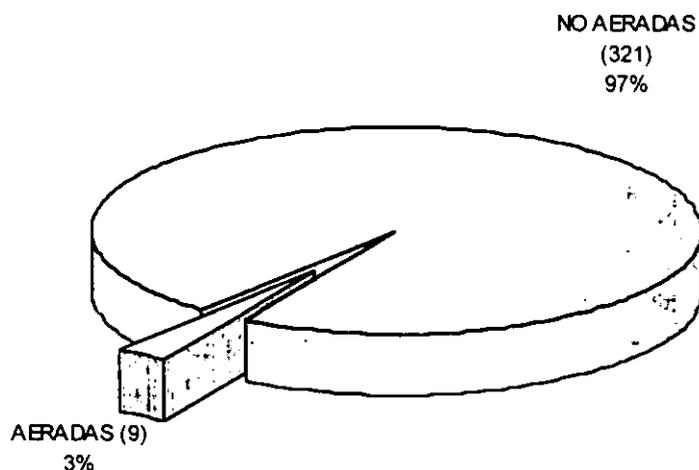


FIG 2 Tipo de lagunas de estabilización instaladas en México

La mayor cantidad de sistemas *lagunares* se encuentran localizados en los estados de Durango, Baja California Sur, Sinaloa, Sonora, Aguascalientes, Colima, México y Tlaxcala, aunque las *lagunas* de mayor capacidad de tratamiento se localizan en los estados de Coahuila, Durango, Baja California, Tabasco, Tamaulipas, Guanajuato y Jalisco. La *laguna* de mayor caudal, trabajando con 80% de eficiencia en la República Mexicana, es la *laguna facultativa* localizada en Mexicali, Baja California con un gasto de 1,100 L/s, cuyo efluente se utiliza para el riego de 96 hectáreas dedicadas a la agricultura.

En el ANEXO 1 se presenta con mayor detalle la información relativa a las *lagunas* instaladas, en construcción y en proyecto, que se tienen en México.

FUNDAMENTOS

En este capítulo se describirá brevemente el proceso de tratamiento biológico que se efectúa en las *lagunas* y se mencionarán los aspectos ambientales e hidráulicos que determinan su operación y eficiencia.

2.1 Cantidad y calidad del agua residual

Dos aspectos son necesarios para definir una descarga: la cantidad y la calidad.

2.1.1 *Sistemas de alcantarillado*

En la mayoría de las ciudades del país el empleo del alcantarillado combinado es usual, ya que se capta tanto el agua residual doméstica como la de la industria y la de lluvia. Lo anterior confiere características propias a cada región según sean el nivel de industrialización y el régimen pluvial. Por lo que la definición de las características del agua que se va a tratar es siempre indispensable (IMTA *et al.*, 1994).

Para ello se han tratado de definir los sistemas más comunes de la red de alcantarillado :

- a) Sistema combinado.- Sistema de alcantarillas en que las aguas residuales, las pluviales y las de infiltración fluyen por las mismas tuberías.
- b) Sistema semi-combinado.- Comprende dos sistemas tuberías, no obstante es considerada la introducción de una parte definida de aguas pluviales en las tuberías de aguas residuales (aguas pluviales que se originan en áreas pavimentadas internas, terrazas y tejados de edificios).
- c) Sistema separado.- Comprende dos sistemas diferentes de tuberías, uno para las aguas residuales (y aguas de infiltración) y el otro destinado exclusivamente a las aguas pluviales.

En el primer caso, resulta obvio que las dimensiones de los conductos resultan relativamente grandes y las inversiones iniciales con frecuencia son muy altas. Durante algún tiempo se trató de reducir el volumen de las descargas de aguas pluviales mediante la adopción de sistemas semi-combinados, admitiendo en la red de alcantarillado solamente una parte de las aguas de lluvia provenientes de los domicilios. Posteriormente, se introdujo el sistema separado de alcantarillas,

concebido para recibir sólo las aguas residuales de la actividad urbana, haciéndose el alcantarillado de las aguas pluviales en un sistema propio e independiente.

2.1.2 Cantidad

Es importante cuantificar el agua con la cual se trabaja ya que con éste dato se dimensiona el sistema de drenaje y de depuración para el agua residual (gasto de diseño). En México la dotación promedio nacional es de 200 L/hab.d, cifra que puede variar mucho de una región a otra y de acuerdo con el tamaño de la población. En el caso de pequeñas comunidades, la dotación de agua potable casi es exclusivamente para casas habitación, escuelas y pequeños comercios; mientras que para grandes comunidades la distribución incluye industrias, aseo de calles y riego de áreas verdes. La dotación de agua potable en localidades urbanas de la República Mexicana se calcula de acuerdo con el manual "**Normas de proyecto para obras de aprovisionamiento de agua potable en localidades urbanas de la República Mexicana**". Estas Normas de Proyecto, publicadas por la S.A.R.H. en 1969 son aún vigentes y se resumen en la TABLA 3. En la práctica, debido a la escasez de agua en varias de las regiones de nuestro país se suministran con frecuencia cantidades inferiores.

TABLA 3 DOTACIÓN DE AGUA POTABLE EN LOCALIDADES URBANAS MEXICANAS (1969)

POBLACION DE PROYECTO Habitantes	TIPO DE CLIMA		
	Cálido	Templado (L/habitante-día)	Frío
De 2,500 a 15,000	150	125	100
De 15,000 a 30,000	200	150	125
De 30,000 a 70,000	250	200	175
De 70,000 a 150,000	300	250	200
De 150,000 a más	350	300	250

FUENTE: IMTA, 1994

En cuanto a la cantidad de agua residual generada, es muy difícil definirla *a priori* ya que depende del consumo *per capita*, el volumen desalojado por las industrias y la eficiencia de la red colectora. Problema que es aún mayor cuando se tiene una red de drenaje combinada.

2.1.3 Calidad de agua de descarga

Para las poblaciones mexicanas entre 2 500 y 10 000 habitantes, el volumen promedio de sus características se presentan en la TABLA 4 y para poblaciones mayores en la TABLA 5.

TABLA 4. CARACTERÍSTICAS DE CALIDAD DEL AGUA RESIDUAL EN POBLACIONES MEXICANAS ENTRE 2 500 Y 10 000 HABITANTES.

PARÁMETRO	CONCENTRACIÓN
PH	7.1
T (°C)	20
DBO (mg/L)	238
Sólidos sedimentables (ml/L)	5.87
Coliformes totales (NMP/100 mL)	70 X 10 ⁶

FUENTE: Athié, 1987

TABLA 5 CARACTERÍSTICAS DE CALIDAD DEL AGUA RESIDUAL EN POBLACIONES MEXICANAS MAYORES DE 10 000 HABITANTES²

PARÁMETRO	MEDIA	LIMITE INFERIOR	LIMITE SUPERIOR
	Concentración en mg/l (excepto donde se indique)		
pH (unidades de pH)	7.5	6.8	8.2
T°C (temperatura)	21.6	17.7	25.6
DBO (demanda bioquímica de oxígeno)	243.7	191.7	296.4
DQO (demanda química de oxígeno)	508.0	425.4	590.6
SSed (sólidos sedimentables) ml/L	5.0	2.7	7.3
GyA (grasas y aceites)	81.5	55.4	107.6
ST (sólidos totales)	1,191.0	914.5	1,467.5
SST (sólidos suspendidos totales)	210.8	163.7	258.0
SDT (sólidos disueltos totales)	981.4	755.4	1,207.3
SSV (sólidos suspendidos volátiles)	139.9	107.5	172.2
SSF (sólidos suspendidos fijos)	96.8	39.4	154.1
SDV (sólidos disueltos volátiles)	340.2	193.3	487.1
SDF (sólidos disueltos fijos)	654.5	291.8	1,017.2

² En las características presentadas no se incluyen las ciudades del noroeste de la República en las cuales existe intrusión salina en el agua de abastecimiento, y por consiguiente aumentan sensiblemente las concentraciones de sales en el agua residual. *Descargas puntuales*
Las primeras corresponden a las redes de drenaje y es posible localizarlas geográficamente y cuantificarlas fácilmente. Por ello su caracterización es fácil. Las descargas puntuales se pueden controlar fácilmente ya que es posible conducirlos a una planta de tratamiento o zona de reuso.

TABLA 5 CARACTERÍSTICAS DE CALIDAD DEL AGUA RESIDUAL EN POBLACIONES MEXICANAS MAYORES DE 10 000 HABITANTES²

PARÁMETRO	MEDIA	LIMITE INFERIOR	LIMITE SUPERIOR
	Concentración en mg/l (excepto donde se indique)		
Color (unidades Pt-Co)	214.7	110.2	539.7
Coliformes (NMP/100ml)	6x10 ⁸	-	11.6x10 ⁸
Coliformes fecales (NMP/100 ml)	1.6x10 ⁸	-	6.6x10 ⁸
N-NO ₃ (nitratos)	0.5	-	0.9
Fenoles	0.1	-	-
N-NH ₃ (amoníaco)	19.3	14.5	24.2
N-total (nitrógeno total)	39.3	29.4	49.2
N ₂ oxígeno (nitrógeno orgánico)	17.2	12.0	22.4
N-NO ₂ (nitritos)	0.5	-	-
Cloro (Cl)	140.8	58.5	223.1
P-PO ₄ (fosfatos totales)	23.0	8.8	37.5
Ptotal (fósforo total)	17.0	1.5	32.5
P orgánico (fósforo orgánico)	3.0	-	-
P inorgánico (fósforo inorgánico)	8.8	-	-
Alcalinidad (como CaCO ₃)	323.2	145.3	501.2
C.E. (conductividad eléctrica mhos/cm)	1,558.1	1,162.3	1,954.0
S.A.A.M. (detergentes)	13.5	4.4	22.6
SO ₄ (sulfatos)	241.8	-	501.0
RAS (relación de adsorción de sodio)	5.1	0.6	9.5
Boro	3.1	-	8.5

Fuente: Athié, 1987

El agua residual doméstica contiene principalmente heces y orina. En general se compone en un 99.9% de agua y 0.1% de sólidos. Estos sólidos son 70% orgánicos (proteínas, carbohidratos y grasas) y 30% inorgánicos (arena, sales y metales) (FIG. 3).

En general, el agua residual se clasifica en función de la proporción de los materiales orgánicos y las sales inorgánicas con la que contribuyen los residuos industriales y comerciales al agua residual doméstica.

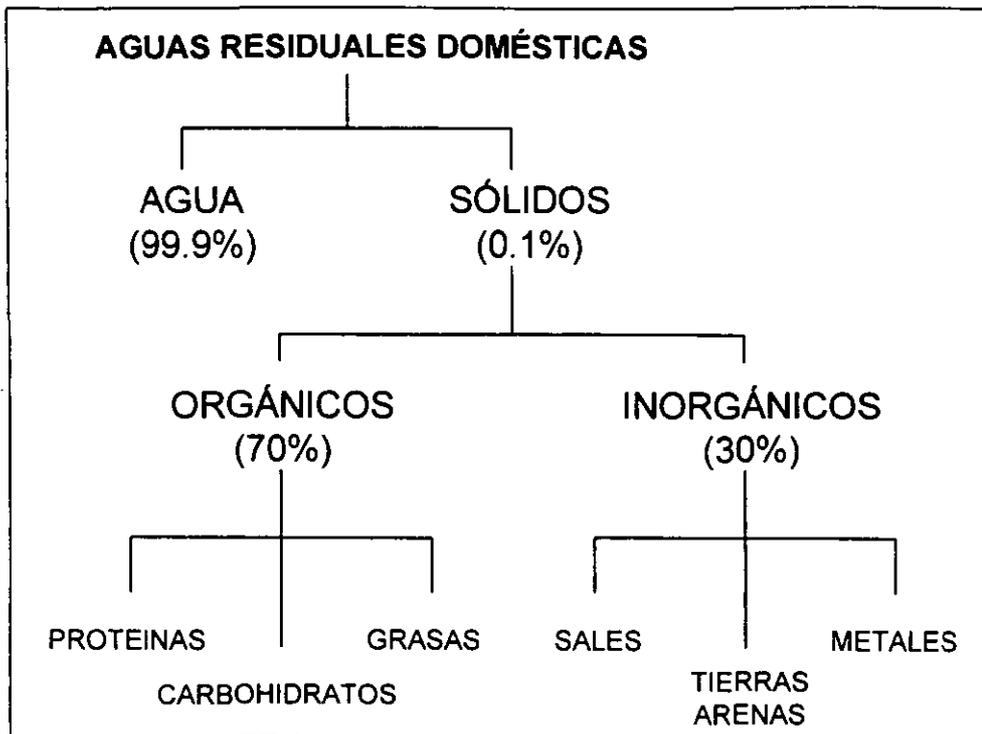


FIG 3 Proporción de sólidos en agua residual doméstica.
Metcalf y Eddy, 1991

2.1.4 Clasificación del agua residual según su origen

Se distinguen diferentes tipos de aguas negras aunque, en ocasiones, es común encontrar los términos aplicados indistintamente.

2.1.4.1 Aguas negras domésticas o aguas residuales urbanas

Es el agua de desecho generada en las casas habitación. Presenta fluctuaciones diarias y estacionarias tanto en el gasto como en la calidad, producto de las actividades cíclicas que desarrolla el hombre. Es frecuente que el flujo de agua contenga no solo agua residual doméstica, sino también industrial, comercial y agua pluvial.

La TABLA 6 muestra datos típicos que se emplean a nivel internacional de los constituyentes encontrados en el agua residual doméstica y dependiendo de las concentraciones, el agua residual se clasifica como de concentración alta, media o baja.

El agua residual urbana frecuentemente es de color gris, tiene turbiedad y material flotante. Cabe remarcar que comúnmente la contaminación la constituye un pequeño porcentaje de sólidos, del orden del 0.1% (1000 mg/L). Tiene constituyentes adicionales que incluyen muchos de los metales necesarios para el crecimiento de microorganismos tales como el calcio, cobalto, cobre, hierro,

magnesio, manganeso y zinc. Es importante determinar la presencia o ausencia de ácido sulfhídrico, para establecer si se pueden desarrollar condiciones corrosivas o si se va a producir la precipitación de alguno de los metales. La determinación de la concentración de sulfatos es necesaria para evaluar la posibilidad de aplicar un proceso anaerobio y en general, para cualquier proceso biológico se debe verificar una relación 100:5:1 de DQO:N:P (IMTA *et al.*, 1994)

TABLA 6 COMPOSICIÓN TÍPICA DE LAS AGUAS RESIDUALES DE ORIGEN DOMÉSTICO.

COMPUESTO	CONCENTRACIÓN		
	MÍNIMA	PROMEDIO	MÁXIMA
Sólidos totales, mg/L	350	720	1,200
Sólidos disueltos, mg/L	250	500	850
Sólidos fijos, mg/L	145	300	525
Sólidos volátiles, mg/L	105	200	325
Sólidos suspendidos totales, mg/L	100	220	350
Sólidos fijos, mg/L	20	55	75
Sólidos volátiles, mg/L	80	165	275
Sólidos sedimentables, ml/L	5	10	20
DBO ₅ , mg O ₂ /L	110	220	400
DQO, mg O ₂ /L	250	500	1000
COT, mg C/L	80	160	290
Nitrógeno total, mg N/L	20	40	85
Nitrógeno orgánico, mg/L	8	15	35
Nitrógeno amoniacal, mg/L	12	25	50
Fósforo total, mg/L	4	8	15
Grasas, mg/L	20	100	150
Alcalinidad, mg CaCO ₃ /L	510	100	200

Adaptado de Metcalf & Eddy, Inc. 1979.

2.1.4.2 Desechos líquidos industriales

Son las descargas líquidas que provienen de una industria y cuyas características son función de la naturaleza de la fábrica. La TABLA 7 muestra la DQO y los SST para algunos giros industriales en México.

2.1.4.3 Aguas negras sanitarias

Son las aguas domésticas urbanas mezcladas con las industriales que se producen en las zonas donde el drenaje capta todo tipo de aguas.

TABLA 7 DQO Y LOS SST PARA ALGUNOS GIROS INDUSTRIALES

GIRO INDUSTRIAL	NÚMERO DE INDUSTRIAS	DQO PROMEDIO (mg/L)	SST PROMEDIO (mg/L)
CELULOSA Y PAPEL	39	940	514
METÁLICAS BÁSICAS	10	1285	123
TEXTIL	37	793	162
CURTIDURÍA	11	2978	320
PRODUCTOS METÁLICOS	33	902	365
QUÍMICA - PETROQUÍMICA	105	1546	338
BENEFICIO DE CAFÉ	153	1407	560
AZUCARERA	67	1900	942
EXPLOTACIÓN MINERAL	63	811	900
ALIMENTARIA	172	2208	658
VITIVINÍCOLA	18	4842	235
PETROLERA (PEMEX)	85	1064	219
TERMOELÉCTRICAS (CFE)	41	491	154
OTRAS MANUFACTURERAS	229	2032	882
SERVICIOS	230	773	196
PECUARIA	116	3957	2225
CERVECERÍA	11	1656	535
PESQUERA	23	947	240

FUENTE: Jiménez y Ramos, 1995

2.1.4.4 Aguas pluviales

Son las aguas provenientes de los escurrimientos originados por las lluvias. En los lugares donde se tiene una red de drenaje separado es posible coleccionar esta agua sin que se mezcle con las aguas negras. Tradicionalmente se pensaba que el agua de lluvia era limpia y que su captura y transporte

junto con el agua residual en redes unitarias la ensuciaban. Por desgracia, la contaminación del aire y el arrastre por la lluvia de la basura, polvo y material depositados en el suelo, aceras y banquetas así como los agroquímicos y la propia tierra de los campos de cultivo hacen que su calidad sea mala.

La calidad del agua de lluvia es un tema de estudio reciente por lo que los datos son escasos y provienen de países desarrollados. De lo poco que se sabe se estima que entre el 70 y 80% de los sólidos tienen un diámetro que va de 2 a 2000 micras y representan el 25% de la DQO, 50 a 60% de las grasas y caucho y 30% de los metales pesados. Es decir, una vez que el agua de lluvia cae arrastra otros elementos como Pb (0.1 a 0.8 mg/L), Zn (0.3 a 0.8 mg/L) y Cu (0.02 a 0.2 mg/L) (IMTA *et al.*, 1994).

2.2 Parámetros básicos

Como se mencionó anteriormente las aguas residuales contienen diversos materiales de origen animal o vegetal. Estos a su vez se encuentran como sólidos disueltos y suspendidos. Aun cuando, la cantidad de sólidos es pequeña, es la causa de problemas en todo sitio de descarga y deberá ser removida mediante tratamiento y disposición adecuada.

2.2.1 Sólidos

Los sólidos presentes en el agua residual pueden clasificarse en dos grupos generales, de acuerdo a su composición o a su condición física. Según su composición se dividen en orgánicos e inorgánicos; de acuerdo a su condición física - resultante de su tamaño - se dividen en sólidos suspendidos y sólidos disueltos. La suma de ambos constituye los sólidos totales. Una descripción más detallada se presenta a continuación (Metcalf y Eddy, 1991).

Sólidos Totales. Expresan el total de los sólidos contenidos en las aguas residuales. Analíticamente, es el contenido total de sólidos queda como residuo de evaporación a 103 - 105 °C del agua residual por un tiempo suficiente. Se reportan en mg/L. Los sólidos totales contienen tanto a los compuestos orgánicos como los inorgánicos que están suspendidos o disueltos.

Sólidos Suspendidos. Son aquellos que están flotando en el agua, algunos de ellos son perceptibles a simple vista. Analíticamente, se definen como la porción de sólidos retenidos en un filtro de 0.45 μ . Se reportan en mg/L.

Sólidos Sedimentables. Son la porción de sólidos suspendidos cuyo tamaño y peso es suficiente para que se sedimenten en un período de 60 minutos en el fondo de un cono Imhoff. Se reportan en ml/L (mililitros por litro).

Sólidos Coloidales. Son la porción de los sólidos suspendidos cuyo tamaño y peso es tan pequeño, que hacen que permanezcan en suspensión sin sedimentarse por largos períodos. Se definen indirectamente como la diferencia entre los sólidos suspendidos y los sólidos

sedimentables. No hay una prueba directa de laboratorio que sirva específicamente para definir la materia coloidal.

Sólidos Disueltos. Es la porción de sólidos que pasan a través del filtro de 0.45μ utilizado para determinar los sólidos suspendidos. Se determinan por evaporación del líquido filtrado y pesado del residuo o por diferencia entre los sólidos totales y los sólidos suspendidos.

Sólidos Inorgánicos. Básicamente son sustancias minerales como: arena, tierra y sales minerales disueltas. Son sustancias inertes que no están sujetas a la degradación biológica. Por lo general no son combustibles. Analíticamente se determinan como el residuo fijo que permanece después de la calcinación a $550\text{ }^{\circ}\text{C}$ de los sólidos totales. La FIG 4 muestra en forma resumida la composición del agua residual doméstica.

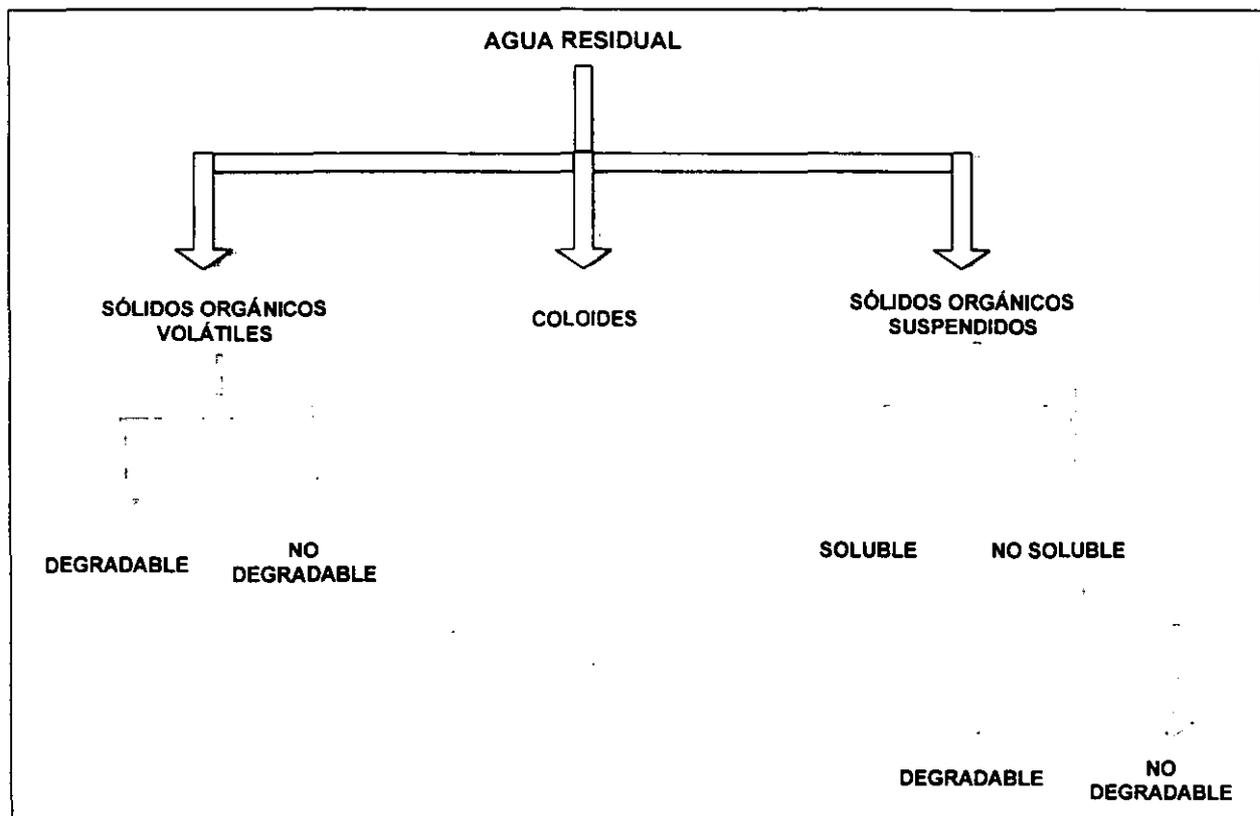


FIG 4. Porción orgánica de los constituyentes del agua residual

2.2.2 *Contenido de materia orgánica*

El agua residual puede expresarse como fuerte o débilmente orgánica en términos de la demanda de oxígeno ejercida por la materia degradable durante la oxidación. La fracción orgánica puede ser medida por tres pruebas analíticas: Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO), Demanda Química de Oxígeno (DQO) y Barmón Orgánico Total (COT).

Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO). Este parámetro indica el contenido de materia orgánica biológicamente degradable. Se define como la cantidad de oxígeno que requieren las bacterias aerobias para estabilizar la materia orgánica biodegradable. Debe notarse que si están presentes sustancias tóxicas, éstas interferirán en la actividad de los microorganismos y el valor de la DBO podrá verse disminuido aun cuando exista materia orgánica biodegradable en el agua. En el laboratorio se determina colocando en una botella Winkler la muestra, agua de dilución (saturada de oxígeno y con micronutrientes) y bacterias (inóculo aclimatado). Se mide el oxígeno disuelto inicial y remanente después de cinco días y se calcula la DBO con ayuda de la fórmula correspondiente expresando el resultado en mgO_2/L . La contribución de DBO per capita varía de 25 g/d a 60 g/d (Metcalf y Eddy, 1991).

Demanda Química de Oxígeno (DQO). Al igual que la DBO, la DQO es otro parámetro que indica el contenido de materia orgánica en el agua residual. Partiendo del hecho de que no toda la materia orgánica es susceptible de ser degradada por los microorganismos, este parámetro indica la cantidad total de materia orgánica contenida en el agua residual que se puede oxidar químicamente. Por lo general, la DQO es mayor que la DBO.

Para cada tipo de agua residual existe una relación de DBO y DQO, la cual es importante determinar debido a que el análisis de la DQO se realiza en unas cuantas horas, mientras que el de DBO requiere de 5 días mínimo. Así, se puede obtener una estimación rápida de la DBO por medio del análisis de la DQO. La DQO se determina colocando la muestra en un matraz junto con ácido sulfúrico, catalizador y dicromato de potasio (oxidante), todo ello se somete a un calentamiento durante 2 horas a 700 °C, sin dejar escapar los vapores, después se mide la cantidad de oxidante consumido lo que permite calcular el consumo de O_2 empleado para la oxidación química (Metcalf y Eddy, 1991).

Carbón Orgánico Total (COT). Esta prueba se aplica a pequeñas concentraciones de materia orgánica. Consiste en inyectar una pequeña cantidad de muestra a un horno a alta temperatura y en un medio químicamente oxidable. El carbón orgánico es oxidado a dióxido de carbono en presencia de un catalizador. Este dióxido de carbono es medido de manera cuantitativa a través de un analizador infrarrojo. La acidificación y aeración de la muestra previo análisis elimina posibles errores debido a la presencia de carbón inorgánico (CO_2). Se expresa en mg/L (Metcalf y Eddy, 1991).

2.2.3. Otros compuestos

Sales. Cualquier agua natural contiene sales inorgánicas, por consiguiente, el agua residual también las contiene. Las sales inorgánicas provienen directamente de la fuente de abastecimiento del agua natural. Si la fuente de abastecimiento es agua superficial, la concentración de sales será baja; pero si proviene de un pozo, la concentración será mayor y es posible que

contenga metales pesados. Cuando las cantidades son muy elevadas interfieren con la depuración del agua residual.

Grasas y aceites. Las grasas y aceites son materia orgánica que en pequeñas cantidades, son componentes usuales del agua residual. Se trata generalmente de aceites vegetales y de origen animal; interfieren en el proceso de aeración natural de un cuerpo de agua y le confiere mal aspecto.

Oxígeno disuelto. El oxígeno es un gas que se encuentra disuelto como componente obligatorio de cualquier agua natural pura. La solubilidad del oxígeno depende especialmente de la temperatura y de la presión atmosférica. A medida que aumenta la temperatura y disminuye la presión el oxígeno disuelto decrece. La cantidad máxima que se disuelve a 20°C y 1 atm es de 10 mg/L y la cantidad mínima recomendable para mantener la vida de peces en agua es de 4 mg/L (Metcalf y Eddy, 1991).

El aporte de oxígeno en agua natural es además función del movimiento, profundidad, acción de la luz, nivel de nutrientes y de la cantidad de microorganismos presentes.

pH. El pH es una medida que expresa el grado de acidez o basicidad de cualquier líquido. (En un sentido estricto, se define como el logaritmo en base 10 de la recíproca de la concentración de iones hidrógeno). El intervalo de valores de pH es de 0 a 14, en donde el cero es el valor más ácido y el 14 es el más básico; el valor 7 es neutral. La mayoría de las aguas residuales municipales tienen un pH ligeramente básico (del orden de 7.2) (Metcalf y Eddy, 1991).

Temperatura. Existen principalmente dos razones por las que este parámetro es importante. La primera es el hecho de que al variar la temperatura, cambia el ambiente en que se desarrollan la flora y fauna acuáticas, variando el número y actividad de las especies. La segunda es debido a que un incremento en la temperatura ocasiona una disminución en la solubilidad del oxígeno en el agua, principal promotor de la autodepuración.

Gases disueltos. Las aguas residuales contienen pequeñas y variables cantidades de gases disueltos. Los gases más frecuentemente encontrados son nitrógeno (N_2), bióxido de carbono (CO_2), ácido sulfhídrico (H_2S), amoníaco (NH_3) y metano (CH_4). Los dos primeros se encuentran en todas las aguas expuestas al aire. Los tres últimos proceden de la descomposición de la materia orgánica por la acción de microorganismos.

Sustancias combustibles. Se refiere a sustancias peligrosas que son susceptibles de provocar explosiones en las canalizaciones (ductos). En este contexto, se citan la gasolina, bencina, disolventes y otras sustancias volátiles inflamables (Metcalf y Eddy, 1991).

Sustancias tóxicas. Las sustancias tóxicas son venenos que interfieren en los procesos biológicos y que a veces impiden totalmente su realización. Pueden encontrarse en las aguas residuales industriales, sobre todo en las industrias químicas, en las empresas de galvanización,

talleres de limpieza de metales, las industrias alimentarias que utilizan conservadores o desinfectantes. A la fecha se han elaborado tres listas para clasificar los tóxicos la de la EPA, la de la Comisión para la Prevención de Río Rhin, especiales para agua, y la de la OMS para el medio ambiente en general (Metcalf y Eddy, 1991).

2.2.4 Composición biológica de las aguas residuales.

En general, un grupo de bacterias llamadas saprófitas, generalmente presentes en las aguas residuales domésticas son las que se alimentan de materia orgánica, descomponiéndola progresivamente y estabilizándola. Su actividad es la base indispensable en el tratamiento biológico de las aguas residuales.

Otros microorganismos presentes que juegan un papel importante complementario en el tratamiento de aguas residuales son varias especies de hongos, protozoarios y algunas especies microscópicas de nemátodos y crustáceos.

Asimismo, se pueden encontrar diversas especies de agentes infecciosos (bacterias, virus, protozoarios y helmintos), los cuales son causantes de diversas enfermedades como fiebre tifoidea, disentería, cólera y otras enfermedades intestinales. Su posible presencia es una de las razones principales por las cuales las aguas residuales deben ser colectadas con todo cuidado, tratadas adecuadamente y dispuestas en forma segura para evitar todo riesgo a la salud pública.

2.2.4.1 Microorganismos coliformes

De especial importancia entre las bacterias contenidas en aguas residuales es el grupo coliforme. Se trata de un bacilo al que se considera como el "microorganismo característico de la excreta humana". Por lo que constituye un indicador de contaminación bacteriológica. Su presencia indica que materia fecal ha contaminado el agua y por ello otras bacterias patógenas pueden estar presentes. Por el contrario, su ausencia generalmente se interpreta como la ausencia de toda otra bacteria patógena, pues de hallarse éstas presentes estarían acompañadas de un número mayor de bacilos coliformes.

Hoy día se sabe que algunos patógenos como los huevos de helminto pueden estar presentes aun cuando no haya coliformes fecales (Cifuentes *et al.*, 1992). La concentración de coliformes encontrada normalmente en el agua residual de origen doméstico varía entre 1×10^5 y 1×10^7 NMP/100ml (Metcalf y Eddy, 1991).

Algunas especies de coliformes no son de estricto origen fecal, pero hay pruebas sencillas de laboratorio que permiten distinguir el origen fecal de las bacterias coliformes y más aún, se puede determinar su concentración, reportándose como Número Más Probable (NMP) en una muestra de 100 ml.

2.2.4.2 Huevos de helminto

Algunas especies de lombrices parásitas, o helmintos, tienen origen en el ser humano. Varios de ellos causan serias enfermedades, pero un número considerable sólo genera pocos síntomas. En este trabajo sólo se consideran los helmintos en forma de huevos o larvas que pasen a través de excretas (Cifuentes et al., 1992).

El ciclo de vida de los helmintos se desarrolla en varias etapas a través de las cuales pasan antes de infectar al ser humano. Los helmintos se clasifican en dos grupos principales: lombrices redondas (nemátodos) y lombrices planas en sección transversal. Estas últimas se dividen a su vez en dos grupos: tenia (cestodes), la cual forma cadenas y, las lombrices intestinales (trématodos), las cuales tienen un solo segmento (Cifuentes *et al.*, 1992).

Los helmintos (excepto la *Stongyloides*) no se multiplican en el cuerpo humano. Este factor es de gran importancia para comprender la transmisión y los efectos de los cambios ambientales para su control. A diferencia de las infecciones originadas por virus, bacterias y protozoarios, donde la reproducción asexual es masiva en un huésped, y la severidad de la infección no se relaciona con el número de organismos infecciosos. Las enfermedades helmínticas no se relacionan a ningún fenómeno en particular y es necesario pensar en términos cuantitativos. Algunas lombrices de gran tamaño pueden ser expulsadas del huésped mediante antihelmínticos, aunque comúnmente son los huevos los que son determinados en las excretas y usados como un índice de intensidad de la infección. Aunque la presencia de estos huevos varía día a día, la relación es válida a nivel comunitario y, en algunos casos, los huevos liberados son una mejor medida de transmisión y la mejor guía patológica de las lombrices en huéspedes adultos.

2.3 Conceptos básicos del metabolismo de los microorganismos

El objetivo del tratamiento biológico de las aguas residuales es estabilizar³ la materia orgánica principalmente soluble y coloidal. En algunos casos se aplica también a la remoción de nutrientes. En la biodegradación intervienen diversas relaciones tróficas que transforman la materia orgánica y mineral en grandes cantidades de biomasa (fotoplancton y zooplancton) la cual constituye un sustrato alimenticio potencial para otros organismos.

Los microorganismos para reproducirse y funcionar adecuadamente requieren fuentes de energía, de carbono y de elementos inorgánicos (nutrientes). El dióxido de carbono (CO₂) y la materia orgánica son la fuente de carbono más común para formar nuevas células. Los organismos que utilizan la materia orgánica para generar materia celular se denominan *heterótrofos*, mientras que los que utilizan el CO₂ se llaman *autótrofos*. La energía necesaria para la síntesis celular de los organismos autótrofos y heterótrofos puede obtenerse de la luz o de reacciones de oxidación química. Aquellos organismos que son capaces de utilizar la luz como fuente de energía se denominan *fototróficos*. En contraste, los que requieren energía producida por las reacciones químicas se llaman *quimiotróficos* (Metcalf y Eddy, 1991).

³ Biodegradar la materia orgánica hasta un nivel que no afecte al medio ambiente.

Los procesos biológicos se realizan principalmente por bacterias que utilizan las aguas residuales para convertir la materia orgánica coloidal o disuelta contenida en ellas en energía, nuevas células y productos de desecho que pueden incluir gases y lodo. Sin embargo, no todos los compuestos orgánicos son igualmente degradables por acción bacteriana. Entre las sustancias de más fácil ataque se encuentran los glúcidos y los prótidos, mientras que otras como la celulosa, la quitina y muchos lípidos y pigmentos llegan relativamente intactas al fondo, incorporándose a los sedimentos (Metcalf y Eddy, 1991). Los productos resultantes de la degradación son, en último término, agua, anhídrido carbónico y sales minerales. Es importante notar que a menos que el tejido celular producido sea separado del agua, no se alcanzará el tratamiento completo ya que éste es también materia orgánica y es medido como DBO. Así, si los lodos no son removidos, el único tratamiento que se habrá logrado es el asociado con la conversión bacteriana de la materia orgánica en energía y subproductos gaseosos.

2.3.1 *Microbiología en los diferentes tipos de lagunas*

Los factores ambientales son básicos ya que actúan como controladores del crecimiento y de la supervivencia, lo cual se aprecia en la distribución de los microorganismos cuyas interacciones dinámicas entre las poblaciones microbianas y su alrededor son necesarias para soportar la productividad y mantener la calidad ambiental de los ecosistemas. La disponibilidad de un microorganismo para degradar un contaminante es altamente dependiente de la estructura química del contaminante mismo. Un sencillo cambio en los constituyentes de un pesticida puede hacer la diferencia entre biodegradabilidad y recalcitrancia (completa resistencia a la biodegradación), por ejemplo.

Cada uno de los ambientes acuáticos o terrestres están conectados fisicoquímicamente con su medio circundante mediante procesos meteorológicos e hidrológicos (FIG 5). Por ejemplo, la precipitación pluvial combinada con su gradiente y las características de la laguna, determinan la diversidad de microorganismos presentes.

Las diferentes interacciones entre las poblaciones microbianas, plantas y animales proveen estabilidad a la comunidad biológica para dar un hábitat adecuado y asegurar la conservación del balance ecológico. Entre ellas, destaca el mutualismo o simbiosis la cual es una relación obligada entre dos poblaciones que se ven mutuamente favorecidas.

Los organismos acuáticos se agrupan en diferentes categorías de acuerdo con su capacidad de supervivencia en un sistema en particular. Las bacterias presentes en las áreas plantónicas y bénticas juegan un papel muy importante en el ciclo biogeoquímico. Algunas bacterias son heterótrofas, utilizando carbón reducido como fuente de energía, y otras son fotosintéticas o proporcionan energía para reducir compuestos diferentes al carbono (FIG 6).

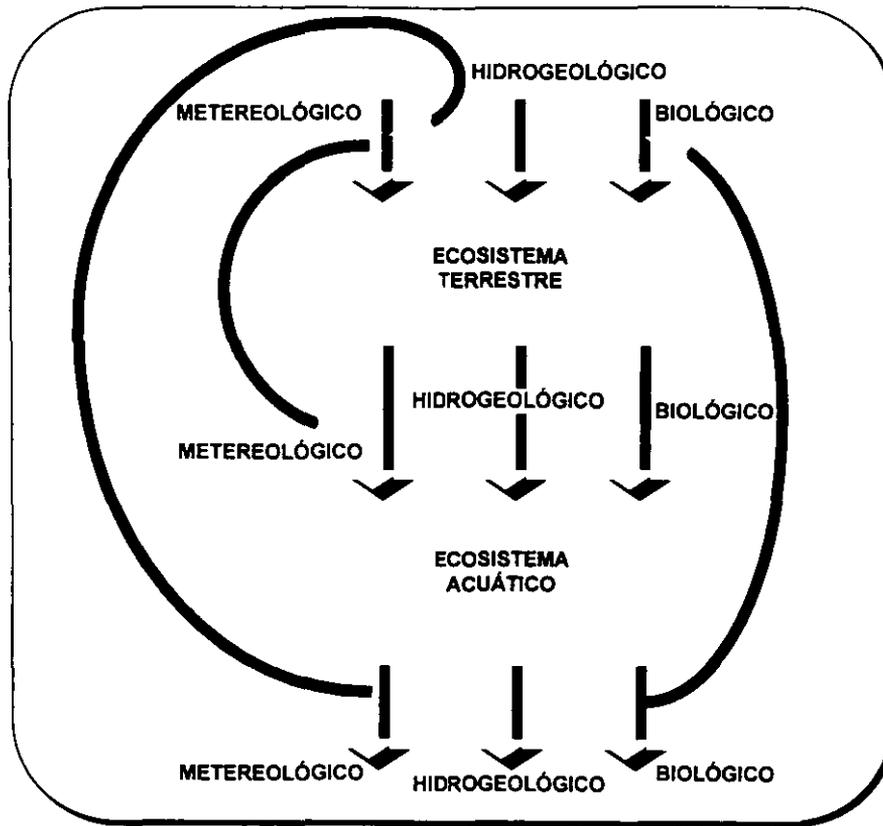


FIG 5 Modelo esquemático de las líneas funcionales entre los ecosistemas acuático y terrestre.
FUENTE: Parker y Corbitt, 1992.

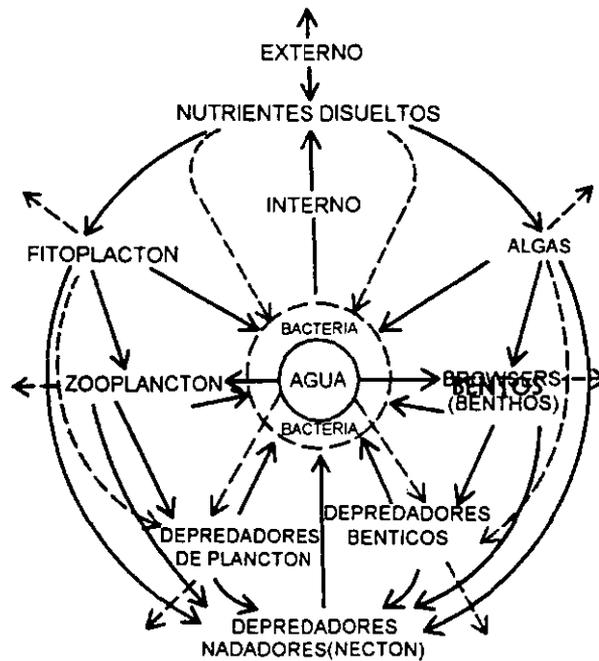


FIG 6 Diagrama de la cadena alimenticia en una laguna.
FUENTE: Parker y Corbitt, 1992.

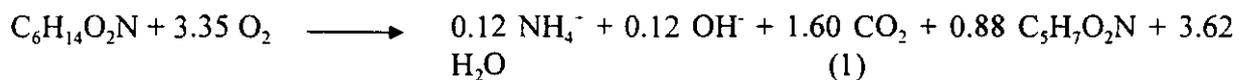
En los sedimentos, otras poblaciones bacterianas y hongos actinomicetos del grupo de las levaduras aseguran, procesos de degradación de la materia orgánica, principalmente de tipo fermentativo. También se tiene una presencia abundante de población bentónica compuesta en su mayoría por larvas de insectos Quirónomidos que suelen ser los más abundantes y que se alimentan de microorganismos del sedimento actuando sobre el mismo para removerlo. Su presencia o ausencia es un indicador del proceso en las lagunas.

En las lagunas facultativas, los procesos de oxidación bacteriana convierten el material orgánico a dióxido de carbono, amoníaco y fosfatos. Las bacterias involucradas son *Pseudomonas sp.*, *Flavobacterium sp.* y *Alcaligenes sp.* (Parker y Corbitt, 1992). La presencia de nutrientes (NH_4^+ , PO_4^{2-}) proporcionan un ambiente ideal para el desarrollo de las algas y éstas a través de su actividad fotosintética producen más oxígeno. Este oxígeno está disponible para que las bacterias continúen la oxidación aerobia de la materia orgánica.

Las lagunas aerobias, de maduración o pulimento son concebidas como el último tanque en una secuencia de lagunas anaerobias-facultativas-aerobias o como lagunas de pulimento de una planta de tratamiento convencional. Éstas tienen como función principal, la destrucción de los microorganismos patógenos (bacterias, virus, cistis y huevos de parásitos intestinales).

2.3.2 Remoción de materia orgánica

La respiración bacteriana degrada la DBO a CO_2 y H_2O vía la ecuación (1), Bower, 1991.

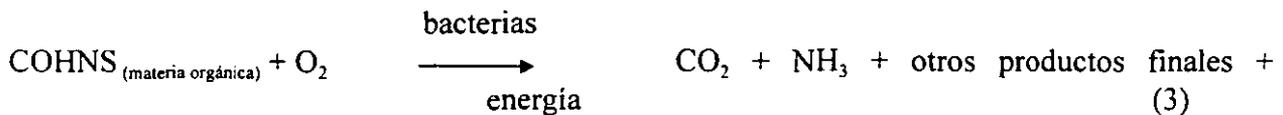


La ecuación 1 es la reacción de respiración la cual combina el rompimiento bacterial catabólico del sustrato ($\text{C}_6\text{H}_{14}\text{O}_2\text{N}$) para producir energía y metabolitos, y la producción anabólica de nuevas células ($\text{C}_5\text{H}_7\text{O}_2\text{N}$). El CO_2 producido metabólicamente es usado por las algas para generar nuevas células de acuerdo con la ecuación (2.), Bower, 1991.

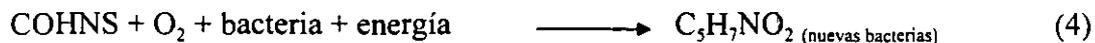
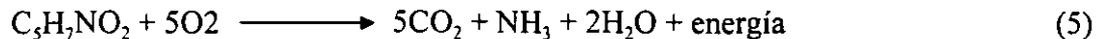


En las lagunas, el oxígeno producido por la fotosíntesis de las algas es empleado para la respiración bacteriana.

Las siguientes tres ecuaciones representan a detalle los procesos de transformación (que se llevan a cabo (Thirumurthi, 1991).

Oxidación (proceso desasimilatorio)

Las células microbianas contienen 50% de carbón, 20% de oxígeno, 10-15% de nitrógeno, 8-10% de hidrógeno, 1-3% de fósforo y 0.5-1.5% de sulfuro en base peso seco. Comúnmente se emplea la expresión química para el material celular como $\text{C}_5\text{H}_7\text{NO}_2$.

Síntesis (proceso de asimilación)*Respiración endógena (autooxidación)*

En un medio anaerobio la conversión biológica de la materia orgánica ocurre en tres etapas (FIG 7). La primera (óxica) consiste en el proceso que involucra la transformación mediante una enzima (hidrólisis) de compuestos de masa molecular alta a compuestos fáciles de ser usados como fuente de energía y células carbonáceas. La acidogénesis involucra la conversión bacterial de los compuestos obtenidos en la primera etapa a compuestos intermediarios de baja masa molecular. La tercera etapa (metanogénesis) involucra la conversión bacterial de los compuestos intermediarios en productos finales sencillos, principalmente metano y dióxido de carbono (Noyola *et al.*, 1994). Así, en las lagunas anaerobias, la degradación de la materia orgánica se realiza a través de las bacterias formadoras de ácidos orgánicos y las bacterias metanogénicas. Las primeras convierten los compuestos orgánicos complejos, presentes en el agua residual, en moléculas sencillas. Los carbohidratos, como la celulosa, o amino, son convertidos en ácidos orgánicos, aldehídos y alcoholes; los lípidos (ej. grasas y aceites) en glicerol y ácidos grasos que posteriormente serán transformados en alcoholes, aldehídos y ácidos; las proteínas son degradadas a aminoácidos, los cuales a su vez son convertidos en ácidos orgánicos, mercaptanos y aminas (Noyola *et al.*, 1994). Estos productos de degradación ácida, donde destaca el ácido acético son el sustrato para las bacterias metanogénicas, que convierten este material a metano y dióxido de carbono.

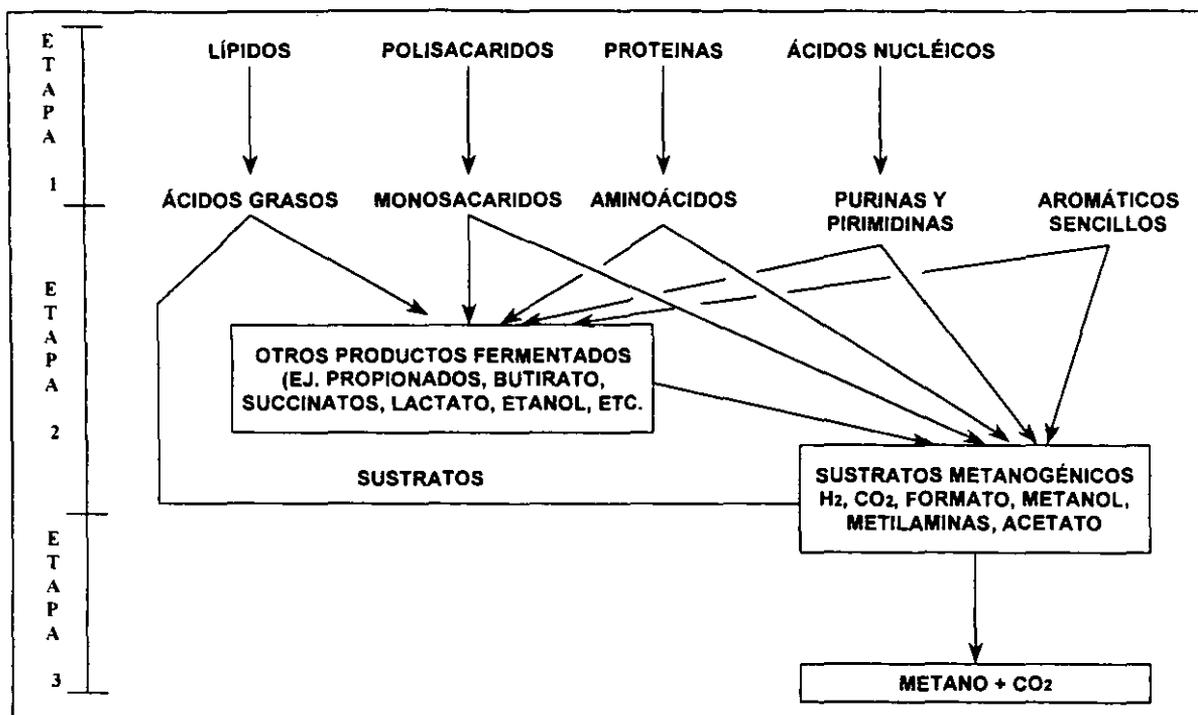


FIG 7 Diagrama esquemático de la trayectoria del flujo de carbono en un digestor anaerobio.

2.3.3 Algas en las lagunas de estabilización

Las algas son organismos sencillos del grupo de *Thallophytes* que son plantas que no tienen definidas sus raíces o sistema vascular de savia y no producen flores o semillas. Son organismos fotosintéticos dado que contienen clorofila y emplean la energía de la luz solar, utilizando el complejo $\text{CO}_2\text{-HCO}_2\text{-CO}^{2-}$, (Parker y Corbitt, 1992). Algunas algas no tienen medios de locomoción, mientras que otras tienen flagelos o un sistema para ajustar su movimiento mediante vacuolas gaseosas (Delaunoy, 1982).

El fitoplacton comprende ocho principales grupos taxonómicos de algas, algunos microscópicos. Estos grupos presentan diferentes formas desde organismos unicelulares hasta complejos. Existen diferencias funcionales entre cada grupo de fitoplacton. Las diatomeas generan una estructura sílica llamada frústula a partir de lasílice disuelta en el agua. Las algas azul-verdes pueden fijar el nitrógeno disuelto y tiene mayores ventajas que otras que no lo hacen. Las algas flageladas son capaces de coleccionar partículas pequeñas o compuestos orgánicos disueltos, combinando nutrición heterótrofa y autótrofa. Otras algas verdes son alimento de animales plántonicos (Parker y Corbitt, 1992).

En ausencia de luz o en ambientes con una intensidad reducida de la misma, algunas algas se encuentran en respiración endógena mientras que otras utilizan sustancias orgánicas como su fuente de energía. Para ambas formas de oxidación biológica, el oxígeno es requerido y adsorbido del agua residual.

Las algas, por lo común, tienden a ser estables en número, género y cantidad y, se debe resaltar que dadas las características del agua residual cada laguna tiene su propia flora (Delaunoy, 1982). En 1982, se tenían registrados 125 géneros de algas en tanques de oxidación de los Estados Unidos. Una distribución de las algas identificadas en las lagunas de estabilización se muestra en los histogramas de la FIG 8.

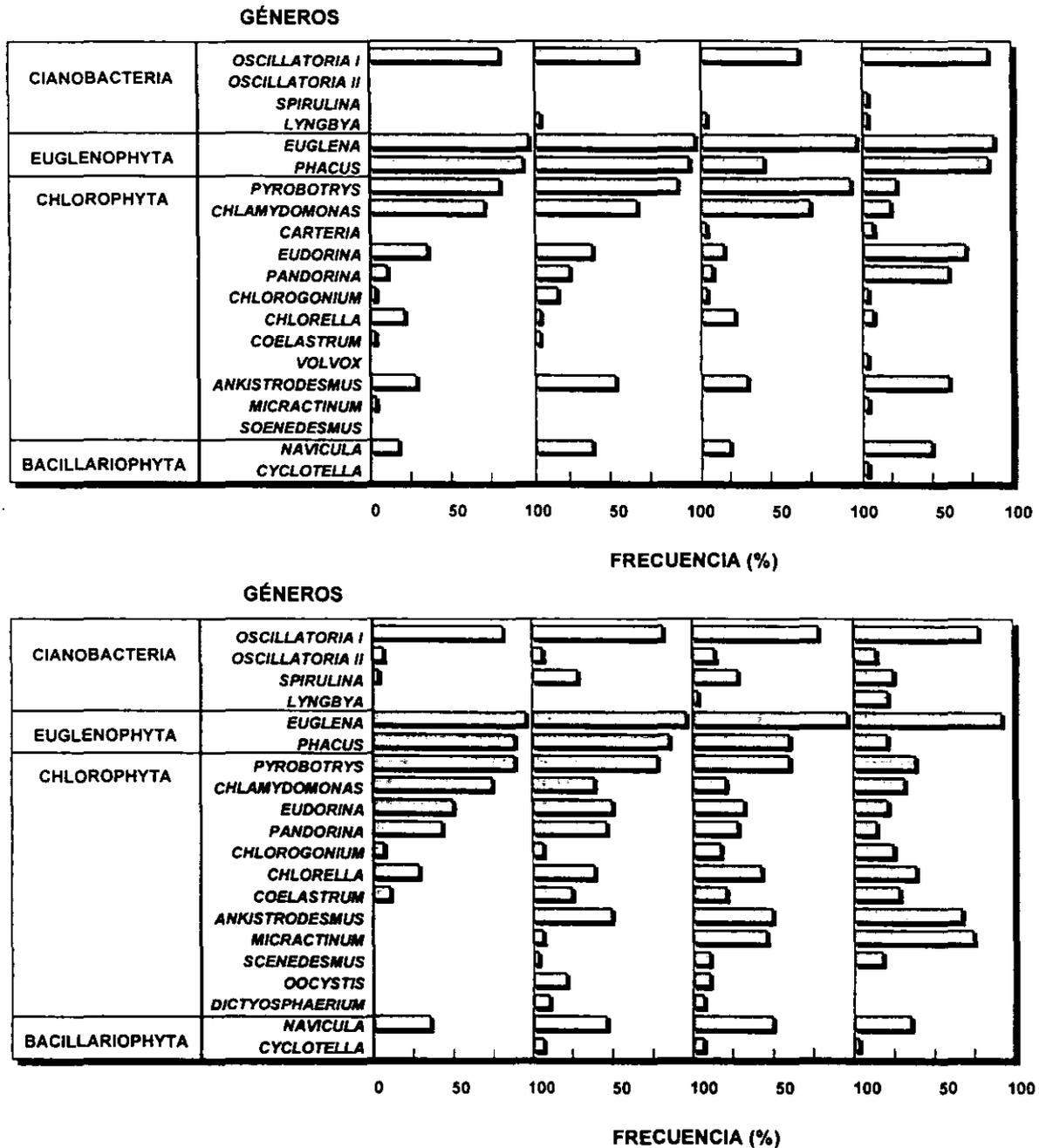


FIG 8. Géneros de algas presentes en (a) una laguna facultativa secundaria.
 (b) una laguna facultativa primaria.
 FUENTE: Rolim, 1990.

La *Chlorella* es la primera microalga que aparece. Brota rápidamente en agua residual turbia con poca intensidad luminosa y muere después de 10 días. *Scenedesmus* alcanza su máximo hasta el doceavo día cuando la *Chlorella* desaparece. Entonces, *Chlamydomon* invade el estanque, ésta es de las algas más activas en la purificación de las aguas residuales.

Diferentes factores intervienen en la sucesión de algas. Si los nutrientes requeridos no están disponibles y el pH es elevado, el sistema tiende a precipitar los elementos minerales y da lugar a la aparición de flora mixta.

Las algas generan dominancia del plancton dependiendo de que algunas diatomeas y algas azul-verdes filamentosas dominen la flora bentónica. Las diatomeas son más abundantes en primavera, mientras que las cianofíceas tienden a proliferar al final del verano (Delaunoy, 1982).

En general, algunas plantas acuáticas tienen altas tasas de producción de biomasa. Las microalgas han sido estudiadas como productoras de gas (hidrógeno) y líquido (aceites), mientras que las macroalgas, como la algas gigantes con altas tasas de crecimiento, producen cantidades considerables de carbohidratos los cuales son anaerobiamente digeridos a metano o fermentados a alcohol (Rolim, 1990). Las plantas emergentes, como enneas y juncos y las plantas flotantes como el jacinto acuático son altamente productivas y representan una fuente potencial de almacenamiento de comida para la conversión de metano o alcohol (Rolim, 1990).

2.3.3.1 Periodicidad de las algas

Las poblaciones de algas pueden disminuir rápidamente a medida que el zooplancton (rotíferos, copépodos y daphnia) aumenta (Delaunoy, 1982). La periodicidad de las algas está atribuida a fenómenos físicos o químicos mientras que la influencia de la depredación es notable. Las algas pueden emitir compuestos extracelulares o inhibidores. Se tiene evidencia que *Chlorella* secreta una sustancia llamada chlorellina. Sus propiedades inhibitoras generalmente se atribuyen a las bacterias patógenas en lugar de a ellas mismas y a otras algas (Delaunoy, 1982).

2.3.3.2 Capacidad de las algas para remover nutrientes

La capacidad de las algas para utilizar y concentrar el fósforo y el nitrógeno no está demostrada. Sin embargo, las algas unicelulares, *Scenedesmus*, pueden almacenar del 40 a 60% de nitratos y de 60 a 80 % de fosfatos (Delaunoy, 1982).

La asimilación metabólica de nitrógeno por el sistema de algas-bacterias es del orden del 10 al 12% a partir de las fórmulas clásicas empíricas de algas ($C_{5.7} H_{9.8} O_{2.3} N$) y las bacterias ($C_5H_7O_2N$) (Delaunoy, 1982).

La acumulación de 1 mg/L de fósforo por las algas está acompañada por el metabolismo de 33 a 78 mg/L de carbono y de 11 a 12 mg/L de nitrógeno, este último limitante del sistema ya que el crecimiento de las algas tiene una relación de N/P de 5:1 a 10:1 (Delaunoy, 1982).

2.3.3.3 Biomasa de las algas

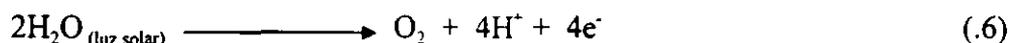
La cuantificación de la biomasa de las algas presentes en las lagunas de estabilización puede determinarse a través de métodos directos, que incluyen el peso húmedo o seco de los microorganismos presentes en un cierto volumen de muestra, o por métodos indirectos, como contenido y volumen de las células de algas y la clorofila a. Siendo estos últimos los más empleados (Rolim, 1990).

En las lagunas facultativas, la concentración de clorofila a es menor que la observada en lagunas de maduración. En este tipo de lagunas, los valores de clorofila a en el efluente están en función de los movimientos y de la estratificación de las algas en la columna de agua. También se ha observado que un aumento de la carga orgánica superficial en las lagunas provoca la reducción de la biomasa de las algas. Esta disminución de clorofila a puede estar relacionada con factores como el aumento de la concentración de amoníaco, sulfato, turbidez, tiempo de retención de 1.6 días, el cual está próximo al tiempo de duplicación de la población de algas y como consecuencia, éstas serían eliminadas junto con el efluente (Rolim, 1990 y Delaunoy, 1982).

2.3.3.4 Fotosíntesis de las algas

A pesar de que la fotosíntesis de las algas no es un proceso de degradación conviene analizar su función ya que por medio de ésta los organismos son capaces de crecer y reproducirse usando la energía radiante para la fijación del CO₂ atmosférico y, consecutivamente, proporcionar la energía requerida para reducir a CO₂ los compuestos orgánicos. La fotosíntesis por lo común se asocia con el crecimiento de las plantas verdes, sin embargo, algunas bacterias como las algas azul-verdes llevan a cabo este proceso (Thirumurthi, 1991).

La fotosíntesis se clasifica en oxigénica y anoxigénica dependiendo de la fuente reductora usada por un organismo en particular. En la fotosíntesis oxigénica la descarga de agua es la fuente reductora, con el oxígeno producido como un subproducto (Thirumurthi, 1991). La ec (.6) representa la fotosíntesis oxigénica.



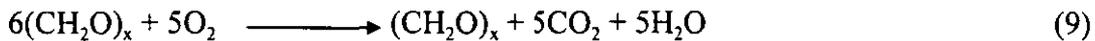
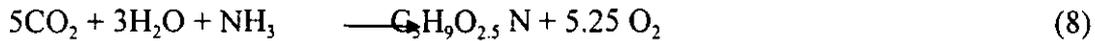
Este tipo de fotosíntesis ocurre en plantas verdes, algas y cianobacterias. El oxígeno, subproducto de la fotosíntesis oxigénica permite a las bacterias aerobias la degradación del material orgánico presente en la descarga (Thirumurthi, 1991).

La fotosíntesis anoxigénica no produce oxígeno como subproducto y ocurre en ausencia completa de él. Las bacterias involucradas en este proceso son frecuentemente anaerobias y su fuente de

energía proviene de la reducción de los compuestos inorgánicos. Algunas bacterias usan compuestos reductores de azufre produciendo azufre elemental (Thirumurthi, 1991).



La actividad de las algas en los sistemas de lagunas y el metabolismo aerobio de las bacterias heterotróficas, pueden ser representados por las siguientes ecuaciones (Smith and Finsch, 1983 en Thirumurthi, 1991):



2.4 Patrones de flujo hidráulico

La eficiencia de los procesos de tratamiento del agua residual depende de las características hidráulicas de las unidades de tratamiento, en especial, de la geometría (forma, tamaño y profundidad), el tiempo de retención hidráulica (τ) y el patrón de flujo.

Los patrones de flujo ideales son: flujo pistón y flujo completamente mezclado, de ellos el pistón es el que conduce a mejores resultados en las lagunas.

2.4.1 Flujo completamente mezclado

En este patrón de flujo se considera que la concentración de sustrato y de microorganismos es la misma en cualquier parte del reactor biológico. La mezcla completa ocurre cuando las partículas que entran al reactor son dispersadas inmediatamente en todo el volumen del mismo. Se obtiene en reactores cuadrados o circulares si el contenido es uniforme y continuamente redistribuido (Smith, 1995).

En un reactor completamente mezclado sin recirculación, tanque o laguna, la cinética de remoción de la DBO se expresa como (Smith, 1995).

$$\frac{S_e}{S_i} = \frac{1}{1 + k\tau} \quad (10)$$

donde

S_i : DBO influente

S_e : DBO efluente

τ : tiempo de retención hidráulica

k : coeficiente de remoción de DBO a la temperatura del líquido.

Las lagunas aeradas se diseñan normalmente considerando este patrón de flujo, garantizando el mezclado por los aeradores mecánicos o el sistema de difusión.

2.4.2 Flujo pistón

El reactor ideal de flujo pistón o tubular (FIG 9) es aquel en el que no hay mezclado en la dirección del flujo pero sí existe un mezclado completo en la dirección perpendicular al mismo, esto es, en la dirección radial. Las concentraciones varían a lo largo de la coordenada de longitud (como se indica en las flechas), pero no a lo largo de la coordenada radial. En general, los reactores de flujo pistón se operan en estado estable, por lo que las propiedades en cualquier posición son constantes con respecto al tiempo (Smith, 1995).

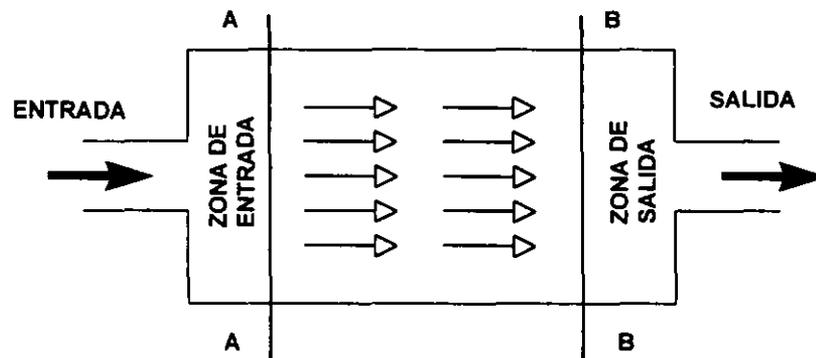


FIG 9 Flujo pistón ideal.

En un reactor de flujo pistón la cinética de remoción de la DBO se expresa como

$$S_e = S_i e^{-k\tau} \quad (11)$$

2.4.3 Desviaciones de la idealidad hidráulica

En los puntos anteriores se mostraron las ecuaciones para calcular la conversión de dos casos de mezclado: el reactor ideal de tanque con agitación, que equivale a un mezclado completo, y el reactor ideal de flujo tubular o pistón, que corresponde a una situación en la que no hay mezclado axial y el flujo viaja a una velocidad constante longitudinalmente. Estas ecuaciones se desarrollaron con base en simples expresiones de la conservación de masa, es decir, los sistemas deben tener un valor de la energía libre total mínimo en la composición del equilibrio de manera que se conserve la masa de cada elemento (número de átomos). Cuando no se satisfacen los criterios de mezclado de estas formas ideales, las expresiones matemáticas para las ecuaciones de conservación resultan complejas siendo necesario evaluar el efecto de las desviaciones sobre la conversión.

La forma de tener un diseño exacto del reactor es conociendo la velocidad y la velocidad local (micromezclado) de manera que puedan integrar un balance diferencial de masa, pero esto en la

práctica es difícil de medir, por lo que se hace necesario aplicar métodos aproximados, usando datos fácilmente obtenibles y modelos de mezclado sencillos. Razón por la cual resulta difícil tener reactores ideales operando.

En los reactores con mezcla completa las desviaciones principales son la aparición de zonas muertas y de cortos circuitos que aumentan o disminuyen el tiempo de retención hidráulica. Problemas que se determinan con un estudio de trazado (Smith, 1995).

Con respecto al flujo pistón se presentan dos tipos de desviaciones: mezclado parcial en la dirección longitudinal y mezclado incompleto en dirección radial. En la primera, los elementos del flujo no se mezclan sino que siguen trayectorias separadas a través del reactor (flujo disperso, FIG 10). Estos elementos quedan retenidos en consecuencia tiempos diferentes. La segunda, es una distribución del flujo en la cual los elementos adyacentes de éste se mezclan parcialmente (micromezclado). Es posible evaluar los efectos de estas dos desviaciones sobre la conversión, mediante la evaluación de distribución de tiempos de residencia del fluido en un estudio de trazado (Smith, 1995).

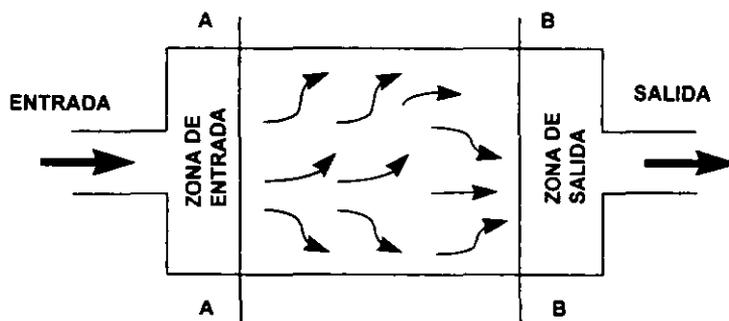


FIG. 10 Flujo pistón disperso

2.4.4 Modelos de flujo aplicados a lagunas de estabilización

Polpasert *et al.*, 1983, y Polpasert y Battarai, 1985 (Juanico, 1991) desarrollaron nuevos modelos para la remoción de DBO y bacterias en lagunas de estabilización encontrado que el flujo pistón es más eficiente que aquellas con flujo completamente mezclado. Asimismo, James (1987, en Juanico, 1991) concluyó que el flujo hidráulico tipo pistón es más eficiente para la remoción de patógenos, pero termina proponiendo para las lagunas de pulimento (poco profundas) la optimización del mezclado en el efluente por medio del viento.

Anteriormente no se consideraban los regímenes de flujo como un factor de importancia, pero actualmente gracias a los trabajos de Mara y Pearson (1987 en Arthur, 1990) se recomiendan lagunas con altas relaciones longitud/ancho (favoreciendo el flujo pistón). Algunos autores han señalado el efecto negativo de los cortos circuitos a la entrada y salida de la laguna y recomiendan el empleo de varias lagunas de menor tamaño en serie de manera que se integren

como una sola. De hecho, varias lagunas mezcladas en serie equivale a una pistón (Juanico, 1991).

Los efluentes provenientes de un sistema que se acerquen al flujo pistón tienen cuatro órdenes de magnitud menos de bacterias que flujos que tienden a uno completamente mezclado (Juanico, 1991). Los cambios en la carga hidráulica no afectan la concentración media de salida, aunque es variable (FIG 11). El flujo pistón muestra mejores eficiencias de remoción cuando la carga orgánica es uniforme o bien cuando los cambios son semanales (Juanico, 1991).

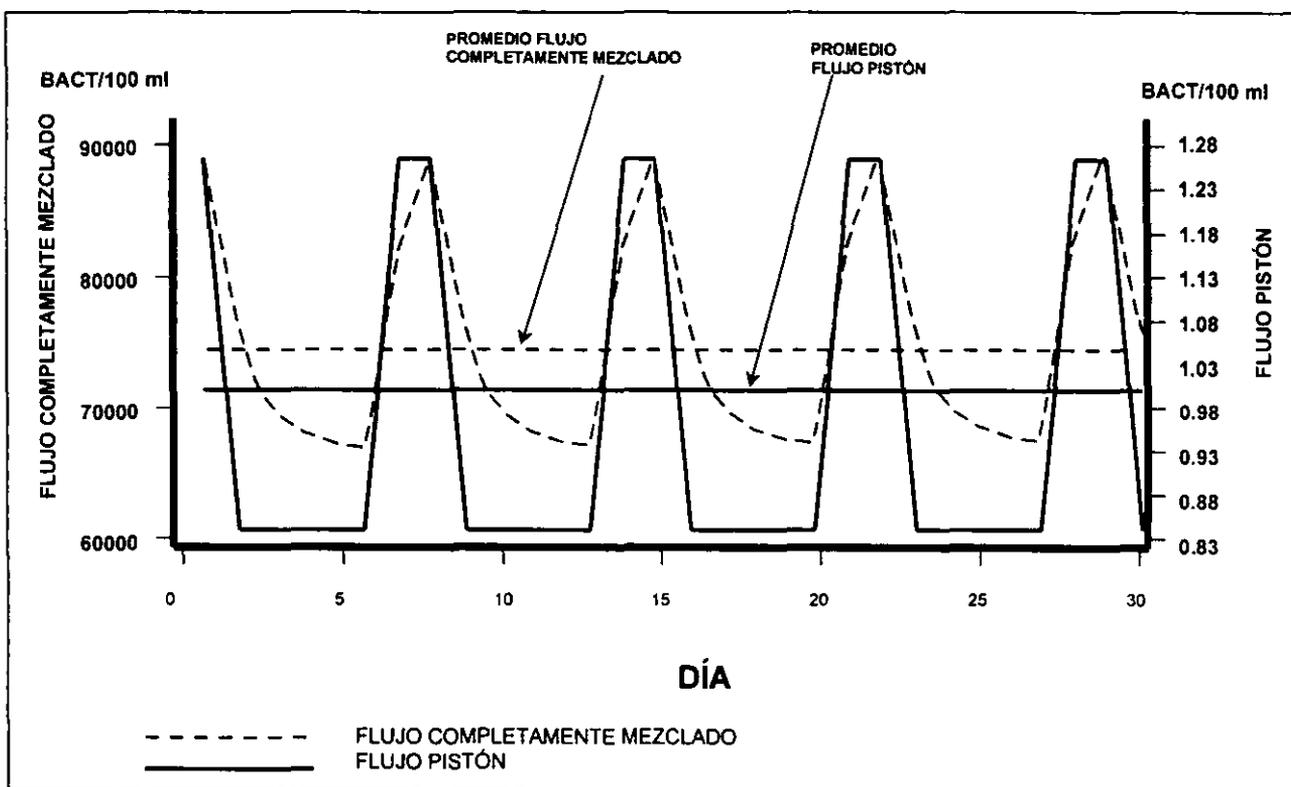


FIG 11. Concentración de bacterias en el efluente de un reactor de flujo pistón y otro completamente mezclado simulados en estado estacionario. Juanico, 1991.

Con respecto a la remoción de la DBO, Juanico (1991) no encontró gran variación entre los dos tipos de regímenes. De manera que los cambios hidráulicos no afectan la remoción de la DBO a la salida de la laguna (FIG 12). De esta manera, una laguna facultativa cuya finalidad es remover la DBO se puede diseñar como un reactor de flujo pistón o completamente mezclado. Mientras que las lagunas de pulimento construidas para la eliminación de patógenos sólo pueden ser de tipo pistón.

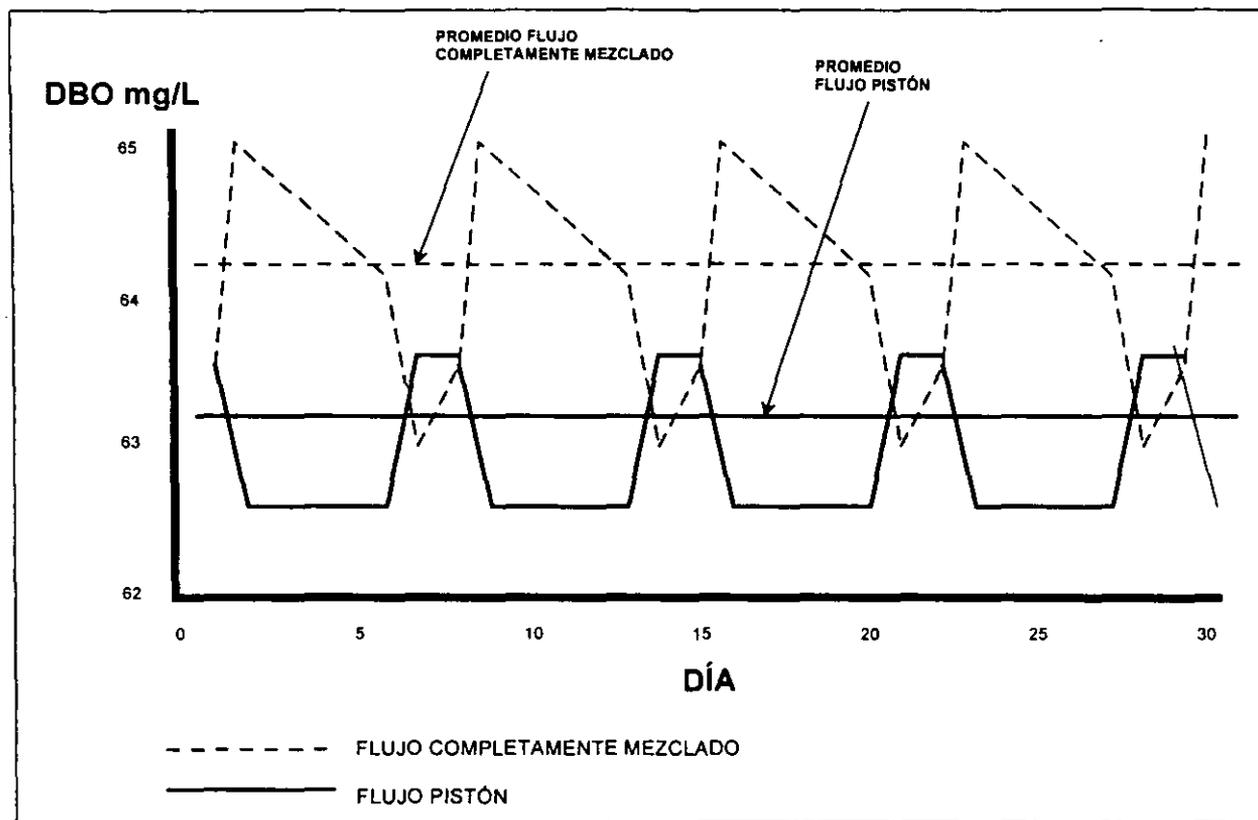


FIG 12. Concentración de DBO en el efluente de un reactor de flujo pistón y otro completamente mezclado simulados en estado estacionario. Juanico, 1991.

Como el carácter facultativo de una *laguna* se obtiene mediante el control de la carga orgánica en términos de $\text{kgDBO}/\text{día}/\text{área}$, una *laguna* facultativa con flujo pistón puede recibir una alta carga orgánica en la primera parte de la *laguna* (condiciones anaerobias reales), una carga media a la mitad de la *laguna* (donde se pueden encontrar condiciones facultativas) y una carga baja en la última parte (completamente aerobia) lo que no conduce a lo deseado. El problema puede ser resuelto mediante la recirculación del efluente de la *laguna*. Sin embargo, la práctica de la recirculación cambia de un régimen de flujo pistón a uno completamente mezclado. El efecto de la recirculación en una serie de *lagunas* parcialmente mezcladas es positivo para la remoción de la DBO pero aún no está estudiada la recirculación en flujo pistón.

Algunos autores han recomendado el diseño de varias *lagunas* de pulimento pequeñas en serie instaladas como si fuera una sola, lo cual resulta benéfico para evitar los cortos-circuitos y crear un flujo hidráulico cercano al tipo pistón, asegurando la remoción de bacterias (Kinney *et al.*, 1971; Ramani, 1976; Arthur, 1983; Mara y Pearson, 1987; en Juanico, 1991). Sin embargo diferentes estudios, empleando trazadores mostraron que en lagunas rectangulares no se presenta un mezclado perfecto debido a que el flujo va de la entrada a la salida atravesando por un área central de mezclado parcial lo que genera la presencia de zonas muertas (Thirumurthi, 1969;

Bowels *et al.*, 1979; Ferrara y Harleman, 1981; Marecos y Mara, 1987; en Juanico, 1991). Para resolver este problema, se debe considerar el diseño de *lagunas* pequeñas con tiempos de retención cortos y reducir las zonas muertas y los circuitos cortos (Juanico, 1991). La FIG 13 muestra la diferencia entre un flujo hidráulico ideal en operación cuando una *laguna* es dividida en varias pequeñas. La solución a este problema es diseñar las *lagunas* con una relación adecuada largo/ancho, lo que indica que se parte de un flujo completamente mezclado a uno pistón. El uso de mamparas favorece este tipo de flujo (Juanico, 1991).

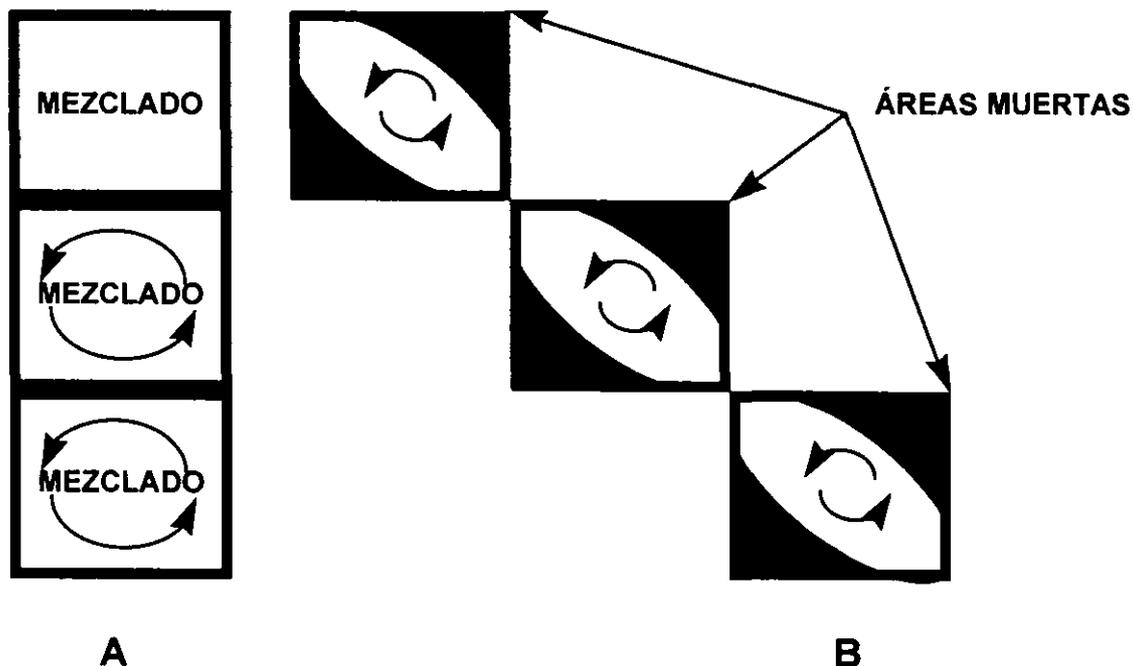


FIG 13 Flujo hidráulico en una serie de lagunas de maduración pequeñas con un tiempo de retención corto. a) Se considera un flujo completamente mezclado, b) diseño hidráulico y flujo de operación.

2.5 Factores que modifican el funcionamiento de las lagunas de estabilización

El tipo de comunidad biológica que se desarrolla en las *lagunas* y, por lo mismo, la eficiencia del tratamiento depende de múltiples factores, como:

- ☞ Calidad del agua a tratar

- ☞ Aspectos físicos
 - Intensidad de la luz solar
 - Viento
 - Nubosidad
 - Precipitación pluvial
 - Infiltración y evaporación
 - Temperatura
- ☞ Aspectos químicos
 - Material disuelto y suspendido
 - Oxígeno disuelto
 - Dióxido de Carbono y pH
 - Fósforo
 - Nitrógeno
 - Oligoelementos

En esta sección se describe la influencia de algunos de estos factores en el comportamiento de las lagunas de estabilización.

2.5.1 Calidad del agua a tratar

Las *lagunas* se utilizan principalmente para dar tratamiento a aguas residuales domésticas. En este sentido los contaminantes que se desea remover son la materia orgánica biodegradable, los sólidos suspendidos y los microorganismos patógenos. Una *laguna* bien diseñada no tiene problemas para removerlos. Pero, en la práctica profesional se debe considerar en el diseño la presencia de efluentes industriales sobre todo cuando éstos se encuentran en una proporción mayor al 20% del flujo total del agua que entra (Arthur, 1982). Se distinguen tres tipos de efluentes industriales que pueden causar problemas en este proceso:

- ☞ Aquellos con **altas concentraciones de fenoles**, que inhiben la fotosíntesis. En este caso se debe efectuar un pretratamiento anaerobio o la segregación de la descarga tóxica.
- ☞ Los de **balance de nutrientes diferente al requerido** (DQO:N:P de 100:5:1) que llegan a reducir la eficiencia del tratamiento o inhibir el crecimiento de microorganismos, especialmente de las algas y aumentan el riesgo de anaerobiosis en las *lagunas* facultativas. Esta situación se puede remediar alimentando descargas con elevado contenido de nutrientes, o bien, adicionando fertilizantes o estiercol.
- ☞ Efluentes con **altos contenidos de materia orgánica** que requiere un pretratamiento anaerobio.

2.5.2 Aspectos físicos

La producción de algas y microorganismos de una laguna a otra varía considerablemente en la literatura técnica, reflejando la influencia de las condiciones ambientales (Parker y Corbitt, 1992). Entre ellos destacan el clima, la intensidad de la luz solar, la latitud, la nubosidad, la precipitación pluvial y la temperatura (FIG 14).

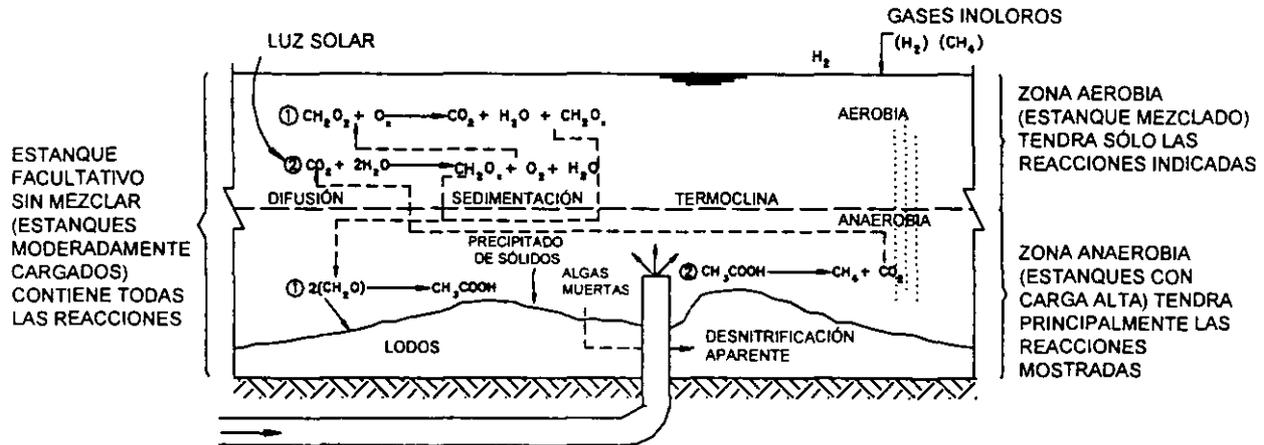


FIG 14 Diagrama simplificado del proceso de degradación de la materia orgánica en una laguna.

Intensidad de la luz solar

La luz solar constituye una fuente de energía para algunos de los procesos biológicos de la laguna y determina su estructura térmica. La cantidad de luz se mide como la cantidad de energía que incide en el área donde se lleva a cabo la fotosíntesis. La iluminación que se requiere para la actividad biológica de las algas varía de 5 000 a 7 500 luxes⁴ (Parker y Corbitt, 1992). La luz que llega a la laguna es función de la latitud, estación del año, hora del día, condiciones ambientales y tipo de cuerpo de agua.

Aunque toda la luz incide en la superficie sólo una parte de ella penetra y otra es reflejada a la atmósfera. La parte que no es reflejada se dispersa en el agua y puede salir nuevamente fuera del agua o ser absorbida por algún material. Las longitudes de onda grandes (rojo y naranja) son absorbidas después de pasar a través de una pequeña distancia, calentando el agua superficial, mientras que las ondas cortas (verde y azul) penetran hasta las zonas profundas. La penetración de la luz depende de la composición del agua y la cantidad de material suspendido o disuelto en ella. La luz se reduce al 1% de la cantidad total que incide sobre la superficie y alcanzan una profundidad menor a 1 m en cuerpos productivos o turbios (FIG 15) (Parker y Corbitt, 1992).

⁴ Lux : Unidad de iluminación. Es la iluminación de una superficie que recibe una unidad de flujo luminoso en cada metro cuadrado equivalente al emitido en un ángulo sólido de un estereorradián, procedente de un foco puntual cuya intensidad es de una candela.

En general, se distinguen tres estratos en las *lagunas*: el superior que se caracteriza por un exceso de luz y que tiene un espesor de 10 cm; el central, donde ocurre la iluminación óptima para la fotosíntesis y es de sólo unos cuantos centímetros⁵ y, el inferior, escasamente iluminado (Parker y Corbitt, 1992).

Un cuerpo de agua no debe estar completamente estratificado ya que una alta eficiencia fotosintética sólo ocurre con movimiento del agua y alternando las condiciones de luz y oscuridad. De hecho, se ha comprobado que intervalos cortos de radiación solar son mejores que una exposición prolongada a la misma. En cambio, la luminosidad excesiva conduce a un crecimiento y envejecimiento rápido de las algas, disminuyendo la depuración esperada del agua residual.

La fotosíntesis y, por tanto, la luz solar son relevantes para las *lagunas* aerobias y facultativas ya que, como se mencionó, la oxigenación suministrada por las algas es mayor que la aeración natural. De aquí, la importancia de conservar libre de sombras la laguna y de no hacerlas muy profundas. Incluso, algunos investigadores como Golman (en Delaunoy, 1982) consideran que la temperatura no es un factor tan importante como la radiación solar para controlar la productividad de algas.

Viento

El viento interviene en el proceso de autodepuración en las lagunas al provocar una mezcla y generar corrientes verticales del agua. Así, el oxígeno disuelto presente en la superficie es llevado a las capas más profundas. También, la dispersión del agua residual y de los microorganismos en toda la *laguna* ocurre por el mismo efecto. El viento ayuda al movimiento de las algas, principalmente de aquellas que son consideradas como grandes productoras de oxígeno como son algas verdes del género *Chlorella*.

Por otra parte, cuando se tiene la presencia de vientos dominantes que pueden transportar los olores generados por un mal funcionamiento en la *laguna*, la dirección del mismo es un factor determinante. Otro problema, relacionado con vientos fuertes es la formación de olas que pueden provocar la erosión de los terraplenes internos. Por lo general, esto ocurre en lagunas con superficies superiores a 10 hectáreas.

⁵ La mayoría de las veces, la actividad biológica ocurre a 25 o 30 cm abajo de la superficie.

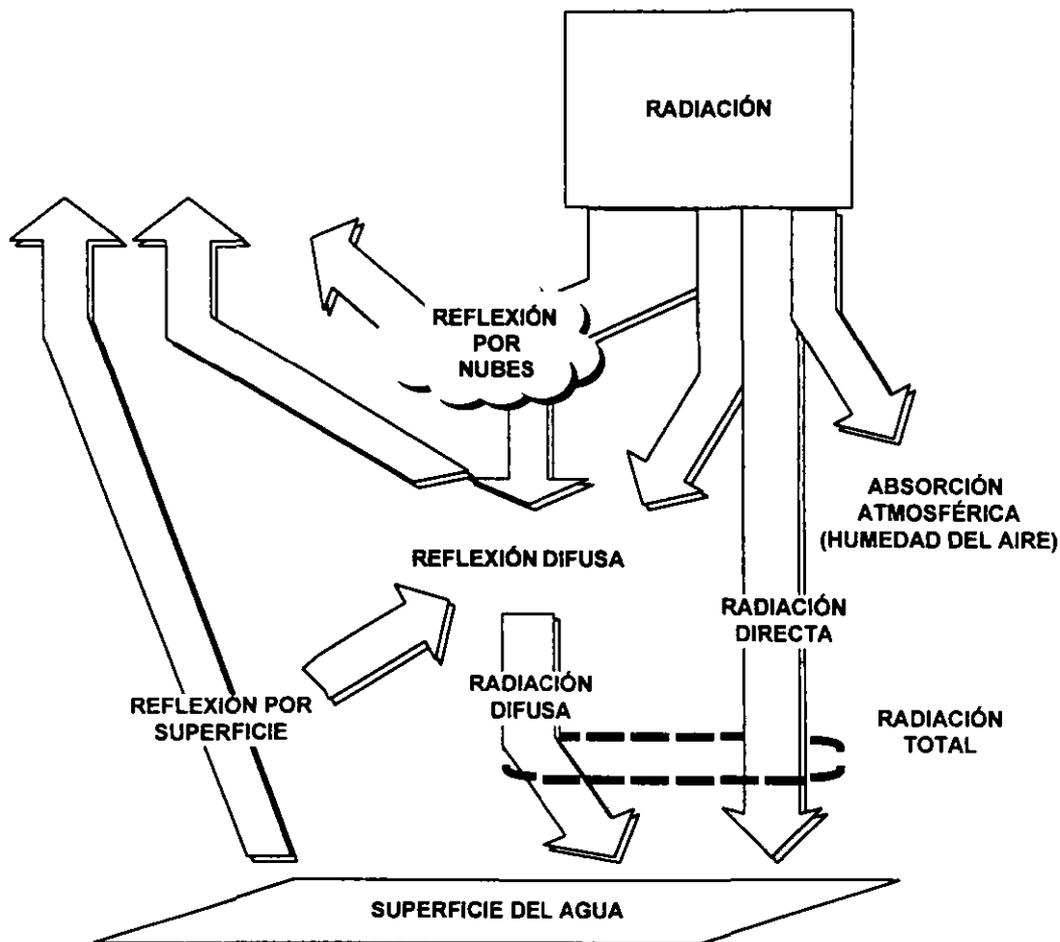


FIG 15. Dispersión de luz en un cuerpo de agua

Nubosidad

Las nubes son un agente importante para la dispersión y reflexión de la energía solar, capaces de reducir la radiación directa en un 80 a 90%. Esta reducción varía en función de la distribución, tipos de nubes, la cantidad de absorción, la dispersión atmosférica y de la distancia efectiva (espesor y contenido atmosférico).

Precipitación pluvial

Las precipitaciones pluviales tienen una influencia importante en el funcionamiento del proceso. Lluvias aisladas o escasas no provocan efectos significativos en las lagunas (IMTA, CNA y TACSA, 1994). Con lluvia continua el tiempo de retención hidráulica se reduce mientras que lluvias intensas diluyen el contenido de materia orgánica a la laguna y acarrean material orgánico y mineral por medio del escurrimiento.

Infiltración y evaporación

La infiltración y la evaporación disminuyen el volumen de agua contenida en una *laguna*. Ambos factores están íntimamente ligados con las condiciones climáticas y geológicas locales, en especial con la temperatura, el viento, la humedad del aire y el tipo de suelo.

Uno de los factores por cuidar durante la operación es el mantener un nivel constante del líquido y que el espesor del agua sea casi el mismo en cualquier sitio de la laguna. La pérdida de agua provocada por la evaporación, trae como consecuencia la concentración de sustancias contaminantes y aumenta la salinidad del medio. Ambos efectos resultan perjudiciales para algunos microorganismos y, en consecuencia, para el equilibrio biológico de la *laguna*.

Temperatura

La temperatura del líquido en la *laguna* es probablemente uno de los parámetros más importantes en la operación de ésta y, por lo general, se encuentra dos o tres grados arriba de la temperatura ambiente.

Como es sabido, la mayoría de las bacterias trabajan en el intervalo de temperatura mesófilo por lo que las altas temperaturas no son problema. El incremento por arriba de 25°C acelera los procesos de biodegradación. Las temperaturas altas permiten el desarrollo de algas azules pero su presencia se relaciona con la muerte de otro género de algas (Delaunoy, 1982). Por el contrario, las bajas temperaturas abaten la eficiencia de tratamiento. Cuando la temperatura disminuye se presenta una reducción de la población de algas y del metabolismo bacteriano implicando una disminución de la eliminación de la contaminación orgánica y bacteriológica.

La producción óptima de oxígeno se obtiene a los 20°C, los valores límites son 4°C y 35°C. En efecto, a partir de 35°C, la actividad fotosintética de las algas decrece y las lagunas se tornan más sensibles a choques hidráulicos o a rápidos aumentos en la carga orgánica, lo cual trae como consecuencia una menor eficiencia en la remoción de la DBO. En cuanto a la fermentación anaerobia, ésta se origina después de los 22°C y decrece a casi nada por debajo de los 15°C (Delaunoy, 1982).

Finalmente, la actividad microbiana más intensa a mayores temperaturas ocasiona un incremento en los requerimientos de oxígeno disuelto y, si no se abastece la cantidad requerida, se pueden propiciar condiciones anaerobias que se caracterizan por la presencia de malos olores y un efluente turbio.

2.5.3 Aspectos químicos

Material disuelto y suspendido

Los compuestos se pueden encontrar en forma disuelta o suspendida. Las bacterias incorporan las sustancias orgánicas disueltas en sus cuerpos que posteriormente liberan al morir. El material suspendido tiende a sedimentar generando una acumulación en el fondo, el cual con los movimientos del agua pueden resuspenderse y descomponerse biológicamente al mezclarse.

Oxígeno disuelto

El oxígeno disuelto, fundamental para la realización del proceso aerobio, varía en función del día y la profundidad. La evolución diurna de una laguna muestra que el contenido de oxígeno es más elevado en el centro y en la superficie. Durante la noche, las corrientes térmicas mezclan las capas estratificadas lo que garantiza una producción constante de oxígeno durante las mañanas.

Para que se lleve a cabo una adecuada estabilización se requiere valores de oxígeno disuelto comprendidos entre el valor de saturación y un mínimo de 2 mg/L (IMTA *et al.*, 1994). En algunos casos se tienen valores muy por arriba de la saturación en la capa superior de la laguna debido a la gran actividad fotosintética de las algas. La saturación por oxígeno se obtiene alrededor de 4 horas antes de la aparición del Sol y se mantiene durante todo el periodo de insolación (Delaunoy, 1982). En condiciones normales, se presenta un gradiente de la concentración de oxígeno disuelto en función del año como se muestra en la FIG 16.

Dióxido de carbono y pH

El dióxido de carbono (CO₂) es altamente soluble y forma ácido carbónico el cual se disocia y libera iones hidronio. En sistemas donde los carbonatos son abundantes, el pH es relativamente constante. Cuando las sales disueltas en el agua son pobres en carbonatos, la actividad biológica ocasiona grandes cambios de pH.

Durante las primeras horas del día, los valores de pH son bajos (menores de 7) debido al exceso de CO₂ producido por la respiración bacteriana aerobia durante la noche. De las 14:00 a 16:00 horas, el pH se eleva ya que las algas se encuentran en plena actividad fotosintética. Durante la noche el pH vuelve a declinar por que las algas dejan de consumir CO₂ y porque continúa la producción de CO₂ por la respiración de las bacterias (Margalef, 1983).

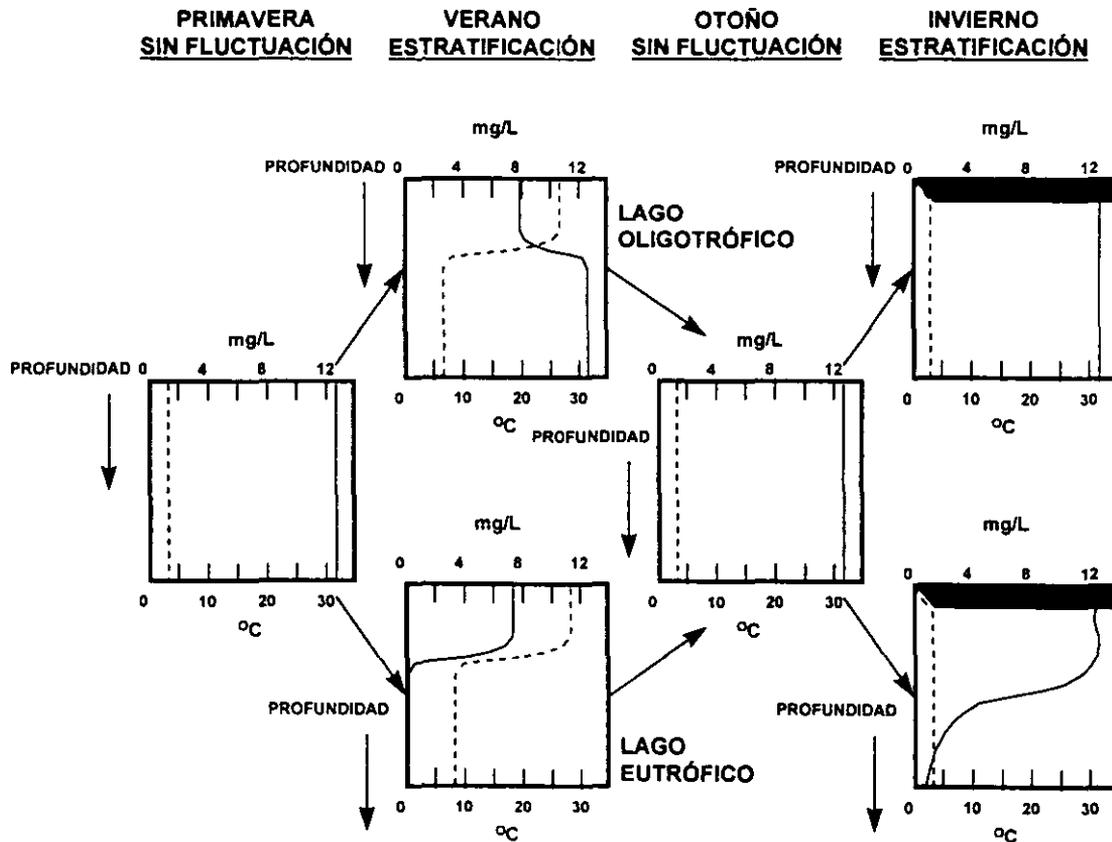


FIG 16. Variación del contenido de oxígeno disuelto en una laguna a lo largo de un año

Fósforo

El fósforo está presente como ión fosfato o en complejos orgánicos. Algunos fosfatos son altamente solubles en agua, en particular cuando el oxígeno está presente (FIG 17). El fósforo es un nutriente limitante y su adición ayuda a mejorar los problemas ocasionados por una baja biodegradación.

Nitrógeno

El nitrógeno está presente como $N-N_2$, $N-NO_2^-$, $N-NO_3^-$, $N-NH_4^+$ y en diversas formas orgánicas. Proviene de la precipitación, el suelo y el agua residual misma, pero su disponibilidad está regulada por los procesos biológicos. Varios tipos de bacterias y algas azul-verdes fijan el N_2 en forma orgánica, incorporándolo en el ciclo de nutrientes. El nitrógeno debe estar disponible en relación con la materia orgánica para no volverse un limitante del crecimiento (FIG 18).

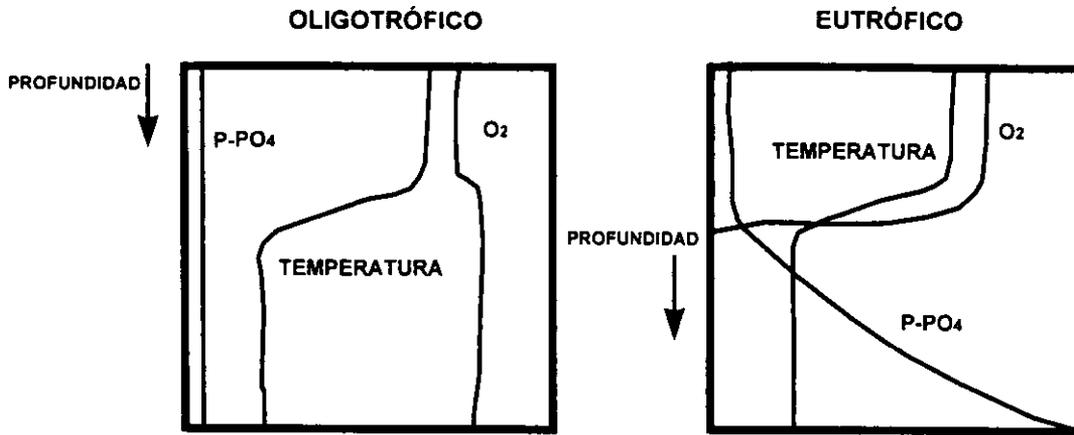


FIG 17. Perfil de la concentración del fósforo con respecto a la profundidad en un sistema oligotrófico y eutrófico.
FUENTE: Margalef, 1983.

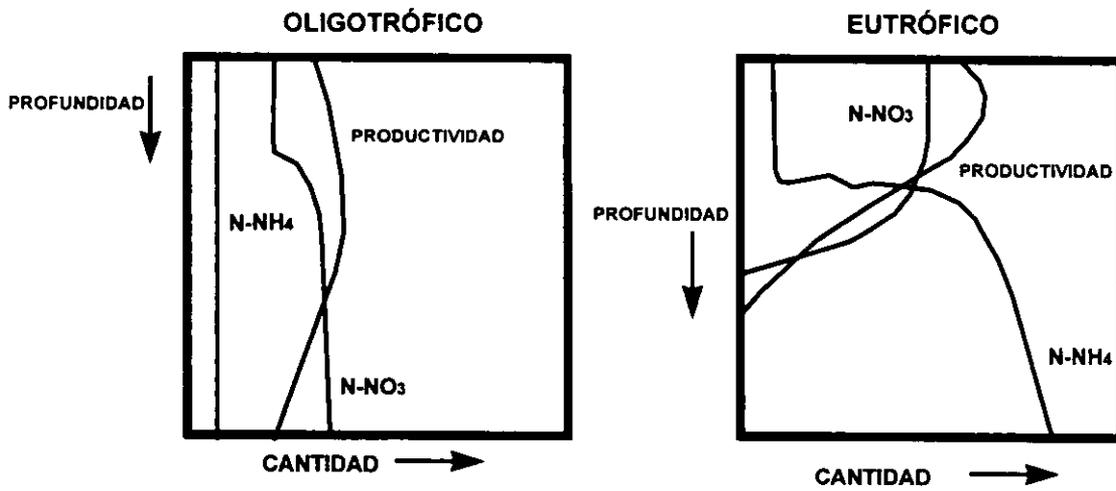


FIG 18. Perfil de la concentración del nitrógeno con respecto a la profundidad en un sistema oligotrófico y eutrófico.
FUENTE: Margalef, 1983.

NORMATIVIDAD

3.1 Normatividad Mexicana

La *Ley Federal de Derecho de Aguas* es el instrumento legal que regula con eficiencia y equidad la distribución, aprovechamiento, control y preservación del agua continental⁶, en equilibrio con los ecosistemas y en un marco de desarrollo integral y sustentable del recurso.

Debido a que es una ley fiscal su contenido es reformado cada año. Por ejemplo, en materia de descargas la de 1995 calculó el costo por pagar al vertir la contaminación con base en la DQO y Sólidos y la de 1996 toma en cuenta estos parámetros más la disponibilidad regional del agua.

3.1.1 Normas Oficiales Mexicanas

En México, al igual que en gran parte de países se tienen dos principios fundamentales en los que descansa la legislación para el equilibrio ecológico y la protección al ambiente :

- ☞ El de que “el aprovechamiento del agua en actividades productivas susceptibles de producir su contaminación, conlleva la responsabilidad del tratamiento de las descargas, para reintegrarlas en condiciones adecuadas para su utilización en otras actividades y para mantener el equilibrio de los ecosistemas” ; y
- ☞ El de “quien contamina paga”, con el objeto de prevenir, controlar y restaurar el medio ambiente.

Los dos principios anteriores se han complementado con un tercero, que se contiene en el artículo 1º de la Ley de Aguas Nacionales, y que es el principio general de que la preservación de la calidad del agua es para lograr un **desarrollo integral sustentable**.

A este respecto, la normatividad se usa para definir la calidad del agua efluente. Este es un concepto abstracto que sólo adquiere sentido cuando se listan parámetros y se les asocia un valor para definirla. La amplia combinación de compuestos y valores que se pueden considerar hace que en la práctica el gobierno haga uso de un nivel general de aplicación nacional que lo expresa por medio de las Normas Oficiales Mexicanas.

⁶ Por agua continental se entiende tanto el agua superficial como la del subsuelo o subterránea, considerándola como un recurso unitario, que se renueva a través del ciclo hidrológico. Ésta ley regula la titularidad ; la distribución ; el aprovechamiento ; el desarrollo ; la preservación de la cantidad, calidad y uso ; y el saneamiento o tratamiento de las aguas.

3.1.1.1 Antecedentes

En el año de 1973, la Secretaría de Recursos Hidráulicos (SRH) instauró por primera vez un programa que previniera y controlara la contaminación de los cuerpos receptores generada por las descargas de agua residual municipal e industrial. Este programa comprendió tres etapas:

- a) Registro obligatorio por parte de los responsables de las descargas de aguas residuales municipales e industriales ante la SARH.
- b) Una vez registradas las descargas, cuando la calidad de la agua residual no cumplieran con los valores permisibles establecidos en la TABLA 8 se requería la presentación ante la SRH de un informe preliminar de ingeniería, el cual debía contener los planes y acciones necesarios para el tratamiento de sus descargas.

TABLA 8 DE MÁXIMOS TOLERABLES

PARAMETRO	CONCENTRACIÓN MÁXIMA
Sólidos sedimentables	1.0 mL/L
Grasas y Aceites	70 mg/L
Materia Flotante	Ninguna que pueda ser retenida por malla de 3 mm de claro libre, cuadrado
Temperatura	35° C
Potencial Hidrógeno pH	4.5-10.0

FUENTE: Reglamento para la Prevención y Control de la Contaminación de Aguas. Serie: Normatividad Ecológica No. 4. SEDUE. 28 ,mar, 1973, (ANEXO 1).

- c) Elaboración por parte de la SRH de los estudios de clasificación de los cuerpos de agua del país y el establecimiento de los criterios de calidad de los mismos; con base en los cuales se fijaran las condiciones particulares de descarga (CPD's).

En 1976, la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH) sustituyó a la SRH quedando encargada de ejecutar el programa anterior y de fijar las CPD's. En 1982, la Secretaría de Salud expidió la Ley Federal de Protección al Ambiente y en 1988 la Secretaría de Desarrollo Urbano y Ecología (SEDUE) estableció 25 Normas Técnicas Ecológicas, dos en 1990 y cinco en 1991, sumando 33. (NTE's, TABLA 9).

TABLA 9 NORMAS TÉCNICAS ECOLÓGICAS

NORMA TÉCNICA ECOLÓGICA NTE-CCA	Límites Máximos Permisibles de Contaminantes en las descargas de aguas residuales
<i>A CUERPOS RECEPTORES PROVENIENTES DE:</i>	
001/88	Centrales termoeléctricas convencionales
002/88	Industria productora de azúcar de caña
003/88	Industria de refinación de petróleo crudo, sus derivados y petroquímica básica
004/88	Industria de la fabricación de fertilizantes excepto la que produzca ácido fosfórico como producto intermedio
005/88	Industria de fabricación de productos plásticos y polímeros sintéticos
006/88	Industria de fabricación de harinas
007/88	Industria de la cerveza y de la malta
008/88	Industria de la fabricación de asbestos de construcción
009/88	Industria elaboradora de leche y sus derivados
010/88	Industria de la manufactura de vidrio plano
011/88	Industria de productos de vidrio prensado y soplado
012/88	Industrias de fabricación de caucho sintético, llantas y cámaras
013/88	Industria del hierro y del acero
014/88	Industria textil
015/88	Industria de la celulosa y del papel
016/88	Industria de bebidas gaseosas
017/88	Industria de acabados metálicos
018/88	Industria de laminación y estiraje de cobre y sus aleaciones
019/88	Industria de la impregnación de productos de aserradero
020/88	Industria de asbestos textiles, materiales de fricción y selladores.
<i>PROVENIENTES DE :</i>	
021/88	Industria del curtido y acabado de pieles
022/88	Industria de matanza de animales y empacado de cármicos
023/88	Industria de envasado de conservas alimenticias
024/88	Industria elaboradora de papel a partir de celulosa virgen
025/88	Industria elaboradora de papel a partir de fibra celulósica reciclada
026/91	Restaurantes o de hoteles
027/90	Industria del beneficio del café
028/ 90	Industria de la preparación y envasado de conservas de pescados y mariscos y de la industria de la producción de harina y aceite de pescado
029 /91	Hospitales
030/91	Industria de jabones y detergentes
031/ 91	La industria, actividades agroindustriales, de servicios y el tratamiento de aguas residuales a los sistemas de drenaje y alcantarillado urbano o municipal.
032 /91	De origen urbano o municipal para su disposición mediante riego agrícola
033 /91	Establece las condiciones bacteriológicas para el uso de aguas residuales de origen urbano o municipal o de la mezcla de esta con la de los cuerpos de agua, en el riego de hortalizas y productos hortofrutícolas.

En 1989 la Comisión Nacional del Agua (CNA) publica los Criterios Ecológicos de la Calidad del Agua y en la década de los 90, la SARH nuevamente es la responsable de emitir las normas para la

prevención y control de la contaminación del agua, pero a través de la CNA. Se emite entonces la Ley de Contribución de Mejoras por obras públicas Federales de Infraestructura Hidráulica (1991), la Ley de Aguas Nacionales (diciembre, 1992) y la Ley Federal de Derechos en Materia del Agua (febrero, 1993). En julio de 1992, la atribución de fijar las CPD's pasó a ser responsabilidad de la Comisión Nacional del Agua (Jiménez *et al.*, 1995).

La Ley Federal sobre Metrología y Normalización junto con la Ley de Aguas Nacionales y su Reglamento crearon los instrumentos para el pago de derechos por descargas residuales (Ley Federal de Derechos de Agua), y establecieron 33 Normas Oficiales Mexicanas (NOM's, Diario Oficial, 18 de octubre de 1993, TABLA 10) dejando sin efecto a las 33 NTE's. El 10 de junio de 1994, la Secretaría de Desarrollo Social publicó 11 Proyectos de Normas Oficiales Mexicanas referentes a descargas de aguas residuales a cuerpos receptores provenientes de diferentes industrias y sistemas de alcantarillado o drenaje municipal, (publicándose ya como NOM's, en enero de 1995 en el DOF), entrando en vigor el día 1º de mayo de 1995. Estas 11 NOM's junto con las 33 existentes anteriormente suman las 44 NOM's, las cuales fueron derogadas la primera semana de 1997 (Jiménez *et al.*, 1995).

TABLA 10 NORMAS OFICIALES MEXICANAS

NORMA OFICIAL MEXICANA NOM-CCA	Límites Máximos Permisibles de Contaminantes en las descargas de aguas residuales:
A CUERPOS RECEPTORES PROVENIENTES DE:	
001/93	Centrales termoeléctricas convencionales
002/93	Industria productora de azúcar de caña
003/93	Industria de refinación de petróleo y petroquímica
004/93	Industria de la fabricación de fertilizantes excepto la que produzca ácido fosfórico como producto intermedio
005/93	Industria de fabricación de productos plásticos y polímeros sintéticos
006/93	Industria de fabricación de harinas
007/93	industria de la cerveza y de la malta
008/93	Industria de la fabricación de asbestos de construcción
PROVENIENTES DE :	
009/93	Industria elaboradora de leche y sus derivados
010/93	Industria de la manufactura de vidrio plano y fibra de vidrio
011/93	Industria de productos de vidrio prensado y soplado
012/93	Industria hulera
013/93	Industria del hierro y del acero
014/93	Industria textil
015/93	Industria de la celulosa y del papel
016/93	Industria de bebidas gaseosas
017/93	Industria de acabados metálicos
018/93	Industria de laminación, extrusión y estiraje de cobre y sus aleaciones
019/93	Industria de la impregnación de productos de aserradero
020/93	Industria de Asbestos textiles, materiales de fricción y selladores.
021/93	Industria del curtido y acabado de pieles
022/93	Industria de matanza de animales y empaçado de cármicos

TABLA 10 NORMAS OFICIALES MEXICANAS

NORMA OFICIAL MEXICANA NOM-CCA	Límites Máximos Permisibles de Contaminantes en las descargas de aguas residuales:
023/93	Industria de envasado de conservas alimenticias
024/93	Industria elaboradora de papel a partir de celulosa virgen
025/93	Industria elaboradora de papel a partir de fibra celulósica reciclada
026/93	Restaurantes o de hoteles
027/93	Industria del beneficio del café
028/93	Industria de la preparación y envasado de conservas de pescados y mariscos y de la industria de la producción de harina y aceite de pescado
029/93	Hospitales
030/93	Industria de jabones y detergentes
031/93	La industria, actividades agroindustriales, de servicios y el tratamiento de aguas residuales a los sistemas de drenaje y alcantarillado urbano o municipal.
032/93	De origen urbano o municipal para su disposición mediante riego agrícola
033/93	Establece las condiciones bacteriológicas para el uso de aguas residuales de origen urbano o municipal o de la mezcla de esta con la de los cuerpos de agua, en el riego de hortalizas y productos hortofrutícolas.
063/94	Límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores provenientes de la industria:
063/94	Vinícola
064/94	Destilería
065/94	Pigmentos y colorantes
066/94	Galvanoplastia
067/94	Sistemas de alcantarillado o drenaje municipal
068/94	Aceites y grasas comestibles de origen animal y vegetal
069/94	Componentes eléctricos y electrónicos
070/94	Preparación, conservación y envasado de frutas, verduras y legumbres en fresco y/o congelados
071/94	Productos químicos inorgánicos
072/94	Fertilizantes fosfatados, fosfatos, polifosfatos, ácido fosfórico, productos químicos inorgánicos fosfatados, exceptuando a los fabricantes de ácido fosfórico por el proceso de vía húmeda
073/94	Farmacéutica y farmacoquímica

Con todos estos antecedentes, se puede observar que a pesar de que se han publicado muchos instrumentos legales y normativos desde hace 25 años ninguno de ellos se ha aplicado en su totalidad, ya que no se consideraron las tareas y costos que involucra su implantación. En especial, la falta de clasificación de los cuerpos de agua con base en : la calidad que deben tener las descargas y, la capacidad de asimilación y de dilución de los cuerpos receptores. Para aplicar lo anterior en agosto del 1995, la CNA propuso la simplificación de la normatividad mediante la instauración de tres normas sobre las descargas de aguas residuales, de manera que cubran los siguientes objetivos:

- ☞ Proteger la calidad de las aguas Nacionales y posibilitar su uso benéfico.
- ☞ Controlar los contaminantes convencionales y no convencionales para proteger la infraestructura de drenaje y saneamiento, así como abatir los costos de tratamiento de las aguas municipales.
- ☞ Proteger la salud de los usuarios de dichas aguas y al medio ambiente de los efectos negativos ocasionados por los subproductos del tratamiento.

De esta manera, se emitió la NOM-001-ECOL-1997 (TABLAS 11 y 12) el 6 de enero de 1997.

3.1.2 NOM-001-ECOL-1997

Esta NOM establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales vertidas a aguas y bienes nacionales, con el objeto de proteger su calidad y posibilitar sus usos. Es de observancia obligatoria y no se aplica a las descargas de aguas provenientes de drenajes pluviales independientes. Esta norma a diferencia de las anteriores se orienta en la obtención de una calidad adecuada en términos del uso posterior. En este sentido uno de los puntos de mayor relevancia de la norma es la inclusión de los límites máximos permisibles para la presencia de parásitos, es especial, huevos de helminto, que constituyen uno de los principales problemas de salud en México.

Los límites máximos permisibles se establecen para cinco tipos de cuerpos de agua :

- Ríos
- Embalses naturales y
- Agua costera
- Suelo
- Humedales

y, para cinco usos y un destino

- ✓ Riego agrícola
- ✓ Uso público urbano
- ✓ Protección de vida acuática
- ✓ Explotación pesquera, navegación y otros
- ✓ Recreación

y

⇒ Estuarios

TABLA 11 LIMITES MÁXIMOS PERMISIBLES PARA CONTAMINANTES BÁSICOS

PARAMETROS (miligramos por litro, excepto cuando se especifique)	RÍOS						EMBALSES NATURALES ARTIFICIALES				AGUAS COSTERAS						SUELO		HUMEDALES			
	Uso en riego agrícola (A)		Uso público urbano (B)		Protección de vida acuática (C)		Uso público urbano (B)		Protección de vida acuática (C)		Explotación pesquera, navegación y otros usos (A)		Recreación (B)		ESTUARIOS (B)		Uso en riego agrícola (A)		NATURALES (B)			
	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.
Temperatura °C ⁽¹⁾	N.A.	N.A.	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	N.A.	N.A.	40	40		
Grasas y Aceites ⁽²⁾	15	25	15	25	15	25	15	25	15	25	15	25	15	25	15	25	15	25	15	25	15	25
Materia Flotante ⁽³⁾	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente
Sólidos Sedimentables (ml/l)	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	N.A.	N.A.	1	2		
Sólidos Suspendedos Totales	150	200	75	125	40	60	75	125	40	60	150	200	75	125	75	150	N.A.	N.A.	75	125		
Demanda Bioquímica de Oxígeno Total	150	200	75	150	30	60	75	150	30	60	150	200	75	150	75	150	N.A.	N.A.	75	150		
Nitrógeno Total Kjeldahl	40	60	40	60	15	25	40	60	15	25	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	15	25	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.		
Fosfatos Totales	20	30	20	30	5	10	20	30	5	10	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	10	20	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.		

P.D. = Promedio Diario

P.M. = Promedio Mensual

N.A. = No aplica

(1) Instantáneo

(2) Muestra simple promedio ponderado

(3) Ausente según el Método de Prueba definido en la NMX-AA-006

(A), (B) y (C): Tipo de Cuerpo Receptor según la Ley Federal de Derechos

TABLA 12 LIMITES MÁXIMOS PERMISIBLES PARA CONTAMINANTES TÓXICOS

PARÁMETROS (*) (miligramos por litro, excepto cuando se especifique)	RÍOS						EMBALSES NATURALES Y ARTIFICIALES				AGUAS COSTERAS				SUELO		HUMEDALES NATURALES (B)			
	Uso en riego agrícola (A)		Uso público urbano (B)		Protección de vida acuática (C)		Uso público urbano (B)		Protección de vida acuática (C)		Explotación pesquera, navegación y otros usos (A)		Recreación (B)		ESTUARIOS (B)				Uso en riego agrícola (A)	
	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.			P.M.	P.D.
Arsénico	0.2	0.4	0.1	0.2	0.1	0.2	0.2	0.4	0.1	0.2	0.1	0.2	0.2	0.4	0.1	0.2	0.2	0.4	0.1	0.2
Cadmio	0.2	0.4	0.1	0.2	0.1	0.2	0.2	0.4	0.1	0.2	0.1	0.2	0.2	0.4	0.1	0.2	0.2	0.4	0.1	0.2
Cianuro	1.0	3.0	1.0	2.0	1.0	2.0	2.0	3.0	1.0	2.0	1.0	2.0	2.0	3.0	1.0	2.0	2.0	3.0	1.0	2.0
Cobre	4.0	6.0	4.0	6.0	4.0	6.0	4.0	6.0	4.0	6.0	4.0	6.0	4.0	6.0	4.0	6.0	4.0	6.0	4.0	6.0
Cromo	1.0	1.5	0.5	1.0	0.5	1.0	1.0	1.5	0.5	1.0	0.5	1.0	1.0	1.5	0.5	1.0	1.0	1.5	0.5	1.0
Mercurio	0.01	0.02	0.005	0.01	0.005	0.01	0.01	0.02	0.005	0.01	0.005	0.01	0.01	0.02	0.005	0.01	0.01	0.02	0.005	0.01
Níquel	2.0	4.0	2.0	4.0	2.0	4.0	2.0	4.0	2.0	4.0	2.0	4.0	2.0	4.0	2.0	4.0	2.0	4.0	2.0	4.0
Plomo	0.5	1.0	0.2	0.4	0.2	0.4	0.5	1.0	0.2	0.4	0.2	0.4	0.5	1.0	0.2	0.4	5	10	0.2	0.4
Zinc	10	20	10	20	10	20	10	20	10	20	10	20	10	20	10	20	10	20	10	20

(*) Medidos de manera total

P.D. = Promedio Diario P.M. = Promedio Mensual

N.A. = No aplica

(A), (B) y (C): Tipo de Cuerpo Receptor según la Ley Federal de Derechos

Para determinar la contaminación por patógenos se tomará como indicador a los coliformes fecales. El límite máximo permisible para las descargas de aguas residuales en aguas y bienes nacionales, así como las descargas vertidas a suelo (uso en riego agrícola) es de 1,000 y 2,000 como Número Más Probable (NMP) de coliformes fecales por cada 100 ml para el promedio mensual y diario, respectivamente.

Para determinar la contaminación por parásitos se tomará como indicador los huevos de helminto. El límite máximo permisible para las descargas vertidas a suelo (uso en riego agrícola), es de un huevo de helminto por litro para riego restringido, y de cinco huevos de helminto por litro para riego no restringido.

En consecuencia, la calidad deseada en el efluente de una laguna y, por tanto, su eficiencia es función de sitio de su descarga. Aunque se debe destacar que para uso en riego agrícola cumple con los requerimientos establecidos por la normatividad vigente en México.

DISEÑO DE LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN

En este capítulo se describen algunas metodologías que han sido propuestas para diseñar los diferentes tipos de *lagunas*. Asimismo, se presenta al final de cada sección un resumen de los métodos de diseño.

4.1 Conceptos básicos de diseño

Para realizar en forma apropiada el diseño y la operación de una *laguna* es necesario entender claramente el significado de los siguientes conceptos en los que se basan la mayoría de los criterios y recomendaciones :

Tiempo de retención hidráulica (τ). Es el tiempo que **teóricamente** pasa el agua dentro del sistema de tratamiento biológico y que se utiliza en el diseño. Se puede estimar a partir de la siguiente relación

$$\tau = \frac{V}{Q} \quad (12)$$

donde

V : Volumen total del líquido contenido dentro de la *laguna*, m^3
 Q : Gasto de agua, m^3/d

Volumen efectivo (V_E). Es el volumen donde se realiza efectivamente el tratamiento biológico y es menor que V debido a que toman en consideración los cortos circuitos y zonas muertas en la *laguna*. De la utilización de este volumen, se deriva el concepto de tiempo real de retención hidráulica

$$\bar{t} = \frac{V_E}{Q} < \tau \quad (13)$$

donde

\bar{t} : Tiempo promedio real de retención hidráulica, obtenido a partir de un estudio de trazado, d
 V_E : Volumen efectivo de la *laguna*, m^3

Carga orgánica (C_o). Es la masa de sustrato (materia orgánica medida como DBO₅ o DQO) que se aplica diariamente a la laguna y que será estabilizada en el tratamiento biológico. Su valor se expresa normalmente en kg de DBO₅ por unidad de tiempo. Se obtiene mediante

$$C_o = \frac{S_i}{Q} \quad (14)$$

Carga orgánica superficial (C_s) Es la masa diaria de sustrato aplicado a la laguna por unidad de área superficial. Se expresa en kgDBO/m².d⁶ y se estima mediante

$$C_s = \frac{S_i \cdot Q}{A} \quad (15)$$

Carga orgánica volumétrica (C_v). Es la masa diaria de sustrato aplicado a la laguna por unidad de volumen y tiempo. Se expresa en kgDBO o DQO/m³.d y se calcula mediante

$$C_v = \frac{S_i \cdot Q}{V} \quad (16)$$

Cabe mencionar que tanto para la carga orgánica superficial como para la volumétrica es común omitir el término orgánico.

4.2 Lagunas aerobias

4.2.1 Descripción del proceso

Los sistemas de lagunas aerobias se usan principalmente para la producción de algas y requieren grandes áreas por unidad de DBO estabilizada comparadas con los sistemas facultativos o anaerobios (Ouano, 1981).

Una laguna aerobia sin aeración superficial se puede diseñar para una producción máxima de algas o de oxígeno (*lagunas aerobias de alta tasa*), o bien, para mantener las condiciones aerobias a través de toda la laguna (*lagunas aerobias de baja tasa*). En este tipo de reactores, el oxígeno es provisto por la fotosíntesis y la reaeración. En general, el tiempo de retención es de 3 a 5 días con profundidades de 0.3 a 0.45 m y remociones entre el 80 y 95% de la DBO soluble (Middlebrooks, 1995). La concentración de DBO_T, que incluye la producida por las algas excede, y en mucho, la concentración de la DBO del influente, pero como las algas no forman parte de la carga contaminante, se deben separar antes de evaluar la eficiencia de la laguna (Ouano, 1981).

⁶ Con mayor frecuencia para lagunas, kgDBO/ha.d

Los lodos que sedimentan en la *laguna* deben ser removidos una vez cada 2 a 4 años para evitar la formación de capas anaerobias (Rolim, 1990).

Al ser grandes depósitos de poca profundidad, los microorganismos se encuentran en suspensión y prevalecen condiciones aerobias. El oxígeno es suministrado en forma natural por la aeración de la superficie, en forma artificial o por la fotosíntesis de las algas. La población biológica comprende bacterias y algas principalmente; protozoarios y rotíferos, en menor medida. Las bacterias que realizan la conversión de la materia orgánica en las *lagunas* pertenecen a los géneros *Pseudomonas*, *Zoogloea*, *Achromobacter*, *Flavobacteria*, *Nocardia*, *Mycobacteria*, *Nitrosomonas* y *Nitrobacter*. Las algas constituyen la mejor fuente de oxígeno para mantener las condiciones aerobias y los protozoarios y rotíferos ayudan a mejorar la calidad del efluente al alimentarse de las bacterias.

El oxígeno liberado por las algas es utilizado por las bacterias en la degradación de la materia orgánica. El dióxido de carbono y los nutrientes liberados por las bacterias son a su vez, utilizados por las algas para la fotosíntesis (FIG 19). Esta relación simbiótica constituye el componente fundamental del proceso.

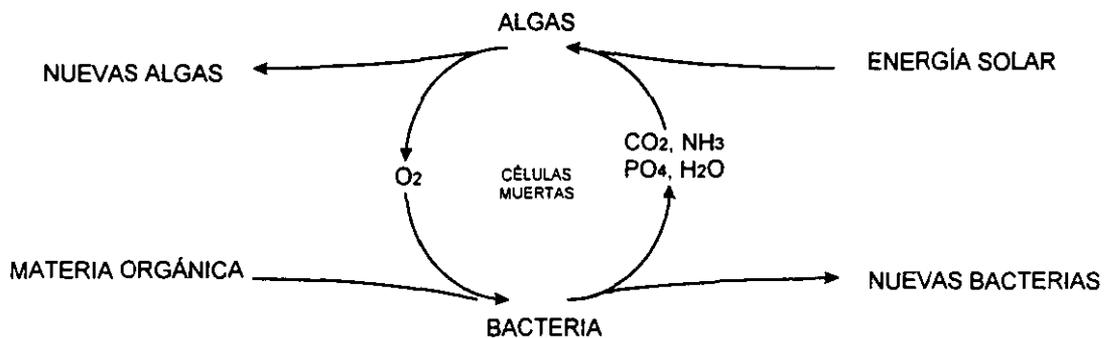


FIG 19 Representación esquemática de la relación simbiótica entre algas y bacterias.

Las lagunas aerobias se dividen en dos grupos: lagunas de baja tasa y de alta tasa.

El proceso para diseñar *lagunas* aerobias es similar a los empleados para *lagunas* facultativas, con base en la carga orgánica superficial y el tiempo de retención hidráulico. Las plantas de mayor tamaño se diseñan como reactores de flujo completamente mezclado, usando dos o tres reactores en serie. Una segunda aproximación es el uso de ecuaciones que consideran una cinética de primer orden como la desarrollada por Wehner-Wilhelm para un reactor con un régimen arbitrario (entre un flujo pistón y uno completamente mezclado). En la TABLA 13 se indican algunas recomendaciones de diseño para las *lagunas* aerobias.

TABLA 13 RECOMENDACIONES DE DISEÑO DE LAGUNAS AEROBIAS

RECOMENDACIÓN DE DISEÑO	LAGUNAS AEROBIAS DE BAJA TASA	LAGUNAS AEROBIAS DE ALTA TASA
Tiempo de retención, d	10 a 40	4 a 6
Profundidad, m	0.90 a 1.20	0.30 a 0.45
Carga superficial ^b , kg/ha·d	67 a 135	90 a 180
Conversión de DBO ₅ , %	80 a 95	80 a 95

Notas:

^a Dependiendo de las condiciones climáticas.

^b Valores típicos. Se han aplicado valores muy superiores en diferentes plantas.

FUENTE: METCALF y EDDY, 1991

4.2.2 *Lagunas aerobias de baja tasa*

Las lagunas aerobias de baja tasa se diseñan para mantener las condiciones aerobias en toda la profundidad de la laguna maximizando la cantidad de oxígeno producido por un incremento masivo de algas. En general, se emplean para tratar residuos orgánicos solubles y efluentes secundarios.

Estos sistemas requieren grandes áreas por unidad de DBO estabilizada comparadas con los sistemas facultativos o anaerobios (Ovano, 1981) y no son recomendadas en climas fríos donde haya problemas de congelamiento. Por sus requerimientos de espacio y lo impráctico de mantener el oxígeno disuelto en todos los puntos durante todo el año, su empleo es poco común (Thirumurthi, 1991).

La eficiencia de conversión de materia orgánica en las lagunas aerobias es alta (80 al 95% DBO₅), sin embargo debe recordarse que aunque la DBO soluble haya sido removida del agua residual el efluente tendrá una cantidad importante de algas y bacterias que pueden ejercer una demanda bioquímica de oxígeno, que de hecho es igual o mayor a la del agua residual sin tratar. Este aspecto se controla mediante la remoción de algas (cosecha) o la filtración del efluente.

4.2.3 *Lagunas de alta tasa*

Las lagunas aerobias de alta tasa (HRAP, *high rate algal ponds*) se diseñan para optimar la producción de algas y alcanzar altas producciones de material proteico. Su aplicación se centra en la remoción de nutrientes y el tratamiento de material soluble. Este tipo de lagunas requieren un mezclado continuo para favorecer la acción fotosintética de las algas, un mayor nivel de mantenimiento y personal altamente capacitado. La profundidad varía entre 30 y 45 cm y por lo común sólo se operan en serie.

La laguna de alta tasa tiene más ventajas con respecto a una facultativa ya que emplea tiempos cortos de retención y generan un efluente con elevado contenido de oxígeno disuelto. Un diseño con mezclado adecuado puede generar entre 45 a 135 kilogramos de oxígeno disuelto por 0.4 ha.

Esto también produce de 113 a 338 kg de algas/ha (34 a 90 kg de biomasa, como ceniza en peso seco). Las algas en el efluente de esta *laguna* sedimentan fácilmente. Se estima que del 70 al 80% de las algas pueden removerse, en uno o dos días, por clarificación. Las algas provenientes de este sistema tienen una baja tasa de respiración y pueden permanecer en los lodos por meses o años, sin liberar cantidades significativas de nutrientes. Por otro lado, las algas pueden también considerarse como agentes para remover nutrientes (consumen nitrógeno, fósforo y potasio); como sustrato para la producción de biogás; como un medio selectivo para la remoción de metales pesados (como el oro, la plata y el cromo); o como alimento para peces e invertebrados acuáticos. Cabe mencionar que 1 kg de algas fermentadas puede producir metano suficiente para generar 1 kW-h de electricidad que comparado con los requerimientos energéticos para producir 1 kg de algas (0.1 kW-h) resulta interesante. Durante su crecimiento, este kilogramo de algas puede producir cerca de 1.5 kg de O₂ por tanto, se puede decir, que la eficiencia de oxigenación de la *laguna* es del orden de 15 kg O₂/kW-h. Considerando que la aeración mecánica transfiere cerca de 1 kg O₂/kW-h, las algas generan 15 veces más rápido oxígeno sin costo alguno. Debido a que generalmente se produce un excedente de oxígeno disuelto, algunos efluentes son usados como recirculación a *lagunas* primarias para absorber olores, reducir el área de fermentación y asegurar la presencia de algas productoras de oxígeno en la capa superficial de la *laguna* primaria (Oswald, 1991).

Otro de los beneficios de las algas en las *lagunas* de alta tasa es su tendencia a aumentar el pH del agua. Un pH de 9.2 por 24 horas puede eliminar el 100% de la *E. coli* y gran cantidad de bacterias patógenas. No es muy común que este tipo de *laguna* alcance un pH de 9.5 a 10 durante el día, pero sí tienen una alta tasa de desinfección (Oswald, 1991).

Si el agua tratada se va a utilizar para riego, no es necesario remover las algas pero el tanque de sedimentación o de almacenamiento debe ser capaz de alcanzar un valor de coliformes fecales $\leq 10^3$ de NMP/100ml, que es suficiente para cumplir con la normatividad mexicana.

4.2.4 *Lagunas aeradas en forma mecánica*

Las *lagunas* aeradas son una mejora del proceso de lagunas de estabilización que emplea aeradores para resolver los problemas de malos olores producidos por sobrecargas de materia orgánica y disminuir los requerimientos de área. Los sólidos se mantienen en suspensión en todo el cuerpo de la *laguna*, siendo más parecido el proceso al sistema de lodos activados sin recirculación que a una *laguna aerobia* con suministro natural de oxígeno.

Este tipo de lagunas se emplean en el tratamiento de residuos domésticos de pequeñas y medianas ciudades así como de efluentes industriales (papelera, procesamiento de alimentos y petroquímica) (Eckenfelder, 1989). En estos sistemas no se encuentran algas, y la mayor cantidad de organismos presentes son bacterias, protozoarios y rotíferos.

4.2.4.1 Descripción del proceso

Una laguna aerada se puede definir como una variante del tratamiento de lodos activados en la que los lodos biológicos se mantienen en equilibrio con los contaminantes aplicados. Este sistema difiere del de lodos activados convencional en que no es necesaria la recirculación de la biomasa activa y que la concentración de los microorganismos depuradores no es muy alta. Esta falta de organismos es compensada por un volumen considerable del tanque, correspondiente a varios días (3 a 20) de retención del agua por tratar (Ouan, 1981).

Por lo común, son tanques con profundidad de 2 a 6 m en el cual el oxígeno es proporcionado por difusores o sistemas mecánicos de aeración. La FIG 20a muestra la distribución de los aeradores superficiales y la FIG 20b la correspondiente a difusores.

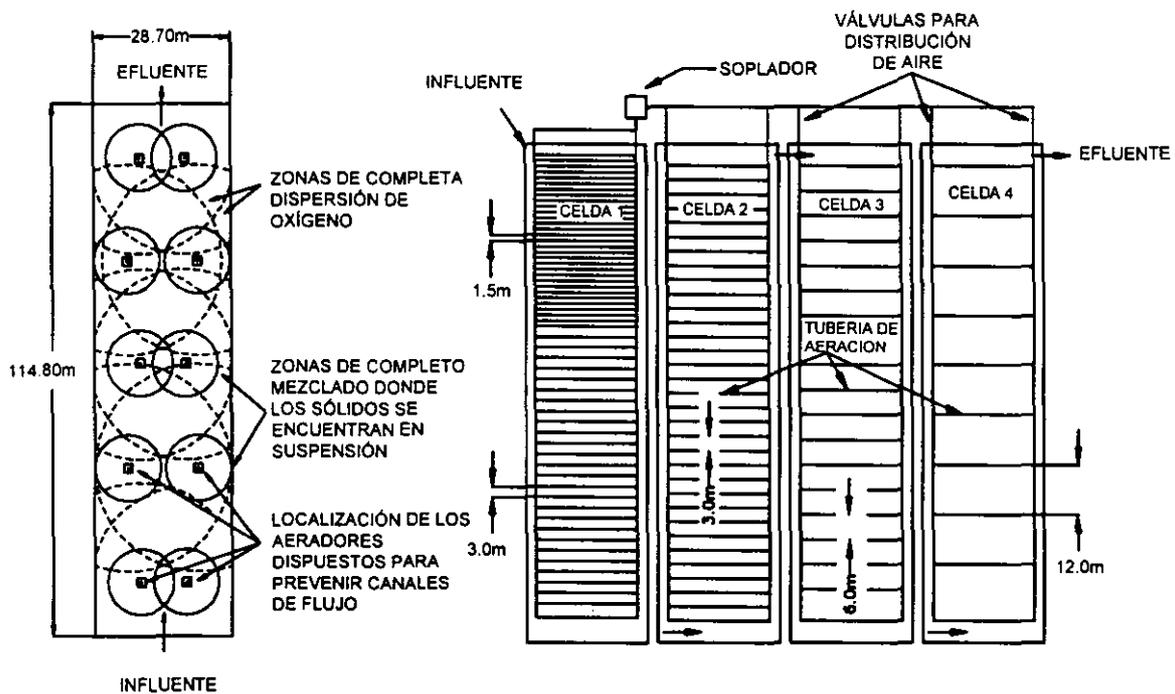


FIG 20 Líneas de distribución de a) aeradores superficiales y b) difusores en la primera laguna de un sistema parcialmente mezclado.

FUENTE: Middlebrooks Y Crites, 1988.

La transferencia de oxígeno en el agua depende de diferentes parámetros: calidad del agua, temperatura y presión atmosférica (altitud). El movimiento generado durante la aeración debe ser eficiente de manera que asegure la repartición uniforme del oxígeno disuelto en toda la extensión de la laguna.

En los sistemas aerados artificialmente no sólo se aplican las cantidades de oxígeno requeridas sino que se mantiene un contacto estrecho y uniforme con la biomasa, el material contaminante y

el oxígeno disuelto en toda la extensión de la *laguna* alcanzando tasas de oxidación de 1.5 a 2.0 d^{-1} y, en ocasiones, más elevadas (Eckenfelder, 1989). Tal intensificación en el proceso de tratamiento permite incrementar la capacidad de oxidación en la *laguna* y, como resultado, el tiempo de retención se reduce considerablemente, asegurando más o menos tasas normales para las reacciones bioquímicas durante el periodo de invierno.

Debido al corto tiempo de retención, la comunidad biológica de este tipo de *lagunas* no es tan diversa como en las *lagunas* facultativas. Las bacterias son la especie microbiana predominante. Todo esto permite la producción de un efluente con una calidad mejor y más constante durante todo el año.

Los principales factores para la determinación de una *laguna* aerada son: la remoción de la DBO, la aeración y la producción de lodos. Dado que la tasa de biodegradación es mayor que en las *lagunas* no aeradas, las cantidades de oxígeno producido por las algas no constituyen un factor de diseño (Thirumurthi, 1991). La FIG 21 muestra un esquema general de las lagunas aeradas

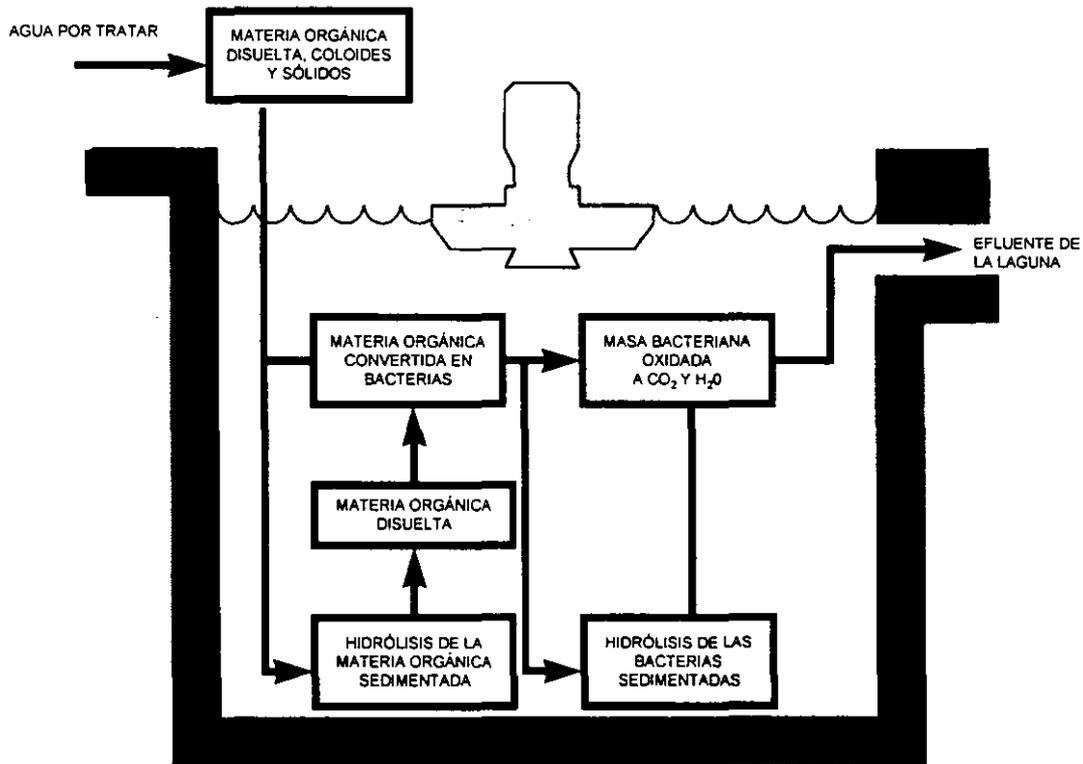


FIG 21 Esquema de una laguna aerada

Las *lagunas* de aeración se clasifican en:

- ◆ Aeradas con mezcla completa
- ◆ Aeradas con mezcla parcial

Las lagunas aeradas completa y parcialmente se diferencian por el nivel energético empleado. En las primeras, la energía debe ser lo suficientemente alta para mantener todos los sólidos en suspensión con el oxígeno disuelto; la energía varía de 2.8 a 3.9 W/m³. Los datos experimentales demuestran que 2.8 W/m³ es suficiente para mantener en suspensión los sólidos en efluentes de papeleras, mientras que se requieren 3.9 W/m³ para sólidos de aguas residuales de origen doméstico (Communications Scientifiques, 1982). En las segundas, los aeradores son usados para proporcionar la tasa de la transferencia del oxígeno necesaria para mantener las condiciones aerobias. De esta manera, la energía requerida inicialmente es reducida de celda en celda debido a la disminución de la materia orgánica (DBO) que se va a estabilizar. Los requerimientos de oxígeno se calculan usando cuidadosamente las fórmulas desarrolladas para los sistemas de lodos activados; sin embargo, se debe tener en cuenta que estas ecuaciones consideran que toda la DBO₅ que entra a la laguna es oxidada. Posterior al cálculo de la tasa de transferencia de oxígeno es necesario revisar los catálogos de los fabricantes para determinar la zona de dispersión completa de oxígeno por aeradores superficiales, helicoidales o chorros de aire.

4.2.4.2 Aeradas con mezcla completa

En las lagunas aeradas con mezcla completa, el oxígeno disuelto y los sólidos son mantenidos en suspensión de manera uniforme a través del *estanque* por lo que se requiere una relación *suministro de potencia/volumen* alta. La remoción de DBO₅ varía de 50 a 60% con la desventaja de que el efluente transporta una gran cantidad de sólidos. De hecho, funcionan básicamente como un sistema de lodos activados sin recirculación.

Para el diseño se cuenta con modelos basados en cinéticas de primer orden para reactores de flujo completamente mezclado y de flujo pistón.

Diseño

En estas lagunas, la concentración en equilibrio de los sólidos y la tasa de remoción orgánica para un tiempo de retención constante aumentan conforme incrementa la concentración de materia orgánica en el influente. Para un agua residual, la concentración en equilibrio de sólidos biológicos, X_v , puede ser calculada mediante la siguiente expresión (Eckenfelder Jr., 1989)

$$X_v = \frac{Y \cdot S_i}{1 + b \cdot \tau} \quad (17)$$

Cuando están presentes sólidos suspendidos volátiles no biodegradables, la expresión tiene la siguiente forma

$$X_v = \frac{Y \cdot S_i}{1 + b \cdot \tau} + X_i \quad (18)$$

donde

X_v : sólidos suspendidos volátiles de equilibrio en la laguna, mg/L

X_i : sólidos suspendidos volátiles en el influente no degradables en la laguna, mg/L

Y : Coeficiente de producción de biomasa, mg SSV/mg DBO

b : Coeficiente de decaimiento endógeno, d⁻¹

Con respecto a la remoción de la DBO del influente, éste se determina mediante la fórmula tradicional para un reactor completamente mezclado con cinética de primer orden

$$\frac{S_e}{S_i} = \frac{1}{[1 + k \cdot \tau]} \quad (19)$$

El coeficiente k depende de la temperatura y el tipo del agua. Este coeficiente es igualmente sensible a la presencia de nutrientes (nitrógeno y fósforo). Por otro lado, el oxígeno requerido para la bioxidación es función de la proporción de DBO a remover y de la cantidad de microorganismos presentes

$$O_r = a' Q(S_i - S_e) + b' X_v \quad (20)$$

donde

O_r : cantidad de oxígeno requerida, kg/d

a' : coeficiente del oxígeno consumido por unidad de DBO removida, kg O₂/kg DBO_{rem}

b' : coeficiente de respiración endógena de las bacterias, kg O₂/kg SSV·d

El coeficiente a' es variable dependiendo de la naturaleza de la materia orgánica por remover. En general, se encuentra entre 0.5 y 1.5 kg O₂/kg DBO_{rem}. Para b' se tienen valores relativamente constantes de 0.06 a 0.1 kg O₂/kg SSV·d. La determinación de estos coeficientes se realiza mediante pruebas respirométricas.

Por otra parte, dado que el suministro de oxígeno no es igual en laboratorio que en campo es necesario calcular el rendimiento N de un equipo de aeración en condiciones diferentes a las de referencia (20°C y 760 mm Hg), esto es

$$N = N_o \times \left(\frac{\beta C_w - C_L}{C_{O_{sat}}} \right) \times 1.024^{(T-20)} \times \alpha \quad (21)$$

donde

N_o : rendimiento del equipo de aeración en condiciones estándar (20°C y 760 mm Hg)

$C_{O_{sat}}$: concentración del oxígeno saturado en el agua residual, mg/L

C_L : concentración del oxígeno disuelto en el agua durante la aeración, mg/L

C_s : concentración del oxígeno saturado en agua pura a 20°C y 1 atm, mg/L

α : coeficiente de transferencia de oxígeno en el agua tratada (0.65 - 0.95)

β : factor de corrección por salinidad y tensión superficial (0.9 - 1.0)

Un problema en la aplicación de ésta ecuación es que está influenciada por los cambios de temperatura en la laguna, la cual es función de la temperatura del agua que entra y de la del aire. Algunas fórmulas han sido desarrolladas para estimar la temperatura de las lagunas aeradas, la ec. (14) desarrollada por Mancini y Barnhart, 1976 (en Middlebrooks y Crites, 1988), se emplea con fines de diseño. Esta ecuación fue desarrollada para aeración superficial no así para aeración subsuperficial (difusores).

$$T = \frac{A f T_a + Q T_i}{A f + Q} \quad (22)$$

donde

T_a : temperatura del aire, °C

T_i : temperatura del agua residual influente, °C

f : factor de proporcionalidad que involucra los coeficientes de transferencia de calor, el aumento del área superficial por el equipo de aeración y los efectos por el viento y la humedad es igual a 0.5

4.2.4.3 Aeradas con mezcla parcial

Las lagunas aeradas parcialmente mezcladas también se conocen como lagunas aeradas facultativas. En estas lagunas, la aeración sirve sólo para proveer un adecuado abastecimiento de oxígeno, lo que no garantiza que todos los sólidos estén en suspensión (completamente mezclado). Lo anterior se debe a que al mantenerse el oxígeno sólo en las capas superiores del tanque una parte de los sólidos está en suspensión, los cuales salen con el efluente, mientras la parte restante decanta en el fondo del mismo (Middlebrooks y Crites, 1988).

La principal ventaja de estas lagunas es que requieren menor área superficial que las lagunas facultativas sin aeración. Generalmente, se diseñan como reactores total o parcialmente mezclados, ya que la energía disipada es empleada para mantener el contenido de la laguna en suspensión (FIG 22). La remoción de DBO, varía del 70 al 90%.

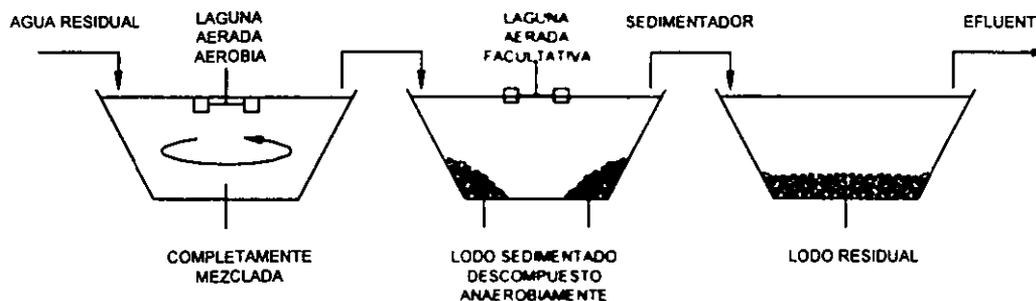


FIG 22 Tipos de lagunas aeradas (facultativas).

FEUNTE: Eckenfelder, 1989.

Diseño

La remoción de la DBO se estima empleando un modelo de j reactores completamente mezclados en serie con reacción de primer orden. Como es lógico, el empleo de un modelo de flujo pistón y cinética de primer orden también predice el funcionamiento de este tipo de lagunas (Ovano, 1981). Por lo que se diseñan empleando la siguiente ecuación

$$\frac{S_j}{S_i} = \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{k\tau}{j}\right)\right]^j} \quad (23)$$

donde

S_j : concentración de la DBO en el efluente por celda, mg/L

j : número de celdas en la serie

La ecuación 24 considera la operación de j celdas de igual tamaño dispuestas en serie y una cinética de primer orden. De tal manera que para j número de celdas o reactores de cualquier forma y tamaño, se establecen j número de términos

$$\frac{S_j}{S_i} = \left(\frac{1}{1+k_1\tau_1}\right) \left(\frac{1}{1+k_2\tau_2}\right) \cdots \left(\frac{1}{1+k_j\tau_j}\right) \quad (24)$$

donde

k_1, k_2, \dots, k_j ; : tasas de reacción en las celdas 1 a la j

$\tau_1, \tau_2, \dots, \tau_j$: tiempos de retención hidráulicas para las respectivas celdas.

Teóricamente, un número de reactores de igual volumen dispuestos en serie es más eficiente que reactores de volúmenes diferentes; sin embargo, la topografía del terreno es una de las razones para proyectar celdas o lagunas de volúmenes desiguales.

La selección de los valores de k es una decisión crítica en el diseño de sistemas lagunares. La TABLA 14 indica algunos de los valores recomendados por diversas fuentes.

TABLA 14 VALORES DE k RECOMENDADOS POR DIVERSOS AUTORES

Origen	k, d^{-1}	Temperatura, °C
Ten States Recommended Standards	0.276	20
	0.138	1
Bouliuer and Atchinson	0.2 - 0.3	20
	0.1 - 0.15	0.5
Reid (para lagunas parcialmente mezcladas en Canadá)	0.28	20
	0.14	0.5

FUENTE: Thirumurthi, 1991

Al poner la ecuación 15 en términos de τ se tiene

$$\tau = \frac{j}{k} \left[\left(\frac{S_i}{S_j} \right)^{1/j} - 1 \right] \quad (25)$$

donde, para estimar el área superficial se debe corregir k , por temperatura.

Para la configuración de las lagunas parcialmente mezcladas se recomienda que las celdas se diseñen con una relación largo/ancho de 3:1 o 4:1 para favorecer un flujo pistón. Las dimensiones de las celdas se pueden calcular por medio de la ecuación

$$V = [LW + (L - 2sh)(W - 2sh) + 4(L - sh)(W - sh)] \frac{h}{6} \quad (26)$$

donde

- L : longitud de la laguna o celda, m
- W : ancho de la laguna o celda, m
- s : factor de inclinación (ej. 3:1, $s=3$)
- h : profundidad de la laguna, m

En general, en una laguna facultativa aerada, el nivel de sólidos biológicos mantenidos en suspensión es función de la energía empleada en ella y la sedimentación de los mismos en el fondo trae consigo una degradación anaerobia, la cual resulta en la alimentación de material orgánico soluble a las capas superiores de nitrógeno y de fósforo. Lo anterior se relaciona como

$$\frac{S_e}{FS_i} = \frac{F \cdot S_i}{F \cdot S_i + k_{an} \cdot X_v \cdot \tau} \quad (27)$$

donde

- F : coeficiente para contabilizar la solubilización del sustrato
- k_{an} : constante de actividad anaerobia

El grado de actividad anaerobia depende fuertemente de la temperatura y del coeficiente F que varía de 1.0 a 1.4 en condiciones de invierno a verano (Eckenfelder, 1989).

Los sólidos suspendidos volátiles en las lagunas aeradas parcialmente (X_v) se mantienen a un nivel más bajo que en las lagunas aeradas completamente y las sustancias orgánicas solubles son integradas al líquido como productos de degradación anaerobia. Por ello, no es posible calcular los requerimientos de oxígeno empleando las ecuaciones para lodos activados, pero es posible estimarlos de manera empírica a través de la remoción orgánica con (Eckenfelder, 1989)

$$R_r = F'S_r \quad (28)$$

donde

R_r : remoción orgánica

F' : coeficiente de sobreutilización del oxígeno

S_r : concentración de DBO removida

Los resultados obtenidos para diferentes residuos industriales indican que el coeficiente F' es función del grado de actividad biológica, que a su vez está depende de la temperatura. En general, dependiendo de la localización geográfica de la planta, F' varía de 0.8 a 1.1 durante el invierno cuando la actividad anaerobia en el tanque es mínima y de 1.1 a 1.5 en verano cuando la actividad anaerobia en el fondo del tanque es máxima (Eckenfelder Jr., 1989).

Los requerimientos de nutrientes son calculados de manera similar que para sistemas de lodos activados. Pero, además se debe considerar la retroalimentación a partir de la descomposición anaerobia de lodo sedimentado, lo que abastece de la cantidad de nutrientes requeridos por el proceso y evita la adición extra de nitrógeno y fósforo.

La TABLA 15 muestra una síntesis de los modelos estudiados.

TABLA 15 MÉTODOS DE DISEÑO PARA LAGUNAS AERADAS

MÉTODO DE DISEÑO	VARIABLES	ECUACIÓN	VALORES RECOMENDADOS
Aeradas con mezcla completa	Concentración de sólidos Suspendidos volátiles	$SSV : \tau = \frac{1}{b} \left[\frac{Y \cdot S_i}{X_v} - 1 \right]$ SSV no biodegradables : $\tau = \frac{1}{b} \left[\frac{Y \cdot S_i}{X_v - X_i} - 1 \right]$	$b : 0.1 \text{ a } 0.2 \text{ d}^{-1} \text{ a } 20^\circ\text{C}$
	Tasa de remoción orgánica	$\frac{S_e}{S_i} = \frac{1}{[1 + k \cdot \tau]}$	
	Requerimientos de O_2	$O_r = a' Q(S_i - S_e) + b' X$	$a' : 0.5 \text{ y } 1.5 \text{ kg } O_2/\text{kg DBO}_{rem}$ $b' : 0.06 \text{ a } 0.1 \text{ kg } O_2/\text{kg SSV} \cdot \text{d}$
Aeradas con mezcla parcial	Cinética de 1 ^{er} orden, k, para flujo pistón o real en serie $j : \text{ en serie}$	$\frac{S_j}{S_i} = \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{k \tau}{j} \right) \right]^j}$ en serie $\frac{S_j}{S_i} = \left(\frac{1}{1 + k_1 \tau_1} \right) \left(\frac{1}{1 + k_2 \tau_2} \right) \dots \left(\frac{1}{1 + k_j \tau_j} \right)$	Ten States Recommended Standards : $k = 0.138 - 0.276 \text{ a } T \text{ entre } 1 \text{ y } 20^\circ\text{C}$ Bouliuer Atchinson $k = 0.2 - 0.3 \text{ a } T = 20^\circ\text{C}$ y $k = 0.1 - 0.15 \text{ a } T = 0.5^\circ\text{C}$ Reid (para lagunas parcialmente mezcladas en Canadá) : $k = 0.14 - 0.28 \text{ a } T \text{ entre } 0.5 \text{ y } 20^\circ\text{C}$ Yáñez : $k : 2.5 \text{ d}^{-1} \text{ a } 20^\circ\text{C}$ Relación <i>largo/ancho</i> : 3 : 1 o 4 : 1 en cada celda

4.2.5 Lagunas de pulimento

Por lo común este tipo de lagunas se utilizan después de otros procesos con dos fines: mejorar la calidad del agua tratada, o bien, reducir la cantidad de microorganismos patógenos. Una vez que la DBO ha sido degradada⁷ a niveles aceptables para su descarga a corrientes de agua, la concentración de los coliformes fecales por lo común es del orden de 10^6 ó 10^7 . En este caso se recurre al uso de lagunas de maduración que además pueden servir de criadero de peces. En algunas ocasiones se emplean para nitrificar.

4.2.5.1 Descripción del proceso

Los procesos biológicos que se realizan en las lagunas de maduración o pulimento son similares a los de las lagunas aerobias, pero la fuente de carbono proviene principalmente de las bacterias formadas en las etapas previas del tratamiento en lugar del agua residual como efecto de la fotosíntesis de las algas y la reaeración natural. El nitrógeno amoniacal es convertido a nitratos por acción del oxígeno.

Un problema en el diseño de estas lagunas es que no han sido extensamente estudiados los factores que afectan la muerte bacterial. Hoy día, las mayoría de las lagunas de maduración se diseñan con base en métodos empíricos y semi-empíricos a partir de fórmulas desarrolladas para las lagunas facultativas. Sin embargo, algunos de los estudios reportados en la literatura como el de Oswald, Thirumurti y Marais (en Quin *et al.*, 1991) han revelado que la muerte bacterial depende principalmente de parámetros ambientales y climatológicos. Los parámetros que han sido postulados como aquellos que interfieren son: pH alto (Parhad y Rao en Quin *et al.*, 1991), la producción de compuestos extracelulares tóxicos por las algas (Davis y Gloyna en Quin *et al.*, 1991), el agotamiento de los nutrientes (McGarry *et al.*) y la exposición al sol o a la luz ultravioleta (Kapuscinski *et al.*; Moller *et al.* en Quin *et al.*, 1991). Polprasert *et al.*, 1983 (en Quin *et al.*, 1991) además de la temperatura, incluyeron los efectos de la concentración de algas, la carga orgánica, la intensidad y duración de la luz, el tiempo de retención hidráulica, la rapidez de degradación del sustrato y el coeficiente de dispersión para la muerte bacterial. Mancini y Ridgewood (en Quin *et al.*, 1991) por su parte, indicaron que la muerte bacterial también depende del coeficiente de extinción de la luz y la profundidad del agua para conseguir un mezclado perfecto. Asimismo, Parhad y Rao (en Quin *et al.*, 1991) determinaron que la generación de efectos antagónicos y antibióticos afectan la tasa de decaimiento bacterial.

En general, una laguna de maduración tiene una profundidad de 0.9 a 1.5 m. El tiempo de retención depende de la eficiencia de remoción de patógenos usando a los coliformes fecales como indicadores, aunque hay modelos que incluyen la remoción de huevos de helmintos.

⁷ Por cualquier tipo de tratamiento biológico: lodos activados, filtros rociadores, biodiscos, lagunas de estabilización, etc.

Los métodos de diseño se dividen en empíricos, semi-empíricos y cinéticos. Los últimos fueron desarrollados por Marais y la OPS (IMTA *et al.*, 1994). Sin embargo, se ha establecido que los métodos empíricos son más confiables (Quin *et al.*, 1991 y Ayres *et al.*, 1993).

4.2.5.2 Métodos empíricos y semi-empíricos

Método de Quin, Bliss, Barnes y FitzGerald (Quin et al., 1991). Estos autores mediante la identificación de los principales parámetros que afectan la muerte bacterial y sus relaciones entre ellos establecieron un modelo experimental que define tres grupos de factores que tienen efectos significativos sobre el coeficiente de primer orden para el decaimiento bacterial. Estos grupos son:

GRUPO A Ambiental, incluye la temperatura, pH y carga orgánica de manera que

$$k_{\text{obs}} = k_T + k_{\text{pH}} + k_{\text{DBO}_5} \quad (29)$$

donde

k_{obs} : tasa de decaimiento en la obscuridad

k_T : tasa de decaimiento en función de la temperatura

$$k_T = 0.0279 + 0.00898 \cdot T \quad (30)$$

k_{pH} : tasa de decaimiento en función del pH

$$k_{\text{pH}} = 0.2207(\text{pH})^2 - 3.5797(\text{pH}) + 14.489 \quad (31)$$

k_{DBO_5} : tasa de decaimiento en función de la S_i

$$k_{\text{DBO}_5} = 0.46 - 0.184 \cdot \log(S_i) \quad (32)$$

GRUPO B Iluminación, que incluye la intensidad de la luz (I) y el coeficiente de extinción. Estos a su vez relacionados con la profundidad, la concentración de algas y la turbiedad, los cuales afectan la tasa de decaimiento

$$k\ell = k_h h + k_{\text{CA}} C_A + k_{\text{turb}} \text{Turb} \quad (33)$$

donde

$k\ell$: coeficiente de la extinción de la luz

k_{turb} , k_h , k_{CA} : coeficientes de las tasas de decaimiento en función de la turbiedad (Turb), profundidad (h) y concentración de algas (C_A)

y los efectos de la extinción de la luz se calculan mediante la ec. (34)

$$I = I_0 \cdot (1 - B) \cdot (1 - e^{-k\ell h}) / k\ell h \quad (34)$$

donde

I : Intensidad de la luz a la profundidad h

I_0 : Intensidad de la luz en el agua superficial de la laguna

B : coeficiente del efecto de la capa superficial (0.0 a 0.3)

GRUPO C Factores que definen las dimensiones físicas de las lagunas (profundidad, ancho y largo) y la configuración hidráulica del sistema, incluyendo tiempo de retención y número de dispersión D. La ecuación que se aplica fue desarrollada por Polprasert *et al.*, 1983 (en Quin *et al.*, 1991)

$$D = \frac{E[D_t \cdot \nu_T(W + 2h)]^q \cdot W^{(2-q)}}{L \cdot h^{(1+q)}} \quad (35)$$

donde

ν_T : viscosidad cinemática a la temperatura T

q: exponente = 0.489

E: constante que depende de la configuración de la laguna (1.264 a 4.044)

La ecuación general es

$$k_{CF} = k_{obs} + k\ell \quad (36)$$

donde

k_{CF} es el coeficiente de decaimiento bacterial

De esta manera, el modelo consiste en combinar los factores de los tres grupos con un modelo de dispersión. Para su calibración se empleó un efluente secundario, operando entre 15°C y 35°C y pH de 8.6 a 10. Los resultados obtenidos a nivel piloto muestran una excelente eliminación de bacterias patógenas; sin embargo, la aplicación práctica de este modelo es limitada.

Remoción de huevos de helmintos (Ayres et al., 1993). Se ha demostrado que la remoción de huevos de helmintos en las lagunas de estabilización es altamente eficiente si hay suficiente sedimentación. De hecho, la mayor parte de los huevos de helmintos se remueve por decantación en las lagunas anaerobias o en la facultativa primaria.

Dependiendo del número de huevos de helmintos presentes en el agua residual cruda y de los tiempo de retención de las lagunas anaerobia y facultativas, puede ser necesario incorporar una laguna de maduración para asegurar que el efluente final contenga el estándar deseado⁸. Los análisis de los datos de remoción de huevos en Brasil, India y Kenya (Ayres, *et al.*, 1992, en CNA e IMTA, 1994) han llevado a las siguientes relaciones, las cuales son igualmente válidas para lagunas anaerobias, facultativas y de maduración

$$R_{HH} = 100 \cdot [1 - 0.4^{-0.38\tau}] \quad (37)$$

donde

R_{HH} : remoción de huevos de helmintos, %

⁸ Si el efluente final es utilizado para irrigación irrestricta se debe garantizar que no contenga más de un huevo por litro y < 1000 NMP/100ml (NOM-032/1993).

La ecuación que corresponde a un límite de confianza del 95% está dada por una modificación realizada por Yáñez a la ecuación 37.

$$R_{HH} = 100 \cdot \left[1 - 0.41^{-0.38\tau + 0.0085\tau^2} \right] \quad (38)$$

La ecuación 39 se aplica secuencialmente a cada laguna en serie, de tal manera que el número de huevos de helmintos en el efluente final pueda ser calculado. Esta ecuación, por ser empírica el principal factor de remoción está relacionado con la sedimentación por lo que para influentes con un alto contenido de sales no se recomienda su empleo.

4.2.5.3 Métodos cinéticos

Método de Marais de 1974 (en Ouano, 1981). Marais propuso un modelo basado en la cinética de primer orden y considerando un reactor completamente mezclado

$$CF_e = \frac{CF_i}{1 + k_{CF} \cdot \tau} \quad (39)$$

donde

CF_e : número de coliformes fecales en el efluente/100 ml

CF_i : número de coliformes fecales en el influente/100 ml

k_{CF} : tasa de primer orden para la remoción de coliformes fecales de 2.6 d⁻¹ a 20°C

Para lagunas en serie se establecen j términos en función del número de lagunas

$$CF_e = \frac{CF_i}{(1 + k_{CF} \cdot \tau_1)(1 + k_{CF} \cdot \tau_2) \dots (1 + k_{CF} \cdot \tau_j)} \quad (40)$$

Según Mara (1976), el gasto máximo del efluente de cada laguna en serie debe ser menor de 500 m³/d y de preferencia mayor a 250 m³/d.

La clave para un diseño eficiente es el valor de k_{CF} . Yáñez, 1984 considera que el valor de k_{CF} de Marais es demasiado alto y sugiere la ecuación 41.

$$k_{CF} = 0.84 (1.07)^{T-20} \quad (41)$$

Los datos colectados en Africa (Alabaster *et al.*, 1989), Francia y Portugal (Mills, 1987 en Rolim, 1990) y en Brasil (Pearson *et al.*, 1994 en Rolim, 1990) son menos conservadores que el de Marais pero se ha encontrado que el uso de este valor tiene efectos positivos ya que reduce los requerimientos de área.

La ecuación 41 también se puede emplear directamente en la ecuación propuesta por Thirumurti, 1969 (en CNA e IMTA, 1994). Esta ecuación emplea el factor de dispersión con base en la relación largo/ancho de la laguna

$$\frac{CF_e}{CF_i} = \frac{4 \cdot a \cdot e^{(1-a/2d)}}{(1+a)^2} \quad (4342)$$

donde

$$d = \frac{X}{-0.26118 + 0.25392 \cdot X + 1.01360 \cdot X^2} \quad (43)$$

$$a = \sqrt{1 + 4 \cdot k_{CF} \cdot \tau \cdot d} \quad (44)$$

Modelo empleado por la Organización Panamericana de la Salud, OPS (IMTA, 1995). La OPS utiliza un modelo matemático calibrado a través de pruebas en flujo discontinuo (batch) realizadas en campo para la predicción de la calidad del efluente en las lagunas de estabilización. El modelo se basa en la Ley de Chick para la remoción de las bacterias.

$$CF_e = CF_i \cdot e^{(k_{CF} \cdot \tau)} \quad (45)$$

Dado a que en las lagunas reales no se tienen condiciones de flujo discontinuo sino continuo, la ley de Chick se ve modificada por el efecto de dispersión. Para el modelo de la OPS, el factor de dispersión se calcula con las consideraciones de:

- * Geometría de la laguna (L, W, h)
- * Diseño y ubicación de las estructuras de entrada y salida (H)
- * Velocidad de flujo, filtración y evaporación (E)
- * Temperatura del agua y la intensidad luminosa (I)
- * Caracterización del agua residual que ingresa a la laguna
- * Constantes de decaimiento, k y k_{CF}
- * Operación y mantenimiento

de tal forma que

$$S_e = f(L, W, h, H, E, T, I, k, k_{CF}, O\&M) \cdot S_i \quad (46)$$

El modelo además considera algunas correcciones especiales para tomar en cuenta el efecto de la mortalidad de las algas a través de tres factores:

- A. *Factor de corrección hidráulica (FCH).* En la mayoría de las lagunas de estabilización el comportamiento hidráulico es regido por las leyes del flujo laminar. Bajo este régimen de flujo las capas superiores del agua de la laguna hacia las cuales son

atraídas las algas durante el día se mueven a una velocidad igual a 3/2 de la velocidad promedio. Por consiguiente, el tiempo de retención de la biomasa que está en esta zona de la laguna tiende a ser $(2/3)*(V/Q)$.

Debido al efecto de la posición relativa de las estructuras de entrada y salida, y al diseño de las mismas, el factor de corrección hidráulica (FCH) tiene en la práctica un valor entre 0.3 y 0.8. Tomando en cuenta este factor, el tiempo de retención modificado será

$$\tau_c = FCH * \tau \quad (47)$$

donde

τ_c : tiempo de retención hidráulica corregido.

- B. *Factor de características de sedimentación (FCS)*. El valor de este factor varía de 0.5 a 0.8 en lagunas primarias; y está cerca de 1.0 para lagunas secundarias y de pulimento. El valor del FCS por lo general es más bajo para las bacterias que para la DBO.
- C. *Factor de DBO intrínseca de las algas (FIA)*. Las algas que mueren en las lagunas ejercen una DBO que debe ser tomada en cuenta agregando el valor FIA al lado derecho de la ecuación 34. El valor de FIA varía entre 0 y 1.2 correspondiendo los valores bajos a lagunas primarias y los altos a las de maduración.

Lo anterior muestra que la información requerida para emplear este modelo es excesiva y ello refleja la complejidad de su uso.

Finalmente, la TABLA 16 muestra el resumen de los modelos vistos para el diseño de las lagunas de pulimento.

TABLA 16 MÉTODOS DE DISEÑO PARA LAGUNAS DE PULIMENTO

MÉTODO DE DISEÑO	VARIABLES	ECUACIÓN	VALORES RECOMENDADOS
<i>Métodos empíricos y semi-empíricos</i>			
Quin <i>et al.</i> , 1991	K_{obs} , $k\ell$, D	$K_{CF} = K_{obs} + k\ell$	No Disponible
	Ambiental : T, pH, S_i	$k_d = k_T + k_{pH} + k_{DBO_5}$ $k_T: k_T = 0.0279 + 0.00898 \cdot T$ $k_{pH}: k_{pH} = 0.2207(\text{pH})^2 - 3.5797(\text{pH}) + 14.489$ $k_{DBO_5}: k_{DBO_5} = 0.46 - 0.184 \cdot \log(S_i)$	No Disponible
	Iluminación : I, $k\ell$	$k\ell = k_h h + k_{CA} C_A + k_{urb} \text{Turb}$ $I = I_0 \cdot (1 - B) \cdot (1 - e^{-k\ell h}) / k\ell h$	No Disponible
	Dimensiones físicas y configuración hidráulica	$D = \frac{E [D_i \cdot v_T (W + 2h)]^q \cdot W^{(2-q)}}{L \cdot h^{(1+q)}}$	No Disponible
Thirumurti, 1969	d, a, X	$\frac{CF_e}{CF_i} = \frac{4 \cdot a \cdot e^{(1-a/2d)}}{(1+a)^2}$ $d = \frac{X}{-0.26118 + 0.25392 \cdot X + 1.01360 \cdot X^2}$ $a = \sqrt{1 + 4 \cdot k_{CF} \cdot \tau \cdot d}$	$k_{CF} = 0.84 (1.07)^{I-20}$
Ayres <i>et al.</i> , 1993 Yáñez	τ y sedimentabilidad	$R_{HH} = 100 \cdot [1 - 0.4^{-0.38 \cdot \tau}]$ Límite de confianza del 95% $R_{HH} = 100 \cdot [1 - 0.41^{-0.38 \cdot \tau + 0.0085 \cdot \tau^2}]$	

TABLA 16 MÉTODOS DE DISEÑO PARA LAGUNAS DE PULIMENTO (continuación)

MÉTODO DE DISEÑO	VARIABLES	ECUACIÓN	VALORES RECOMENDADOS
<i>Métodos cinéticos</i>			
Marais, 1974	Reactor de flujo completamente mezclado con cinética de 1 ^{er} orden	$\tau = \frac{1}{k_{CF}} \left[\frac{CF_i}{CF_e} - 1 \right]$	$k_{CF} = 2.6 \text{ d}^{-1}$ a 20°C Yáñez : $k_{CF} = 0.84 (1.07)^{T-20}$
	j : reactores en serie	$CF_e = \frac{CF_i}{(1 + k_{CF} \cdot \tau_1)(1 + k_{CF} \cdot \tau_2) \dots (1 + k_{CF} \cdot \tau_j)}$	$k_{CF} = 2.6 \text{ d}^{-1}$ a 20°C Yáñez : $k_{CF} = 0.84 (1.07)^{T-20}$ $250 \text{ m}^3/\text{d} < Q_{\max} < 500 \text{ m}^3/\text{d}$
OPS, 1995	Ley de Chick modificada por el fenómeno de dispersión	$S_e = f(k, k_b, E, L, W, h, T, \text{luz solar, O\&M}) * S_i$ $\tau = \log \frac{CF_e}{CF_i} / k_{CF}$ FCH, FCS, FIA	FCH : 0.5 - 0.8 FCS : 0.3 - 0.8 lagunas primarias y 1.0 para lagunas secundarias y de pulimento FIA : 0 - 1.2

4.3 Lagunas anaerobias

4.3.1 Descripción del proceso

Las lagunas anaerobias son profundas y mantienen condiciones anóxicas⁹ y anaerobias en todo el espesor de la misma. Esto es parcialmente cierto ya que en un pequeño estrato superficial se encuentra oxígeno disuelto (menos de 50 cm) dependiendo de la acción del viento, la temperatura y la carga orgánica. En general, la zona superior tiene una influencia insignificante en la dinámica microbiana del medio acuático. Con el tiempo se forman natas por arriba del agua residual lo cual evita la presencia de las algas debido a la ausencia de luz solar e impide la difusión de oxígeno del aire.

Normalmente, el efluente de estas lagunas es descargado a otra unidad para complementar el proceso de tratamiento y oxigenar el efluente. La estabilización de la materia orgánica se realiza mediante un proceso combinado de sedimentación y de conversión biológica de los desechos orgánicos en gases (CH_4 , CO_2 y H_2S), ácidos orgánicos y nuevas células.

En las lagunas anaerobias, la degradación se realiza a través de las bacterias formadoras de ácidos orgánicos y de bacterias metanogénicas. Las primeras, convierten los compuestos orgánicos complejos en moléculas sencillas. Estos productos de degradación ácida son el sustrato para las bacterias metanogénicas, que convierten el material a metano y dióxido de carbono. En las lagunas anaerobias, por su dimensión, no es común recuperar el metano como fuente energética.

Las lagunas anaerobias son poco empleadas debido a los problemas relacionados con el olor. A finales de 1940, Parker demostró que si no se excede una determinada carga orgánica los gases malolientes no son de consideración. Por ejemplo, para las condiciones de África del Sur se estima 400 gDBO/m³·d como carga volumétrica límite antes de que se libere al ácido sulfhídrico (Marais, 1970 en Ouano, 1981).

La digestión anaerobia es más lenta que la reacción aerobia. En las lagunas anaerobias una gran parte de las partículas coloidales están bajo coalescencia formando natas y lodos que aceleran la remoción de la DBO, suspendida por adsorción (Ouano, 1981). La digestión anaerobia es muy sensible a los cambios de pH y no tiene lugar fuera del intervalo de 6.0 a 8.0, de tal manera que se requiere suficiente alcalinidad.

Las lagunas anaerobias en general reciben altas cargas orgánicas y no cuentan con zonas aerobias. Comúnmente, son de 2.5 a 5 m de profundidad. Las dimensiones se seleccionan dando una relación mínima del *área superficial/volumen* de manera que tenga una retención calorífica máxima (Eckenfelder Jr., 1989). La remoción de la DBO en el sistema es debida a la sedimentación y adsorción de los sólidos (FIG 23).

⁹ Ausencia de oxígeno libre disuelto pero presencia de oxígeno combinado (Por ejemplo: SO_4^{2-} , NO_3^- y NO_2^-).

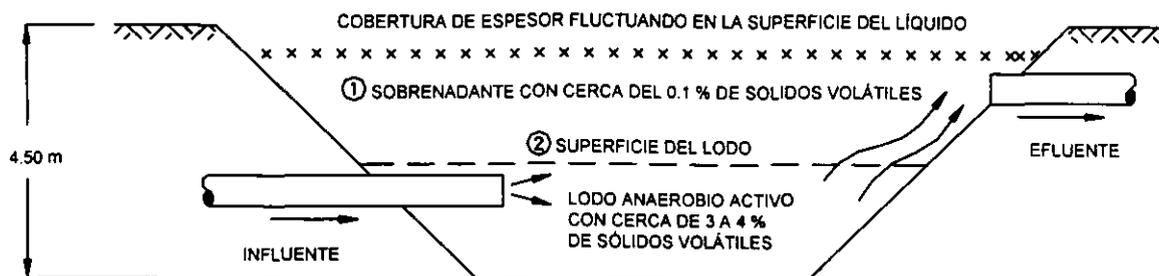


FIG 23 Esquema de una laguna anaerobia

El efluente de una *laguna* anaerobia es de color amarillo a café oscuro con sólidos suspendidos blancos. Posterior a la *laguna* anaerobia se requiere una *laguna* facultativa para pulir el efluente y mantener el nivel de DBO₅ en los estándares por reoxigenación. A menudo, se recircula el efluente de una *laguna* facultativa a la superficie de la anaerobia para minimizar los problemas de olor al formar una capa aerobia.

Para agua residual municipal, Mara reporta tasas de acumulación de lodos de 0.03 a 0.04 m³/hab·año. Para residuos industriales estima que del 20 al 30% de la DBO₅ en el influente es transformada en lodo. Así, las *lagunas* anaerobias remueven el 70% de la DBO influente; 50 a 40% de la DBO removida es convertida a CO₂ y gas metano. Del 40 a 60% de la DBO remanente es convertida a lodos. El contenido de sólidos sedimentables varía de 6 a 10% debido a la compactación. El desazolve es más frecuente en este tipo de *lagunas* que en las facultativas, por ello, se diseña una zona profunda, de 2 a 4 veces el valor lateral del tanque. La digestión de los lodos está limitada al 60% del contenido orgánico total debido al agotamiento del oxígeno contenido en las sustancias del lodo (Ouano, 1981).

El desazolve se realiza cuando la *laguna* está llena con lodos a la mitad de su capacidad. El tiempo de desazolve puede estimarse mediante la siguiente ecuación.

$$\theta_L = \frac{0.5 \cdot V}{T_{ac} \cdot P} \quad (48)$$

donde

- θ_L : periodo de desazolve, años
- T_{ac} : tasa de acumulación de lodos, m³/hab·año
- P : población, habitantes

A través de la práctica profesional, se ha podido observar que es mejor secar la *laguna* que intentar remover el lodo. Las tuberías de dragado se pueden emplear para el desazolve, pero esta operación es sucia e ineficiente. En ocasiones se llegan usar cucharas de dragado en forma manual pero, también, con malos resultados. El lodo extraído conviene depositarlo en otra *laguna* anaerobia debido a que en un kilogramo de sólidos están contenidos en 9-9.5 kg de agua (Ouano, 1981).

Los modelos que se tienen para el diseño son del tipo empíricos y cinéticos

4.3.2 Métodos de diseño

4.3.2.1 Métodos empíricos

Existen varias correlaciones para el diseño de las *lagunas* anaerobias, desarrolladas a partir de datos colectados de plantas en operación. Las tres primeras fueron desarrolladas por Kawai (Yáñez, 1993) con datos de lagunas en Brasil:

$$S_e = -14.4555 + 0.6876 S_i \quad (50)$$

$$S_e = -86.0971 + 0.6543 S_i + 3.3985 T \quad (51)$$

$$S_e = -265.0576 + 0.7491 S_i + 23.5258 \tau \quad (52)$$

Estas ecuaciones están establecidas con altos coeficientes de correlación (0.98) pero corresponden a valores reportados en plantas cuyas eficiencias de operación oscilan entre 60% y 70% de remoción de la DBO.

Las ecuaciones 54 y 55 corresponden a los datos de operación de las *lagunas* de Al Samra (Yáñez, 1993) para *lagunas* anaerobias primarias (agua residual cruda) y secundarias (agua residual ya tratada), respectivamente.

$$S_e = -1326 + 7.4 T + 3961 C_v - 68 \tau \quad (53)$$

$$S_e = -138 + 0.35 T + 3494 C_v + 32 \tau \quad (54)$$

La TABLA 17 muestra los intervalos de las variables de proceso empleados en las *lagunas* de Al Samra.

TABLA 17 VARIABLES DE LAS LAGUNAS ANEROBIAS PRIMARIAS DE AL SAMRA

VARIABLES DEL PROCESO	UNIDAD	ECUACIÓN (41)		ECUACIÓN (42)	
		Intervalo	Promedio	Intervalo	Promedio
DBO influente (S_i)	mg/L	629-826	726	213-440	321
DBO efluente (S_e)	mg/L	213-440	321	198-323	258
Eficiencia de remoción de la DBO	%	32-71	56	8-41	19
Temperatura del agua (T)	°C	14.4-27	20	13.8-27.5	20
Carga volumétrica de DBO (C_v)	kg/m ³ .día	0.091-0.153	0.117	0.029-0.078	0.05
Tiempo de retención (τ)	días	4-7	5.7	4.7-8.0	6.7

FUENTE: Yáñez, 1993

La carga volumétrica puede ser calculada por la ecuación

$$C_v = \frac{S_i \cdot Q}{A \cdot h} = \frac{S_i}{\tau} \quad (55)$$

La ecuación 56 permite obtener el volumen operacional (V_E).

$$V_E = C_s Q / C_v \quad (56)$$

El área de la *laguna* se puede determinar por medio de la profundidad de la misma, la cual se encuentra entre 2 y 5 m. Pero el considerar este parámetro puede traer serias limitaciones por lo que se emplea el área a una profundidad media (A_{an}) dada por

$$A_{an} = V_E / h \quad (57)$$

donde

A_{an} : área a la profundidad media de la *laguna anaerobia*, m²

Actualmente, debido a su pequeña área, las *lagunas anaerobias* se dimensionan por carga orgánica superficial. Las ecuaciones son similares a las de las *lagunas facultativas* e involucran cargas orgánicas superficiales del orden de 280 a 4,500 kg/ha·d. La experiencia Latinoamericana sugiere un tiempo de retención mínimo (tomando en cuenta la zona de almacenamiento de lodos) de 1 día.

El valor permisible de diseño de C_v se incrementa con la temperatura, pero existen pocos datos que permiten el desarrollo de una adecuada ecuación de diseño. No obstante, las recomendaciones generales de Mara y Pearson (1986 en CNA e IMTA, 1994), las cuales se muestran en la TABLA 18, pueden ser utilizadas para propósitos de diseño en México.

TABLA 18 VALORES DE DISEÑO PARA CARGAS VOLUMÉTRICAS PERMISIBLES EN FUNCIÓN DE LA TEMPERATURA

TEMPERATURA, °C	CARGA VOLUMÉTRICA g/m ³ ·d	REMOCIÓN DE DBO %
< 10	100	40
10 - 20	20T - 100	2T + 20
> 20	300	60*

T : temperatura del aire del mes más frío .

* : Valores más altos pueden utilizarse si la experiencia local indica que es apropiado

FUENTE : CNA e IMTA, 1994

4.3.2.2 Métodos cinéticos

Método SudAfricano.- Este método relaciona la carga orgánica que entra a la laguna con el tiempo de retención hidráulica mediante la siguiente ecuación.

$$S_e = \frac{S_i}{\left[k \left(\frac{S_e}{S_i} \right)^m \cdot \tau \right] + 1} \quad (58)$$

donde

m : exponente determinado por experimentación

La TABLA 19 muestra los datos presentados por Gloyna en Zambia, Africa.

TABLA 19 REMOCIÓN TEÓRICA DE LA DBO₅ EN LAGUNAS ANAEROBIAS

TIEMPO DE RETENCIÓN d	DBO ₅ REMANENTE %	DBO ₅ REMOVIDA %
0.12	80	20
0.40	70	30
0.71	65	35
1.30	60	40
2.40	55	45
4.70	50	50
9.40	45	55

* Datos basados en un sistema mixto (fosas sépticas, laguna anaerobias, en Zambia, Africa), para $m = 4.8$ y $k = 6 \text{ d}^{-1}$ a 22°C

FUENTE : Rolim, 1990

4.3.2.3 Valores recomendados

Dada la dificultad para establecer una tasa de remoción de DBO en las *lagunas* anaerobias, Mara en 1976 recomendó los valores de eficiencia de remoción para diferentes tiempos de retención a temperaturas mayores de 20°C y con la eliminación de olores desagradables (TABLA 20).

TABLA 20 EFICIENCIA DE REMOCIÓN DEL TRATAMIENTO DEL AGUA RESIDUAL EN LAGUNAS ANAEROBIAS.

TIEMPO DE RETENCIÓN, d	η DE REMOCIÓN, %
1	50
2.5	60
5.0	70

FUENTE: Ouano, 1981.

Por su parte Arceivala 1981 (en Thirumurti, 1991) indicó que para la India las *lagunas* anaerobias que se encuentran entre 20 a 25°C tendrán un tiempo de retención de 2.5 a 3 días con una reducción de la DBO del orden de 40% al 60%.

Para el noreste de Brasil, Silva (1982 en Rolim, 1990), verificó en campo que las *lagunas* anaerobias con periodos de retención entre 0.8 a 5 días a temperaturas de 25 a 27°C, tienen una remoción de DBO₅ de 70% a 80%. Rolim, 1990 considera que un tiempo de retención de 1 a 2 días para agua residual de origen doméstico con una reducción esperada de la DBO₅ del 60% al 70%.

Una recomendación tradicional es utilizar una carga orgánica volumétrica de 100 a 400 g/m³·día para el caso de *lagunas* anaerobias que tratan agua residual doméstica. Según Silva 1982 (en Rolim, 1990), para residuos domésticos, la carga orgánica volumétrica se aproxima a 300 g/m³·d, para el noreste de Brasil. Asimismo, este autor cita que Marais (Rolim, 1990) recomienda 250 g/m³·d para Africa del Sur. Cargas mayores como las de origen industrial, no deben contener una concentración de sulfatos mayor de 100 mg/L.

Para aplicar satisfactoriamente alguno de los métodos señalados para el diseño de este tipo de lagunas se estima que en México se tiene una temperatura promedio de 10 a 22°C durante el invierno-otoño y >26°C en primavera-verano para el norte del país, 14 a 26°C en la zona centro y para el sur la temperatura es > 26°C durante todo el año.

La TABLA 21 muestra el resumen de los métodos observados para el diseño de las lagunas anaerobias.

TABLA 21 MÉTODOS DE DISEÑO PARA LAGUNAS ANAEROBIAS

MÉTODO DE DISEÑO	VARIABLES	ECUACIÓN	VALORES RECOMENDADOS
<i>Métodos empíricos</i>			
Kawai	S_e, S_i, τ, T	$S_e = -14.4555 + 0.6876 S_i$ $S_e = -86.0971 + 0.6543 S_i + 3.3985 T$ $S_e = -265.0576 + 0.7491 S_i + 23.5258 \tau$	
Yánez	T, C_v, τ	Lagunas primarias : $S_e = -1326 + 7.4 T + 3961 C_v - 68 \tau$ Lagunas secundarias : $S_e = -138 + 0.35 T + 3494 C_v + 32 \tau$	No disponible pero puede emplearse la ec. de la carga volumétrica
Carga volumétrica	S_i, τ	$C_v = \frac{S_i \cdot Q}{A \cdot h} = \frac{S_i}{\tau}$	$C_v = 100 - 400 \text{ g/m}^3$ para agua residual doméstica Norte de Brasil : $C_v = 300 \text{ g/m}^3$ Africa del Sur : $C_v = 250 \text{ g/m}^3$ Mara y Pearson (ver TABLA 18)
<i>Métodos semi-empíricos</i>			
Método Sud Africano	S_e, S_i, τ	$S_e = \frac{S_i}{\left[k \left(\frac{S_e}{S_i} \right)^j \cdot \tau \right] + 1}$ o $\tau = \frac{1}{k \left(\frac{S_e}{S_i} \right)^j} \cdot \left[\frac{S_i}{S_e} - 1 \right]$	No se dan valores recomendados pero otros autores proponen : Arceivala, 1981 : $k = 2.5$ a 3.0 d^{-1} a $20 - 25^\circ\text{C}$ Silva, 1982 : $k = 5 \text{ d}^{-1}$ a $25 - 27^\circ\text{C}$ con eficiencias del $70 - 80\% \text{ DBO}_{\text{removida}}$ Rolim, 1990 : $k = 1 - 2 \text{ d}^{-1}$ con eficiencias de $60 - 70\% \text{ DBO}_{\text{removida}}$ USA : $C_o = 280 - 4500 \text{ kg/ha.d}$ Latinoamerica : $\tau = 1 \text{ d}$

4.4 Lagunas Facultativas

4.4.1 Descripción del proceso

Una laguna facultativa se caracteriza por presentar tres zonas bien definidas. La zona superficial, donde las bacterias y algas coexisten simbióticamente como en las lagunas aerobias. La zona del fondo, de carácter anaerobio, donde los sólidos se acumulan y son descompuestos fermentativamente. Y, por último una zona intermedia, parcialmente aerobia y parcialmente anaerobia, donde la descomposición de la materia orgánica se realiza mediante bacterias aerobias, anaerobias y facultativas (FIG 24).

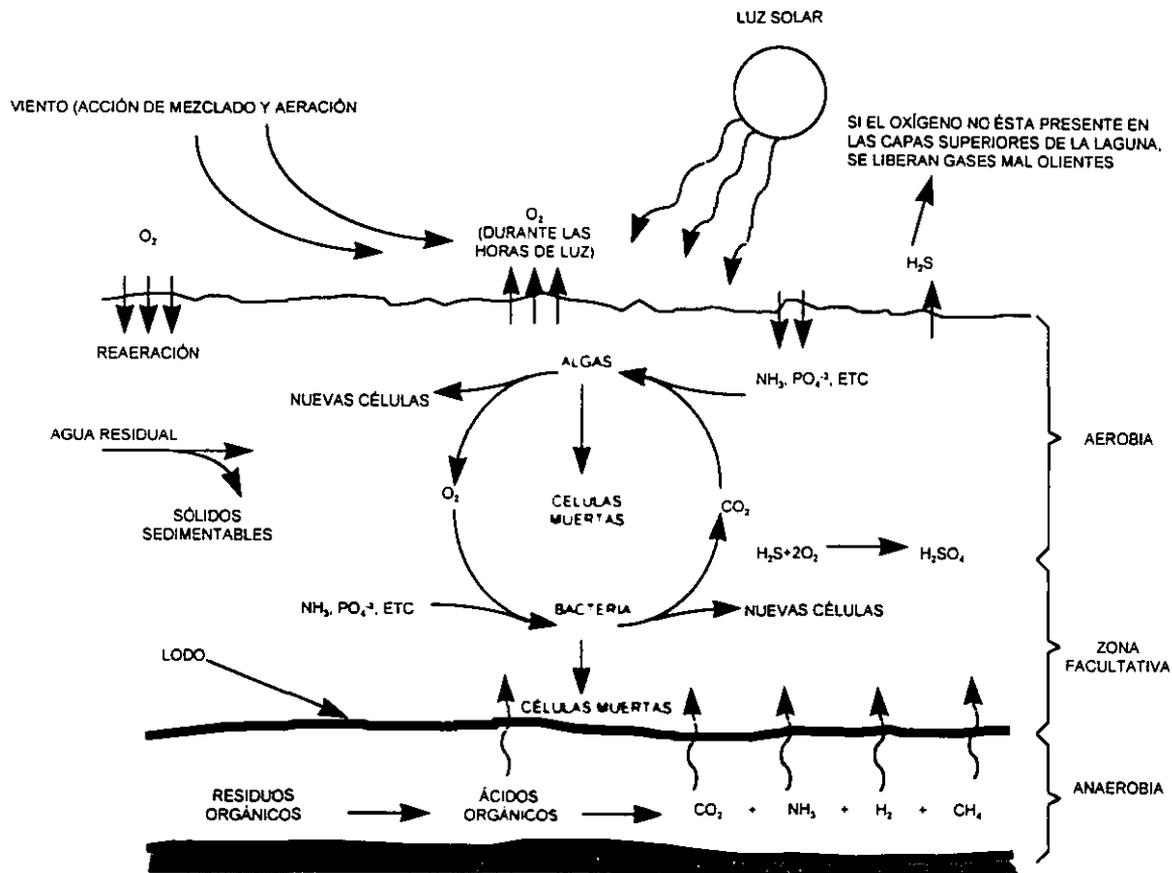


FIG 24 Representación esquemática de las lagunas de estabilización facultativas.

La materia orgánica soluble y coloidal es oxidada por organismos aerobios y facultativos utilizando el oxígeno producido por las algas que crecen abundantemente en la parte superior de la laguna. El dióxido de carbono producido sirve de fuente de carbono para las algas. Los sólidos presentes en el agua residual tienden a sedimentarse y acumularse en el fondo de la laguna, donde se forma un estrato de lodo anaerobio. La descomposición anaerobia de la materia orgánica que se realiza en el fondo de la laguna resulta en una producción de compuestos orgánicos disueltos y gases tales como el dióxido de carbono

(CO₂), el sulfuro de hidrógeno (H₂S) y el metano (CH₄), que son oxidados por las bacterias aerobias, o bien, liberados a la atmósfera.

Las lagunas facultativas se dividen a su vez en **lagunas totalmente cerradas y de descarga controlada**. Las primeras se aplican en climas en los cuales las pérdidas por evaporación son mayores que la precipitación pluvial. Mientras que las de descarga controlada tienen largos tiempos de retención y el efluente se descarga una o dos veces al año cuando la calidad es satisfactoria. Las descargas se controlan con **hidrogramas**, así es posible combinar la salida con los picos de gasto del influente, en otras palabras actúan tanto como un mecanismo controlador de la contaminación como un vaso regulador (Middlebrooks y Crites, 1988).

Las *lagunas* facultativas son las más utilizadas en el tratamiento de aguas residuales domésticas e industriales. También se les denomina lagunas de oxidación de agua residual doméstica o laguna fotosintéticas. El tiempo de retención hidráulica (τ) varía de 5 a 30 días y la profundidad de 1.5 a 2 m, dependiendo de su localización geográfica, clima y del volumen requerido para almacenar el lodo sedimentado. Se recomienda mantener un bordo libre de 0.5 a 0.8 m para minimizar los efectos del viento y el oleaje así como absorber temporalmente sobrecargas hidráulicas (FIG 25).

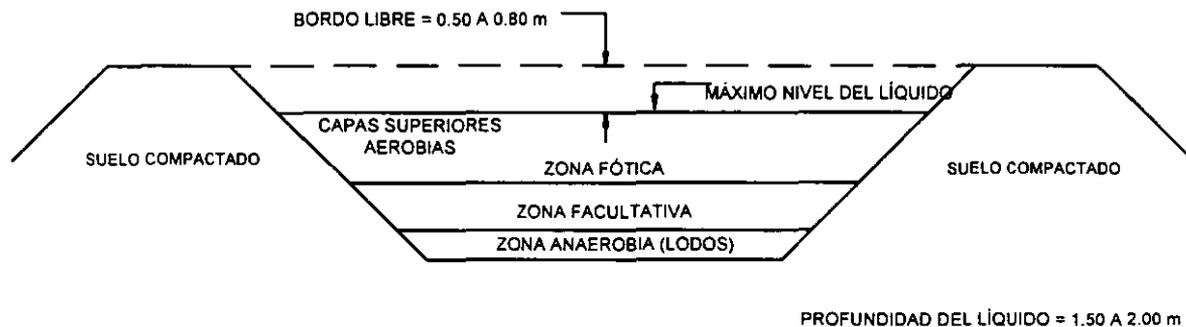


FIG 25 Laguna facultativa típica.

El parámetro de diseño y de operación más importante de las *lagunas* facultativas es la producción de oxígeno. La principal fuente es la fotosíntesis de las algas y, la segunda, el aire atmosférico transferido por la acción del viento. El oxígeno es usado por las bacterias aerobias para la estabilización de la materia orgánica en la capa superior. Entre la capa aerobia y anaerobia, la concentración del oxígeno disuelto (OD) varía de la sobresaturación al medio día a un nivel prácticamente no detectable durante las primeras horas de la madrugada. La FIG 26 muestra la fluctuación del OD en una *laguna* facultativa.

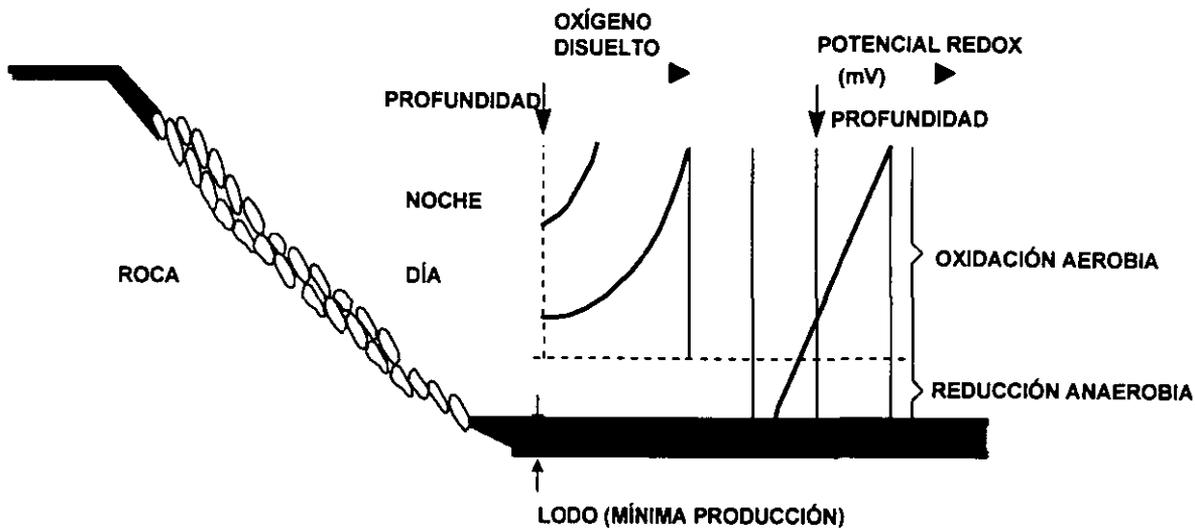


FIG 26 Fluctuación de OD en una laguna facultativa

Las lagunas facultativas pueden sobrecargarse orgánicamente¹⁰, en este caso, opera como laguna anaerobia. El fenómeno de sobrecarga en una laguna facultativa se refleja en la inhibición del desarrollo de las microalgas por la presencia del sulfuro de hidrógeno, ácidos volátiles o un ambiente fuertemente reductor. La ausencia de luz debida al contenido de materia suspendida en el cuerpo de agua y la absorción de la radiación solar por las natas formadas (generalmente de color negro) fomentan la generación de sulfuro ferroso, limitando también la producción fotosintética de oxígeno. Un laguna así operada se encuentra propensa a un mal funcionamiento, generación de olores ofensivos, propagación de insectos y a una pobre eficiencia en la remoción de materia orgánica.

4.4.2 Métodos de diseño

Diferentes modelos tanto empíricos como científicos han sido desarrollados para diseñar este tipo de lagunas. Cuatro son las aproximaciones usadas :

- » empíricas,
- » semi-empíricas,
- » cinéticas y
- » teóricas

Los modelos empíricos se fundamentan en una colección y análisis de datos de plantas existentes como los de McGarry y Pescod, USEPA y Canter y Englande (Thirumurthi, 1991); los semi-

¹⁰ Esto es, exceder la cantidad de materia orgánica por unidad de volumen que se puede tratar adecuadamente de acuerdo con la cantidad de oxígeno que se produce en el sistema.

empíricos se basan en la simplificación de conceptos teóricos de remoción de carga orgánica e hidráulica, ocasionalmente combinados con los resultados obtenidos en plantas piloto a nivel laboratorio (por ejemplo, Mara, Gloyna, Arthur y Yánez, Yánez, 1993); los modelos cinéticos emplean la teoría cinética de los reactores bioquímicos para tratamiento (Wehener-Wilhelm, completamente mezclado y flujo pistón, Middlebrooks y Crites, 1988) y los teóricos interrelacionan la teoría cinética con parámetros como materia orgánica, fitoplancton, oxígeno disuelto, nutrientes y lodos (los modelos empleados son los de la relación del oxígeno fotosintético y el de Llavador y Prats, Llavador y Prats, 1993)). Estos métodos de diseño se presentarán atendiendo al factor principal de diseño.

4.4.2.1 Métodos empíricos y semi-empíricos

Carga orgánica

Básicamente, la carga orgánica crítica (superficial o volumétrica) para una laguna facultativa es el principal criterio de diseño de las lagunas de estabilización. Este valor debe ser determinado atendiendo a las condiciones climáticas que afectan a la laguna tales como la temperatura, la radiación solar, la velocidad del viento, etc (TABLA 22).

TABLA 22 CARGAS ORGÁNICAS CRÍTICAS, kg DBO₅/ha·d

REGIÓN	C _S , kg DBO ₅ /ha·d
California	56 - 67
Norte de Israel	100 - 120
Sur de Israel	120 - 150
Climas subtropicales	80 - 160
Climas tropicales	120 - 200
Climas templados	40 - 80
Para EUA en época invernal:	
Temperatura del aire mayor de 15°C	45 - 90
Temperatura aire entre 0 y 15°C	22 - 45
Temperatura del aire menor de 0°C	11 - 22

FUENTE: Shelef y Kanarek, 1995

McGarry y Pescod 1970 (en Middlebrooks y Crites, 1988) colectaron los datos experimentales y operacionales de 134 plantas con sistema de lagunas a nivel mundial y les aplicaron un análisis de regresión para determinar la eficiencia promedio de operación bajo diversas condiciones de operación (C_S, carga superficial, kgDBO/ha.d y T, temperatura del líquido, °C). La ecuación 59 describe los resultados obtenidos y sugeridos por McGarry y Prescod para la carga superficial máxima.

$$C_s = 60.26 (1.099)^T \quad (59)$$

La FIG 27 muestra el efecto de la temperatura en la carga superficial y el funcionamiento de las lagunas. No se emplearon los valores de dispersión dada la disparidad de los datos.

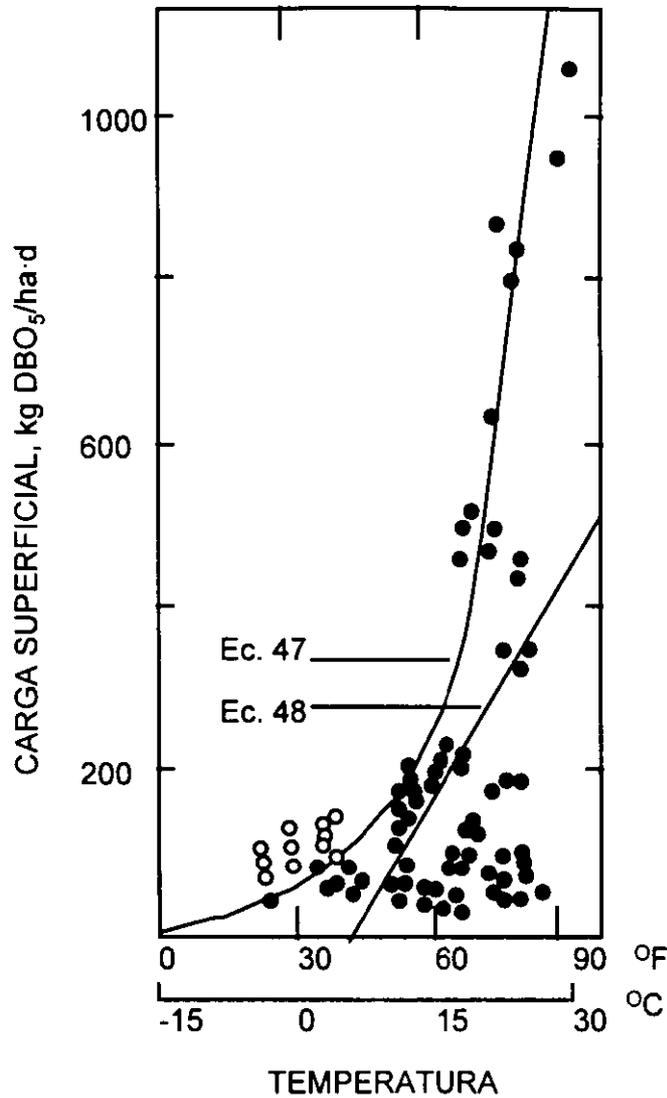


FIG 27 Variación de la carga máxima admisible y de diseño en una laguna facultativa con temperatura media del aire.

En 1976, Mara propuso una forma más conservadora de la ecuación anterior

$$C_s = 40.35 (1.099)^T \quad (60)$$

Finalmente, Pescod y McGarry establecieron un criterio aun más estricto que el de Mara, y determinaron que la carga máxima permisible en una laguna facultativa debe ser (Rolim, 1990)

$$C_{S\text{máx}} = 20T - 20 \quad (61)$$

A partir de la ecuación (61), Arthur (1983 en Rolim, 1990) la modificó de la siguiente manera

$$C_{Smax} = 20T - 60 \quad (62)$$

Posteriormente, Mara determinó que debía existir una ecuación para conocer la carga orgánica superficial en función de la parte del mundo donde se instale la laguna

$$\text{Europa mediterránea} \quad C_s = 10 (T) \quad (63)$$

$$\text{Sudamérica} \quad C_s = 350(1.107 - 0.002(T))^{T-25} \quad (64)$$

Sin embargo, los datos de estudios llevados a cabo en lagunas piloto localizadas en Extrables, Universidad de Paraiba, Brasil, sugieren que a temperaturas del agua de 25°C, las cargas orgánicas muy superiores a los 350 kg/ha·d reducen significativamente la población de algas y por consiguiente la producción de oxígeno, vital para el proceso de tratamiento. Por lo que se propuso la siguiente ecuación, la cual se aproxima con mayor precisión a las condiciones de México.

$$C_s = 250 \cdot (1.085)^{T-20}, \quad \text{kg/ha} \cdot \text{d} \quad (65)$$

Asimismo, *The Indian Central Public Health Engineering Research Institute* (ahora, *National Environmental Engineering Research Institute*, en Ouano, 1981) propuso

$$C_s = 375 - 6.15 \text{ LAT} \quad (66)$$

donde : LAT son grados de latitud (intervalo en la India: 8 - 36 °N) que se relaciona con la temperatura.

Canter y Englande (1970, en Thirumurthi, 1991) estimaron mediante la aplicación de cuestionarios, los valores promedio usados en los estados más calurosos de los Estados Unidos. En la TABLA 23 se muestran los resultados de las diferentes regiones. Se observa que las lagunas en el norte de Estados Unidos permanecen cubiertas de hielo durante largos periodos, las de la región central por lapsos más cortos y, las del sur, no tienen ese problema. Estas condiciones se semejan a las de México.

TABLA 23 RESULTADO DE LOS CUESTIONARIOS APLICADOS EN ESTADOS UNIDOS

Variables	Valor dado por región		
	Norte	Centro	Sur
Número de estados	18	17	15
C _S (promedio), kgDBO ₅ /ha·d	29	37	50
tiempo de retención hidráulico, d	117	82	31

FUENTE: Thirumurthi, 1991.

Con base en los resultados de la TABLA 23, se propuso que la profundidad del líquido en las lagunas fuera de 1.2 m, con un bordo libre de 0.9 m, y el uso de lagunas múltiples para alcanzar mayor flexibilidad de operación y mantenimiento (Thirumurthi, 1991).

Obtención del área superficial de la laguna

En la India de acuerdo con Mara (1976 en Rolim, 1990), el área de la laguna facultativa es estimada con la siguiente ecuación

$$A = \frac{Q(S_i - S_e)}{0.30 \cdot S_e h (1.05)^{T-20}} \quad (67)$$

Además, señala que la DBO₅ del efluente debe estar entre 50 a 70 mg/L (agua con carga orgánica débil) para mantener la laguna facultativa predominantemente aerobia.

En Rolim, 1990, se presentan diferentes criterios considerados por diversos autores como es el caso de Arceivala quien estima que el tiempo de retención hidráulica varía de 7 a 110 días para temperaturas entre 5° y 25°C. Para Silva, el tiempo mínimo para el noreste de Brasil es de 6 días mientras que para el Banco Mundial (Broome) de 5 días. De acuerdo con los criterios anteriores, se puede estimar el área de la laguna con

$$A = \frac{Q \cdot \tau}{h} \quad (68)$$

Asimismo, existen varias correlaciones y datos desarrollados a través de experiencias de campo que tienen su aplicación básicamente para localidades con características similares al lugar donde se desarrollaron.

La primera relación de cargas de DBO fue reportada por McGarry y Pescod (1970 en Yáñez, 1993) durante sus estudios de 134 plantas operando a nivel mundial para su aplicación en climas tropicales.

$$C_{sr} = 10.35 + 0.725 \cdot C_s \quad (69)$$

donde :

C_{sr} : carga superficial de DBO removida en kg/ha.d, calculada a partir de S_i .

La correlación anterior es aplicable a zonas tropicales y templadas y, tiene un error estándar de ± 16.4 kgDBO/ha.d. Esta estimación es aplicable para intervalos de carga superficial entre 50 y 500.

El uso de este tipo de correlaciones permite estimar la calidad del efluente de las lagunas primarias, en función de la carga orgánica, parámetro que ha sido empleado y considerado como un factor importante de diseño (Yáñez, 1993). En las evaluaciones de las lagunas de San Juan realizadas en Perú, en dos distintas etapas se han determinado correlaciones similares de la forma

$$C_{sr} = A + B \cdot C_s \quad (70)$$

Los valores de los coeficientes A y B se muestran en la TABLA 24.

TABLA 24 COEFICIENTES DE CORRELACIONES DE CARGA DE DBO

TIPO DE LAGUNAS	COEFICIENTES		CORR %	No. OBS.	INTERVALO Kg/ha·d
	A	B			
Cuatro primarias ^a	7.67	0.806	99.6	71	200 - 1158
Una primaria ^b	-23.46	0.998	98.9	26	113 - 364
Cinco primarias ^c	20.51	0.777	99.0	97	113 - 1158
Cuatro primarias ^c	1.46	0.801	97.9	46	467 - 1158
Tres primarias ^c	0.75	0.906	85.7	15	251 - 335
4 primarias + 1 secundaria ^b	-7.81	0.819	99.8	139	42 - 1158
Una secundaria ^a	-0.80	0.765	98.6	63	42 - 248
Una secundaria ^b	-7.14	0.923	94.7	33	31 - 114
Una terciaria ^b	-7.16	0.941	97.0	26	18 - 90
Primaria+secundaria+terciaria ^b	-8.53	0.942	99.6	85	18 - 466

^a Primera fase

^b Segunda fase

^c Primera y segunda fases

FUENTE : Yánez, 1993

Es importante notar que para el cálculo de las cargas removidas, se consideraron pérdidas por infiltración. Además, durante el procesamiento de datos se calcularon las cargas aplicadas con base en la DBO total y las cargas del efluente con base en la DBO soluble. De igual forma se han desarrollado correlaciones de carga con base en datos de la DQO (para mayor detalle ver Yánez, 1993).

Obtención del volumen total de la laguna

La ecuación de Gloyna 1976 (en Thirumurti, 1991) es resultado de los estudios realizados por la Universidad de Texas, EUA a nivel laboratorio y que establece

$$V = (3.5 \times 10^{-5}) Q S_u \theta^{35-T} f_T \cdot f' \quad (71)$$

donde

S_u : DBO o DQO última del influente, mg/L

θ : coeficiente de corrección por temperatura (1.085)

f_T : Factor de toxicidad de algas (1 para agua residual municipal e industrial)

f' : Factor de demanda de sulfuro de oxígeno (1 cuando la concentración de iones equivalentes de sulfato en el influente es < 500 mg/L)

La eficiencia de remoción de DBO se estima del orden del 80 a 90% sobre muestras del influente no filtrado y del efluente filtrado. La profundidad de la laguna es de 1 m en climas cálidos y de 1.5 a 2 m en fríos (Thirumurthi, 1991).

Con respecto a la temperatura de diseño, ésta corresponde al promedio aritmético de los meses más fríos. Es importante mencionar que la luz solar no se considera un factor crítico pero se

puede considerar en el cálculo empleando un valor promedio de incidencia como se muestra en la ecuación 72 (Middlebrooks and Crites, 1988; Thirumurthi, 1991)

$$V = 0.035 \cdot Q \cdot (S_i) \cdot 1.099^{\frac{\text{luz}(35-T)}{250}} \quad (72)$$

donde

Luz : radiación solar, langleys

Valores estimados de *k*

De acuerdo con Yáñez 1980 (en Yáñez, 1993), uno de los principales problemas para el diseño de lagunas por los modelos de equilibrio continuo es el seleccionar la tasa de reacción global, *k*. Los valores reportados para esta constante varían desde 0.1 hasta mayores que 2. En general, empleando métodos similares se recomienda usar *k* grandes para tiempos de retención pequeños. El valor de *k* experimental obtenida para San Juan, Lima, Perú es

$$k = \frac{\tau}{-14.77 + 4.46 \cdot T} \quad (73)$$

El empleo de esta ecuación se recomienda para periodos de retención de 8 o más días para el cual *k* es 0.38 d⁻¹.

En 1984, Yáñez estableció una ecuación simplificada (Yáñez, 1993)

$$k = 0.796 \tau^{-0.355} \cdot 1.085^{T-26} \quad (74)$$

4.4.2.2 Métodos cinéticos

Modelo de Wehner-Wilhelm 1956 (en Thirumurti, 1991). - Thirumurti encontró que en las lagunas facultativas podrían seguir la ecuación desarrollada por Wehner-Wilhelm para el diseño de reactores químicos

$$\frac{S_e}{S_i} = \frac{4ae^{(1/2d)}}{(1+a)^2 e^{(a/2d)} - (1-a)^2 e^{(-a/2d)}} \quad (75)$$

donde

$$a : (1 + 4k\tau d)^{1/2}$$

En esta ecuación el factor de dispersión para agua residual varía de 0.1 a 2.0, con pocos valores menores de 1.0. La selección tanto del valor de *d* como el de *k* afecta en forma drástica el tiempo de retención requerido para producir un efluente de buena calidad (Middlebrooks, 1988 en Thirumurti, 1991). Para facilitar el uso de esta ecuación, Thirumurti desarrollo el gráfico de la

FIG 28, en el que el término $k\tau$ se traza contra S_e/S_i para factores de dispersión que varían desde el cero para un reactor de flujo pistón hasta el infinito en un reactor completamente mezclado.

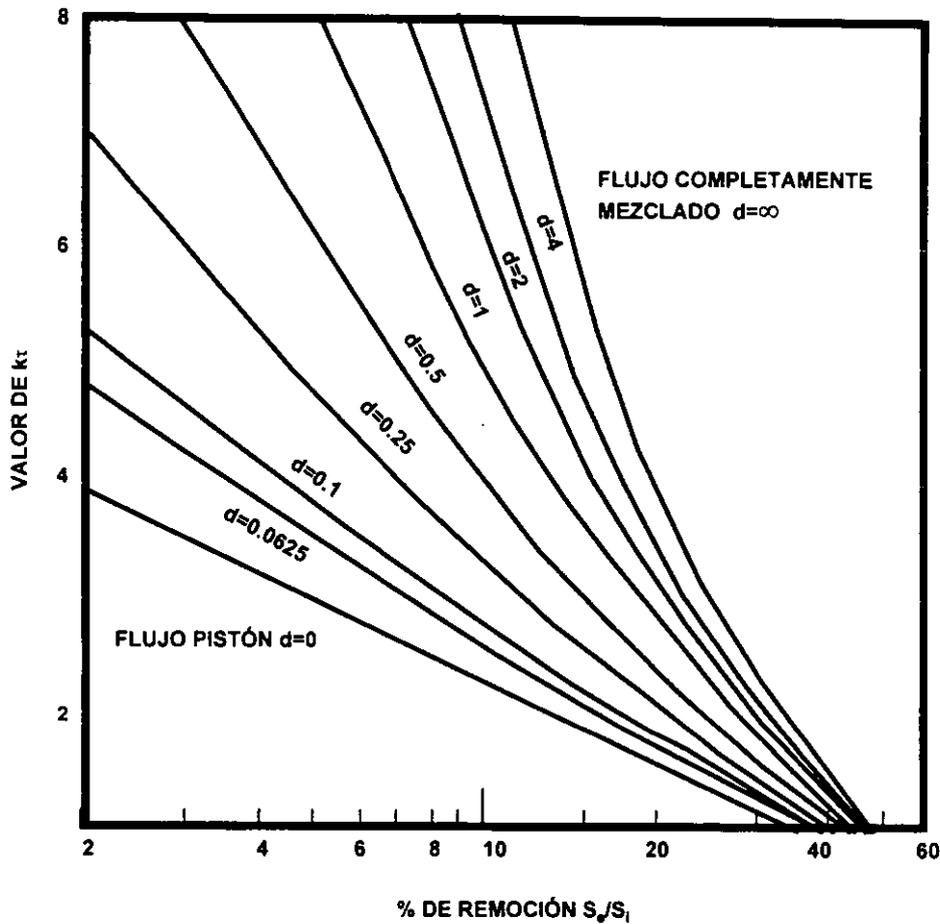


FIG 28 Valores de $k\tau$ para la ec. De Wehner y Wilhelm contra la fracción remanente para varios factores de dispersión.

Modelo completamente mezclado (Metcalf y Eddy, 1991).- La ecuación de Marais y Shaw de 1991, se basa en un modelo de j reactores completamente mezclados en serie y con cinética de primer orden. La relación es

$$\frac{S_e}{S_i} = \left[\frac{1}{1 + k\tau_j} \right]^j \tag{76}$$

donde

k : Constante de reacción de primer orden, d^{-1}

El valor de k debe ser corregido por temperatura si ésta difiere de 35°C. El valor promedio para la constante de Arrhenius se considera como de 1.085 (Middlebrooks y Crites, 1988).

El límite superior propuesto para $(S_e)_{\max}$ en celdas primarias es de 55 mg/L, para evitar condiciones anaerobias y malos olores. La profundidad permisible de la laguna está dada por h y se establece como

$$h = \frac{700 / (S_e)_{\max} + 8}{0.6}, \text{ ft} \quad (77) \quad 11$$

donde

$(S_e)_{\max}$: Concentración máxima de la DBO₅ en el efluente, mg/L

En 1970, Marais incorporó la influencia de la cama de lodos al modelo completamente mezclado. Este modelo permite determinar la influencia del lodo en las lagunas primarias a lo largo de la vida del proceso¹².

Modelo de flujo pistón (Middlebrooks y Crites, 1988).- La ecuación base para el modelo de flujo pistón es

$$\frac{S_e}{S_i} = e^{-tk} \quad (78)$$

donde

k : Rapidez de reacción de primer orden para un reactor de flujo pistón, d⁻¹

La rapidez de reacción de primer orden k varía con la carga de la DBO como se muestra en la TABLA 25.

TABLA 25 VARIACIÓN DE LA RAPIDEZ DE REACCIÓN EN UN FLUJO PISTÓN EN FUNCIÓN DE LA CARGA ORGÁNICA

CARGA ORGÁNICA, kg/ha d	k a 20°C, d ⁻¹
22	0.045
45	0.071
67	0.083
90	0.096
112	0.129

FUENTE : Middlebrooks and Crites, 1988

¹¹ La ecuación 77 se desarrolló a partir de constantes empíricas por lo que su conversión a unidades métricas no se aplica.

¹² Para mayor información se recomienda al lector consultar la referencia Middlebrooks, 1988.

4.4.2.3 Métodos teóricos

Estos modelos representan en forma matemática los procesos físicos y bioquímicos responsables de la degradación de la materia orgánica. Para emplearlos se debe evaluar la tasa de control de cada fenómeno y su efecto total es cuantificado sobre la eficiencia global de operación del proceso. La reproducibilidad a gran escala de los modelos es difícil debido a que tanto las tasas como los mecanismos predominantes de remoción varían en cada punto de la laguna.

Relación del oxígeno fotosintético en la laguna facultativa.- Las algas convierten el 6% de la energía solar en nuevas células. Por cada kilogramo de masa de algas, 6 millones de calorías de energía solar son requeridas para que se produzcan 1.6 kg de oxígeno por la fotosíntesis. La cantidad del oxígeno producido por día, en una hectárea, puede expresarse como (Ouano, 1981)

$$O_i = \frac{\lambda_s \cdot 0.06 \cdot 1.6 \times 10^8}{6 \times 10^6} = 1.6 \cdot \lambda_s \quad (79)$$

donde

O_i : cantidad de oxígeno liberada, kg/ha·d

λ_s :energía solar, cal/cm²·d

En la práctica, la India utiliza tasas de carga superficial de 150 a 250 kg DBO/ha·d mientras que en América se limitan los valores a 100 kg DBO/ha·d (Ouano, 1981). Para cargas orgánicas bajas se tiene la sobresaturación en forma inmediata y el líquido es continuamente mezclado, siendo mayor la liberación de oxígeno hacia la atmósfera. En climas templados como el norte de la República Mexicana, las lagunas se deben diseñar considerando las condiciones de invierno cuando el metabolismo bacterial y la fotosíntesis están a un nivel mínimo.

Para conocer la cantidad de oxígeno presente en el agua, se emplea la ecuación 80 modificada por el coeficiente α (transferencia de oxígeno en el agua residual) cuyo valor varía en función de las condiciones de locales. Como ejemplo, para la India oscila entre 55 y 100% y, para el Continente Americano se ha evaluado entre 27 y 36% (Ouano, 1981).

$$O_i = 1.6 \lambda_s \alpha \quad (80)$$

La cantidad de oxígeno máximo requerido (O_r) para estabilizar la carga orgánica es equivalente a la DBO última, la cual es cercana a 1.5 veces la DBO₅

$$O_r = 1.5 \cdot Q \cdot S_i \left(\frac{1 \text{ kg}}{1000 \text{ g}} \right) \quad (81)$$

Se debe tratar que $O_i < O_r$

Al relacionar las ecuaciones 80 y 81 se tiene que

$$C_s = 1.07 \cdot \lambda_s \cdot \alpha \quad (82)$$

Para el valor de λ_s , se debe tener en cuenta que la radiación solar que incide en una laguna facultativa depende de la nubosidad, que puede reducir el número total de horas de radiación real comparada con el número de horas totales posibles. El promedio de radiación solar, λ_s , se calcula como

$$\lambda_s = \lambda_{min} + p(\lambda_{max} + \lambda_{min}) \quad (83)$$

donde

p : fracción de horas de irradiación comparada con el número total de horas posibles.

Asimismo, debe recordarse que en este tipo de lagunas, se está llevando a cabo una reacción anaerobia y, por tanto los sólidos sedimentados, las algas y bacterias muertas son descompuestas en el fondo del tanque. La degradación anaerobia genera ácidos grasos volátiles, metano, dióxido de carbono y sulfuro de hidrógeno. El dióxido de carbono y el sulfuro de hidrógeno son atrapados en una solución alcalina en las capas superiores formando carbonatos y sulfuros. El gas metano se libera a la atmósfera.

Siddiqui 1974 (en Ouano, 1981) en sus estudios sobre la generación del metano como subproducto de la capacidad de degradación de la materia orgánica encontró que para cargas orgánicas de 767 kg DBO/ha·d, la eficiencia de remoción de la DBO₅ es del 78%, y que de ésta el 65% se debe a la actividad anaerobia (FIG 29). Además, debido a las condiciones alcalinas de las capas superiores, los malos olores generados por los gases del sulfuro son atrapados. Para cargas orgánicas de 70 kg DBO/ha·d, la remoción de la DBO corresponde a una degradación aerobia.

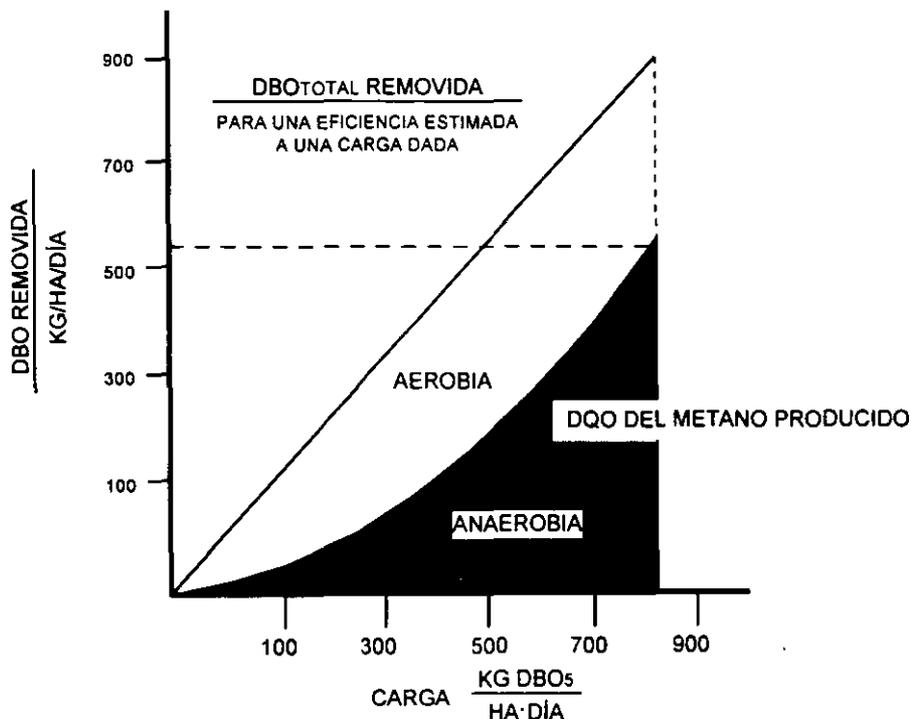


FIG 29 Fracción de la DBO removida anaerobiamente para diferentes cargas orgánicas.
FUENTE: Ouano, 1981

Modelo de Llavador y Prats (1993).- Consiste en una modificación al modelo de Fritz *et al.*, donde se emplean estudios de estabilidad. Este modelo describe un sistema donde se interrelacionan doce componentes: sustrato orgánico (S), biomasa bacteriana (Xb), biomasa de algas (Xa), oxígeno disuelto (OD), nitrógeno orgánico soluble (NO), nitrógeno amoniacal (NA), nitrógeno de nitratos (NN), fósforo orgánico soluble (FO), fósforo inorgánico (FI), alcalinidad total (AT), masa sedimentada (D), para los cuales se establecen balances parciales de masa con base en la expresión de variación de velocidad de concentración

$$\frac{d[C]}{dt} = \frac{[C_i]}{\tau} - \frac{[C_j]_e}{\tau} + \sum S(j) \quad (84)$$

donde

$[C_j]$: concentración del componente i en el efluente, mg/L

$[C_j]_i$: concentración del componente j en el influente, mg/L

$\sum S(j)$: suma de todos los mecanismos cinéticos que afectan a dicho componente.

Cada uno de estos mecanismos cinéticos se puede expresar en términos de la concentración de los diversos componentes en un reactor bioquímico empleando las constantes específicas. La combinación de las doce ecuaciones obtenidas del balance de masa se resuelve mediante la generación de un sistema de ecuaciones diferenciales de primer orden donde las concentraciones de cada compuesto varían a través del tiempo¹³.

En general, el modelo permite determinar las constantes o parámetros que generan condiciones de inestabilidad importantes como son el tiempo de retención y la carga orgánica. Sin embargo, la aplicación práctica de este modelo es limitada debido a que muchas de las constantes deben ser predeterminadas en laboratorio. Su utilidad principal radica en la comprensión de los mecanismos que intervienen en la operación de las lagunas.

La TABLA 26 muestra el resumen de los métodos revisados para el diseño de las lagunas facultativas.

¹³ Para mayor información se recomienda al lector consultar la referencia Llavador y Prats, 1994.

masa se resuelve mediante la generación de un sistema de ecuaciones diferenciales de primer orden donde las concentraciones de cada compuesto varían a través del tiempo¹².

En general, el modelo permite determinar las constantes o parámetros que generan condiciones de inestabilidad importantes como son el tiempo de retención y la carga orgánica. Sin embargo, la aplicación práctica de este modelo es limitada debido a que muchas de las constantes deben ser predeterminadas en laboratorio. Su utilidad principal radica en la comprensión de los mecanismos que intervienen en la operación de las lagunas.

La TABLA 26 muestra el resumen de los métodos revisados para el diseño de las lagunas facultativas.

4.5 Efecto de la temperatura- Ecuación de Arrhenius

La variable con mayor influencia en la selección de un modelo para diseño de cualquier tipo de laguna es el efecto de la temperatura en la operación del proceso. El efecto en la actividad biológica está dado por la ecuación (Smith, 1995)

$$k = k_{20^{\circ}\text{C}} \cdot \theta \cdot (T - 20) \quad (85)$$

La ecuación 85 por lo común se aplica a un intervalo de 4 a 30°C. Este intervalo se define para una actividad mesofílica. Para los diversos tipos de modelos donde se emplee la corrección por temperatura se considerará un valor promedio para θ de 1.085.

¹² Para mayor información se recomienda al lector consultar la referencia Llavador y Prats, 1994.

TABLA 26 MÉTODOS DE DISEÑO PARA LAGUNAS FACULTATIVAS

MÉTODOS	VARIABLES	ECUACIÓN	VALORES RECOMENDADOS
MÉTODOS EMPÍRICOS Y SEMI-EMPÍRICOS			
<u>Carga orgánica superficial</u>			
McGarry y Pescod, 1970	T	$C_s = 60.26 (1.099)^T$	Para estos modelos no se tienen C_s recomendadas pero se pueden emplear las siguientes :
Mara, 1976	T	$C_s = 40.35 (1.099)^T$	Canter y Englande, 1970
Pescod y McGarry,	T	$C_{s\text{máx}} = 20T - 20$	C_s (promedio), kgDBO ₅ /ha·d τ, d
Arthur, 1983	T	$C_{s\text{max}} = 20T - 60$	
Mara, 1987	T	Europa mediterránea : $C_s = 10 (T)$ Sudamérica : $C_s = 350(1.107 - 0.002(T))^T - 25$	USEPA, 1983 Si $T_{\text{aire}} > 15^\circ\text{C}$ $C_s = 45 - 90$ kg DBO ₅ /ha·d Si $0 < T_{\text{aire}} < 15^\circ\text{C}$ $C_s = 22 - 45$ kg DBO ₅ /ha·d Si $T_{\text{aire}} < 0^\circ\text{C}$ $C_s = 11 - 22$ kg DBO ₅ /ha·d
Extrables, Brasil (1983)	l	$C_s = 250 \cdot (1.085)^{l-20}$	
National Environmental Engineering Research Institute of Indian	C_s, LAI	$C_s = 375 - 6.15 \text{ LAI}$	India : 8 - 36°
<u>Carga orgánica superficial revovida</u>			
Correlaciones empíricas	C_{sr}, C_s	$C_{sr} = A + B \cdot C_s$	ver TABLA 12
<u>Area superficial</u>			
Mara, 1976	$S_e/S_i, T, h$	$A = \frac{Q(S_i - S_e)}{0.30 \cdot S_e h (1.05)^{T-20}}$	S_e : 50 a 70 DBO ₅ mg/L a una profundidad de 1.0 a 2.5 m
Aceivala, 1973 Silva, 1982 Broome, 1986	τ, Q, h	$A = \frac{Q \cdot \tau}{h}$	τ : 7 - 110 d a 5 - 25°C τ : 6 d τ : 5 d
<u>Volumen de la laguna</u>			
Gloyna, 1976	S_u, T	$V = (3.5 \times 10^{-5}) Q S_u \theta^{35-T} f f'$	h mes más frío : 1.5 a 2 m h mes más cálido : 1 m

TABLA 26 MÉTODOS DE DISEÑO PARA LAGUNAS FACULTATIVAS (CONTINUACIÓN)

MÉTODOS	VARIABLES	ECUACIÓN	VALORES RECOMENDADOS
Middlebrooks y Crites, 1988	S_i, T, Luz	$V = 0.035 \cdot Q \cdot (S_i) \cdot 1.099^{\frac{luz(35-T)}{250}}$	
Constante de rapidez de 1er Orden			
Yáñez, 1980	τ, k	$k = \frac{\tau}{-14.77 + 4.46 \cdot T}$	$k \geq 0.38d^{-1}$ Para τ de 8 o más d
Yáñez, 1984	τ, k	$k = 0.796 \tau^{-0.355} \cdot 1.085 T - 26$	No Disponible
MÉTOS CINÉTICOS			
Modelo de Wehner-Wilhelm, 1956	k, τ	$\frac{S_e}{S_i} = \frac{4ae^{(1/2d)}}{(1+a)^2 e^{(a/2d)} - (1-a)^2 e^{(-a/2d)}}$	$d : 0.1$ a 2.0
Modelo completamente mezclado, 1961	k_c, τ	$\frac{S_e}{S_i} = \left[\frac{1}{1 + k \tau_j} \right]^j$ o $h = \frac{700 / (S_e)_{\max} + 8}{0.6}$	Se puede emplear la ecuación de Yáñez (1984) $(S_e)_{\max} = 55 \text{ mg/l}$
Modelo de flujo pistón (Middlebrooks y Crites, 1988)	k_p, τ	$\frac{S_e}{S_i} = e^{-\tau k}$	ver TABLA 11 para valores de k_p, τ
MÉTODOS TEÓRICOS			
<i>Relación del oxígeno fotosintético en la laguna facultativa</i>			
<i>Modelo de Llavador y Prats (1993)</i>			

4.5 Efecto de la temperatura- Ecuación de Arrhenius

La variable con mayor influencia en la selección de un modelo para diseño de cualquier tipo de laguna es el efecto de la temperatura en la operación del proceso. El efecto en la actividad biológica está dado por la ecuación (Smith, 1995)

$$k = k_{20^{\circ}\text{C}} \theta \cdot (T - 20) \quad (85)$$

La ecuación 85 por lo común se aplica a un intervalo de 4 a 30°C. Este intervalo se define para una actividad mesofílica. Para los diversos tipos de modelos donde se emplee la corrección por temperatura se considerará un valor promedio para θ de 1.085.

4.6 Resumen de los modelos de diseño de las lagunas

De acuerdo con Middlebrooks (1988), la comparación entre los diversos modelos permite realizar una primera selección cualitativa del método idóneo para una situación en particular. Pero las limitaciones y exigencias de los propios modelos hacen difícil esta comparación. Sin embargo, se puede decir que para una región con condiciones climáticas adecuadas todos los modelos son equivalentes y, lo más práctico resulta emplear la carga orgánica aplicada en combinación con un tiempo de retención adecuado. Únicamente se deben considerar en forma adicional y particular, los problemas asociados a la generación de áreas muertas y cortos circuitos ya que abaten la eficiencia del tratamiento, así como algunos efectos de compuestos tóxicos. En otras palabras, la importancia del diseño hidráulico no debe ser menospreciado. En cuanto a los modelos tradicionales de reactores químicos (ej. Wehner-Wilhelm y los modelos completamente mezclado y de flujo pistón) que combinan la cinética en el sentido de introducir el tiempo necesario del proceso con los patrones de flujo, estos tienen la gran limitación de que hay que suponer antes de construir la laguna, una serie de parámetros, que en realidad son resultado del diseño. En especial, aun cuando en laboratorio se haya determinado el tiempo de retención, \bar{t} , éste se emplea como equivalente a τ (tiempo teórico), que en la práctica no se conoce hasta obtener τ_c . De hecho la única forma de verificar que $\bar{t} = \tau$ es llevando a cabo un estudio de trazado una vez construida la laguna.

Por último, los modelos teóricos (ej. *Quin et al., 1991*) requieren muchas determinaciones a nivel laboratorio que sólo se aproximan en forma vaga a lo que sucede en la laguna debido al gran tamaño y la complejidad ecológica de éstas. De ellos, es relevante que el diseñador tenga claro las recomendaciones prácticas que resultan de comprender los fenómenos como la insolación, el papel que juegan las algas, etc.

La TABLA 27 muestra un resumen general de los modelos para el diseño de lagunas con base en el tiempo de retención, la profundidad y la carga orgánica superficial o volumétrica.

TABLA 27 RESUMEN DE LOS DIFERENTES MODELOS EMPLEADOS PARA EL DISEÑO DE LOS DIVERSOS TIPOS DE LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN

Laguna	Tiempo de retención τ , d	Carga orgánica		Profundidad m	Tamaño de la laguna ha	Mezclado	% de remoción de la DBO ₅
		Superficial kgDBO/ha-d	Volumétrica gDBO/m ³ -d				
<u>Aerobia</u>							
Baja tasa	10 - 40	67 - 135		0.90 - 1.20	< 4 por celda	Mezclado natural	80 - 95
Alta tasa	4 - 6	90 - 180		0.30 - 0.45	0.20 - 0.80	Equipo adicional	80 - 95
Pulimento	5 - 20	150 - 250		1.00 - 5.00	0.80 - 4.0 por celda	Mezclado natural	
<u>Aeradas</u>							
Con mezcla completa	3 - 20			2.0 - 6.0		Equipo adicional	80 - 95
Con mezcla parcial	3 - 10			2.0 - 6.0	0.80	Equipo adicional	70 - 90
Anaerobias	1 - 5	280 - 4500	100 - 400	2.0 - 5.0	0.20 - 0.80 por celda	Sin mezclado	60 - 70
Facultativas	5 - 30	40 - 200*		1.5 - 2.0	0.80 - 4.0 por celda	Mezclado superficial	80 - 90
		10 - 40					
	31 - 117	29 - 50 150 - 250* 100*		1.20			

* Valores empleados de climas subtropicales, tropicales y templados

* Valores empleados en la India

* Valores empleados en América

ADAPTADO : Metcalf y Eddy, 1991 y de la síntesis de los modelos vistos.

4.7 Sistemas combinados

Los sistemas lagunares múltiples e integrados forman un tratamiento más económico y seguro que los sistemas convencionales y se diseñan de la misma forma que los sistemas individuales.

Se pueden establecer distintas combinaciones de los tipos de lagunas en función de las características del agua a tratar, de las exigencias del efluente y de la disponibilidad de terreno, básicamente. Para agua residual de origen doméstico o equivalente, los sistemas más adecuados son:

- a) Facultativa + Aerobia
- b) Facultativa + Facultativa + Aerobia
- c) Anaerobia + Facultativa + Aerobia

- d) Anaerobia + Facultativa + Maduración
e) Facultativa + Facultativa + Maduración

El establecimiento de líneas en paralelo es interesante en el caso de que exista fuerte estacionalidad y es útil en las lagunas primarias para evitar problemas de funcionamiento, facilitar el secado y la limpieza de lodos.

Los sistemas en serie se aceptan cuando se tiene disponibilidad de terreno y cuando, a partir de un balance económico, se obtiene un volumen mínimo total. En general, en la primera laguna el volumen es minimizado para mantener la temperatura, la concentración de sólidos y la tasa de reacción de la DBO en niveles altos (Oswald, 1991). La segunda, generalmente facultativa, tiene bajo requerimiento energético que permite la sedimentación de los sólidos y su descomposición en el fondo (FIG 30). Para la remoción de coliformes fecales se emplean lagunas de maduración al final. Asimismo, cuando se desea una baja concentración de sólidos suspendidos en el efluente se emplea un tanque de sedimentación, el cual debe cumplir con los siguientes objetivos:

- ▣ Un tiempo de retención suficiente para alcanzar la remoción deseada
- ▣ Volumen adecuado para el almacenamiento del lodo
- ▣ Crecimiento mínimo de algas
- ▣ Olores mínimos por la actividad anaerobia.

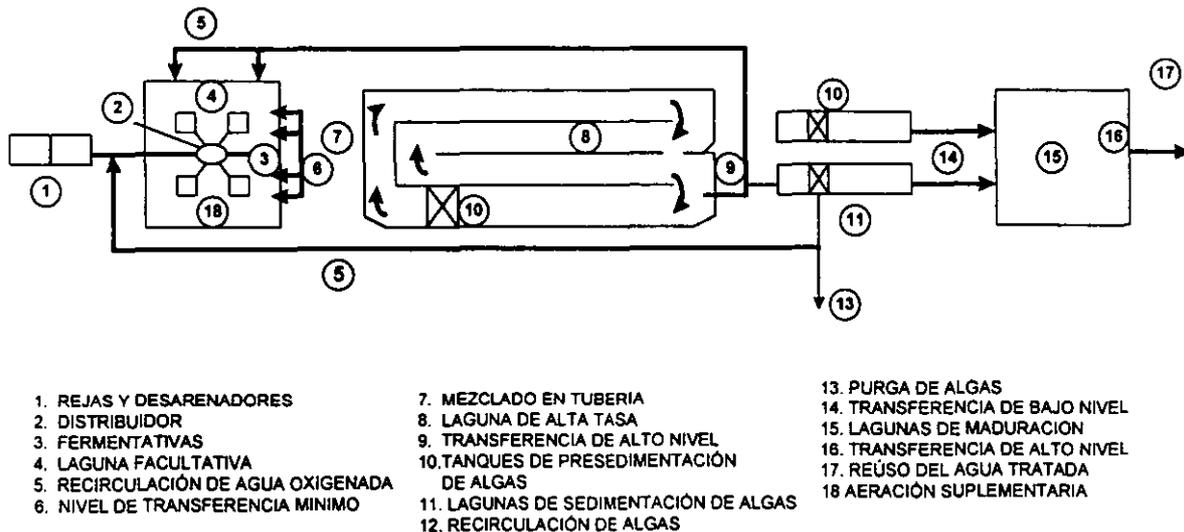


FIG 30 Sistema lagunar integrado para el tratamiento del agua residual y agua aerada, recuperación de nutrientes o reúso (Oswald, 1991)

4.8 Sistemas con recirculación

La introducción de la recirculación de una *laguna* posterior a otra tiene varias ventajas como

- ✓ Disminuir los requerimientos de tierra.
- ✓ Evitar la generación de olores.
- ✓ Controlar las variaciones estacionales.
- ✓ Incrementar en tres veces o más de la carga orgánica crítica, comparado con la carga permisible en una *laguna* facultativa.
- ✓ Mantener las condiciones aerobias en la entrada de la primer *laguna*, para eliminar olores generados.
- ✓ Distribuir la biomasa activa en la primer *laguna*
- ✓ Romper la estratificación térmica, la cual reduce el funcionamiento de la *laguna* (Marais, 1970, en Shelef y Kanarek, 1995)
- ✓ Incrementar la estabilidad y pocos cambios en las variaciones estacionales que afectan directamente la operación así como para las cargas orgánicas.
- ✓ Incrementar la capa de lodo sedimentado en todo el fondo de la *laguna*. Esta ventaja es marcada principalmente cuando se realiza la alimentación.
- ✓ Reducir los costos energéticos y de inversiones de equipo en general (bombeo y tubería), así como de una fuente de poder.

El manejo de la recirculación se dio simultáneamente, pero en forma independiente, en Nueva Zelanda y el Sur de Africa (Shelef y Kanarek, 1995) con el propósito de permitir el tratamiento de altas cargas orgánicas en la primer laguna en un sistema en serie, sin la generación de malos olores ni molestias por vectores. En ambos países su implantación permitió tratar efluentes industriales con grandes variaciones de carga mejorando la operación de los sistemas de tratamiento. En la FIG 31, sección A, se muestra la introducción de parte del efluente de la última laguna facultativa en serie en la primera laguna.

Aplicando la recirculación junto con la etapa de alimentación del sistema (FIG 31, sección B) y alimentando un porcentaje del flujo de entrada en la tercera laguna, se obtiene una gran mejora cuando se doblan las cargas orgánicas. En 1977, Shelef (en Shelef y Kanarek, 1995) reportó que la relación de recirculación óptima se encuentra entre 1.5 y 2.5, la cual cambia de acuerdo con las condiciones climáticas y la carga orgánica aplicada. La FIG 31, sección C, muestra la aplicación más reciente de un sistema en serie con recirculación el cual fue instalado en Maracaibo, Venezuela en 1992.

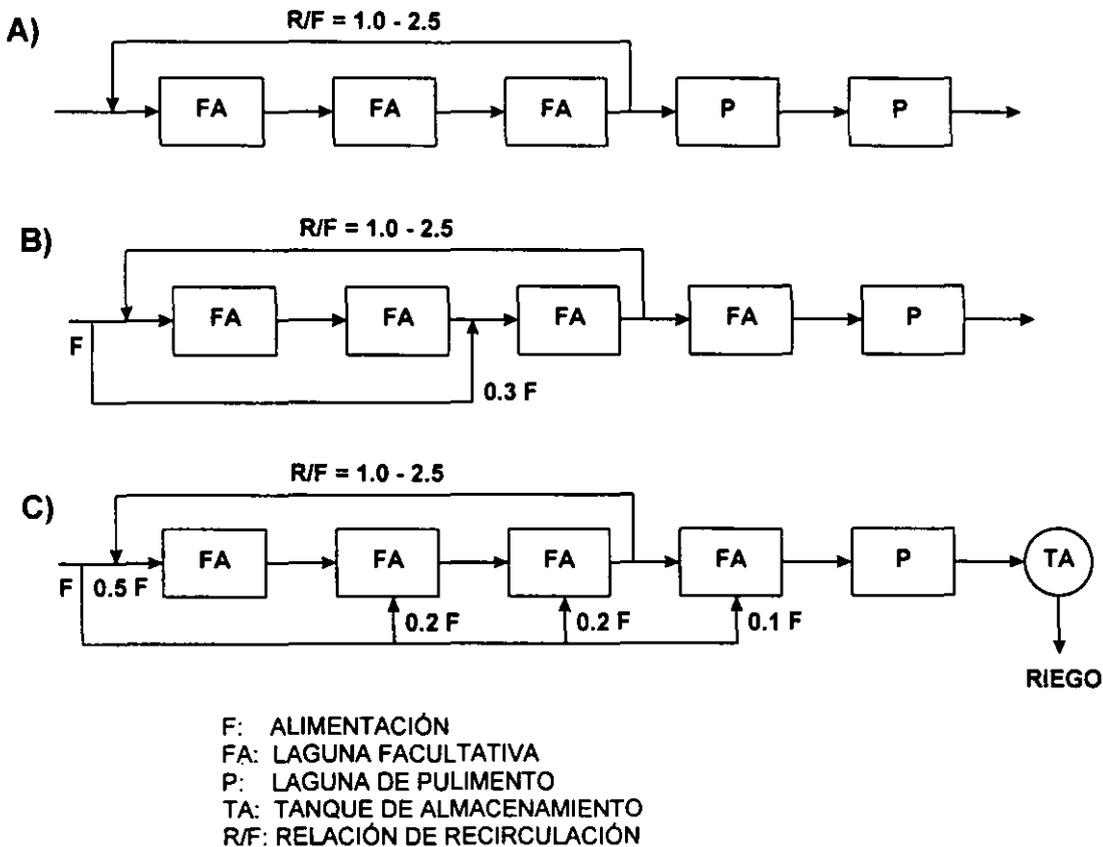


FIG .31 Esquemas de flujo de lagunas de estabilización con recirculación

La TABLA 28 muestra las cargas orgánicas recomendadas para la primera *laguna*, cuando se aplica recirculación.

TABLA 28 CARGAS ORGÁNICAS PERMISIBLES EN LA PRIMER LAGUNA CUANDO SE APLICA LA RECIRCULACIÓN.

Región Dan, Israel	Relación de recirculación (R/F)	Carga orgánica, kgDBO ₅ /ha-día
Primavera	2.0	600
Primavera	1.0	450
Verano	2.0	400
Verano	1.5	350
Verano	1.0	280

FUENTE: Shelef y Kanarek, 1995

Para maximizar las ventajas de la recirculación, una forma de alimentación en la *lagunas* facultativas se muestra en la FIG 32 (diseño introducido por Shelef en 1993). Con una relación de recirculación de 1.5 a 2.0, cargas orgánicas en función del área total de las *lagunas* (seis lagunas) alcanza valores de 400 a 600 kg DBO₅/ha·d en regiones subtropicales. Este sistema conocido como SFFPR tiene una excelente relación costo-efectivo/eficiencia.

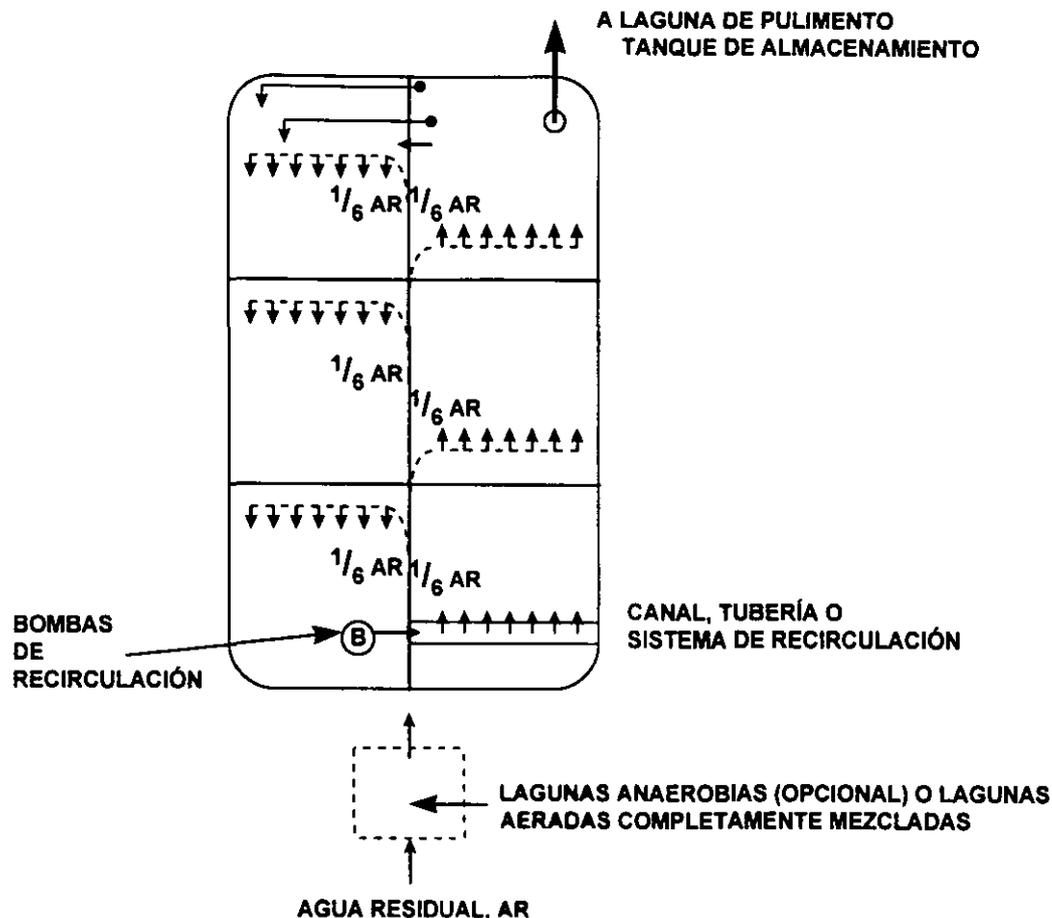


FIG 32. Etapas de alimentación de las lagunas facultativas con recirculación (SFFPR).
FUENTE : Shelef y Kanarek, 1995.

La FIG 33 ilustra las variaciones estacionales de la cantidad de algas en las lagunas de la región Dan, Israel, con recirculación. Existe una estabilidad estacional pese a las variaciones de temperatura (de 8.8 hasta 30.2 °C) y de la radiación solar, donde el verano es completamente seco y algunas lluvias concentradas entre diciembre y marzo (aproximadamente 550 mm/año). Como se puede observar, la *Chlorella* es el alga predominante en todas las estaciones (Shelef y Kanarek, 1995).

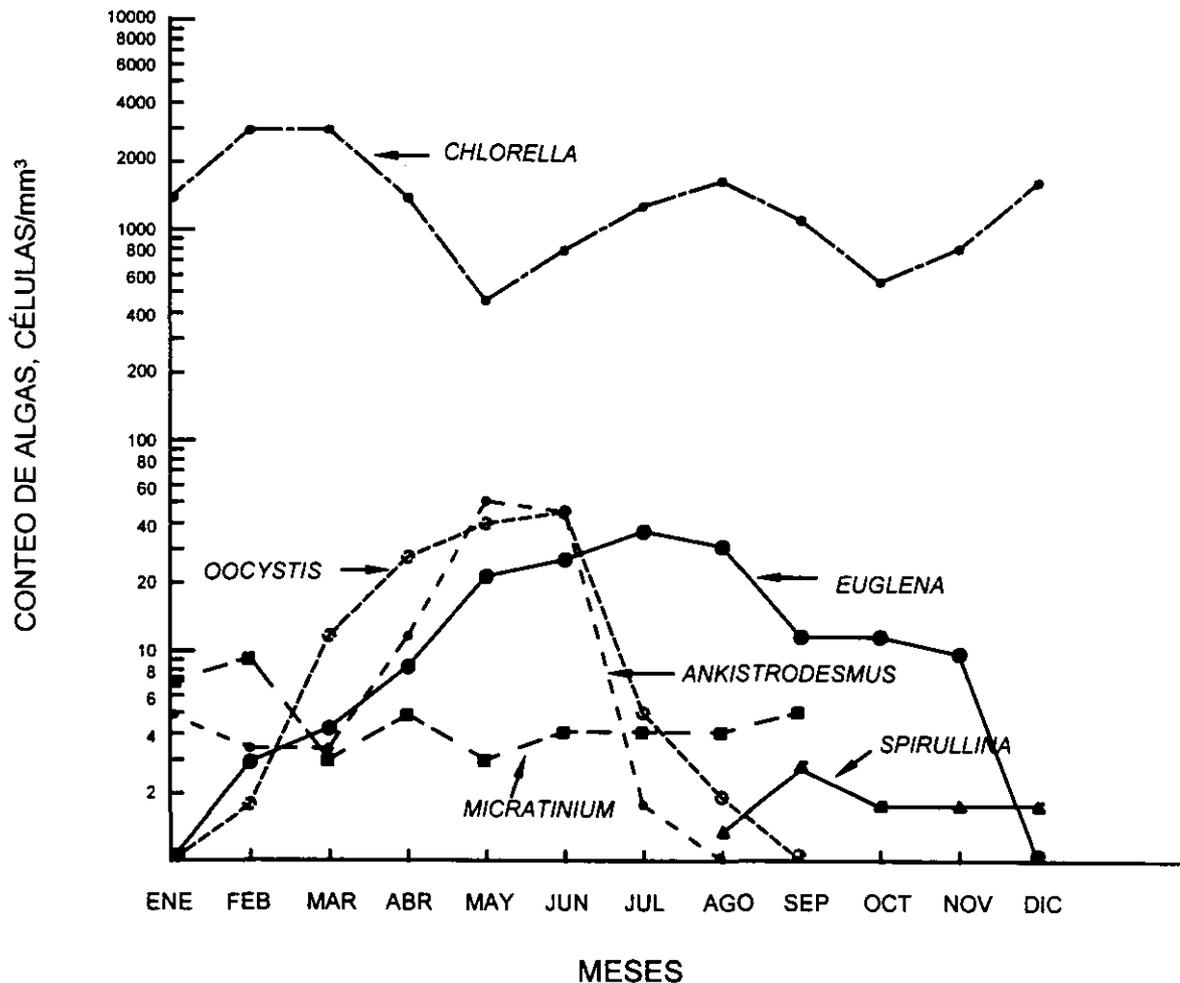


FIG 33 Conteo de algas a través del año en las lagunas de estabilización con recirculación (R/F = 1.5) de la Region Dan.

FUENTE : Shelef y Kanarek, 1995

El efluente de las lagunas de estabilización con recirculación obviamente es rico en algas como es de esperarse de un sistema saludable. La DBO₅ disuelta es por lo común menor de 10 mg/L, pero la concentración de la materia suspendida puede llegar a alcanzar 200 mg/L o más, asociado con una DBO₅ total de 60 a 120 mg/L. Las lagunas de maduración o pulimento secuencial y/o almacenamiento son esenciales para obtener una alta calidad del efluente ya que estos sistemas remueven algas por sedimentación y por la actividad de los organismos herbívoros. En la Region Dan en Israel, el efluente de la laguna es dispuesto en dunas cercanas, recargando el acuífero de manera que el agua tratada es recuperada y bombeada para riego agrícola al Sur de Israel (Shelef, 1993b en Shelef y Kanarex, 1995). Idelovitch y Michail (1985 en Shelef y Kanarex, 1995) encontraron que el paso del efluente final de un sistema de lagunas en serie a través de un suelo arenoso provee una excelente etapa de pulimento obteniendo una calidad del agua compatible con el consumo humano.

SENSIBILIDAD DE LOS MÉTODOS DE DISEÑO

Los procedimientos comúnmente aceptados para el diseño de plantas de tratamiento de agua residual suponen que los valores de todos los parámetros de entrada (DBO, sólidos en todas sus formas, pH, temperatura, grasas y aceites, alcalinidad, dureza, etc.) son constantes o con variaciones poco significativas, ya que el no considerarlo así implicaría un elevado grado de incertidumbre durante el diseño. Adicional a ello, otra suposición muy común es que los valores de los parámetros calculados (áreas, volúmenes, concentración del efluente) son valores simples y por ello no se toma en cuenta la variabilidad esperada. Para reducir estas posibles fallas, el diseñador con frecuencia opta por factores de seguridad (Von Sperling, 1996). Dichos factores hacen, en principio, los diseños más confiables cuando estos se calculan a partir de valores puntuales, sin analizar las variaciones horarias, diarias, semanales, mensuales y anuales ni la incertidumbre en los parámetros requeridos por las ecuaciones que se van a emplear como las constantes cinéticas.

Aun cuando un diseñador acepta la falta de seguridad en sus creaciones, el diseño rutinario muy pocas veces incorpora este punto de manera formal. El resultado se observa en las plantas de tratamiento subdiseñadas, las cuales están propensas a fallas, o bien, en sistemas sobrediseñados, y por tanto, de mayor costo. Lo último es lo más frecuente y tienen lugar cuando los factores de seguridad son demasiado altos y/o se combinan con diseños sofisticados, aplicados con poco raciocinio y que por su complejidad dan la idea de ser más precisos. Tener una idea clara de la repercusión de cada uno de los valores de diseño seleccionados permite disminuir los riesgos de falla y optimar los recursos económicos. Dos factores, sin duda de interés para México.

En el caso del diseño de las lagunas de estabilización, es sabida la poca seguridad en los coeficientes de los métodos de diseño. Sin embargo, la incertidumbre es en realidad mucho más amplia ya que aparte de estos coeficientes básicos, tampoco se cuentan con los valores precisos de otros parámetros. Ejemplos típicos de estas variables son : la población de diseño, el flujo *per capita*, la carga generada *per capita* y la temperatura del líquido. Información comúnmente faltante en países en desarrollo.

Como se mencionó en el Capítulo 4 existen diferentes modelos tanto empíricos como teóricos que han sido desarrollados para diseñar los diferentes tipos de *lagunas*. En general, para los modelos cinéticos, la principal fuente de falla es la selección de la tasa o rapidez de reacción mientras que para los empíricos lo es la aplicabilidad de las condiciones locales para los cuales fueron obtenidos (DBO generada y removida así como la temperatura ambiente y del agua).

Con objeto de contribuir a evitar las incertidumbres y mejorar el diseño adecuado de las lagunas se procedió a aplicar para cada tipo de ellas (aerobia, aerada, facultativa, pulimento y anaerobias,

los principales modelos recomendados y analizar la sensibilidad de estos en función de la principal característica de diseño, es decir, el área. En otras palabras, se evalúan las variaciones que se tendrán en el área requerida al modificar diferentes variables de diseño como la carga orgánica, la temperatura y en algunos casos la constante de rapidez.

5.1 Evaluación de la sensibilidad de los métodos de diseño

Esta tesis analiza el efecto de la variabilidad de los parámetros de calidad del agua de entrada sobre los de salida en las lagunas de estabilización de manera de contar con un soporte para la toma de decisiones y la generación de un diseño más realista. Cabe mencionar que en los parámetros de entrada hay algunos más importantes que otros cuyo efecto en el diseño es notorio. El análisis considera así los diferentes modelos para el diseño como herramientas y no certidumbres. No se afirma que uno de ellos sea mejor o peor sino que simplemente se señalan las bases para que el diseñador elija cual de todos es el que mejor responde a sus necesidades. La selección deberá ser efectuada con base en la menor área requerida y la eficiencia obtenida para cumplir la normatividad vigente.

En esta comparación, se seleccionaron los modelos basados en cinéticas de primer orden por estar considerados como los de mejor aproximación y, en algunos casos, también los métodos empíricos (ver Tablas 13, 15, 16, 21, 24 y 26).

5.1.1 Parámetros de diseño de entrada

Para los fines de comparación de todos los modelos, se tomó como base consideraciones iguales. A continuación se describen.

5.1.1.1 Número de habitantes

Con el objeto de que la planta cumpla con una vida útil de 20 años, se calculó el crecimiento de una población para ese periodo como la de la ciudad de Tula, Hidalgo. Para ello se empleó la tasa anual de crecimiento que de acuerdo con el INEGI es de 2.8% anual con base en el censo de 1990. Suponiendo que la tasa se mantiene por 20 años, el cálculo de la población se muestra en la TABLA 29.

TABLA 29 PROYECCIÓN DE LA POBLACIÓN EN DESARROLLO CON UNA TASA DE 2.80%

AÑO	FECHA	NÚMERO DE HABITANTES
0	1996	18,765
1	1997	19,290
2	1998	19,831

**TABLA 29 PROYECCIÓN DE LA POBLACIÓN EN DESARROLLO CON
UNA TASA DE 2.80%**

AÑO	FECHA	NÚMERO DE HABITANTES
3	1999	20,386
4	2000	20,957
5	2001	21,543
6	2002	22,147
7	2003	22,767
8	2004	23,404
9	2005	24,060
10	2006	24,733
11	2007	25,426
12	2008	26,138
13	2009	26,869
14	2010	27,622
15	2011	28,395
16	2012	29,190
17	2013	30,008
18	2014	30,848
19	2015	31,712
20	2016	32,599

Por tanto, la planta de tratamiento se debe diseñar para una población de 32,599 habitantes.

5.1.1.2 Cálculo del agua por tratar

Tomando en cuenta que la dotación de agua para la población es de 200 L/hab'd y que de ello se capta el 80%, que es una estimación alta, el gasto por tratar para la población proyectada se muestra en la TABLA 30.

TABLA 30 GASTO A TRATAR PARA LA POBLACIÓN ESTIMADA

AÑO	FECHA	NÚMERO DE HABITANTES	DOTACIÓN		APORTACIÓN	
			Q L/s	Q m ³ /s	Q L/s	Q m ³ /s
0	1996	18,765	49.87	0.050	34.75	0.035
1	1997	19,290	51.27	0.051	35.72	0.036
2	1998	19,831	52.70	0.053	36.72	0.037
3	1999	20,386	54.18	0.054	37.75	0.038
4	2000	20,957	55.69	0.056	38.81	0.039
5	2001	21,543	43.44	0.043	39.89	0.040
6	2002	22,147	44.65	0.045	41.01	0.041
7	2003	22,767	45.90	0.046	42.16	0.042
8	2004	23,404	47.19	0.047	43.34	0.043
9	2005	24,060	48.51	0.049	44.56	0.045
10	2006	24,733	57.25	0.057	45.80	0.046
11	2007	25,426	58.86	0.059	47.09	0.047
12	2008	26,138	60.50	0.061	48.40	0.048
13	2009	26,869	62.13	0.062	49.76	0.050
14	2010	27,622	63.94	0.064	51.15	0.051
15	2011	28,395	65.73	0.066	52.58	0.053
16	2012	29,190	67.57	0.068	54.06	0.054
17	2013	30,008	69.46	0.070	55.57	0.056
18	2014	30,848	71.40	0.071	57.13	0.057
19	2015	31,712	73.41	0.073	58.73	0.059
20	2016	32,599	75.46	0.076	60.37	0.060

De esta manera, el gasto de diseño resulta de 60 L/s. Para establecer el gasto máximo se emplea un factor pico de 2.45 (Metcalf y Eddy, 1991), por lo que el caudal máximo a tratar será de 147 L/s.

5.1.1.3 Calidad del agua

En cuanto a la calidad del agua a tratar se consideraron los valores correspondientes a un agua residual doméstica típica¹. Sin embargo y dado a que las lagunas se pueden aplicar a diversos tipos de agua, la DBO variará de 150 mgDBO/L valor que corresponde a áreas rurales, hasta cargas características del sector industrial, 8000 mgDBO/L.

Para la información climatológica se supusieron los datos para el clima característico de la Región de estudio,

Evaporación total anual	2,023.5 mm
Precipitación total anual	529.5 mm
Temperatura del mes más frío	14.9 °C

¹ Concentración típica de acuerdo con Metcalf y Eddy, 1991.

5.2 Diseño de lagunas aerobias

Una laguna aerobia sin aeración superficial se puede diseñar para una producción máxima de algas o de oxígeno (*lagunas aerobias de alta tasa*), o bien, para mantener las condiciones aerobias a través de toda la laguna (*lagunas aerobias de baja tasa*).

En este caso se diseñaron lagunas de baja tasa por ser las de mayor aplicación en el campo del control de la contaminación ya que las de alta tasa se emplean, principalmente, para fines de acuicultura dada su importancia en la producción de algas.

5.2.1 Método de diseño empleado para lagunas de baja tasa

Para este tipo de lagunas, no se tiene un modelo de diseño definido por lo que se emplean valores experimentales. El área necesaria se calcula mediante la ecuación de continuidad tomando en cuenta los valores recomendados para este tipo de lagunas (ver Tabla 31).

TABLA 31 RECOMENDACIONES DE DISEÑO DE LAGUNAS AEROBIAS

RECOMENDACIÓN DE DISEÑO	LAGUNAS AEROBIAS DE BAJA TASA
Tiempo de retención, d	10 a 40
Carga superficial, kg/ha·d	67 a 135

5.2.2 Metodología seguida para el diseño.

La metodología a seguir incluye las siguientes consideraciones

a) Suponer una carga superficial.

Para ello se consideraron tres valores del intervalo mostrado en la Tabla 31 (67, 90, 135 kg/had). La selección de estos se hizo para conocer la variabilidad que se presenta en el cálculo del área requerida cuando se usan cargas superficiales débiles, medias o altas ante diferentes cargas orgánicas.

$$C_s = S_o \left(\text{kg/m}^3 \right) \times Q \left(\text{m}^3/\text{d} \right)$$

b) Cálculo del área

Se supone una profundidad, en este caso de 1 m (los valores oscilan entre 90 y 120 cm), y se obtiene el volumen.

$$A_s = \frac{S_o \text{ (kg/d)}}{C_s \text{ (kg/ha} \cdot \text{d)}}$$

$$V = A_s \text{ (m}^2\text{)} \times \text{profundidad(m)}$$

c) Determinar el tiempo de retención hidráulica.

Con el volumen obtenido se emplea la ecuación de continuidad para obtener el valor del tiempo de retención hidráulica, el cual debe estar entre 10 y 40 días (Tabla 27).

$$\tau = \frac{V}{Q}$$

d) Se corrige el volumen calculándolo a partir del tiempo de retención obtenido en el inciso 3.

e) Se corrige el valor del área superficial considerando la misma profundidad (1 metro).

Un ejemplo del método de diseño empleado se puede observar en el Cuadro 1.

Cuadro 1 Diseño de lagunas de baja tasa

i. Suponiendo una carga superficial de 90 kg/ha.d,

$$S_o = 0.15 \text{ kg/m}^3 \cdot (12700 \text{ m}^3/\text{d}) = 1905 \text{ kg/d}$$

$$A_s = \frac{1905 \text{ kg/d}}{90 \text{ kg/ha} \cdot \text{d}} = 21.17 \text{ ha} = 211700 \text{ m}^2$$

$$V = 211700 \text{ m}^2 \cdot (1\text{m}) = 211700 \text{ m}^3$$

$$\tau = \frac{V}{Q} = \frac{211700 \text{ m}^3}{12700 \text{ m}^3/\text{d}} = 16.7 = 17\text{d}$$

ii. Finalmente, se calcula el volumen total con el tiempo de retención obtenido y el área se deduce para un tirante de 1m

$$V = (12700) \cdot (17) = 215900 \text{ m}^3$$

$$As = \frac{215900 \text{ m}^3}{1 \text{ m}} = 21.59 = 22 \text{ ha}$$

5.2.3 Resultados

La Tabla 32 y la FIG 34 muestran los resultados obtenidos al aplicar el método de cálculo establecido para este tipo de lagunas. Es importante mencionar que para el diseño se puede variar tanto la carga superficial para diversas cargas orgánicas, o bien, el tiempo de retención. Ambos conducen a resultados similares. Se debe hacer notar que para el diseño de estas lagunas, el área requerida se estima menor o igual a 4 ha por celda para cargas superficiales del orden de 67 a 135 kgDBO/had, lo que en términos de concentración, y para el gasto de 60 L/s, equivale a admitir a la entrada una DBO de 52 a 104 mg/L por celda. Como se puede observar, entre mayor es la carga orgánica se requiere un mayor número de celdas, el cual llega a ser tan grande que resulta en un sistema no costeable. En la práctica ello no ocurre pues esto se soluciona mediante el empleo de mecanismos de aeración artificial. Dicho de otra forma, el método se aplica sólo para agua residual doméstica.

Variaciones importantes en la carga superficial durante el diseño conduce a un sub o sobredimensionamiento y afecta de forma importante la calidad del efluente. En la Tabla 32 se observa que para una carga superficial de 135 kg/had la necesidad de un sistema en serie (con más de dos lagunas) comienza a partir de una DBO de 1000 mg/L, mientras que para un valor de 90 kg/had, la DBO es de 350 mg/L y para 67 kg/had, de 250 mgDBO/L.

En la FIG 34 se observa que la tendencia de las gráficas trazadas con los puntos obtenidos es de tipo exponencial.

TABLA 32 Resultados del diseño de lagunas aerobias

DBO (So), mg/L	Cs= 67 kg/had			Cs= 90 kg/had			Cs= 135 kg/had		
	n	tiempo de retención, d	Área (Ast1), ha	n	tiempo de retención, d	Área (Ast2), ha	n	tiempo de retención, d	Área (Ast3), ha
150	1	22	28	1	17	21	1	11	14
200	1	30	38	1	22	29	1	15	19
250	1	37	48	1	28	35	1	19	24
300	2	22	57	1	33	42	1	22	28
350	2	26	66	1	39	49	1	26	33
400	2	30	76	2	22	56	1	30	38
450	2	34	85	2	25	64	1	33	42
500	2	37	9	2	28	71	1	37	47
1000	4	37	190	4	28	141	2	37	94
2000	8	37	480	6	37	282	4	37	188
4000	15	40	760	12	37	564	8	37	376
8000	28	43	1516	22	40	6260	16	37	12041

* Número de lagunas requeridas para cumplir con una área por celda de 4 ha (ver TABLA 27).

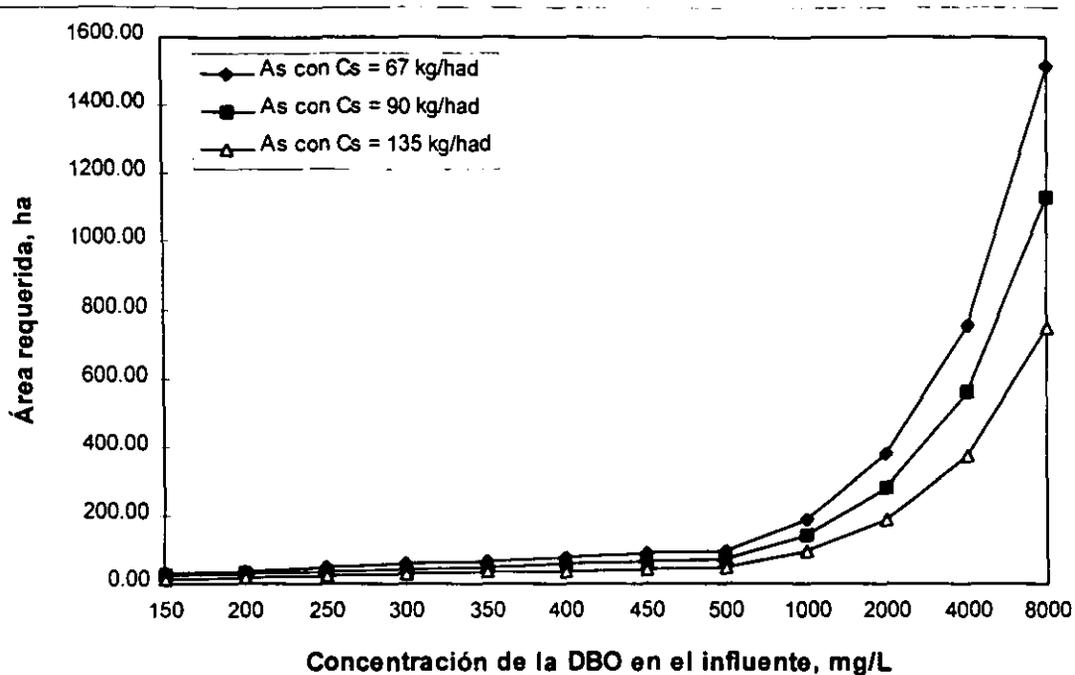


FIG 34 Área superficial requerida para diferentes cargas superficiales ante cargas orgánicas variables.

Para evaluar con mejor precisión la variación de área requerida que existe cuando se trata un agua residual se hizo la FIG 35. A partir de ésta, es posible determinar que una característica importante en el uso de métodos empíricos radica en el amplio intervalo de área, el cual garantiza que pese a errores humanos, el diseño tendrá poca variación sin llegar a condiciones extremas de sub o sobrediseño.

En la FIG 35 se puede observar que para una concentración de 250 mg/L, el requerimiento de área, para los tres valores de carga superficial empleada (67, 90 y 135 kg/had), el promedio es prácticamente el mismo (30 hectáreas). Esto es un indicador de que el tipo de certidumbre que se maneja es bajo, ya que mientras no se exceda de los 400 mg/L se puede esperar un comportamiento muy semejante sin que al momento de diseñar se tenga un error significativo.

En caso de tener una DBO de 400 mg/L, el subdimensionamiento sería del orden de 75% que para fines prácticos implica que la eficiencia será de 71% y no del 95%, como se advierte con esta remoción sólo se podría cumplir con los requerimientos para un reúso del agua en riego agrícola proveniente de ríos o para uso en suelo, de acuerdo con la NOM-001-ECOL-96 (ver Capítulo 3).

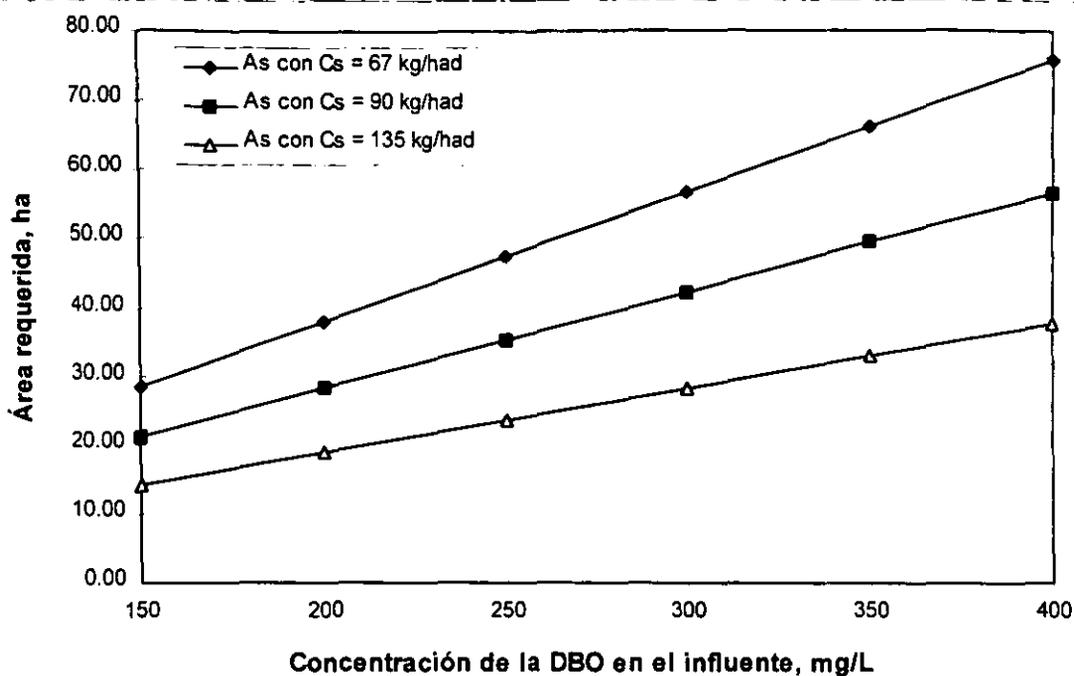


FIG 35 Área superficial requerida para un agua residual doméstica.

5.3 Diseño de lagunas aeradas

Este tipo de lagunas se emplean en el tratamiento de residuos domésticos de pequeñas y medianas ciudades así como de efluentes industriales (papelera, procesamiento de alimentos y petroquímica) (Eckenfelder, 1989). En estos sistemas no se encuentran algas, y la mayor cantidad de organismos presentes son bacterias, protozoarios y rotíferos.

Como se explicó en el Capítulo 4, las lagunas aerobias aeradas se dividen en dos grupos: las completamente mezcladas y las de mezcla parcial, por lo que es necesario analizar el comportamiento en requerimientos de área para los dos tipos de sistemas bajo diferentes valores de carga orgánica.

5.3.1 Lagunas aeradas con mezcla completa

En las lagunas aeradas con mezcla completa, el oxígeno disuelto y los sólidos son mantenidos en suspensión de manera uniforme a través del *estanque* por lo que se requiere una relación *suministro de potencia/volumen* alta. La remoción de DBO_5 varía de 50 a 60% con la desventaja de que el efluente transporta una gran cantidad de sólidos. De hecho, funcionan básicamente como un sistema de lodos activados sin recirculación.

5.3.1.1 Modelo empleado para el diseño

El modelo empleado se basa en la cinética y régimen de flujo característico de un reactor completamente mezclado de primer orden. Las variables que se pueden modificar son : k (rapidez de reacción para flujo completamente mezclado), τ (tiempo de retención hidráulica), S_0 (carga orgánica) y T (temperatura), para su cálculo se presenta la siguiente ecuación

$$\frac{S_e}{S_i} = \frac{1}{[1 + k \cdot \tau]}$$

El coeficiente k depende de la temperatura y del tipo del agua. Este coeficiente es igualmente sensible a la presencia de nutrientes (nitrógeno y fósforo). Por otro lado, el oxígeno requerido para la bioxidación es función de la proporción de DBO removida y de la cantidad de microorganismos presentes

$$O_r = a' Q(S_i - S_e) + b' X_v$$

donde

O_r : cantidad de oxígeno requerida, kg/d

a' : coeficiente del oxígeno consumido por unidad de DBO removida, kg O_2 /kg DBO_{rem}

b' : coeficiente de respiración endógena de las bacterias, kg O_2 /kg SSV·d

El coeficiente a' es variable dependiendo de la naturaleza de la materia orgánica por remover. En general, se encuentra entre 0.5 y 1.5 kg O_2 /kg DBO_{rem}. Para b' se tienen valores relativamente constantes de 0.06 a 0.1 kg O_2 /kg SSV·d.

Por otra parte, dado que el suministro de oxígeno no es igual en laboratorio que en campo, es necesario calcular el rendimiento N de un equipo de aeración en condiciones diferentes a las de referencia (20°C y 760 mm Hg), esto es

$$N = N_o \times \left(\frac{\beta C_w - C_L}{C_{O_{sat}}} \right) \times 1.024^{(T-20)} \times \alpha$$

donde

N_o : rendimiento del equipo de aeración en condiciones estándar (20°C y 760 mm Hg)

$C_{O_{sat}}$: concentración del oxígeno saturado en el agua residual, mg/L

C_L : concentración del oxígeno disuelto en el agua durante la aeración, mg/L

C_s : concentración del oxígeno saturado en agua pura a 20°C y 1 atm, mg/L

α : coeficiente de transferencia de oxígeno en el agua tratada (0.65 - 0.95)

β : factor de corrección por salinidad y tensión superficial (0.9 - 1.0)

Un problema en la aplicación de esta ecuación es que está influenciada por los cambios de temperatura en la laguna, la cual es función de la temperatura del agua que entra y de la del aire. Algunas fórmulas han sido desarrolladas para estimar la temperatura de las lagunas aeradas como la desarrollada por Mancini y Barnhar para aeración superficial.

$$T = \frac{A f T_a + Q T_i}{A f + Q}$$

donde

T_a : temperatura del aire, °C

T_i : temperatura del agua residual influente, °C

f : factor de proporcionalidad que involucra los coeficientes de transferencia de calor, el aumento del área superficial por el equipo de aeración y los efectos por el viento y la humedad es igual a 0.5

5.3.1.2 Datos requeridos de diseño.

$$S_o = 150 \text{ mg/L}$$

$$S_e (80\%, \text{ invierno}) = 30 \text{ mg/L}$$

$$S_e (90\%, \text{ verano}) = 25 \text{ mg/L}$$

$$T_{w_{\text{aire}}} (\text{verano}) = 25 \text{ °C}$$

$$T_{w_{\text{aire}}} (\text{invierno}) = 14.9 \text{ °C}$$

$$T_{\text{agua}} (\text{promedio}) = 18 \text{ °C}$$

$$\text{Altitud} = 2240 \text{ msnm}$$

$$\text{O}_2 \text{ disuelto} = 1.5 \text{ mg/L}$$

$$\text{Profundidad} = 4 \text{ m}$$

$$\text{Gasto} = 147 \text{ L/s}$$

El Cuadro 2 muestra un ejemplo del método de cálculo seguido.

Cuadro 2 Diseño de lagunas aeradas con mezcla completa

i. Calcular del área de la laguna

Considerando que $k = 2.5 @ 20 \text{ °C}$ para una reacción de primer orden y que el factor de dispersión es igual a 1 (diagrama de Wehner-Wilhem), se tiene

$$90 \% \text{ para verano} \quad k\tau = 5$$

$$80 \% \text{ para invierno} \quad k\tau = 3.2$$

La constante de rapidez para los periodos de verano e invierno son

$$\text{verano:} \quad k_{25} = 2.5 \cdot (1.036)^{(25-20)} = 2.98 \text{ d}^{-1}$$

$$\text{invierno:} \quad k_{15} = 2.5 \cdot (1.036)^{(15-20)} = 2.09 \text{ d}^{-1}$$

Con este valor se calcula el tiempo de retención sustituyendo en la ecuación $k\tau$ correspondiente

$$\tau (\text{verano}) = 1.7 \text{ d}$$

Cuadro 2 Diseño de lagunas aeradas con mezcla completa

$$\tau(\text{invierno}) = 1.5 \text{ d}$$

El valor crítico corresponde al verano y es este el que se emplea para calcular el volumen y área total de la laguna.

$$V = 12700 \cdot (1.7) = 21590 \text{ m}^3$$

$$A_T = \frac{21590}{4} = 5398 = 5400 \text{ m}^2$$

ii. Calcular la temperatura a partir del valor del área total obtenida

$$T_{w,ver} = \frac{5400 \cdot (0.5) \cdot (25) + 12700 \cdot (18)}{4000 \cdot (0.5) + 12700} = 19^\circ\text{C}$$

$$T_{w,inv} = \frac{5400 \cdot (0.5) \cdot (14.9) + 12700 \cdot (18)}{4000 \cdot (0.5) + 12700} = 17.6^\circ\text{C}$$

Como se consideró un valor de 25 °C para verano y de 15 °C para invierno, es necesario volver a calcular las constantes con los valores obtenidos

$$\text{verano: } k_{19} = 25 \cdot (1.036)^{(19-20)} = 2.4 \text{ d}^{-1}$$

$$\text{invierno: } k_{17.6} = 25 \cdot (1.036)^{(17.6-20)} = 2.3 \text{ d}^{-1}$$

por lo que el valor del tiempo de retención es

$$\tau(\text{verano}) = 2.08 \text{ d}$$

$$\tau(\text{invierno}) = 1.4 \text{ d}$$

y

$$V = 12700 \cdot (2.08) = 25400 \text{ m}^3$$

$$A_T = \frac{25400}{4} = 6350 \text{ m}^2$$

calculando de nuevo el valor de la temperatura con base al área calculada, se tiene

Cuadro 2 Diseño de lagunas aeradas con mezcla completa

$$T_{w \text{ ver}} = \frac{6350 \cdot (0.5) \cdot (25) + 12700 \cdot (18)}{6350 \cdot (0.5) + 12700} = 19.4 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$T_{w \text{ inv}} = \frac{6350 \cdot (0.5) \cdot (14.9) + 12700 \cdot (18)}{6350 \cdot (0.5) + 12700} = 17.4 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Los valores obtenidos son más cercanos a los del cálculo previo. Si se desea mayor precisión se puede seguir iterando, pero considerando que el valor es lo suficientemente cercano al estimado ($\pm 1.5\%$ de diferencia), el volumen de la laguna se estima en 25400 m^3 con una área de 0.63 ha .

iii. Calcular la DBO soluble

Con base en el tiempo de retención obtenido durante verano, 2 d

$$S = \frac{k_s(1 + \tau kd)}{\tau(Yk - kd) - 1} = \frac{100 \cdot (1 + (2) \cdot (0.07))}{2(0.65 \cdot (6) - 0.07) - 1} = 17 \text{ mg/L}$$

iv. Determinar la DBO efluente

$$\text{verano: } S_e = S_o \cdot \left[\frac{1}{1 + k\tau} \right] = 150 \cdot \left[\frac{1}{1 + 2.4 \cdot (2)} \right] = 26.0 \text{ mg/L}$$

$$\text{invierno: } S_e = S_o \cdot \left[\frac{1}{1 + k\tau} \right] = 150 \cdot \left[\frac{1}{1 + 2.3 \cdot (2)} \right] = 27.0 \text{ mg/L}$$

La relación invierno/verano es de 1.04

v. Calcular la concentración de sólidos biológicos

$$X_v = \frac{Y \cdot (S_o - S)}{1 + k_b \cdot \tau} = \frac{0.65 \cdot (150 - 17)}{1 + 0.07 \cdot (2)} = 76 \text{ mgSSV/L}$$

vi. Calcular el valor de los sólidos suspendidos en la laguna antes de sedimentar

$$SS = 150 + \frac{17}{0.8} = 171 \text{ mg/L}$$

Cuadro 2 Diseño de lagunas aeradas con mezcla completa

vii. Calcular del requerimiento de O_2

$$O_r = \frac{Q \cdot (S_o - S) \cdot (10^{-3})}{f} - 1.42 \cdot P_x; \quad f = 0.68$$

$$P_x(\text{purga}) = Q \cdot X_v(10^{-3})Y_{\text{obs}}; \quad Y_{\text{obs}} = 1.0$$

al sustituir

$$P_x(\text{purga}) = 12700 \cdot (76)(10^{-3})1.0 = 965.2$$

$$O_r = \frac{12700 \cdot (150 - 17) \cdot (10^{-3})}{0.68} - 1.42 \cdot (965.2) = 1113 \text{ kgO}_2 / \text{d}$$

viii. Establecer la relación de O_2 requerido por DBO removida

$$R = \frac{O_r}{Q \cdot (S_o - S) \cdot 10^{-3}} = \frac{1113}{12700 \cdot (150 - 17) \cdot 10^{-3}} = 0.66$$

ix. Determinar los requerimientos del aerador

i.- Transferencia de oxígeno = 1.8 kgO_2/kWh

ii.- $C_{\text{Osat}} @ 19^\circ\text{C} = 9.26$

iii.- C_{Osat} corregido por altitud (0.78) = 7.22

iv.- $C_{s20} @ 20^\circ\text{C} = 9.08$

v.- $C_L = 1.5 \text{ mg/L}$

$$N = N_o \cdot \alpha \cdot \left(\frac{\beta C_{\text{Osat}} - C_L}{C_{s20}} \right) \cdot 1.024^{(T-20)}; \quad \alpha = 0.85, \quad \beta = 1.0$$

$$N = 1.8 \cdot 0.85 \cdot \left(\frac{7.22 - 1.5}{9.08} \right) \cdot 1.024^{(19-20)} = 23 \text{ kgO}_2 / \text{kW} \cdot \text{d}$$

x. Calcular la potencia total requerida

$$P_T = \frac{1113 \text{ kgO}_2 / \text{d}}{23 \text{ kgO}_2 / \text{kW} \cdot \text{d}} = 48.4 \text{ kW} = 65 \text{ hp}$$

xi. Verificar los requerimientos de mezclado para un régimen de flujo completo

$$V = 25400 \text{ m}^3$$

$$P_T = 48.4$$

Cuadro 2 Diseño de lagunas aeradas con mezcla completa

$$N_p = \frac{48.4}{25.4} = 1.9 \text{ kW}/10^3 \text{ m}^3$$

5.3.1.3 Resultados

a) Variación del requerimiento de área

La Tabla 33 muestra los resultados obtenidos al aplicar la metodología descrita para diferentes cargas orgánicas.

TABLA 33 RESULTADOS AL APLICAR EL MÉTODO PARA DISEÑAR LAGUNAS AERADAS DE MEZCLA COMPLETA.

S _o mg/L	T _w		n	τ d	S _e mg/L ver	A ha	Or kgO ₂ /d	N kgO ₂ /kWd	P _T hp	N _p kW/10 ³ m ³
	ver	inv								
150	19	17	1	2.0	27	0.634	1113	23.3	65	1.9
200	20	17	1	3.6	40	1.143	1763	23.3	101	1.65
250	20	17	1	3.6	50	1.143	2228	23.3	128	2.0
300	20	17	1	3.6	60	1.143	2693	23.3	155	2.54
350	20	17	1	4.3	60	1.37	3296	23.3	191	3.1
400	21	17	1	4.9	60	1.56	3866	23.3	230	2.88
450	21	17	1	5.4	60	1.72	4487	23.3	267	2.9
500	21	17	1	6.0	60	1.90	5142	23.3	306	3.0
1000	22	17	1	12	60	3.81	12252	23.3	729	3.6
2000	20	17	2	6.5	219	1.78	18158	23.3	1045	19
					24					
4000	20	17	2	8.4	348	2.67	38387	23.3	2210	31
					30					
8000	21	17	2	12	482	3.81	83305	22.5	4958	48
					29					

En general, varios reactores completamente mezclados (RCM) tienden a un sistema de flujo pistón, lo que permite obtener mejores calidades de agua al generar altas eficiencias (> 90%) de remoción de materia orgánica aunque con la desventaja de requerir un área mayor. Así en la Tabla 33 se observa que a medida que se incrementa la carga orgánica la variación de área se incrementa necesitando más de un reactor. Sin embargo, dadas las características (mayor área y mayor remoción) del primer reactor, el segundo es de dimensiones menores, lo que ofrece un sistema de tamaño accesible tanto para su operación como mantenimiento.

En la Tabla 33 se puede ver que cuando se requieren dos reactores, el área global demandada para una concentración de 4000 mgDBO/L es de 4 ha con una calidad del efluente de 30 mg/L de materia orgánica ; mientras que con un sólo reactor, el mismo requerimiento de área se tiene para

una concentración de 1000 mgDBO/L con una concentración final de 60 mg/L. Pese a que el valor de 60 mgDBO/L es aceptado por la NOM-001-ECOL-96, excepto para el empleo para fines de protección acuática, es más fácil manejar dos reactores con áreas menores que uno sólo con alto requerimiento de área. Esto permite tener un mejor control en la operación y mantenimiento del sistema.

b) Análisis para la variable k

Con respecto a la influencia de la constante de rapidez se debe destacar que k es función de la temperatura y que cualquier variación de ésta última afecta directamente la calidad final del efluente. Así en general, para el diseño de las lagunas es básico considerar la temperatura durante los periodos de verano e invierno donde se alcanzan valores críticos. Al aumentar el valor de la temperatura, el valor de k también aumenta y los requerimientos de área disminuyen. Si el diseño se realiza con temperaturas no representativas de las condiciones de mayor predominio es posible tener problemas por sub o sobrediseño. En el la Tabla 34 se puede observar las variaciones de área obtenidas al calcularla a diferentes temperaturas.

TABLA 34. VARIACIÓN DE LA k , τ Y DE ÁREA PARA DIFERENTES TEMPERATURAS EN LOS PERIODOS DE VERANO E INVIERNO.

Verano			Invierno			Área ha
T, °C	k, d ⁻¹	τ , d	T, °C	k, d ⁻¹	τ , d	
35	4.25	1.18	10	1.76	1.82	2.31
19	2.4	2.08	17.6	2.3	1.4	6.35
25	2.98	1.7	15	2.09	1.5	4.00

Como se mencionó, el análisis de la variación de k depende de como se establezcan las temperaturas en los periodos de verano e invierno. Comparando los resultados de la Tabla 34, se puede observar que el aumento de la temperatura se relaciona directamente con el aumento de k no así con el tiempo de retención hidráulica, el cual varía entre 1.1 y 2.09. Es precisamente el valor de éste último el que determina el diseño de la laguna y, por tanto, el área de la misma. De manera que si no se hace una corrección por temperatura el error de diseño es significativo.

De acuerdo con la Tabla 34, el diseñador puede optar por el primer resultado donde se tiene un área de 2.3 ha para temperatura de 35 y 10 °C, si no considera el valor del tiempo de retención hidráulica pensará que es la mejor opción ya que no necesita de grandes extensiones de terreno, pero olvida que este cálculo se realizó prevaleciendo las condiciones de invierno y para la época de verano la laguna será insuficiente para tratar el caudal de diseño. Este subdimensionamiento será del 40%, lo que implica serios problemas en la operación de la planta de tratamiento. En resumen, el modelo es adecuado siempre y cuando se siga el procedimiento descrito, esto es, se considere para el diseño al tiempo de retención más alto (verano).

5.3.2 *Lagunas aeradas con mezcla parcial*

En estas *lagunas*, la aeración sirve sólo para proveer un adecuado abastecimiento de oxígeno. Lo anterior se debe a que al mantenerse el oxígeno sólo en las capas superiores del tanque una parte de los sólidos está en suspensión, los cuales salen con el efluente, mientras la parte restante decanta en el fondo del mismo (Middlebrooks y Crites, 1988).

5.3.2.1 Modelo empleado para el diseño

El modelo seleccionado para su análisis es el basado en un reactor de flujo pistón con cinética de primer orden. Así, la remoción de la DBO se estima empleando un modelo de j reactores completamente mezclados

$$\frac{S_j}{S_i} = \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{k\tau}{j}\right)\right]^j}$$

donde

S_j : concentración de la DBO en el efluente por celda, mg/L
 j : número de celdas en la serie

Teóricamente, un número de reactores de igual volumen dispuestos en serie es más eficiente que reactores de volúmenes diferentes; sin embargo, la topografía del terreno es una de las razones para proyectar celdas o *lagunas* de volúmenes desiguales. En este caso se considerará el diseño de lagunas con volúmenes iguales.

Para la configuración de las *lagunas* parcialmente mezcladas se recomienda que las celdas se diseñen con una relación largo/ancho de 3:1 o 4:1 para favorecer un flujo pistón. Las dimensiones de las celdas se pueden calcular por medio de la ecuación (Middlebrooks y Crites, 1988).

$$V = \left[LW + (L - 2sh)(W - 2sh) + 4(L - sh)(W - sh) \right] \frac{h}{6}$$

donde

L : longitud de la *laguna* o celda, m
 W : ancho de la *laguna* o celda, m
 s : factor de inclinación (ej. 3:1, $s=3$)
 h : profundidad de la *laguna*, m

Con respecto al oxígeno requerido y su suministro, así como el cálculo de la temperatura se determinan tal como se indicó en el diseño de las lagunas aeradas con mezcla completa.

5.3.2.2 Datos de diseño

Los datos requeridos para el diseño son :

- $S_0 = 150 \text{ mg/L}$
- $k_{20} = 0.28 \text{ d}^{-1}$ (ver Tabla 14)
- $T_w = 20 \text{ }^\circ\text{C}$
- $T_{a_{\text{frío}}} = 14.9 \text{ }^\circ\text{C}$
- $T_{a_{\text{caliente}}} = 25 \text{ }^\circ\text{C}$
- Altitud = 2240 msnm
- O_2 disuelto = 2 mg/L
- Profundidad = 4 m
- Gasto = 12700 m³/d

El ejemplo del cálculo se presenta en el Cuadro 3

Cuadro 3 Diseño de lagunas aeradas con mezcla parcial

i. Calcular el área de la laguna

Considerando que el agua en la laguna en invierno tiene una temperatura de 10°C

$$k = 0.28 \cdot (1.036)^{(10-20)} = 0.197 \text{ d}^{-1}$$

con este valor se calcula el tiempo de retención

$$\tau = \frac{j}{k} \cdot \left[\left(\frac{S_0}{S_e} \right)^{1/j} - 1 \right]; \quad \text{donde } j = \text{número de reactores}$$

El valor óptimo de j es aquel que conduce a las menores variaciones de τ al modificar su valor, por lo que es necesario iterar. En general, se acepta un error de desviación del $\pm 5\%$ de tiempo de retención para determinar el número de reactores.

$j=1$	$\tau_1 = 25.38 \text{ d}$	
$j=2$	$\tau_2 = 14.72$	% Desv. = 58
$j=3$	$\tau_3 = 12.44$	% Desv. = 48
$j=4$	$\tau_4 = 11.48$	% Desv. = 45
$j=5$	$\tau_5 = 10.94$	% Desv. = 43
$j=6$	$\tau_6 = 10.60$	% Desv. = 42

A medida que aumenta se tiende a un reactor de tipo flujo pistón, para este caso el cálculo se puede hacer considerando sólo cuatro reactores, ya que la variación del porcentaje de desviación es menor y los resultados serían muy similares.

$$\tau_1 = \tau_2 = \tau_3 = \tau_4 = 11.48/4 = 2.87 = 3.0 \text{ d (ver Tabla 27)}$$

$$V = 12700 \cdot (3) = 38100 \text{ m}^3$$

Cuadro 3 Diseño de lagunas aeradas con mezcla parcial

ii. Calcular las dimensiones de la celda, suponiendo una relación largo/ancho de 4 : 1.

$$V = L \cdot W + (L - 2s \cdot h) \cdot (W - 2s \cdot h) + 4(L - s \cdot h) \cdot (W - s \cdot h) \cdot \frac{h}{6}$$

$$W^2 - 8.75W = 0.0833V - 19.5 = 3154.23$$

$$(W - 4.375)^2 = 3173.4$$

$$W = 52 \text{ m}$$

$$L = 52 \cdot (4) = 208 \text{ m}$$

$$As = (52) \cdot (208) = 10800 \text{ m}^2 = 1.08 \text{ ha}$$

iii. Verificar la temperatura del agua en la laguna

$$T_w = \frac{AfT_a + QT_i}{AF + Q}; f = 0.5$$

$$T_w = \frac{10800 \cdot (0.5) \cdot (14.9) + 12700 \cdot (18)}{10800 \cdot (0.5) + 12700} = 17 \text{ }^\circ\text{C}$$

iv. Como se consideró una temperatura de 10 °C en el paso 1, es necesario volver a calcular la constante (k) para una de 15°C

$$k_{15} = 0.28 \cdot (1.036)^{(15-20)} = 2.35 \text{ d}^{-1}$$

por lo que el valor del tiempo de retención es

$$\tau (n=4) = 2.405 \text{ d}$$

y

$$V_2 = 12700 \cdot (2.4) = 30544 \text{ m}^3$$

$$W^2 - 8.75W = 0.0833(30544) - 19.5 = 2524.8$$

$$W = 45.87 \text{ m}$$

$$L = 45.87(4) = 183.5 \text{ m}$$

$$As = (45.87) \cdot (183.5) = 8416.15 \text{ m}^2 = 0.84 \text{ ha}$$

Verificar la temperatura del agua en la laguna

Cuadro 3 Diseño de lagunas aeradas con mezcla parcial

$$T_w = \frac{8417 \cdot (0.5) \cdot (14.9) + 12700 \cdot (18)}{8417 \cdot (0.5) + 12700} = 17.22 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Los resultados de una segunda iteración considerando una temperatura de 17°C son

$$\begin{aligned} k &= 0.252\text{d}^{-1} \\ \tau &= 2.25\text{d} \\ V_3 &= 28575\text{m}^3 \\ W &= 53\text{m} ; L = 212\text{m} \\ A_s &= 11236\text{m}^2 \\ T_w &= 17.07^\circ\text{C} \end{aligned}$$

v. Calcular el requerimiento máximo de O₂ para cada celda durante los meses de primavera

$$T_w = \frac{11236 \cdot (0.5) \cdot 25 + 12700 \cdot (18)}{11236 \cdot (0.5) + 12700} = 20.14 \text{ } ^\circ\text{C}$$

para 20°C la constante de saturación es de 9.08 mg/L

vi. Calcular la concentración de DBO en el efluente

$$\text{Carga orgánica} = (12700\text{m}^3/\text{d})(0.150\text{kg}/\text{m}^3) = 1905\text{kg}/\text{d}$$

$$C_1 = C_o \times \frac{1}{\left[\frac{k_c \tau}{1} + 1 \right]^j} = (150) \times \frac{1}{\left[\frac{0.252(2.25)}{1} + 1 \right]^1} = 96 \text{ mgDBO} / \text{L}$$

$$\begin{aligned} C_2 &= 58.3 \text{ mgDBO}/\text{L} \\ C_3 &= 34.68 \text{ mgDBO}/\text{L} \\ C_4 &= 21 \text{ mgDBO}/\text{L} \end{aligned}$$

vii. Calcular los requerimientos del aerador

- Transferencia de oxígeno = 1.8 kgO₂/kWh
- C_{Osat} @19°C = 9.26
- C_{Osat} corregido por altitud (0.78) = 7.22
- C_{s20} @ 20°C = 9.08
- C_L = 1.5 mg/L

$$N = \frac{Na}{\alpha \cdot \left(\frac{\beta C_{sw} P - C_L}{C_{s20}} \right) \cdot 1.024^{(T-20)}}; \quad \alpha = 0.85, \quad \beta = 1.0, \quad P = 1.0$$

Si se considera que la demanda de O₂ es de 1.5 veces la carga orgánica tenemos

Cuadro 3 Diseño de lagunas aeradas con mezcla parcial

$$Na_1 = (1.5)(1905\text{kg/d})(24^{-1}) = 119 \text{ kgO}_2/\text{h}$$

$$Na_2 = (1.5)(1219.2\text{kg/d})(24^{-1}) = 76.2 \text{ kgO}_2/\text{h}$$

$$Na_3 = (1.5)(740.4\text{kg/d})(24^{-1}) = 46.3 \text{ kgO}_2/\text{h}$$

$$Na_4 = (1.5)(440.5\text{kg/d})(24^{-1}) = 27.53 \text{ kgO}_2/\text{h}$$

$$N_1 = \frac{119}{0.85 \cdot \left(\frac{8.172 - 1.0}{7.3} \right) \cdot 1.024^{(20-20)}} = 142.54 \text{ kgO}_2/\text{h}$$

$$N_2 = 91.27 \text{ kgO}_2/\text{h}$$

$$N_3 = 55.46 \text{ kgO}_2/\text{h}$$

$$N_4 = 32.98 \text{ kgO}_2/\text{h}$$

viii. Considerando $1.42\text{kgO}_2/\text{hp}\cdot\text{h}$ se calcula la transferencia de oxígeno

$$P_{T1} = \frac{142.5 \text{ kgO}_2 / \text{h}}{1.4 \text{ kgO}_2 / \text{hp} \cdot \text{h}} = 102 \text{ hp}$$

$$P_{T2} = 65 \text{ hp}$$

$$P_{T3} = 40 \text{ hp}$$

$$P_{T4} = 24 \text{ hp}$$

ix. Verificar los requerimientos de mezclado

$$V = 28575\text{m}^3$$

$$P_T = 231 \text{ hp}$$

$$N_p = \frac{231}{28575} = 0.08 \text{ hp} = 0.006 \text{ kW} / \text{m}^3$$

5.3.2.3 Resultados

a) Variación edl área

La Tabla 35 muestra los resultados obtenidos al diseñar un sistema lagunar de tipo aerado con mezcla parcial para diversos valores de DBO del influente

TABLA 35 RESULTADOS AL APLICAR EL MÉTODO PARA DISEÑAR LAGUNAS AERADAS CON MEZCLA PARCIAL.

S _o mg/L	T _w		n	τ d	S _e , mg/L ver	P _T hp	A _T ha
	ver	inv					
150	20	17	4	2.25/c 9.0	21	231	4.5
200	21	17	4	2.5/c 10.0	24	199	5.1
250	21	17	4	2.8/c 11.10	23	295	5.6
300	21	17	4	3.1/c 12.35	21	340	6.16
350	21	17	4	3.4/c 13.6	20	383	6.56
400	21	17	4	3.6/c 14.5	20	428	7.0
450	21	17	5	3.0/c 14.3	17	675	5.4
500	21	17	5	3.0/c 15	24	750	5.4
1000	21	17	6	3.0/c 18	19	1500	6.48
2000	21	17	7	3.4/c 24	13	4580	11.5
4000	21	17	8	3.5/c 28	10	9330	13.5
8000	21	17	10	3.1/c 31	9.3	19870	15.4

De acuerdo con los resultados de la Tabla 35 hasta una concentración de 400 mgDBO/L sólo se requieren cuatro reactores obteniendo una eficiencia del 86%. Sin embargo, a medida que aumenta la carga orgánica la cantidad de reactores necesarios para obtener una remoción del 80 % también incrementa llegando a ser de 10 para una carga de 8000 mgDBO/L. Al manejar volúmenes iguales se tiene como consecuencia un mayor requerimiento de personal y equipo para mantener la planta de tratamiento en condiciones adecuadas de operación y mantenimiento.

De acuerdo a como se realizó el ejemplo del Cuadro 3, el valor de la remoción de materia orgánica es mayor de 99.88%, ya que se buscó cumplir con los requerimientos de tiempo de retención hidráulica con base en la Tabla 27.

b) Variación de la eficiencia de remoción

Como se observa, el número de reactores y, por tanto, el área que se requiere incrementa a medida que la carga orgánica en el influente aumenta. Un factor que debe ser considerado es que de acuerdo con la Tabla 27 este tipo de lagunas tiene eficiencias de remoción del 70 a 90 por ciento y el cálculo que se realizó fue considerando una calidad del efluente ≤ 30 mg/L, lo que implica órdenes de remoción mayores del 90% (ver FIG 36). En esta figura para $> 80\%$ de remoción el aumento en el número de reactores abate el área requerida a partir de los 500 mgDBO/L. Para DBO menores de 500 mg/L se opta en este trabajo por tener un número menor de celdas para simplificar la operación aún cuando aumente el área. Otra opción, sin duda es tener más de cuatro celdas para una DBO < 1000 mg/L.

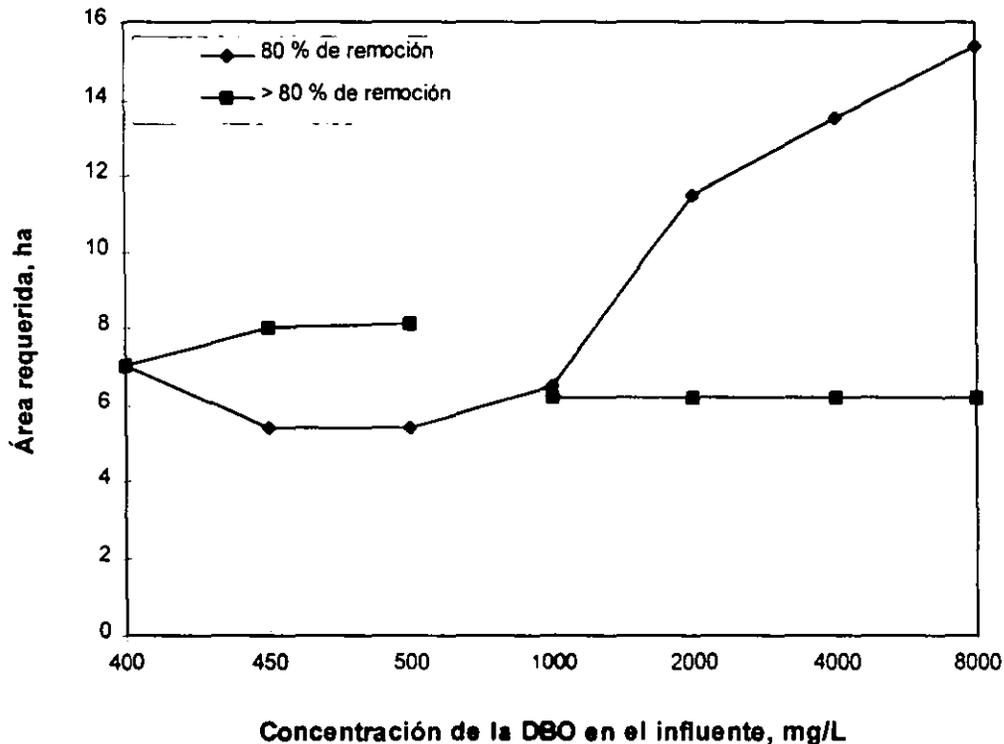


FIG 36 Requerimientos de área para lagunas de mezcla completa en función de la calidad del efluente esperada.

El comparar los requerimientos de área en función de la calidad del efluente esperado conduce a elegir que el diseño sea realizado sin esperar más de un 80% de remoción, ya que en el caso contrario se tendría un número muy superior de lagunas impactando directamente en el área disponible y por consiguiente en los costos de construcción y operación. Para alcanzar los valores

establecidos en la NOM-001-ECOL-96 tan sólo basta con incluir un sistema de pulimento para el cálculo con valores de eficiencia del 80%.

b) *Análisis de k*

Nuevamente, el análisis de la variación de la constante de rapidez trae implícita la variación de la temperatura del agua. En el ejemplo del Cuadro 3, se realizó el cálculo para tres diferentes temperaturas y como se puede observar en el Cuadro 4 a medida que el valor se incrementa, el valor de la constante de rapidez también aumenta, sin embargo, la variación en el valor del área es diferente ya que para 10 y 17 °C es similar mientras que para un punto intermedio (15°C) el requerimiento disminuye (ver TABLA 36).

TABLA 36. RELACIÓN DE LA TEMPERATURA CON LA k Y EL ÁREA REQUERIDA

Temperatura, °C	k , d^{-1}	Área, ha	% de diferencia
10	0.197	1.08	29
15	0.235	0.84	0
35	0.480	0.73	13

Podría pensarse en forma errónea, si no se analiza el comportamiento a diferentes temperaturas, la variación de la temperatura sobre los requerimientos de área favorece los climas cálidos y sólo en ellos convendría colocar este tipo de tratamiento. Sin embargo, aún cuando el área es menor el tiempo de retención implícito es de 2 d mientras que en la literatura (Tabla 27) se señala como mínimo de 3 d para una remoción de materia orgánica entre 70 y 80%. Como se puede observar al ganar en poco requerimiento de terreno se pierde en eficiencia de operación medida en términos de la DBO.

5.3.3 *Comparación de los requerimientos de área entre los dos métodos de diseño*

La FIG 37 muestra la relación que guardan los requerimientos de área para las lagunas aeradas con mezcla total y parcial.

En esta figura se puede observar que las lagunas de mezcla completa requieren una menor área de construcción. Sin embargo, este tipo de régimen en la realidad no se alcanza, siendo el uso de estas lagunas poco común. No así para las lagunas de mezcla parcial, las cuales tienden a igualar un flujo de tipo pistón "en la realidad". Al tener un sistema de estas características se sacrifica el área por una mejor calidad del efluente,

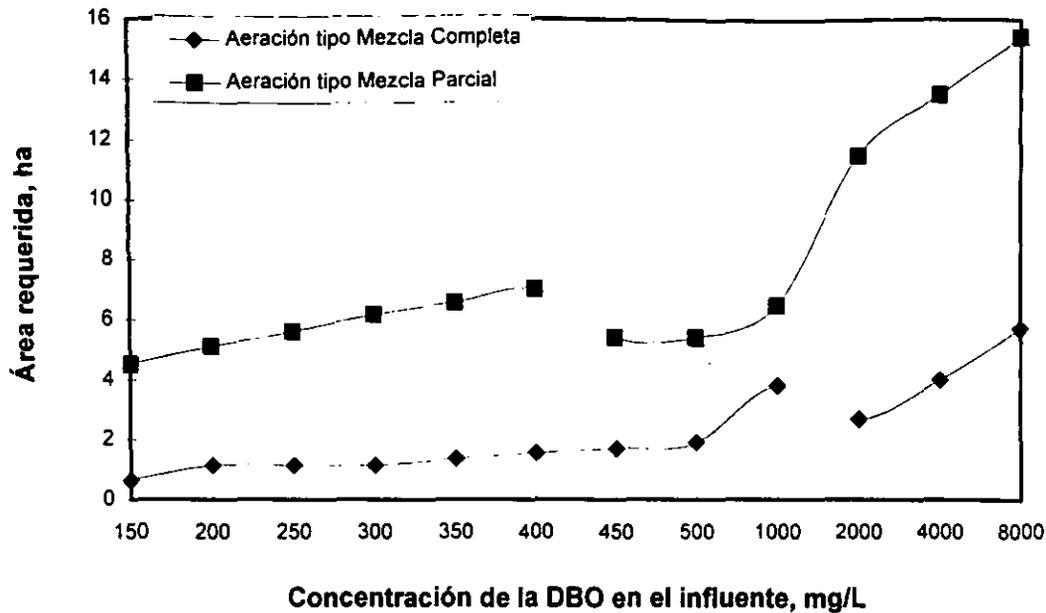


FIG 37 Relación de áreas ante la variación de carga en lagunas aeradas.

En general, la diferencia entre un RFP y un RCM, vista como la necesidad de terreno disponible, es del orden de 5 hectáreas, lo que para un evaluación técnico-económica tiene impacto del 2 % sobre el costo del terreno. En general, el tipo de laguna que más se apega a la realidad es el de mezcla parcial, restringido a cargas orgánicas menores de 1000 mg/L puesto que después de este valor los requerimientos de área se vuelven incosteables comparando con las necesidades de una laguna completamente mezclada.

Otra diferencia que es notoria durante el diseño de estos reactores aerados es que a medida que se incrementa la carga orgánica se incrementa el área hasta un punto donde se presentan discontinuidades (FIG 37), las cuales son resultado de un incremento acelerado en el número de reactores. Para un sistema de mezcla completa tal discontinuidad se presenta a una concentración de DBO de 1000 mg/L, mientras que para los de mezcla parcial aparece a una concentración de 400 mgDBO/L.

b) Efecto de la eficiencia de remoción

Un análisis que resultó de interés fue observar como se modifica la calidad del efluente esperado cuando se alteran las condiciones de entrada, en este caso la concentración de la materia orgánica medida como DBO (ver Tabla 37).

En la Tabla 37 se fijaron los valores obtenidos para una concentración de 250 mg/L para ambos casos, es decir, se mantuvo la constante cinética y el tiempo de retención, así como el área. Únicamente se varió la concentración de la DBO entrante, considerando posibles diluciones o un aumento de la concentración, lo cual es un fenómeno frecuente en las plantas de tratamiento. En la FIG. 38 se muestra dicha variación.

TABLA 37 VARIACIÓN DE LA CALIDAD DEL EFLUENTE

So, mg/L	RCM	RFP
	Se, mg/L	Se, mg/L
150	16	13
200	21	18
250	26	22
300	31	27
500	52	44

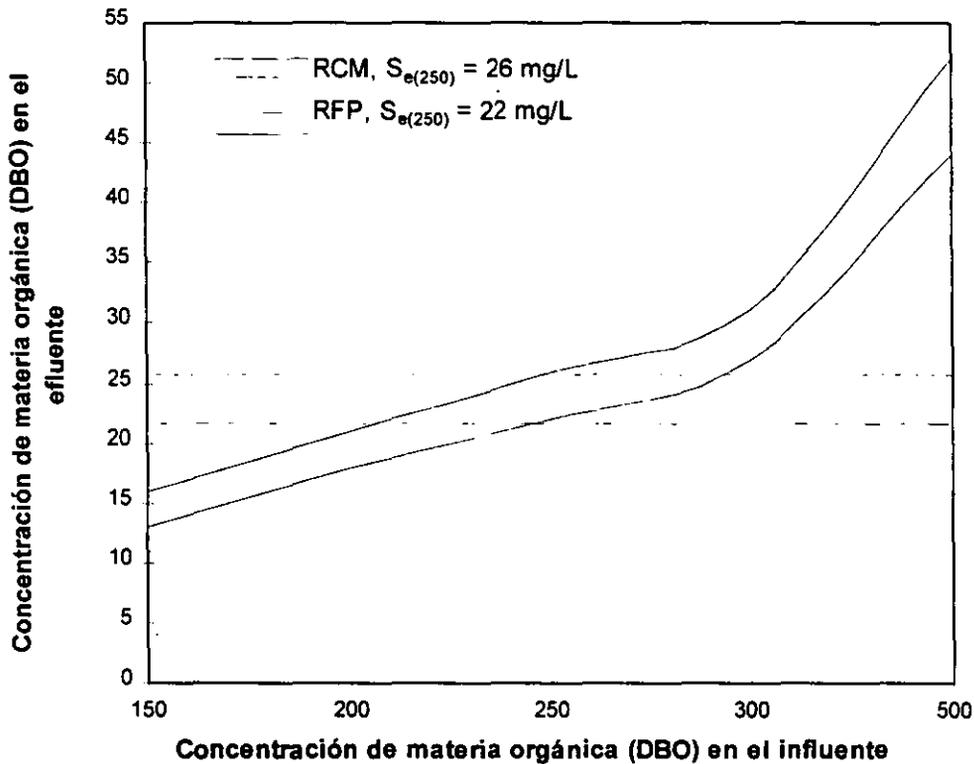


FIG 38. Efecto de la concentración de DBO a la salida ante variaciones de carga orgánica a la entrada.

Como es de esperarse ante cargas orgánicas diluidas, la eficiencia de remoción es mayor obteniendo efluentes con remociones del 94%. Mientras que a medida que la concentración de materia orgánica se incrementa la calidad del efluente disminuye (79%). Resulta importante señalar que pese al abatimiento de la eficiencia de remoción se cumple satisfactoriamente con los límites máximos permisibles en la NOM-001-ECOL-96; sin embargo, se debe recordar que en la realidad el diseño está hecho para una concentración de 250 mg/L, es decir, los requerimientos de área son inadecuados para cargas por arriba y abajo de la de diseño.

5.4 Diseño de lagunas facultativas

Aunque uno de los objetivos de este capítulo es analizar el requerimiento de área ante variaciones de carga orgánica empleando modelos preferentemente cinéticos también se consideró el análisis de modelos empíricos dado su gran uso.

5.4.1 Método de correlaciones empíricas

Este método permite estimar la calidad del efluente de las lagunas en función de la carga orgánica, parámetro que es considerado como el factor más importante de diseño (Yáñez, 1993). El modelo empleado en este trabajo de tesis corresponde al encontrado durante diversas evaluaciones de las lagunas ubicadas en San Juan, Lima, Perú por Yáñez.

$$C_{sr} = A + B \cdot C_s$$

Para los valores de los coeficientes A y B se emplean los valores correspondientes a un sistema lagunar compuesto por una laguna primaria, una secundaria y una terciaria para un intervalo de 18 a 466 kgDBO/ha.d (Cuadro 4). Los valores son

Sistema lagunar	A	B	kg/ha.d
Primaria + secundaria + terciaria	-8.53	0.942	18 - 466

De manera semejante, se analizó la siguiente ecuación para el diseño de las lagunas de estabilización facultativas propuesta para México (Yáñez, 1993).

$$C_s = 250 \cdot (1.085)^{T-20}, \text{ kg/ha} \cdot \text{d}$$

Considerando los valores extremos de T (temperatura del agua) de 10 a 24°C, se realizó el cálculo de la carga superficial, la cual se sustituyó en la siguiente ecuación para el cálculo del área total requerida

$$C_s = \frac{S_i \cdot Q}{A}$$

5.4.1.1 Resultados

a) Variación del requerimiento de área

Los resultados obtenidos al emplear el modelo de Yáñez y el usado en México, se muestran en la TABLA 38. Como se puede observar, el incremento de carga orgánica trae consigo un aumento en los requerimientos de área del orden de dos veces o más a lo requerido cuando la variación de carga se duplica con respecto a los datos de diseño originales.

TABLA 38. RESULTADOS AL EMPLEAR EL MODELO DE
CORRELACIONES EMPÍRICAS

CARGA ORGÁNICA, S_i (mg/L)	AREA, ha (YÁNEZ)	AREA, ha (MÉXICO)	% DE DIFERENCIA
150	5.5	4.7	17
200	7.4	6.3	18
250	9.2	7.6	21
300	11.1	9.4	18
350	12.9	11.00	17
400	14.8	12.6	18
450	16.6	14.1	18
500	18.4	15.7	17
1000	36.9	31.4	15
2000	73.7	62.8	17
4000	147.5	125.7	17
8000	250.0	251.4	0.6

La FIG 39 muestra en forma gráfica los resultados de la Tabla 38, de manera que se puede observar que para ambas ecuaciones los resultados son similares. Sin embargo, la diferencia en promedio es del 17.5 por ciento con respecto a los valores obtenidos por medio de la ecuación establecida para las condiciones de México. Así es posible afirmar que las condiciones locales son un parámetro determinante en el diseño de este sistema de tratamiento y pese a los buenos resultados obtenidos para otras regiones con la ecuación de Yánez se debe hacer más énfasis en emplear las presentadas para el país, más aún fomentar el desarrollo de nuevas fórmulas con base en la operación de plantas instaladas.

Aún con lo visto en los párrafos anteriores, si únicamente se analiza la figura el diseñador puede llegar a afirmar que, al estar basados estos métodos de diseño en fórmulas empíricas obtenidas a través de la experiencia en campo, el factor de seguridad empleado es tan amplio que los errores de diseño no son muy significativos, por lo que es indistinto el uso de cualesquiera de las ecuaciones analizadas para su empleo en el país. Situación que como ya se analizó lleva a serios problemas de dimensionamiento y, por tanto, de operación.

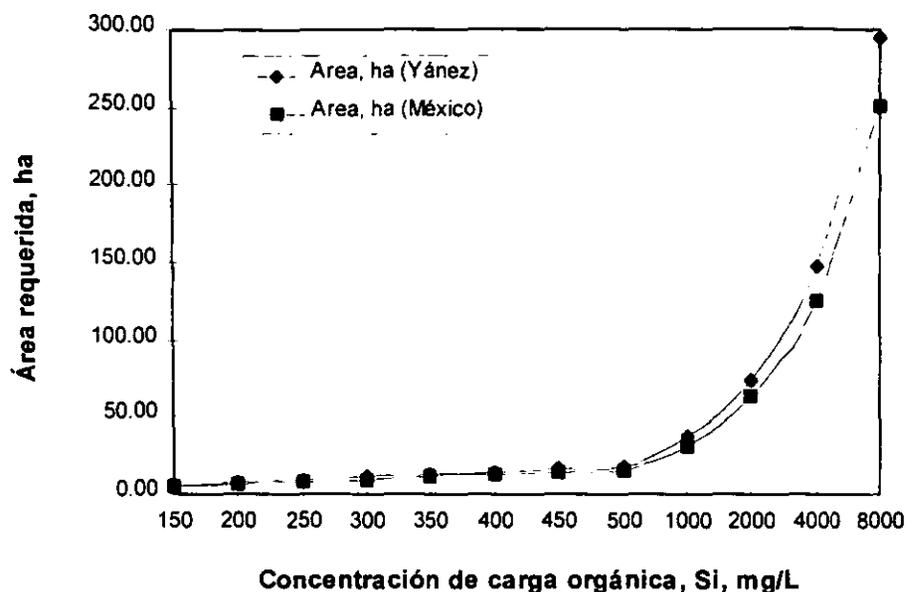


FIG 39. Requerimientos de área en función de la concentración de materia orgánica por diseños realizados con métodos empíricos.

b) *Variación de la temperatura*

Con respecto a las variaciones de área obtenidas para una carga orgánica dada a diferentes temperaturas, se obtuvo que los requerimientos de área se abaten hasta en un 90% para el intervalo de 10 a 35°C, por lo que se puede afirmar que el empleo de las lagunas en climas cálidos favorece su uso ya que entre otras ventajas (ver Capítulo 2) la necesidad de suelo es menor (Tabla 39).

TABLA 39. VARIACIÓN DEL REQUERIMIENTO DE ÁREA EN FUNCIÓN DE LA TEMPERATURA PARA EL MODELO DE CORRELACIONES EMPÍRICAS

Concentración Si, mg/L	Temperatura, °C								
	10	12.00	14.00	16.00	18.00	20.00	22.00	24.00	35.00
150	8.13	6.82	5.73	4.82	4.06	3.43	2.89	2.45	0.98
200	10.84	9.09	7.63	6.42	5.41	4.57	3.86	3.26	1.31
250	13.55	11.36	9.54	8.03	6.77	5.71	4.82	4.08	1.64
300	16.26	13.63	11.45	9.64	8.12	6.85	5.79	4.89	1.96
350	18.97	15.90	13.36	11.24	9.47	7.99	6.75	5.71	2.29
400	21.68	18.18	15.27	12.85	10.83	9.14	7.72	6.52	2.62
450	24.39	20.45	17.18	14.45	12.18	10.28	8.68	7.34	2.95
500	27.10	22.72	19.08	16.06	13.53	11.42	9.65	8.16	3.27
1000	54.21	45.44	38.17	32.12	27.07	22.84	19.29	16.31	6.54
2000	108.42	90.88	76.34	64.24	54.14	45.68	38.58	32.62	13.09

TABLA 39. VARIACIÓN DEL REQUERIMIENTO DE ÁREA EN FUNCIÓN DE LA TEMPERATURA PARA EL MODELO DE CORRELACIONES EMPÍRICAS

Concentración Si, mg/L	Temperatura, °C								
	10	12.00	14.00	16.00	18.00	20.00	22.00	24.00	35.00
4000	216.84	181.75	152.67	128.48	108.27	91.36	77.17	65.24	26.18
8000	433.68	363.51	305.35	256.95	216.55	182.72	154.34	130.48	52.36

Asimismo es posible observar que para una misma temperatura, los requerimientos de área no son muy variables de un intervalo de 200 a 450 mgDBO/L, mientras que para concentraciones por arriba de este valor, las necesidades de área se duplican siendo inadecuados los diseños basados en este modelo por sus grandes demandas de suelo.

Como se observa en la FIG 40, la variación de temperatura para concentraciones de origen doméstico no implica grandes cambios en los requerimientos de área y, es para concentraciones mayores a 500 mgDBO/L cuando estas diferencias se intensifican. Por ejemplo, a 24°C, para una concentración orgánica de 8000 mg/L se requieren 130 ha, mientras que para la misma concentración pero a 10°C, la necesidad de suelo aumenta en 400 ha, volviendo al sistema incosteable o con elevados requerimientos de operación y mantenimiento.

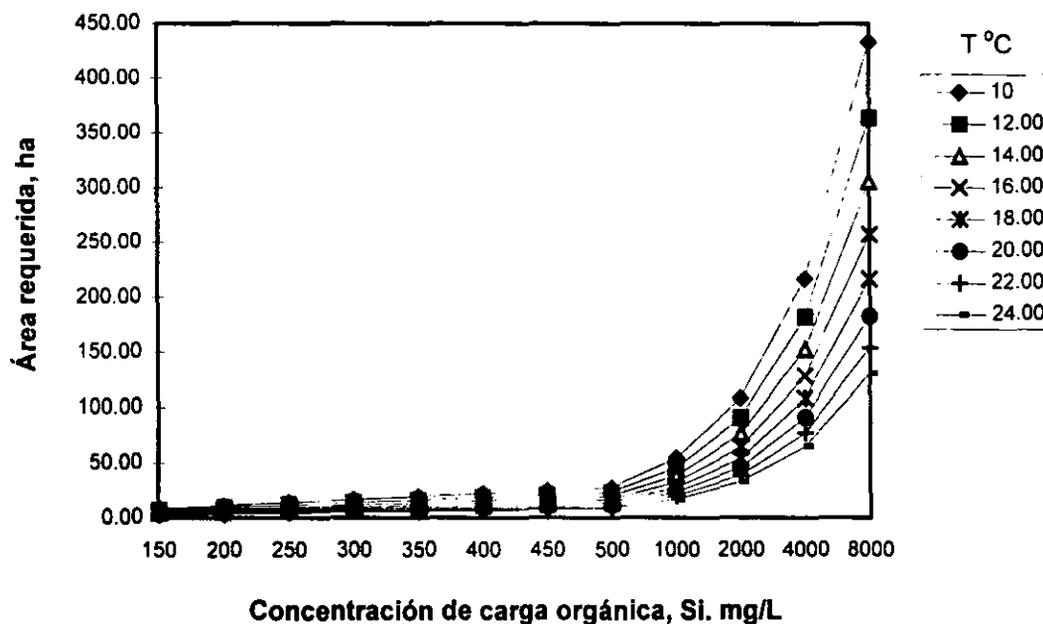


FIG 40. Requerimientos de área ante variaciones de temperatura en función de la carga orgánica.

5.4.2 Métodos cinéticos

5.4.2.1 Modelo completamente mezclado.

La ecuación de Marais y Shaw de 1991, se basa en un modelo de j reactores completamente mezclados en serie y con cinética de primer orden. La relación se muestra en la ecuación

$$\frac{S_e}{S_i} = \left[\frac{1}{1 + k\tau_j} \right]^j$$

donde

k : Constante de reacción de primer orden, d^{-1}

Para esta ecuación el límite superior propuesto para $(S_e)_{max}$ se puede establecer en función con la profundidad permisible de la laguna mediante la ecuación

$$(S_e)_{max} = \frac{700}{6 \cdot h - 8}$$

donde

$(S_e)_{max}$: Concentración máxima de la DBO₅ en el efluente, mg/L

Por su parte, la k puede ser estimada mediante el diagrama de Wehner y Wilhem a través del cálculo del coeficiente de dispersión y el por ciento de remoción S_e/S_i . Otra manera de obtener k es emplear el valor de k experimental obtenida para San Juan, Lima, Perú

$$k = \frac{\tau}{-14.77 + 4.46 \cdot T}$$

El empleo de esta ecuación se recomienda para periodos de retención de 8 o más días para el cual k es $0.38 d^{-1}$.

También k puede ser calculada con la ecuación simplificada de Yáñez (1993)

$$k = 0.796 \tau^{-0.355} \cdot 1.085^{T-26}$$

En este trabajo se optó por la ecuación simplificada de Yáñez

Para el diseño se realizó el siguiente procedimiento (Cuadro 5).

Cuadro 5 Diseño de lagunas facultativas (RCM)

i. Supone el valor de k de acuerdo con los valores propuestos en la TABLA 26

ii. Calcular el tiempo de retención hidráulico considerando una remoción del 90 % (ver TABLA 27)

$$\tau = \left[\frac{1}{\left[\frac{S_e}{S_i} \right]^{1/j}} - 1 \right] \cdot (k_c)^{-1}$$

iii. Calcular la k a partir de la ecuación simplificada de Yánez y el valor de τ obtenido en el punto 2

$$k = 0.309 \cdot (\tau)^{-0.355}$$

iv. Si la k de la ec. de Yánez es ± 0.5 la k_c supuesta entonces se calcula el área requerida por la laguna. Si no se cumple la igualdad se deberá iterar cuantas veces sea necesario

$$A = \frac{Q \times \tau}{h}$$

Resultados**a) Variación del requerimiento de área**

La TABLA 40 muestra los valores obtenidos al usar la ecuación del modelo de flujo completamente mezclado. Como se puede observar al emplear varios reactores, el tiempo de retención y la constante de rapidez disminuyen influyendo directamente en el valor del área.

TABLA 40. RESULTADOS OBTENIDOS AL EMPLEAR EL MODELO DE REACTOR COMPLETAMENTE MEZCLADO

No. de reactor	1			2			3		
	Carga orgánica S_i (mg/L)	K_{exp} , d ⁻¹	Tiempo de retención, d	Area, ha	K_{exp} , d ⁻¹	Tiempo de retención, d	Area, ha	K_{exp} , d ⁻¹	Tiempo de retención, d
150	0.075	53.05	13.8	0.144	8.58	2.2	0.197	3.56	0.9
200	0.062	91.10	23.6	0.126	12.56	3.3	0.175	4.97	1.3
250	0.054	135.80	35.2	0.114	16.55	4.3	0.161	6.29	1.6
300	0.048	186.33	48.3	0.106	20.40	5.3	0.151	7.54	2.0
350	0.044	242.42	62.8	0.099	24.40	6.3	0.143	8.74	2.3
400	0.040	308.33	80.0	0.094	28.21	7.3	0.137	9.86	2.6
450	0.038	368.42	95.5	0.090	31.92	8.3	0.132	10.94	2.8
500	0.036	440.08	114.1	0.087	35.43	9.2	0.128	11.96	3.1
1000	0.024	1353	350.7	0.068	70.20	18.2	0.105	20.77	5.4
2000	0.016	4054	1050.8	0.055	130.27	33.8	0.088	34.07	8.8
4000	0.011	12030	3118.2	0.044	239.70	62.2	0.075	53.68	13.9
8000	0.0075	35422	9181.4	0.036	425.83	110.4	0.064	83.09	21.5

Como se puede observar con el aumento de reactores, los requerimientos de área disminuyen. Ejemplo de ello, se tiene cuando se usa un sólo reactor para tratar una concentración de materia orgánica de 150 mg/L, el área requerida es de 13.8 ha, mientras que con tres reactores en serie sólo se necesitan 0.9 ha. Es decir, se tiene decremento en área del 93%, esto es, 15 veces menos el área requerida por un único reactor. Por tanto, es posible concluir que este método de diseño presenta una tendencia a igualar un flujo de tipo pistón donde el incremento en el número de reactores permite alcanzar bajos requerimientos de área y altas eficiencias de remoción de materia orgánica.

b) *Efecto de la k*

Como se observa en la ecuación simplificada de Yánez para el cálculo de la constante de rapidez ésta es función del tiempo de retención hidráulica y de la temperatura. Cuando el tiempo de retención aumenta, la constante disminuye. Esta disminución trae consigo una mayor remoción de la materia orgánica ya que se favorece un mayor contacto del agua y los microorganismos en el reactor. Aunado a lo anterior, el tiempo de retención influye directamente sobre el diseño ya que está presente en la ecuación que define a este modelo.

De acuerdo con la revisión bibliográfica, el intervalo del tiempo de retención en las lagunas facultativas va de 5 hasta 103 días. Pero durante el diseño se observó, que para un único reactor, el tiempo de retención a partir de una concentración de 250 mgDBO/L está fuera de dicho intervalo, por lo que este modelo se recomienda para agua doméstica de baja o mediana carga. Mientras que cuando se emplean tres reactores en serie la carga orgánica del modelo aplica hasta 8000 mg/L para cumplir con el mismo intervalo. En otras palabras, el número de celdas es crítico en este modelo.

En general, es posible observar que para todo el intervalo de cargas orgánicas establecido existen diferencias mayores al 90% de ahorro de área requerida si se emplean varios reactores conectados en serie (tres en este caso).

c) *Efecto de la Temperatura*

Para establecer la influencia de la temperatura es necesario observar que su influencia es de tipo exponencial y que al aumentar el valor de la temperatura aumenta el valor de la k. Si el cálculo de la constante se hace a una temperatura específica, las diferencias de valor de la k sólo dependen del valor del tiempo de retención.

5.4.2.2 Modelo de flujo pistón (Middlebrooks y Crites, 1988).

La ecuación básica para el modelo de flujo pistón es

$$\frac{S_e}{S_i} = e^{-tk}$$

donde

k : Rapidez de reacción de primer orden para un reactor de flujo pistón, d^{-1}

La rapidez de reacción de primer orden k se puede obtener mediante la variación con la carga de la DBO (ver TABLA 26). Pero se empleará la ecuación simplificada de Yánez como en el caso del reactor completamente mezclado. De hecho el cálculo se hace de manera semejante, es decir, se busca que las constantes supuesta y la obtenida por la ecuación de Yánez sean iguales.

Para el diseño se realizó el siguiente procedimiento (Cuadro 6).

Cuadro 6 Diseño de lagunas facultativas (RFP)

i. Supone el valor de k de acuerdo con los valores propuestos en la TABLA 26

ii. Calcular el tiempo de retención hidráulico considerando una remoción del 90 % (ver TABLA 27)

$$\tau = \frac{-\ln(\frac{S_e}{S_i})}{k}$$

iii. Calcular la k a partir de la ecuación simplificada de Yánez y el valor de τ obtenido en el punto 2

$$k = 0.309 \cdot (\tau)^{-0.355}$$

iv. Si la k de la ec. de Yánez es ± 0.5 la k_c supuesta entonces se calcula el área requerida por la laguna. Si no se cumple la igualdad se deberá iterar cuantas veces sea necesario

$$A = \frac{Q \times \tau}{h}$$

Resultados

En la TABLA 41 se pueden observar los resultados obtenidos al emplear un reactor de flujo pistón.

Como puede esperarse, el comportamiento del reactor al incrementar la carga orgánica presenta un aumento pero este se da en forma logarítmica por lo que los requerimientos de área muestran una menor variabilidad, comparado con un reactor completamente mezclado.

Por otra parte, al igual que cuando se diseño y analizó la variación de la contante de rapidez para un sistemas completamente mezclado, las mismas consideraciones son tomadas en cuenta en vista de que el diseño del reactor se realiza calculando la constante a través de la fórmula simplificada de Yánez.

TABLA 41 RESULTADOS OBTENIDOS AL EMPLEAR EL MODELO DE REACTOR DE FLUJO PISTÓN

Carga orgánica S_i (mg/L)	K_{exp} , d^{-1}	Tiempo de retención, d	Área, ha
150	0.125	12.88	3.39
200	0.114	16.64	4.13
250	0.107	19.63	5.09
300	0.103	22.36	5.80
350	0.099	24.82	6.43
400	0.096	26.98	7.00
450	0.094	28.81	7.47
500	0.092	30.58	7.93
1000	0.082	42.76	11.08
2000	0.074	56.75	14.71
4000	0.068	71.95	18.65
8000	0.063	88.67	22.98

5.4.3 Comparación de los requerimientos de área entre los métodos de diseño

Finalmente, la TABLA 42 muestra a manera de resumen los valores obtenidos de las áreas al emplear diferentes cargas orgánicas en los sistemas analizados.

TABLA 42 RESUMEN DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS AL EMPLEAR LOS TRES MODELOS DE DISEÑO

Carga orgánica S_i (mg/L)	Carga orgánica S_e (mg/L)	Correlaciones empíricas (México) Área, ha	Flujo completamente mezclado			Flujo de tipo pistón Área, ha
			Área 1, ha	Área 2, ha	Área 3, ha	
150	30	4.7	13.8	2.2	0.9	3.4
200	30	6.3	23.6	3.3	1.3	4.1
250	30	7.6	35.2	4.3	1.6	5.1
300	30	9.4	48.3	5.3	2.0	5.8
350	30	11.0	62.8	6.3	2.3	6.4
400	30	12.6	80.0	7.3	2.6	7.0
450	30	14.1	95.5	8.3	2.8	7.5
500	30	15.7	114.1	9.2	3.1	7.9
1000	30	31.4	350.7	18.2	5.4	11.1
2000	30	62.8	1050.8	33.8	8.8	14.7
4000	30	125.7	3118.2	62.2	13.9	18.6
8000	30	251.4	9181.4	110.4	21.5	23.0

De acuerdo con los datos obtenidos, las eficiencias de remoción son del 70% para el modelo de Correlaciones empíricas y del 90% para los métodos de reactores con cinéticas de primer grado. Si se suma a esto, los altos requerimientos de área generados al emplear las ecuaciones de correlación

empírica, este tipo de diseño es el que más desventajas presenta. Por lo que el análisis de los resultados se simplifica al sólo considerar los métodos de reactores de flujo pistón y mezcla completa, los cuales tienden a condiciones de idealidad (flujo pistón o completamente mezclado) ofreciendo una mejor remoción de contaminantes del agua residual.

En la FIG 41 se pueden observar las diferencias en requerimientos de área de los resultados mostrados en la Tabla 42. Los valores obtenidos por medio del empleo de correlaciones empíricas presentan un incremento del área de 6 veces con respecto a un sistema de reactor completamente mezclado con dos unidades en serie, el cual a su vez presenta más desventajas con respecto al empleo de tres reactores en serie bajo el mismo régimen.

Con respecto a los modelos restantes, es notorio que el modelo de flujo completamente mezclado es el que más desventajas presenta al requerir cerca de 10000 ha con un sólo reactor, lo que lo hace imposible pensar en un sistema adecuado para resolver las necesidades de tratamiento de una industria donde el sitio disponible para la instalación de la planta de tratamiento está delimitado. Sin embargo, cuando se considera la instalación de tres reactores la disminución del área es del 90%.

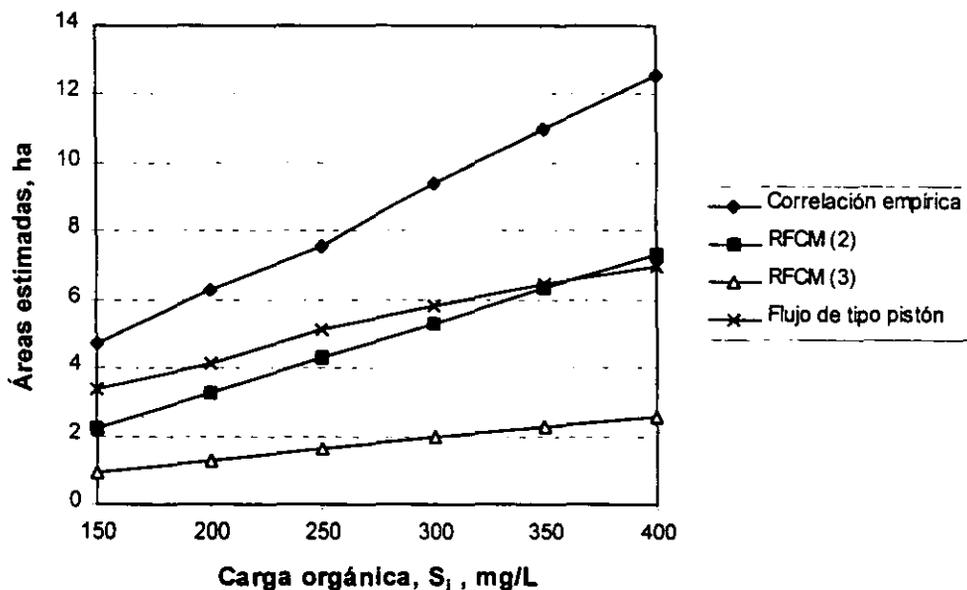


FIG 41 Requerimientos de área para tres métodos de diseño considerando un agua residual de origen doméstica.

Asimismo, es posible observar que a medida en que incrementa la carga orgánica, el reactor de mezcla completa con varios reactores conectados en serie conduce a una mejor alternativa, ya que si se diseña para una concentración inicial de 350 mgDBO/L, en condiciones extremas de dilución o saturación, la laguna puede operarse con un mínimo de arreglos al tener poca variación sus requerimientos de área.

En la FIG 42, se observa que con altas cargas orgánicas, los sistemas que menor área requieren son aquellos basados en un régimen de tipo pistón y el sistema de mezcla completa con más de dos reactores dispuestos en serie. Con respecto al uso de correlaciones matemáticas a pesar de su simplicidad tiene la desventaja de introducir mayores factores de seguridad; para cargas orgánicas mayores de 500 mg/L éstas son del orden de 10 veces al valor obtenido en un reactor de flujo pistón. Estas diferencias se intensifican debido al crecimiento de tipo exponencial que se presenta.

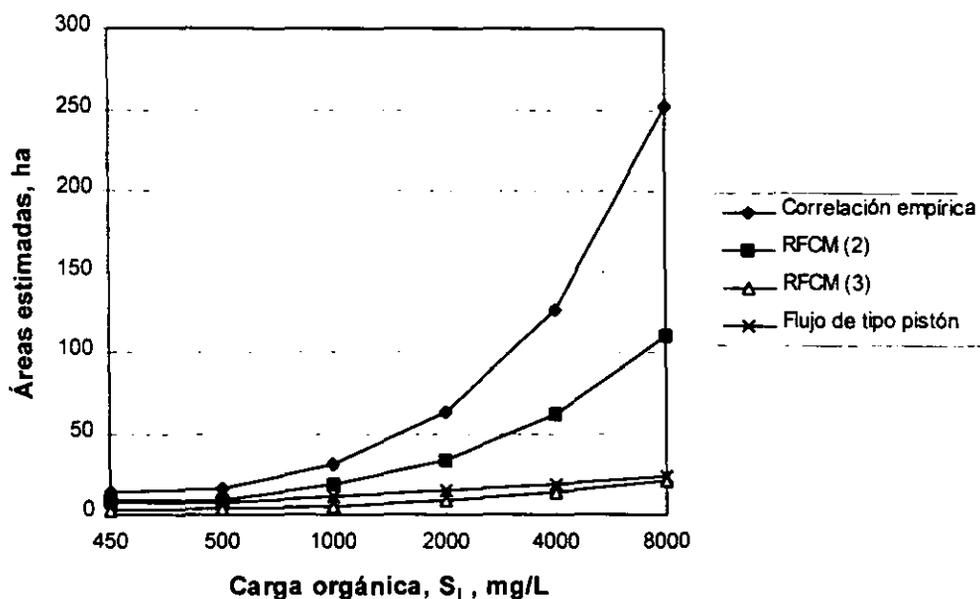


FIG 42 Variación del área requerida al emplear tres métodos de diseño para agua residual de origen industrial..

En general, la eficiencia global de remoción de la DBO para el cálculo de los métodos cinéticos fue del 90%.

Al igual que en el caso de lagunas aeradas, se realizó el análisis de la variación de la concentración de materia orgánica (DBO) a la entrada y salida del sistema de tratamiento (ver Tabla 43).

TABLA 43 VARIACIÓN DE LA CALIDAD DEL EFLUENTE

S_o , mg/L	RCM	RFP
	S_e , mg/L	S_e , mg/L
150	19	18
200	25	25
250	31	31
300	37	37
500	61	61

En la Tabla 43 se fijaron los valores obtenidos para una concentración de 250 mg/L, para ambos casos (RCM y RFP), manteniendo la constante cinética y el tiempo de retención, así como el área.

El estudio consistió en modificar, únicamente, la concentración de entrada de la DBO. Esta modificación se hizo considerando posibles diluciones o un aumento en la concentración de diseño, lo cual es un fenómeno frecuente en las plantas de tratamiento. En la Fig. 43 se muestra dicha variación.

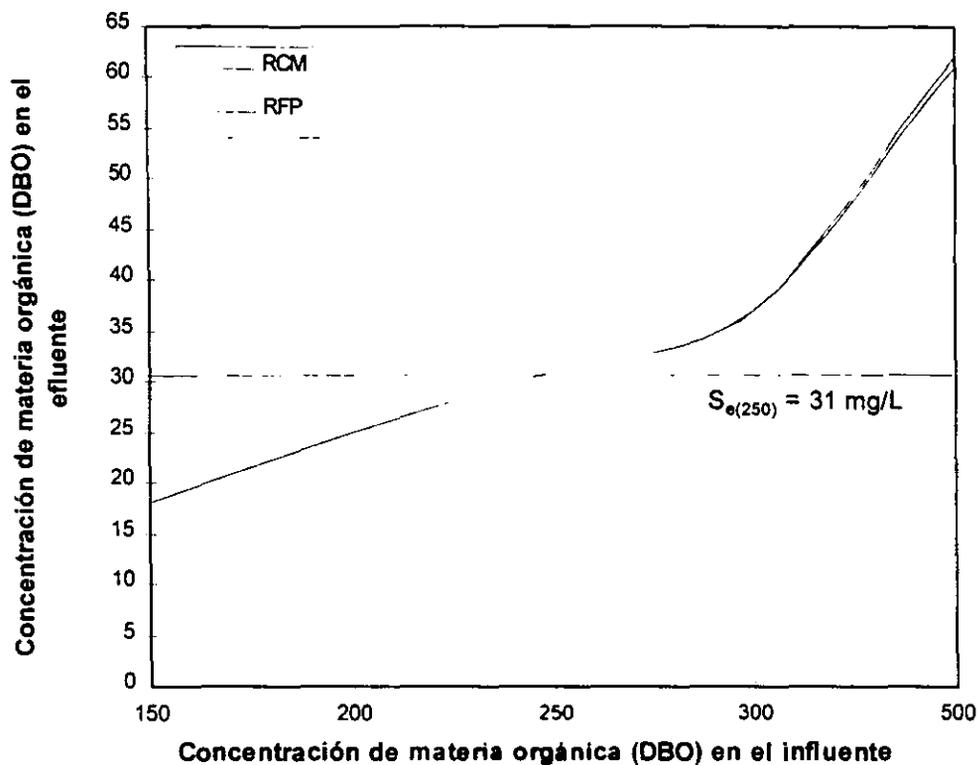


FIG 43. Efecto de la concentración de DBO a la salida ante variaciones de carga orgánica a la entrada.

Para cargas orgánicas diluidas, la eficiencia de remoción es mayor obteniendo efluentes con remociones del 92%, mientras que a medida que la concentración de materia orgánica se incrementa la calidad del efluente disminuye (76%). Resulta importante señalar que pese al abatimiento de la eficiencia de remoción se cumple satisfactoriamente con los límites máximos permisibles en la NOM-001-ECOL-96; sin embargo, se debe recordar que en la realidad el diseño está hecho para una concentración de 250 mg/L, es decir, los requerimientos de área son inadecuados para cargas por arriba y abajo de la de diseño.

5.5 Diseño de lagunas de pulimento

El diseño de las lagunas de pulimento se hace en función de la remoción de patógenos presentes en el agua residual a ser tratada. Debido a que partimos de una concentración inicial de patógenos (coliformes fecales y huevos de helminto) y se desea conocer el área requerida por la laguna, se

emplee como parte de los datos conocidos, los valores obtenidos de k y τ durante el diseño de lagunas facultativas de mezcla completa con tres reactores en serie.

5.5.1 Método empírico para la remoción de coliformes fecales

1. Se considerará una concentración promedio de 1.82×10^7 NMP por cada 100 ml

$$\frac{CF_e}{CF_i} = \frac{4 \cdot a e^{(1-a/2)d}}{(1+a)^2};$$

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

$$a = \sqrt{1 + 4 \cdot k_c \cdot \tau \cdot d}$$

2. Calcular la k_{CF} a emplear se utiliza la ecuación de Yánez.

$$k_{CF} = 0.84(1.07)^{(T-20)}; \quad T = \text{temperatura del aire del mes más frío}$$

$$k_{CF} = 0.84(1.07)^{(14.9-20)} = 0.6 \text{ d}^{-1}$$

Si consideramos una relación largo/ancho (X) de 4 entonces $d = 0.23$. Asimismo suponiendo que el tiempo de retención de la laguna es semejante al de las lagunas facultativas (modelo de 3 reactores en serie de mezcla completa), se tienen los siguientes resultados (Tabla 44)

TABLA 44 REQUERIMIENTOS OBTENIDOS PARA EL DISEÑO DE LAGUNAS DE PULIMENTO CON BASE EN LA REMOCIÓN DE COLIFORMES FECALES

S_0 mg/L	n	τ d	a	NÚMERO DE LAGUNAS						CF _e NMP/ 100ml	A _T ha
				1ª	2ª	3ª	4ª	5ª	6ª		
150	1	3.56	1.72	3.5E+6	6.9E+5	1.3E+5	2.6E+4	5050	982	982	6.5
200	1	4.97	1.93	2.2E+6	2.6E+5	3.1E+4	3.7E+3	436	-	436	7.8
250	1	6.29	2.11	1.4E+6	1.1E+5	8.7E+3	678	-	-	678	8.0
300	1	7.54	2.27	9.8E+5	5.3E+4	2.8E+3	151	-	-	151	10.0
350	1	8.74	2.41	7.0E+5	2.7E+4	1.0E+3	407	-	-	407	11.5
400	1	9.86	2.51	5.2E+5	1.5E+4	422	-	-	-	422	10.4
450	1	10.94	2.65	4.0E+5	8.8E+3	194	-	-	-	194	11.2
500	1	11.96	2.76	3.1E+5	5.3E+3	89.7	-	-	-	897	12.4
1000	2	21	2.81	2.8E+5	4.2E+3	63.1	-	-	-	631	21.6
2000	2	34	3.23	1.0E+5	584	-	-	-	-	584	26.4
4000	3	54	3.31	8.6E+4	402	-	-	-	-	402	41.7
8000	4	83	3.53	5.1E+4	144	-	-	-	-	144	64.5

Anteriormente, se señaló que las lagunas se diseñan en función de la remoción de carga orgánica, o bien, de patógenos presentes. Pese a presentar los resultados en función de la concentración de materia orgánica, los valores de la Tabla 44 se obtuvieron al estimar la remoción de patógenos (coliformes fecales y huevos de helminto) efectuada en el reactor.

De la Tabla 44 se puede identificar que el efluente final del sistema lagunar cumple satisfactoriamente con los límites establecidos en la NOM-001-ECOL-96 para uso de las descargas de aguas residuales tratadas para cultivos restringidos y no restringidos (ver Capítulo 3).

Resulta interesante analizar como a 150 mg/L de DBO se tiene una concentración final de coliformes de 982 NMP/100ml con seis lagunas de pulimento y una área de 6.5 ha, mientras que para 500 mg/L se tiene 897 NMP/100ml en un área de 12.4 ha con 2 lagunas de pulimento (TABLA 44). La respuesta radica en que la remoción de los microorganismos patógenos se realiza en función de la temperatura y otros factores que aceleran su muerte (ver Capítulo 2), en una laguna para eliminar 150 mg/L (diseñada para eliminar materia orgánica), el tiempo de retención hidráulica no es suficiente para matar un porcentaje mayor al 75%. En tanto que para 500 mg/L, el requerimiento de suelo es menor (tres lagunas de pulimento), ya que dada su área, el tiempo que está en contacto el agua con los organismos biodegradadores favorece la remoción de coliformes alcanzando porcentajes mayores de 90.

5.5.2. Método empírico para la remoción de Huevos de Helminto

1. Se considerará una concentración promedio de 200 H/L

$$R_{HH} = 100 \cdot \left[1 - 4^{(0.38\tau + 0.0085\tau^2)} \right] = \%$$

$$(HH/L)_e = (HH/L)_i \times R_{HH}$$

Si consideramos que el tiempo de retención de las lagunas facultativas y que la concentración de huevos de helminto en el efluente final debe ser menor de 1 para uso en riego agrícola (NOM-001-ECOL-96), se tienen los siguientes resultados (Tabla 45)

TABLA 45 REQUERIMIENTOS OBTENIDOS PARA EL DISEÑO DE LAGUNAS DE PULIMENTO CON BASE EN LA REMOCIÓN DE HUEVOS DE HELMINTO

S _o mg/L	n	τ d	R _{HH} %	HH/L	No. de lagunas de pulimento			AT ha
					1ª	2ª	3ª	
150	1	3.56	74	52	14	3.5	0.9	3.7
200	1	4.97	85	29	4	0.59	--	3.9
250	1	6.29	92	16	1.3	0.1	--	4.8
300	1	7.54	96	9	0.7	--	--	4.0
350	1	8.74	97	5	0.1	--	--	4.6

TABLA 45 REQUERIMIENTOS OBTENIDOS PARA EL DISEÑO DE LAGUNAS DE PULIMENTO CON BASE EN LA REMOCIÓN DE HUEVOS DE HELMINTO

S _o mg/L	n	τ d	R _{HH} %	HH/L	No. de lagunas de pulimento			A _T ha
					1 ^a	2 ^a	3 ^a	
400	1	9.86	98.5	3	0.05	--	--	5.2
450	1	10.94	99.2	2	0.013	--	--	5.6
500	1	11.96	99.5	1	0.005	--	--	6.2
1000	2	21	99.998	0.04	--	--	--	5.4
2000	2	34	100	--	--	--	--	8.8
4000	3	54	100	--	--	--	--	13.4
8000	4	83	100	--	--	--	--	21.4

En este caso se muestra que a pesar de ser un excelente medio de remoción de huevos de helminto no es posible obtener un efluente de alta calidad en términos de DBO mediante una sola laguna de pulimento con tiempo de retención hidráulica entre 3 y 8 d. En este caso al igual que para la remoción de coliformes fecales, la remoción de la carga orgánica no tiene relación alguna con la de los helmintos y es notorio que para concentraciones menores de DBO el requerimiento de área es mayor al aumentar el número de lagunas.

5.5.3 Comparación en la remoción de patógenos del agua residual

Como se observa en la FIG 44, la relación que guardan entre sí las curvas obtenidas en la remoción de coliformes fecales y huevos de helminto mediante lagunas de pulimento sigue un comportamiento de tipo exponencial. Para el caso de los huevos de helminto, la curva de tendencia muestra menores requerimientos de área aunque con una semejanza para concentraciones entre 150 y 500 mg/L. Para concentraciones mayores, típicamente industriales, la diferencia en las necesidades de área son del 100% más para la remoción de coliformes fecales.

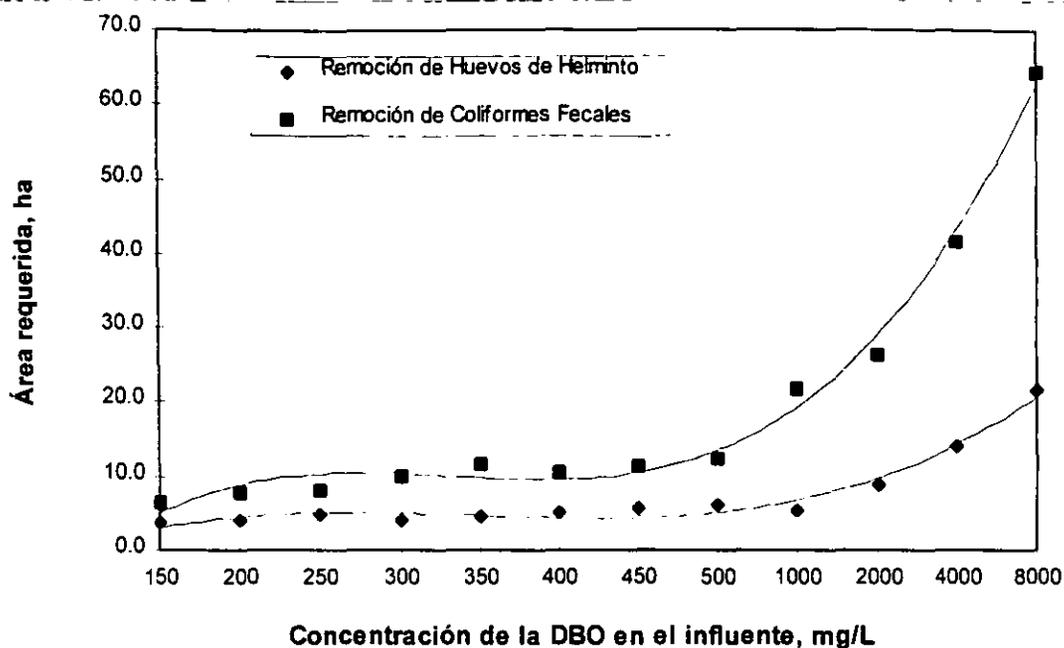


FIG 44. Relación de áreas ante la variación de carga en lagunas de pulimento.

5.6 Diseño de lagunas anaerobias

Las lagunas anaerobias son profundas y mantienen condiciones anóxicas² y anaerobias en todo el espesor de la misma. Esto es parcialmente cierto ya que en un pequeño estrato superficial se encuentra oxígeno disuelto (menos de 50 cm) dependiendo de la acción del viento, la temperatura y la carga orgánica. En general, la zona superior tiene una influencia insignificante en la dinámica microbiana del medio acuático. Con el tiempo se forman natas por arriba del agua residual lo cual evita la presencia de las algas debido a la ausencia de luz solar e impide la difusión de oxígeno del aire.

Normalmente, el efluente de estas lagunas es descargado a otra unidad para complementar el proceso de tratamiento y oxigenar el efluente. La estabilización de la materia orgánica se realiza mediante un proceso combinado de sedimentación y de conversión biológica de los desechos orgánicos en gases (CH_4 , CO_2 y H_2S), ácidos orgánicos y nuevas células.

5.6.1 Método de diseño

El modelo empleado se basa en la carga volumétrica, la cual se determina mediante la fórmula

$$C_v = \frac{S_i \cdot Q}{A \cdot h} = \frac{S_i}{\tau}$$

² Ausencia de oxígeno libre disuelto pero presencia de oxígeno combinado (Por ejemplo: SO_4^{2-} , NO_3^- y NO_2^-).

Otra opción para el cálculo de la carga volumétrica, se tiene a partir de la temperatura del mes más frío. En este caso se eligió la fórmula establecida para un intervalo de 10 a 20 °C por ser éstas las que con mayor frecuencia se tienen en México y, en especial, en el Valle de México durante la época de invierno.

El área de la laguna se puede determinar por medio de la profundidad de la misma, la cual se encuentra entre 2 y 5 m. Pero el considerar este parámetro puede traer serias limitaciones por lo que se emplea el volumen operacional (V_E) a una profundidad media

$$A_{an} = V_E/h$$

donde

$$A_{an} : \text{área a la profundidad media de la laguna anaerobia, m}^2$$

$$V_E = C_s Q/C_v$$

El desazolve se realiza cuando la laguna está llena con lodos a la mitad de su capacidad. El tiempo de desazolve puede estimarse mediante la siguiente ecuación.

$$\theta_L = \frac{0.5 \cdot V}{T_{ac} \cdot P}$$

donde

$$\theta_L : \text{período de desazolve, años}$$

$$T_{ac} : \text{tasa de acumulación de lodos, m}^3/\text{hab} \cdot \text{año}$$

$$P : \text{población, habitantes}$$

Para el cálculo de las lagunas anaerobias se toma como tiempo de retención hidráulica igual a 2 d con un 70 % de remoción de la materia orgánica. El Cuadro 7 muestra un ejemplo del cálculo realizado para el diseño de este tipo de lagunas.

Cuadro 7 Diseño de lagunas anaerobias

i. Calcular el volumen de la laguna

La carga volumétrica será estimada mediante la fórmula de Mara y Pearson

$C_v = 20 (T) - 100$; donde T se refiere a la temperatura del aire del mes más frío

$$C_v = 198 \text{ g/m}^3\text{d}$$

$$V = \frac{S_i \cdot Q}{C_v} = \frac{250 \text{ g/m}^3 (12700 \text{ m}^3/\text{d})}{198 \text{ g/m}^3 \cdot \text{d}} = 16035 \text{ m}^3$$

ii. Estimar el peso de la DBO

$$\text{DBO} = 250\text{mg/L} (10^{-3}\text{kg/m}^3)(12700\text{m}^3/\text{d}) = 3175 \text{ kg/d}$$

Cuadro 7 Diseño de lagunas anaerobias

iii. Calcular el volumen requerido para prevenir la generación de H_2S por la descomposición del lodo

$$V_L = \frac{3175 \text{ kg/d} \times 1000 \text{ g/kg}}{400 \text{ g/m}^3} = 6250 \text{ m}^3$$

Como el valor límite para la generación de olores molesto es 50000 m^3 , se puede afirmar que la laguna no tendrá problemas de olor.

iv. Obtener el volumen y área total de la laguna

$V_T =$ volumen de la laguna + volumen de lodo

$$V_T = V + V_L = 16035 + 6250 = 23973 \text{ m}^3$$

Suponiendo una profundidad de 5 m, el área total es

$$A_T = 23973/5 = 4795 \text{ m}^2$$

$$W = \sqrt{\frac{A_T}{X}} = \sqrt{\frac{4795}{3}} = 40 \text{ m}$$

$$L = 40 \times 3 = 120 \text{ m}$$

v. 5. Calcular la DBO removida

$$C = 3175 (0.7) = 2223 \text{ kgDBO/d}$$

Lodo producido = 2223×0.6 (digestión anaerobia del contenido orgánico)

$$L_p = 1334 \text{ kg/d}$$

Lodo residual = 1334×0.4 (cantidad de lodo mineralizado)

$$L_r = 534 \text{ kg/d}$$

vi. Estimar el flujo de lodo compactado

$$Q_{Lc} = 534 \text{ kg/d} \cdot \left(\frac{\text{kg}}{0.06 \text{ L}} \right) = 8900 \text{ L/d} = 8.9 \text{ m}^3/\text{d}$$

vii. Determinar el periodo de desazolve

$$\theta = \frac{0.5 \times 25400 \text{ m}^3}{8.9 \text{ m}^3/\text{d} \times 365 \text{ d/año}} = 3.9 = 4 \text{ años}$$

5.6.2 Resultados

a) Variación del área

En la Tabla 46 es posible observar que los requerimientos de área son menores en una laguna anaerobia comparados con los de las lagunas aeradas y facultativas.

TABLA 46 RESULTADOS DEL DISEÑO DE LAGUNAS ANAEROBIAS

S_o mg/L	S_e mg/L	V m^3	V_L m^3	V_T m^3	A_T ha	W/L m	L_p kg/d	L_r kg/d	Q_{Lc} m^3/d	θ años
150	45	9621	4763	14384	0.29	31/93	800	320	5.34	3.9
200	60	12828	6350	19118	0.38	36/108	1067	427	7.12	3.9
250	75	16035	7938	23973	0.47	40/120	1334	534	8.90	3.9
300	90	19242	9525	28767	0.56	44/132	1600	640	10.69	3.9
350	105	22450	1113	33563	0.67	47/141	1867	747	12.45	3.9
400	120	25657	12700	38357	0.77	51/153	2134	854	14.23	3.9
450	135	28864	14288	43152	0.86	54/162	2401	960	16.00	3.9
500	150	32071	15875	47946	0.96	57/171	2667	1067	17.78	3.9
1000	300	64141	31750	95891	1.92	80/240	5334	2134	35.57	3.9
2000	600	128283	635000	191783	3.84	113/339	10668	4267	71.12	3.9
4000	1200	256566	127000	383566	7.67	156/450	21336	8534	142.24	3.9
8000	2400	513131	254000	767131	15.34	226/679	42672	17069	284.48	3.9

Al aplicar el modelo para la remoción de la materia orgánica por medio de lagunas anaerobias es notorio los bajos requerimientos de área incluso para cargas orgánicas de 8000 mg/L de DBO. Otro factor que resalta es que el efluente de estos sistemas acondiciona el agua para un tratamiento posterior de tipo aerobio, esto significa, que los requerimientos de suelo para lagunas facultativas o aerobias (de tipo arerado) serán menores a que si sólo se contará con sistemas aerobios (ver FIG 45).

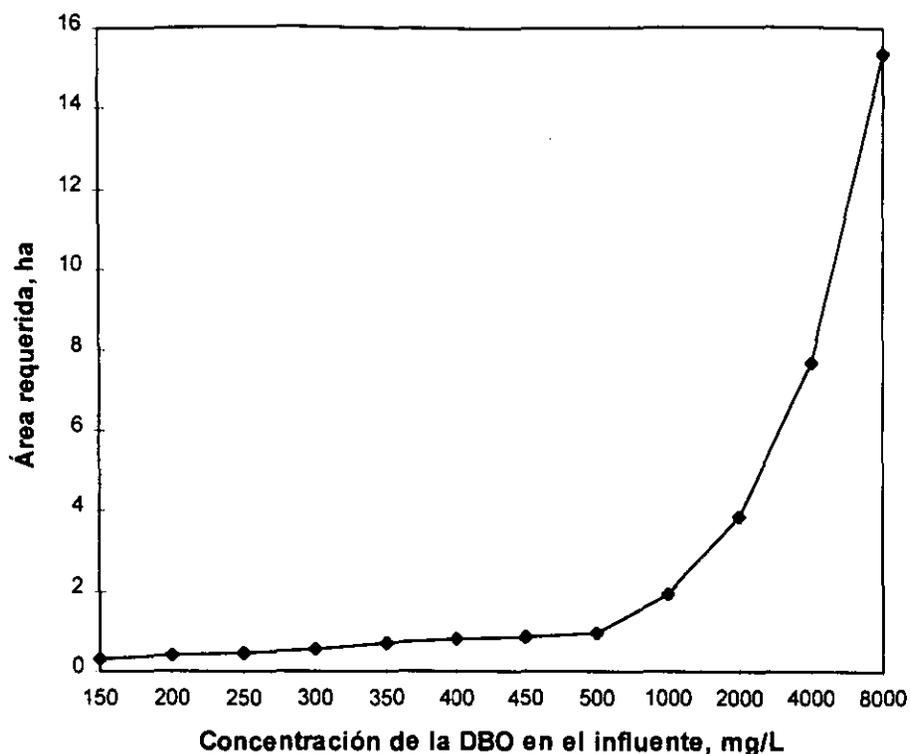


FIG 45. Requerimientos de área de las lagunas anaerobias para diversas concentraciones de materia orgánica.

b) variación de la temperatura

El diseño de las lagunas anaerobias también se realizó variando la temperatura para diferentes cargas orgánicas, lo cual dio un mejor indicio del comportamiento de éste tipo de lagunas (ver Tabla 47 y FIG 46). Pese a que el intervalo establecido para el cálculo de la carga volumétrica es de 10 a 20 °C, en este punto se quiso demostrar el impacto que se tendría en el cálculo del área si en lugar de considerar la temperatura del mes más frío se empleará cualquier otra.

TABLA 47 RESULTADOS DEL DISEÑO DE LAGUNAS ANAEROBIAS VARIANDO LA TEMPERATURA

TEMPERATURA	S ₀ , mgDBO/L						
	150	300	500	1000	2000	4000	8000
14.9	0.29	0.48	0.74	1.38	2.66	5.23	10.36
16	0.27	0.44	0.67	1.25	2.40	4.71	9.33
18	0.24	0.39	0.58	1.07	2.05	4.00	7.91
20	0.22	0.35	0.52	0.94	1.79	3.48	6.87
22	0.21	0.32	0.47	0.84	1.59	3.08	6.07
24	0.20	0.30	0.43	0.76	1.43	2.77	5.44

TABLA 47 RESULTADOS DEL DISEÑO DE LAGUNAS ANAEROBIAS
VARIANDO LA TEMPERATURA

TEMPERATURA	S_0 , mgDBO/L						
	150	300	500	1000	2000	4000	8000
26	0.19	0.28	0.40	0.70	1.30	2.51	4.93
28	0.18	0.26	0.37	0.65	1.20	2.30	4.51
30	0.17	0.25	0.35	0.60	1.11	2.13	4.16
32	0.17	0.24	0.33	0.57	1.04	1.98	3.86
34	0.16	0.23	0.31	0.53	0.97	1.85	3.60
36	0.16	0.22	0.30	0.50	0.91	1.73	3.37
38	0.15	0.21	0.29	0.48	0.86	1.63	3.17
40	0.15	0.20	0.28	0.46	0.82	1.55	3.00
42	0.15	0.20	0.27	0.44	0.78	1.47	2.84
44	0.14	0.19	0.26	0.42	0.75	1.40	2.70
46	0.14	0.19	0.25	0.41	0.71	1.33	2.57
48	0.14	0.18	0.24	0.39	0.69	1.28	2.46
50	0.14	0.18	0.24	0.38	0.66	1.22	2.35

Como se puede observar, con el incremento de temperatura el sistema anaerobio opera con mayores ventajas ya que los requerimientos de área son menores. Como es de esperarse el aumento en la concentración requiere una mayor área pero ésta no varía en mas de dos unidades, no así para cargas orgánicas a bajas temperaturas. Por tanto, debe esperarse que un cambio en las condiciones de diseño no tendrá un efecto ; sin embargo, no debe olvidarse que las lagunas se diseñan para generar un mínimo de olores y si la concentración excede la de diseño, la primera señal de una operación ineficiente será la generación de ácido sulfhídrico.

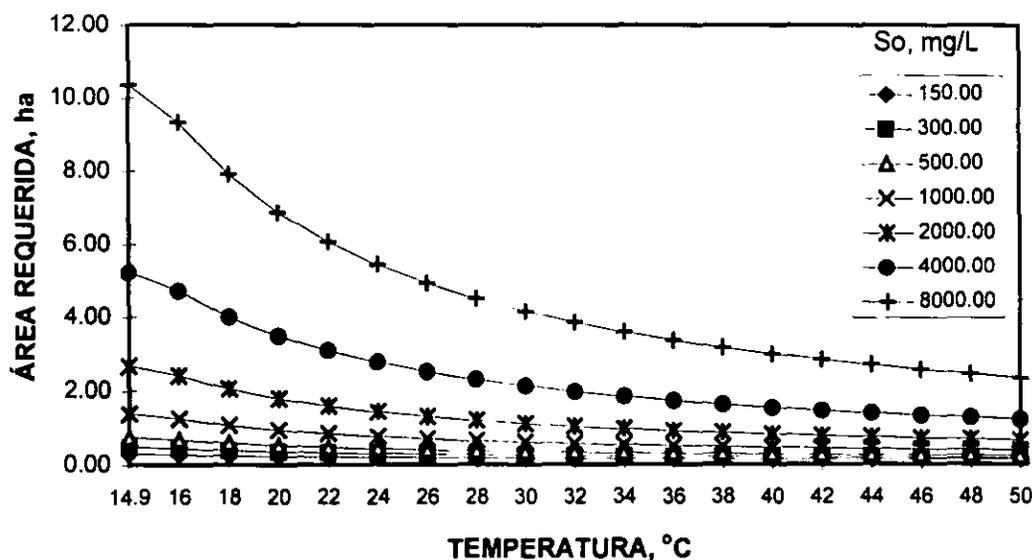


FIG 46 Relación de áreas ante la variación de temperaturas para diferentes cargas orgánicas.

5.7 Resumen de los resultados obtenidos

En el diseño de lagunas es frecuente que los diseños tengan cierta incertidumbre. El grado de ésta es función de diversos factores. Algunos de ellos son: considerar sólo algunos de los parámetros que intervienen en el proceso (ya sean físicos, químicos o biológicos), olvidando las variables calculadas o de salida; no evaluar los métodos de diseño para las condiciones locales, entre otros. Estos factores llevan a tener plantas de tratamiento con sub o sobredimensionamientos.

A través del análisis de las ecuaciones empleadas para el cálculo de lagunas aerobias, aeradas, facultativas, anaerobias y de pulimento es posible concluir que entre los parámetros de diseño críticos se encuentran la temperatura, la constante de rapidez y el tiempo de retención hidráulica. La primera es básica en el diseño debido a que las mayoría de las lagunas se localizan en climas varios, es decir, puede encontrarse una planta en zonas costeras o en Toluca, o pueden tenerse en diferentes épocas del año climas extremos de frío y calor. Con respecto a la constante de rapidez, se observó que existe una relación directa con la temperatura ya que al aumentar esta última se incrementa el valor de la k. Por su parte, el tiempo de retención varía dependiendo del modelo empleado. Estos tres factores, finalmente, van a influir sobre los requerimientos de área.

Si se considera que la disponibilidad de terreno está en función de los parámetros mencionados en el párrafo anterior, y que, actualmente, una de las premisas para la instalación de una planta de tratamiento en el país su relación costo/beneficio asociado, el primero se vuelve en un factor de suma importancia llegando a tomar decisiones preliminares sobre el tipo de laguna y el modelo a seguir.

Considerando una concentración de 250 mgDBO/L las necesidades de área son :

- | | |
|---------------------------------------|--------|
| • Lagunas aerobias | 48 ha |
| • Lagunas aeradas con mezcla completa | 1.1 ha |
| • Lagunas aeradas con mezcla parcial | 5.6 ha |
| • Lagunas facultativas | 1.6 ha |
| • Lagunas anaerobias | 0.5 ha |

A simple vista se debe elegir en primer lugar la laguna de tipo anaerobio por ser la que requiere de una área menor para su construcción; sin embargo, es necesario reconocer que con este sistema sólo se obtiene una remoción de la materia orgánica del 70% y aunque el diseño ofrece un mínimo desprendimiento de olores, esto en una ciudad puede ser causa de problemas de tipo social. En general, este tipo de lagunas resulta de mucha utilidad en sectores donde se tienen altas concentraciones de materia orgánica, ya que además ofrece la ventaja de acondicionar el agua residual para tratamientos subsecuentes.

En segundo término, se encontró que las lagunas facultativas y aeradas con mezcla completa permiten obtener bajos requerimientos de área garantizando eficiencias de remoción de materia orgánica del orden del 90 % o superiores. En general, este tipo de lagunas se recomienda para agua residual municipal. Cabe destacar que las lagunas aeradas de mezcla parcial pese a no ofrecer baja

disponibilidad de terreno comparada con las de mezcla completa, en la práctica son las que se emplean debido a que es poco factible tener un flujo completamente mezclado en la realidad.

Como se observa, las lagunas aerobias son las que mayor requerimiento de área ejercen por lo que su implementación es poco frecuente. Básicamente, este tipo de lagunas se emplea para efluentes de origen doméstico (limitado a casas-habitación), o bien, para fines de acuacultura.

Con respecto a las lagunas de pulimento, fue notorio que para eliminar coliformes fecales, los requerimientos de área son mayores, esto se debe a que los huevos de helminto tienen un mayor peso específico y precipitan con mayor rapidez. De esta manera, se puede concluir que aun cuando los otros tipos de lagunas remueven tanto coliformes fecales como huevos de helminto es necesario contar con un sistema que asegure la calidad microbiológica del efluente obtenido.

Este capítulo tiene el propósito de servir de guía para efectuar un cálculo aproximado del costo de las lagunas, aún cuando se reconoce que cualquier apreciación económica es difícil debido a la gran cantidad de factores que deben considerarse y a la actual situación económica del país.

6.1 Costos implícitos en un sistema de tratamiento

Una propuesta para diseño, construcción y operación de un sistema de tratamiento de agua debe incluir una estimación de costo. El propósito de ello es (Sámano, 1993):

- ☞ Ayudar a los administradores, ingenieros y responsables involucrados en la planificación del sistema de tratamiento de agua para determinar, en forma preliminar, la magnitud de la inversión de los costos de capital, de operación y de mantenimiento
- ☞ Proporcionar un elemento financiero para la toma de decisiones respecto al tipo de procesos que pueda integrar un sistema de tratamiento.

Los costos asociados con las instalaciones del tratamiento de agua residual se dividen en dos:

- ⇒ Costos de capital (inversión), y
- ⇒ Costos para operación y mantenimiento (O y M).

6.1.1 Costos de inversión

En general, para el cálculo de la inversión intervienen numerosos factores como son (Sámano, 1993):

- ☞ Capacidad de la planta (población estimada)
- ☞ Tipo de sistema de tratamiento
- ☞ Costos locales de materiales y mano de obra
- ☞ Criterios de diseño Costo del terreno y ubicación geográfica
- ☞ Accesibilidad
- ☞ Costo de construcción y de acarreo de materiales
- ☞ Adecuaciones por condiciones climáticas
- ☞ Niveles de competencia entre los contratistas de la obra; y

☛ Tiempo de entrega.

Asimismo, es importante considerar los costos por administración, servicios legales, servicios de ingeniería/arquitectura, inspecciones e imprevistos que equivalen a un 25% del costo total de la inversión.

Para determinar los costos de construcción total o de inversión, es necesario seleccionar las unidades que se emplearán y sumar los costos de cada uno de los componentes propuestos. Los costos de inversión dependen del sistema a ser instalado y pueden aumentar debido a problemas como la adquisición del terreno, falta de drenajes, etc. Situaciones que deben preverse e incluirse en la estimación del costo final del proyecto. La TABLA 48 muestran algunos de los elementos que integran los costos de inversión.

TABLA 48 ELEMENTOS QUE COMPONEN LOS COSTOS DE INVERSIÓN

<i>ELEMENTOS</i>	<i>CONSIDERACIONES</i>
Terreno	En cuanto al terreno, es difícil generalizar este concepto ya que depende de factores como disponibilidad, tenencia de la tierra, localización, uso del suelo y valor comercial.
Obra civil	Se considera la cantidad de material requerido por la obra en m ³ del material de construcción (ej. concreto armado).
Equipamiento	Este se limita al equipo electromecánico requerido (bombas y aeradores).
Sistema de tuberías	Se considera un 25% del costo total de inversión
Instalación eléctrica	Se considera un 10% del costo total de inversión
Controles e instrumentos	Se considera un 5% del costo total de inversión.
Otros	Este factor consideran aspectos como el costo de inóculo o pago por patentes.
Capital de trabajo	Fondo que se constituye generalmente al final de la fase de instalación para cubrir los gastos exigidos por el funcionamiento de las plantas de tratamiento y garantizar así la continuidad de la operación. Principalmente se conforma por una reserva de dinero para cubrir los sueldos del personal mínimo necesario que opera la planta por un período determinado después del arranque, el cual puede ser hasta por un trimestre; así como también se destinarán recursos para el pago de servicios públicos y comunicaciones para el mismo período.

FUENTE :Sámano, 1993.

En el caso de las lagunas el costo de inversión queda prácticamente determinado por cinco aspectos:

- ☛ *Costo del terreno.*- Varía mucho de una zona a otra y se deben recabar los precios en el lugar y momento preciso.

☞ *Costo de excavación.*- Se puede emplear como guía los datos siguientes que fueron estimados en julio de 1995.

- Suelo tipo A (blando) \$ 18.73/m³
- Suelo tipo B (tepetate) \$ 25.17/m³
- Suelo tipo C (rocoso) no aplica pues el costo se vuelve prohibitivo para la excavación

☞ *Construcción.*- Con respecto a las actividades asociados a la obra civil y equipamiento para los sistemas lagunares se presenta la TABLA 49.

TABLA 49 PRINCIPALES CONCEPTOS DE OBRA PARA PRESUPUESTACIÓN A PLANTAS DE TRATAMIENTO

CONCEPTOS	PRETRATA MIENTO	LAGUNAS FACULTATIVAS	LAGUNAS AERADAS
OBRA CIVIL			
• Limpieza y despalme de terreno a mano	X		
• Limpieza y despalme de terreno con medios mecánicos		X	X
• Trazo y nivelación para despalme de estructuras	X	X	X
• Excavación por medios manuales	X		
• Plantilla de concreto pobre de 8 centímetros de espesor con una resistencia de 100 kg/cm ²	X		
• Concreto simple de 200 kg/cm ²	X	X	
• Acero de refuerzo con una resistencia de 4200 kg/cm ²	X	X	
• Pretratamiento		X	X
• Excavación por medios mecánicos		X	X
• Relleno compactado con producto de excavación para formar bordos		X	X
• Relleno compactado para impermeabilización del fondo		X	
• Suministro y colocación de paso en bordos		X	
• Zampeado con piedra braza, junteada con mortero-cemento-arena			X
• Suministro y colocación de pasto en bordos			X
OBRA ELECTROMECAÁNICA			
• Estructuras de acero	X		
• Fontanería con tuberías, válvulas y piezas especiales		X	X
• Subestación eléctrica			X
• Aeradores flotantes de alta velocidad			X
TERRENO			
• Disponibilidad de terreno			
mayor		X	X
menor	X		

Fuente : IMTA, 1994.

☞ *Costo de impermeabilización.*- Como guía se proporcionarán los siguientes datos para el material, sin considerar mano de obra:

- Impermeabilización con arcilla	100.8 \$/m ³
- Geomembrana de polietileno de alta densidad	136.8 \$/m ³ (18 USD/m ³)
- Impermeabilizante con cloruro de vinilo	45.6 \$/m ³ (6 USD/m ³)

☞ *Costos por obras auxiliares.* Se deben considerar las obras que permiten una mejor operación del sistema de tratamiento como :

- Bordos e interconexiones
- Caseta de vigilancia
- Cerca perimetral
- Vialidades
- Drenaje externo
- Señalización

6.1.2 Costos de Operación y Mantenimiento

Los costos de operación y mantenimiento (O y M) son los referidos al funcionamiento de una planta de tratamiento para hacer producir la capacidad instalada. Estos costos se estiman por vigencias anuales de acuerdo con las proyecciones de producción que se establezcan (Sámano, 1993).

Para las plantas de tratamiento, los costos de O y M comprenden por lo común los siguientes factores:

- ☞ Materiales y materias primas
- ☞ Servicios públicos (energía, eléctricos y agua potable)
- ☞ Combustibles
- ☞ Personal
- ☞ Mantenimiento preventivo y correctivo
- ☞ Seguros
- ☞ Gastos varios
- ☞ Laboratorio

Para la mayor parte de los procesos de tratamiento los costos de operación y mantenimiento están influenciados en gran medida por el consumo de energía, de ahí que las lagunas *-con excepción de las aeradas-* resulten económicas.

6.1.2.1 Compuestos químicos

Los compuestos químicos en los sistemas lagunares se emplean sólo cuando se desea realizar una mejora al sistema existente. Básicamente consisten en coagulantes añadidos durante la filtración o algún tratamiento primario fisicoquímico y el cloro para la desinfección final (Sámano, 1993).

6.1.2.2 Personal

Las distintas clases de personal requeridos para operar y mantener una planta de tratamiento están en función de la capacidad de la planta, la complejidad y el grado de equipamiento. Para establecer con precisión los requerimientos de personal, deben considerarse las características y necesidades locales y la estructura social de la comunidad, por lo que cada planta tendrá condiciones únicas.

Se debe destacar que los requerimientos de personal no sólo incluyen a los operadores de la instalación, sino también a los directores responsables de emplear y distribuir el personal requerido, los técnicos y oficiales necesarios para el mantenimiento y el personal de laboratorio para supervisar las operaciones, e incluso las medidas para su entrenamiento.

Asimismo deben considerarse las prestaciones establecidas en la Ley Federal del Trabajo entre las cuales se debe destacar :

- Aguinaldo (mínimo 15 días de trabajo)
- Reparto de utilidades
- Pago de días festivos y horas extras (doble del sueldo horario)
- Pago de prima dominical (25% del sueldo diario para trabajadores que laboren en domingo)
- Vacaciones : 6 días al año de labores y aumenta en 2 días por año hasta los 10 años posteriormente se tiene un día por cada dos años.
- Servicio médico (IMSS, Instituto Mexicano del Seguro Social o ISSSTE, Instituto de Seguridad y Servicios Sociales para los Trabajadores del Estado)
- Créditos de INFONAVIT (Instituto de Fomento a la Vivienda para los Trabajadores), FONACOT (Fondo Nacional de Crédito para los Trabajadores) y SAR (Sistema de Ahorro para el Retiro).

Con respecto al turno de trabajo es conveniente considerar tres turnos de 8 horas en función de las costumbres regionales ya que podría aumentar o disminuir la duración sin nunca rebasar 24 horas de trabajo continuo.

6.2 Estudios de preinversión

El estudio de preinversión es etapa de investigación y estudio de factibilidad económica de una futura inversión en un sistema de tratamiento y comprende las etapas de caracterización del influente y el análisis económico del sistema (Sámano, 1993).

6.2.1 Caracterización del influente

La caracterización del influente constituye el primer paso para la realización de un proyecto y se basa en la determinación de la calidad del agua residual cruda y la medición del gasto. Posteriormente, con base en estos datos, se eligen los procesos más adecuados para su tratamiento y se estima el tamaño de la planta y el equipo que requiere.

En caso de contar con un colector general, el agua residual se muestrea a la salida de éste. Si esto ocurre se deberá hacer un muestreo en varios puntos considerando el gasto en cada uno para obtener con un promedio ponderado la calidad del agua que se tendría a la entrada de la planta. En la TABLA 50 se puede observar un ejemplo de la la calidad típica del agua residual doméstica.

TABLA 50 CARACTERIZACIÓN DEL AGUA RESIDUAL, ejemplo

PARÁMETROS	UNIDAD	AGUA RESIDUAL
pH		7.28
Conductividad	μS/cm	1,167
DBO ₅	mg/L	254
DBO total	mg/L	300
DQO ₅	mg/L	381
DQO total	mg/L	450
ST	mg/L	
SDT	mg/L	
SST	mg/L	208
Sólidos sedimentables	ml/L	10
Nitrógeno total	mg/L	35
Fósforo total	mg/L	9
Aluminio	mg/L	1.91
Arsénico	mg/L	0.0005
Boro	mg/L	0.670
Cadmio	mg/L	<0.01
Cianuros	mg/L	0.008
Cobre	mg/L	0.063
Cromo total	mg/L	0.001
Fierro	mg/L	3.74
Fluoruro	mg/L	0.365
Manganeso	mg/L	1.300
Níquel	mg/L	0.036

TABLA 50 CARACTERIZACIÓN DEL AGUA RESIDUAL, ejemplo

PARÁMETROS	UNIDAD	AGUA RESIDUAL
Plomo	mg/L	0.093
Selenio	mg/L	<0.1
Zinc	mg/L	0.133
Coliformes fecales	NMP/100 ml	1.82E +07
Huevos de helmintos	H/L	200

De manera que si se considera el costo de efectuar los análisis requeridos para la caracterización anterior, se obtiene la TABLA 51. Así es posible observar el impacto que se tiene en ésta actividad y el financiamiento que se necesita.

TABLA 51 COSTO DE LA CARACTERIZACIÓN DEL AGUA RESIDUAL

PARÁMETROS	NO. DE DETERMINACIONES	COSTO UNITARIO \$/MUESTRA ⁽¹⁾	COSTO TOTAL
pH	4	25	100
Conductividad	4	35	140
DBO	4	75	300
SST	4	60	240
Aluminio*	4	60	240
Arsénico*	4	85	340
Boro*	4	80	320
Cadmio*	4	85	340
Cianuros*	4	95	380
Cobre*	4		
Cromo total*	4	60	240
Fierro*	4	60	240
Fluoruro*	4	70	280
Manganeso*	4	60	240
Níquel*	4	60	240
Plomo*	4	60	240
Selenio*	4	85	340
Zinc*	4	60	240
Coliformes fecales	4	110	440
Huevos de helmintos‡	4	750	3000
			6,880

* Sólo se muestrean en la caracterización inicial y en caso de digestión se cobra el doble

‡ Se debe muestrear en la caracterización inicial y una vez que opere normalmente el sistema

(1) Precios a enero de 1996

6.2.2 Estudio financiero

Una vez que se tienen esta información, se realiza una evaluación costo/beneficio con lo que se conocerá, a grandes rasgos, el costo global del tratamiento y los beneficios que aportará (en caso de reúso) justificando así la selección de unidades que integran el sistema (Sámano, 1993).

Con esta información se elabora un documento denominado *Perfil del proyecto de inversión* donde se evalúa el factor de riesgo de inversión, por lo general se considera del 45%, por lo que para abatir este riesgo se analizan otras etapas como los estudios de factibilidad (*ingeniería básica y de detalle*).

Para ser válida una estimación de costos, al información de estos debe reflejar los precios vigentes en el momento de su empleo. Esto puede hacerse si se conoce en que año (u otro punto de referencia temporal) se recopiló la información disponible, y el tipo de reajuste a precios actuales que se debe hacer.

6.2.2.1 Índices de costos

El reajuste mencionado en el párrafo anterior, puede obtenerse a través de índices de costos, los cuales deben considerar los costos por edificación, por construcción, laborales de acuerdo a la región geográfica, por ejemplo (EPA, 1983).

Existen una serie de fuentes para los índices de costos pero los más empleados son los proporcionados por la Agencia de Protección Ambiental de los Estados Unidos de América, cuya información se basa en varios años de experiencia práctica, incluyendo costos de inversión y de operación y mantenimiento. Los costos, en general, pueden ser actualizados a otras áreas geográficas utilizando la siguiente fórmula :

$$\text{Costo total del proyecto} (*) \times \frac{\text{último índice GCTAoPCTA}}{\text{GCTAoPCTA de 1978}} = \text{Costo actualizado para el área deseada}$$

donde :

GCTA = Índice de la EPA para Grandes Ciudades con Tratamiento Avanzado

PCTA = Índice de la EPA para Pequeñas Ciudades con Tratamiento Avanzado

(*) FIGURAS de referencia 47, 48 y 49.

Los índices GCTA y PCTA son publicados trimestralmente por la EPA.

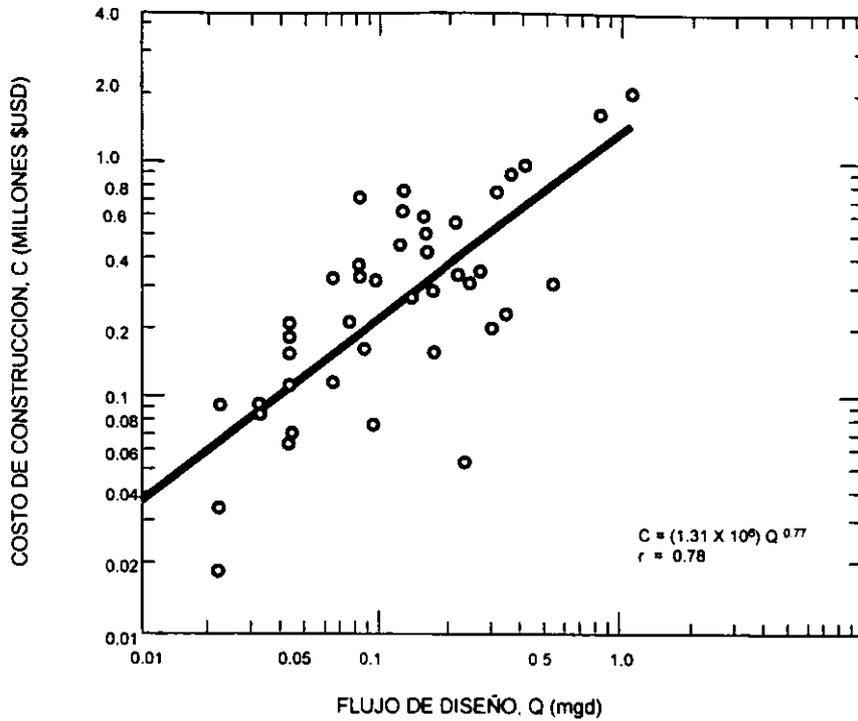


FIG 47 Costos de construcción anual en función del gasto de diseño para descargas de lagunas de estabilización
FUENTE : EPA, 1983.

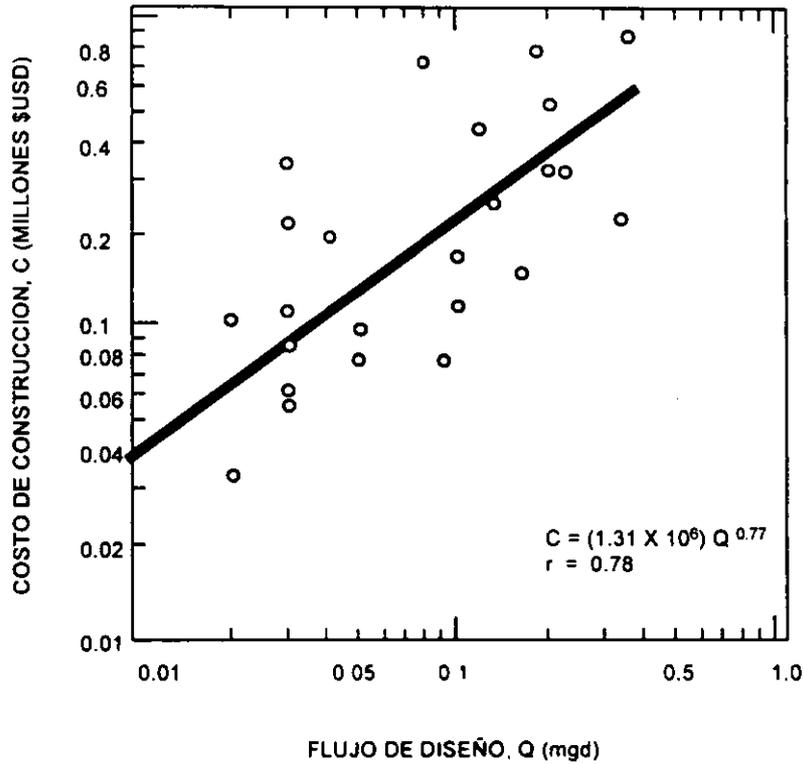


FIG 48 Costos de construcción anual en función del gasto de diseño para lagunas de estabilización sin descarga. FUENTE : EPA, 1983.

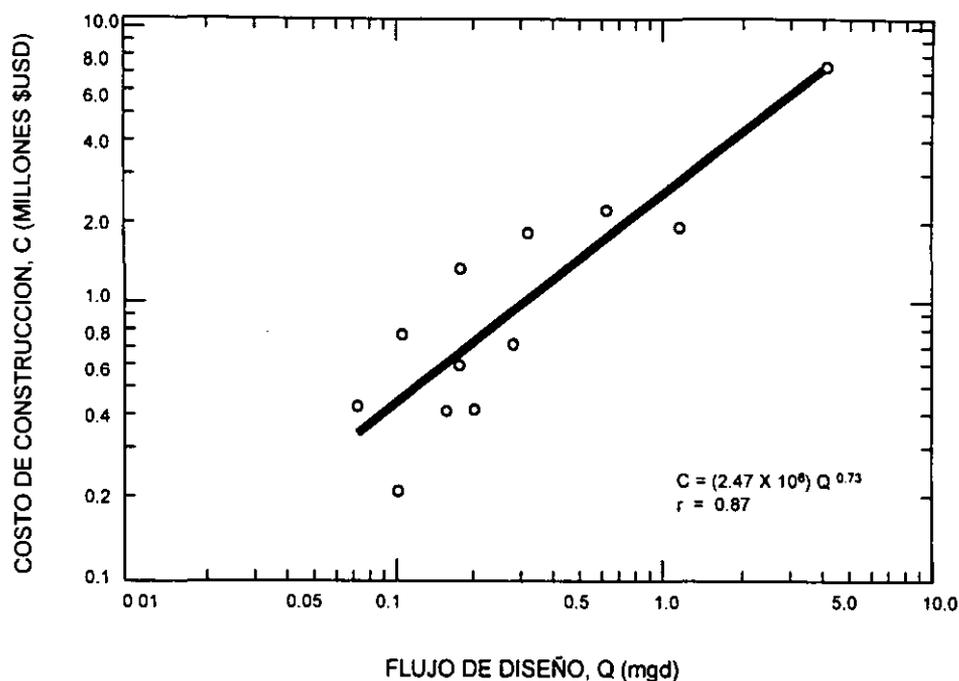


FIG 49 Costos de construcción anual en función del gasto de diseño para lagunas aeradas
FUENTE : EPA, 1983.

Los datos de costos presentados en las figuras 47, 48 y 49 no cubren las opciones disponibles para mejorar la calidad de efluentes de lagunas a nivel secundario y terciario, por lo que se requieren datos adicionales que se deben coleccionar de proyectos seleccionados al rededor de la región para proveer de datos de costos con fines comparativos.

6.2.2.2 Curvas teóricas

Otra manera de estimar los costos se puede obtener utilizando curvas generales basadas en ecuaciones predictivas (curvas teóricas) o los datos de plantas similares construidas en otras regiones (EPA, 1983).

En las TABLAS 52 y 53, se presenta una estimación del costo del terreno y de la inversión para lagunas facultativas y aeradas para poblaciones de 2 500 a 40 000 hab. con base en un estudio comparativo de diversos sistemas de tratamiento realizado en 1992 por Suzán y Aguilar y actualizado a julio de 1996 con los datos de inflación correspondientes.

TABLA 52 ESTIMACIÓN DE COSTOS DE INVERSIÓN PARA JULIO DE 1996

SISTEMA	POBLACIÓN, HAB CONCEPTO	COSTOS POR MÓDULOS EN PESOS (1) (2)					
		5 000	10 000	15 000	20 000	30 000	40 000
LAGUNAS FACULTATIVAS	Obra civil	1 010 295	1 730 983	2 363 647	2 922 688	3 954 424	4 968 049
	Obra electromecánica	11 251	22 502	28 132	33 757	39 383	45 008
	Terreno	69011	114669	157409	198801	279535	356883
	Inversión total	1 159 568	1 982 935	2 706 597	3 354 047	4 552 878	5 726 823
LAGUNAS AERADAS	Obra civil	590 147	956 932	1 253 103	1 518 578	1 976 235	2 390 620
	Obra electromecánica	460 623	771 250	980760	1 162 432	1 572 004	1 978 872
	Terreno	33522	51435	67577	77760	111814	139638
	Inversión total	1 117 726	1 830 053	2 369 077	2 836 530	3 771 869	4 648 769

(1) Actualizado con base en el índice de inflación de 1992 a junio de 1996 que equivale a un factor de 2.22

(2) Si se desea efectuarlo con base en dólares multiplicar el valor dado por 1.09.

NOTA: El costo de inversión no incluye intereses del financiamiento.

TABLA 53 ESTIMACIÓN DE COSTO⁽¹⁾ DEL TERRENO PARA LAGUNAS FACULTATIVAS Y AERADAS

SISTEMA		LAGUNAS FACULTATIVAS ⁽¹⁾		LAGUNAS AERADAS ⁽¹⁾	
* Pobl. Servida (Hab) ⁽³⁾	Caudal de agua tratada (L/s)	Sup. m ²	Costo \$ (2)	Sup. m ²	Costo \$ (2)
2 500	5	16 000	43 414	8 500	23 068
5 000	10	25 500	69 206	12 350	35 522
7 500	15	34 000	92 274	15 750	42 750
10 000	20	42 250	114 670	18 950	51 431
15 000	30	58 000	157 404	24 900	67 577
20 000	40	73 250	192 141	30 450	82 644
30 000	60	103 000	279 536	41 200	111 815
40 000	80	131 500	356 883	51 450	169 638

- (1) Para fines de presupuesto de área requerida, se estimó un valor de 12 millones 222 mil pesos/ha en 1992. Aplicando la tasa de inflación para 1995, se tiene una relación de costo/área de 27 133 \$/ha.
- (2) Actualizado con base en el índice de inflación de 1992 a junio de 1996 que equivale a un factor de 2.22
- (3) Como población servida se considera a aquella que cuenta con servicio de alcantarillado

FUENTE : Jiménez *et al*, 1996

Para el cálculo de los costos de operación y mantenimiento Suzán y Aguilar (1992) emplearon las TABLAS 54 y 55, más las consideraciones siguientes:

- ☞ *Para los costos por el manejo de lodos:* Una producción promedio laguna facultativa 0.30 L/hab d y nula en lagunas aeradas.
- ☞ *Para el costo de transporte y desalojo de lodos:* En el primer kilómetro en 17.8 por metro cúbico, y de 2.13 pesos por metro cúbico en los kilómetros subsecuentes, estimándose un recorrido de cinco kilómetros.
- ☞ *Para estimar los costos de energía:* Se consideró de 0.6 pesos kW/h y la cantidad de HP instalados por sistema.
- ☞ *El costo anual:* Por concepto de mantenimiento preventivo del equipo electromecánico varía entre 1.5 y 2.5 por ciento del valor total de los equipos

TABLA 54 COSTOS DE PERSONAL

<i>PERSONAL</i>	<i>SUELDO BASE</i>	<i>SUELDO MAS PRESTACIONES</i>	<i>IMPORTE ANUAL</i>
S = Superintendente	4 986	6 780	81 363
A = Operador calificado	2 455	3 338	40 055
A' = Operador	1 840	2 503	30 041
B = Ayudante	1 232	1 669	20 029
C = Cuadrilla de mantenimiento	1 150		55 223

FUENTE : Jiménez *et al.*, 1996

TABLA 55 PERSONAL CONSIDERADO PARA OPERACIÓN DE SISTEMAS LAGUNARES POR TURNO

<i>POBLACION</i>	<i>SISTEMA</i>	<i>PERSONAL</i>
2 500	Facultativas	1A + 1C
	Aeradas	1A + 1B + 1C
5 000	Facultativas	1A + 1C
	Aeradas	1A' + 2B
7 500	Facultativas	1A + 1C
	Aeradas	1A' + 1B + 1C
10 000	Facultativas	1A + 1B + 1C
	Aeradas	1A' + 2B + 1C
15 000	Facultativas	1A + 1B + 1C
	Aeradas	1A' + 2B + 1C
20 000	Facultativas	1A + 1B + 1C
	Aeradas	2A' + 2B + 1C
30 000	Facultativas	1A + 2B + 1C
	Aeradas	2A' + 3B + 1C
40 000	Facultativas	1A + 2B + 1C
	Aeradas	3A' + 3B + 1C

FUENTE : Jiménez *et al.*, 1996

La TABLA 56 presenta los costos de O y M obtenidos para diversos sistemas, dentro de los cuales los tanques Imhoff y las lagunas facultativas son los más económicos. La sedimentación primaria y las lagunas aeradas tienen costos intermedios y, la aeración extendida y las zanjas de oxidación resultan los tratamientos de mayor costo.

La TABLA 57 muestra el prorrateo de los costos de inversión y operación y mantenimiento para las poblaciones consideradas (FIG 50). Asimismo, se puede observar el costo asociado al agua tratada por población y el precio para dichas poblaciones (FIGs 51 y 52).

TABLA 56 COSTOS ANUALES POR OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO
(JULIO, 1996)

POBLACION HABITANTES	SISTEMA	PERSONAL	MANEJO DE LODOS		ENERGÍA			MANTENIMIENTO DE EQUIPO	
		pesos (\$)	m3/año	pesos (\$)	HP inst	kw-hr/año	pesos (\$)	costo equipo	pesos (\$)
2 500	Lag facultativas	85 264	274	7 761	-	-	-	555	89
	Laguna aeradas	105 293	456	12 912	20	117 582	71 653	23 821	4 231
5 000	Lag facultativas	85 264	548	15 527	-	-	-	1 110	204
	Laguna aeradas	115 307	913	25 878	38	235 164	143 314	45 430	8 054
7 500	Lag facultativas	85 264	821	23 261	-	-	-	1 665	293
	Laguna aeradas	115 307	1 369	38 788	53	333 149	203 050	60 462	10 731
10 000	Lag facultativas	105 293	1 095	31 022	-	-	-	2 220	382
	Laguna aeradas	135 336	1 825	51 724	71	450 731	274 712	76 084	13 498
15 000	Lag facultativas	105 293	1 643	46 549	-	-	-	2 775	493
	Laguna aeradas	135 336	2 738	77 602	107	685 895	418 019	96 752	17 165
20 000	Lag facultativas	105 293	2 190	62 076	-	-	-	3 330	586
	Laguna aeradas	175 391	3 650	103 448	137	881 865	537 471	114 674	20 340
30 000 (**)	Lag facultativas	125 322	3 285	93 098	-	-	-	3 885	697
	Laguna aeradas	195 420	5 475	155 147	197	1 273 805	776 336	155 068	27 492
40 000 (**)	Lag facultativas	125 322	4 380	124 125	-	-	-	4 440	786
	Laguna aeradas	235 475	7 300	206 873	265	1 711 471	1 043 103	213 577	34 628

** : Para estos niveles de población no se recomiendan zanjas de oxidación y aeración extendida por sus altos costos.

FUENTE : Jiménez *et al.*, 1996

TABLA 57 RESUMEN DE COSTOS

POBLACIÓN, HAB		2 500	5 000	7 500	10 000	15 000	20 000	30 000	40 000
COSTO ANUAL POR m³ DE AGUA TRATADA		157 680	315 360	473 040	630 720	946 060	1 216 440	1 892 160	2 522 880
SISTEMA									
Tanques Imhoft	(1)	107709	143250	202060	276246	373835	435358	586462	689057
	(2)	43117	28649	12136	27624	24922	21767	19549	17225
	(3)	684	455	426	437	395	344	311	273
Sedimentación Primaria	(1)	250083	325186	434380	604306	792647	932043	1286261	1558127
	(2)	106033	65037	57918	60437	52840	46580	42875	38952
	(3)	1585	1030	919	959	837	739	679	617
Lagunas Facultativas	(1)	153027	193210	322595	416365	552833	676359	993941	1154114
	(2)	56770	48729	43013	41636	36854	33817	30911	28851
	(3)	970	772	682	659	584	537	441	457
Lagunas Aeradas	(1)	264970	165839	563902	729698	992387	1300440	1732484	2244329
	(2)	105987	85640	75187	72969	66158	65022	57749	56108
	(3)	1681	1359	1192	1157	1050	1030	915	890
Aeración Extendida	(1)	366706	538208	615797	892125	1210535	1565344		
	(2)	146682	107641	82107	89213	80701	78266		
	(3)	2438	1707	1301	1414	1279	1241		
Zanjas de Oxidación	(1)	340364	506693	642703	892118	1146406	162829		
	(2)	136146	101339	85694	89217	76426	81414		
	(3)	2158	1607	1359	1414	1212	1290		

- (1) Costo anual en pesos, inversión, operación y mantenimiento.
 (2) Costo anual por población, pesos
 (3) Costo anual por m³ de agua tratada por población, pesos.

NOTA: Los m³ anuales de las ocho columnas equivalen a 5, 10, 15, 20, 30, 40, 60 y 80 litros por segundo.

FUENTE : Jiménez *et al.*, 1996

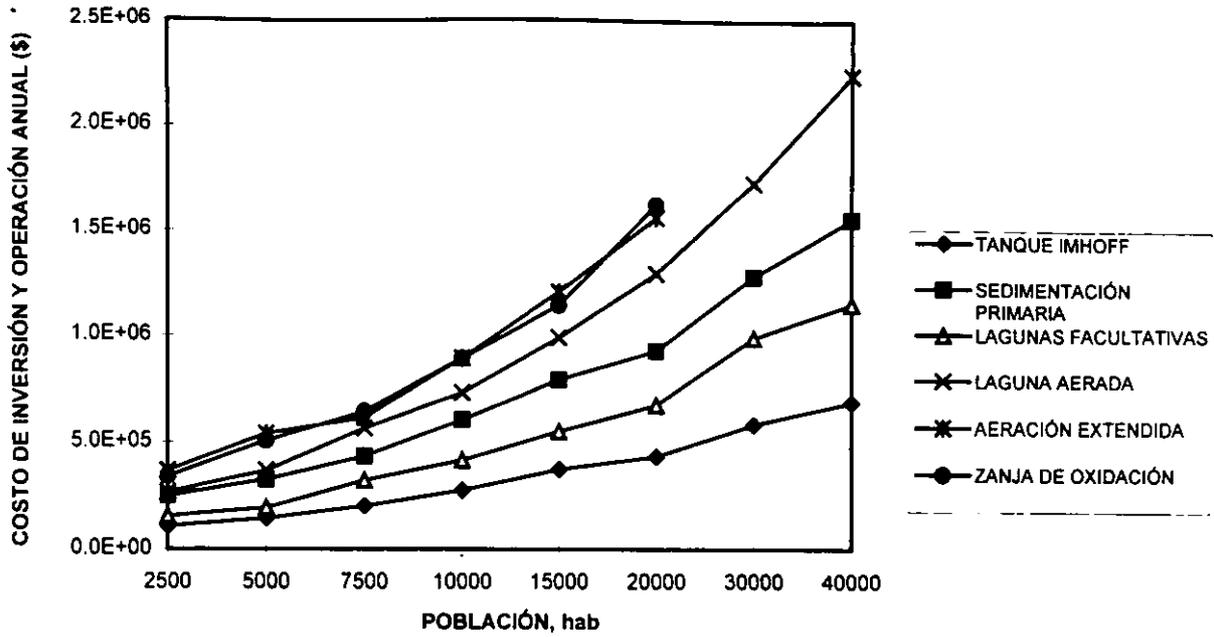


FIG 50 Requerimientos de inversión, operación y mantenimiento
 FUENTE : Jiménez *et al.*, 1996

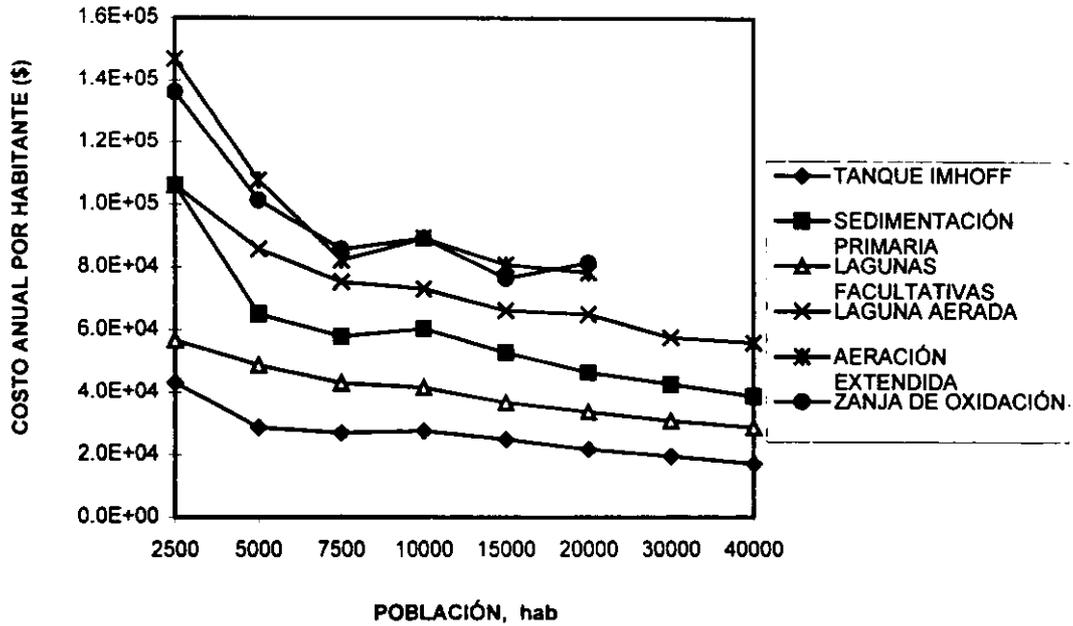


FIG 51 Costo anual de agua tratada por población servida.
 FUENTE : Jiménez *et al.*, 1996

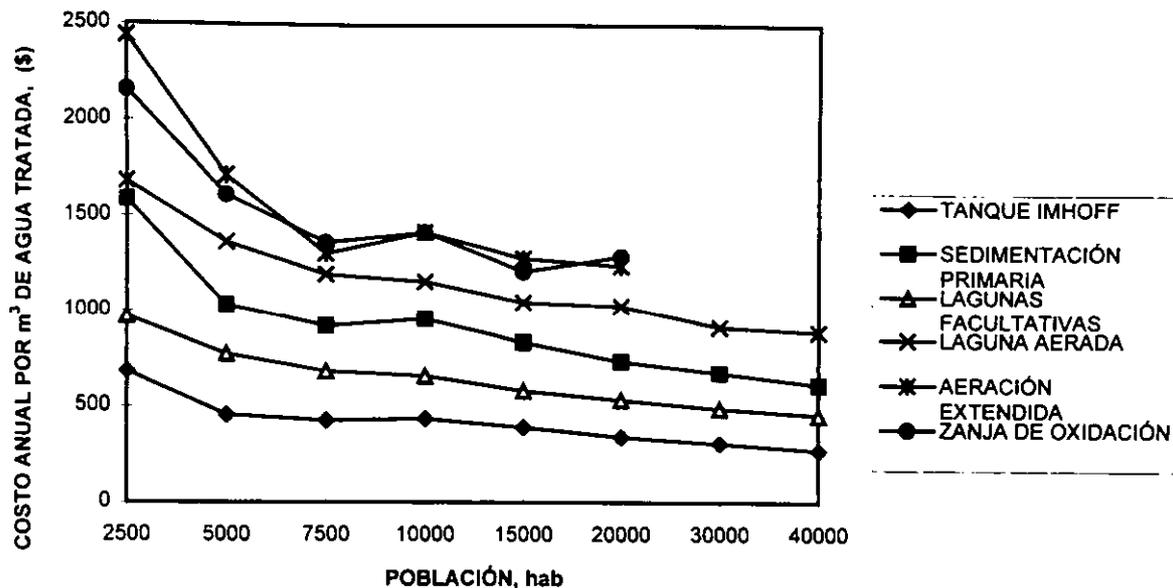


FIG 52 Costo anual de agua tratada por habitante para las poblaciones estimadas.
 FUENTE : Jiménez *et al.*, 1996

Aún cuando se han construido más de 300 lagunas en México, la información de su costo de construcción es escasa y dispersa.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 CONCLUSIONES

7.1.1 *Estado de arte de las lagunas de estabilización*

Uno de los objetivos del trabajo fue el análisis de la situación actual del diseño de los sistemas lagunares en México. Como resultado de dicho análisis se determinó que a pesar de que las lagunas de estabilización en México no operan conforme a los parámetros de diseño (gasto y eficiencias de remoción), sí representan una opción tecnológica para el tratamiento del agua residual a bajo costo, conforme a los actuales lineamientos del gobierno con respecto a la mejora del medio ambiente. Asimismo, esta tecnología resulta adecuada para fomentar el reúso del agua tratada principalmente en el sector agrícola.

7.1.2 *Estudio de sensibilidad*

Con respecto al análisis de incertidumbre y sensibilidad desarrollado para determinar los parámetros de diseño que afectan la toma de decisión, se empleó como parámetro comparativo la variación del área demandada por cada tipo de laguna estudiada. Esto con el fin de que el diseñador o tomador de decisiones pueda discernir en una etapa preliminar sobre el tipo de laguna que, dadas las características del agua residual y las condiciones locales, mejor se adecua a sus necesidades.

A través del análisis de las ecuaciones empleadas para el cálculo de lagunas aerobias, aeradas, facultativas, anaerobias y de pulimento se concluye que los parámetros de diseño críticos son la carga orgánica entrante al sistema y la temperatura. El efecto de ésta última, impacta a la constante de rapidez y el tiempo de retención hidráulica, los cuales influyen directamente en el diseño y, por tanto, sobre los requerimientos de área.

7.1.3 *Lagunas aerobias*

Con respecto a las lagunas aerobias de baja tasa se concluye lo siguiente:

- a) Se diseñan a partir de valores recomendados, esto es, no cuenta con un modelo específico para su diseño y por tanto el grado de incertidumbre que manejan es muy bajo requiriendo altos factores de seguridad comparados con otros tipos de lagunas.

- b) Para el diseño se puede variar tanto la carga superficial, o bien, el tiempo de retención.
- c) Entre mayor es la carga orgánica se requiere un mayor número de celdas, el cual llega a ser tan grande que resulta en un sistema no costoso, por lo que en la práctica se emplean mecanismos de aeración artificial.
- d) Variaciones importantes en la carga superficial durante el diseño conduce a un sub o sobredimensionamiento y afecta de forma importante la calidad del efluente. Esto se puede ver ya que para una carga superficial de 135 kg/ha·d la necesidad de un sistema en serie (con más de dos lagunas) comienza a partir de una DBO de 1000 mg/L, mientras que para un valor de 90 kg/ ha·d, la DBO es de 350 mg/L y para 67 kg/ha·d, de 250 mgDBO/L.
- e) En general, en caso de tener una DBO del doble a la de diseño, el subdimensionamiento sería del orden de 75% que para fines prácticos implica que la eficiencia será de 71% y no del 95%, como se advierte con esta remoción sólo se podría cumplir con los requerimientos para un reúso del agua en riego agrícola proveniente de ríos o para uso en suelo, de acuerdo con la NOM-001-ECOL-96
- f) En general, las lagunas aerobias se recomiendan sólo para aguas residuales de origen doméstico "débiles", esto es cargas orgánicas menores de 200 mgDBO/L ya que por arriba de este valor los sistemas son incosteables dados sus altos requerimiento de área (200 veces comparado con lagunas facultativas y aeradas).

7.1.4 Lagunas aeradas

Con respecto a las lagunas aeradas se concluye en función del tipo de mezclado que se tenga en el sistema.

7.1.4.1 Lagunas aeradas completamente mezcladas

- a) Presentan mejores eficiencias de tratamiento y menores requerimientos de área en función de la posibilidad de semejar un sistema de flujo pistón, es decir, disponer de varios reactores en serie y que exista una mezcla completa en cada reactor.
- b) En el diseño de este tipo de lagunas se debe emplear el tiempo de retención de invierno ya que el volumen y por tanto el área de la laguna son menores lo cual trae como consecuencia un aumento en la DBO soluble (disminuyendo los SSV en el licor mezclado), los sólidos suspendidos (que en términos prácticos reduce la sedimentación) y la DBO en el efluente. Cabe señalar que algunos autores como Viessman y Hammer (1993) recomiendan que corrientes frías y fuertes variaciones de cargas sean derivados a una laguna secundaria.

- c) Se pudo observar que la demanda de reactores se presenta en función de la concentración de materia orgánica entrante al sistema, esto es, para una concentración de 4000 mgDBO/L se requieren dos reactores con un área total de 4 ha con una calidad del efluente de 30 mg/L de materia orgánica ; mientras que con un sólo reactor, el mismo requerimiento de área se tiene para una concentración de 1000 mgDBO/L con una concentración final de 60 mg/L. Así resulta más fácil manejar dos reactores con áreas menores que uno sólo con alto requerimiento de área.
- d) Con respecto a la influencia de la constante de rapidez se debe destacar que k es función de la temperatura y que cualquier variación de ésta última afecta directamente la calidad final del efluente. De manera que al aumentar el valor de la temperatura, el valor de k también aumenta y los requerimientos de área disminuyen.
- e) Si el diseño se realiza con temperaturas no representativas de las condiciones de mayor predominio es posible tener problemas por sub o sobrediseño. Este error en el diseño será del 40%, lo que implica serios problemas en la operación de la planta de tratamiento.

7.1.4.2 Lagunas aeradas con mezcla parcial

- a) Este tipo de lagunas se basan en un régimen de tipo pistón donde el área es función de la eficiencia deseada ya que entre mayor sea ésta mayor será el número de reactores requeridos y, por tanto, el área total demandada.
- b) En general, la eficiencia de remoción es del 80%, si se quisiera una eficiencia mayor implicaría un incremento de 2 órdenes de magnitud en el número de reactores, lo que haría al sistema complejo para su operación y mantenimiento. Esto es, para una concentración de 400 mgDBO/L sólo se requieren cuatro reactores obteniendo una eficiencia del 86%. Sin embargo, a medida que aumenta la carga orgánica la cantidad de reactores necesarios para obtener una remoción del 80 % también incrementa llegando a ser de 10 para una carga de 8000 mgDBO/L.
- c) El análisis de la variación de la constante de rapidez trae implícita la variación de la temperatura del agua. En el ejemplo realizado para tres diferentes temperaturas se observó que a medida que incrementa, el valor de la constante de rapidez también aumenta, no así, la variación en el valor del área total.
- d) En términos generales, el método de diseño es viable hasta un 80% de remoción. En caso contrario, eficiencias mayores del 90%, implican un número muy superior de lagunas impactando directamente en el área disponible y por consiguiente en los costos de construcción y operación.
- e) Para alcanzar los valores establecidos en la NOM-001-ECOL-96 tan sólo basta con incluir un sistema de pulimento para el cálculo con valores de eficiencia del 80%.

7.1.5 Lagunas anaerobias

Para las lagunas de tipo anaerobio se concluye que

- a) Tienen bajo requerimiento de área, sin embargo, tienen como desventaja una calidad del agua tratada inferior a los demás sistemas analizados (remoción de la materia orgánica del 70%).
- b) La temperatura juega un papel determinante en el diseño de este tipo de lagunas ya que a medida que aumenta la temperatura el área requerida disminuye, destacando más para concentraciones orgánicas del orden de 500 a 8000 mgDBO/L donde se tienen reducciones hasta del 80% de área.
- c) En general, este tipo de laguna resulta de mucha utilidad en sectores donde se tienen altas concentraciones de materia orgánica (por ejemplo, la industria) y elevadas temperaturas. Además ofrece la ventaja de acondicionar el agua residual para tratamientos subsecuentes.

7.1.6 Lagunas Facultativas

Método empírico

Correlaciones

- a) Con respecto a las lagunas facultativas y de acuerdo a los resultados obtenidos del análisis de sensibilidad, el método empírico de correlaciones es el menos adecuado ya que dado su bajo índice de certidumbre lleva a considerar factores de seguridad tan altos que las lagunas obtenidas estarán sobrediseñadas.
- b) Los resultados obtenidos al emplear el modelo de Yáñez y el usado en México, muestran que el incremento de carga orgánica trae consigo un aumento en los requerimientos de área del orden de dos veces o más de lo requerido cuando la variación de carga se duplica con respecto a los datos de diseño originales.
- c) Un parámetro de diseño determinante en el empleo de los métodos de empíricos son las condiciones locales.
- d) Dado a que estos métodos de diseño están basados en fórmulas empíricas obtenidas a través de la experiencia en campo, el factor de seguridad empleado es tan amplio que los errores de diseño no son muy significativos, por lo que es indistinto el uso de cualesquiera de las ecuaciones analizadas para su empleo en el país.

- e) Las variaciones de área obtenidas para una carga orgánica dada a diferentes temperaturas, trae consigo un abatimiento de área hasta en un 90% para el intervalo de 10 a 35°C, por lo que se puede afirmar que el empleo de las lagunas en climas cálidos favorece su uso ya que entre otras ventajas al ser la necesidad de suelo es menor.
- f) Para una misma temperatura, los requerimientos de área no son muy variables en un intervalo de 200 a 450 mgDBO/L, mientras que para concentraciones por arriba de este valor, las necesidades de área se duplican siendo inadecuados los diseños basados en este modelo por sus grandes demandas de suelo.
- g) La variación de temperatura para concentraciones de origen doméstico no implica grandes cambios en los requerimientos de área. Por ejemplo, a 24°C, para una concentración orgánica de 8000 mg/L se requieren 130 ha, mientras que para la misma concentración pero a 10°C, la necesidad de suelo aumenta en 400 ha, volviendo al sistema incosteable y con elevados requerimientos de operación y mantenimiento.

Métodos cinéticos

Para los modelos de mezcla completa y flujo pistón sucede algo similar que en las lagunas aeradas con régimen de flujo semejante. Es decir, para las lagunas completamente mezcladas entre mayor número de reactores se tengan (similar un flujo pistón) menores requerimientos de área tendrán junto con eficiencias mayores al 90% en la remoción de materia orgánica. Mientras que las de flujo pistón o mezcla parcial se tendrán requerimientos de área semejantes a un sistema lagunar de mezcla completa de tres reactores. En resumen, se aconseja el empleo del modelo de flujo pistón.

Modelo completamente mezclado.

- a) Al emplear varios reactores, el tiempo de retención y la constante de rapidez disminuyen influyendo directamente en el valor del área, el cual se abate. Ejemplo de ello, se tiene cuando se usa un sólo reactor para tratar una concentración de materia orgánica de 150 mg/L, el área requerida es de 13.8 ha, mientras que con tres reactores en serie sólo se necesitan 0.9 ha. Es decir, se tiene decremento en área del 93%, esto es, 15 veces menos el área requerida por un único reactor.
- b) El tiempo de retención influye directamente sobre el diseño ya que está presente en la ecuación que define a este modelo. Cuando el tiempo de retención aumenta, la constante disminuye. Esta disminución trae consigo una mayor remoción de la materia orgánica ya que se favorece un mayor contacto del agua y los microorganismos en el reactor.
- c) La influencia de la temperatura en el diseño de este tipo de lagunas es de tipo exponencial e impacta directamente el valor de la k , de manera que al aumentar el valor de la

temperatura también aumenta la k . Si el cálculo de la constante se hace a una temperatura específica, las diferencias de valor de la k sólo dependen del valor del tiempo de retención.

- d) De acuerdo con la revisión bibliográfica, el intervalo del tiempo de retención en las lagunas facultativas va de 5 hasta 103 días. Pero durante el diseño se observó, que para un único reactor, el tiempo de retención a partir de una concentración de 250 mgDBO/L está fuera de dicho intervalo, por lo que este modelo se recomienda para *agua doméstica de baja o mediana carga*. Mientras que cuando se emplean tres reactores en serie la carga orgánica del modelo aplica hasta 8000 mg/L para cumplir con el mismo intervalo.
- e) En general, es posible observar que para todo el intervalo de cargas orgánicas establecido existen diferencias mayores al 90% de ahorro de área requerida si se emplean varios reactores conectados en serie (tres en este caso).

Modelo de flujo pistón (Middlebrooks y Crites, 1988).

- a) El comportamiento del reactor al incrementar la carga orgánica presenta un aumento pero este se da en forma logarítmica por lo que los requerimientos de área muestran una menor variabilidad, comparado con un reactor completamente mezclado.
- b) Al igual que para un sistema completamente mezclado tanto la variación de la constante de rapidez, el tiempo de retención y la temperatura presentan las mismas consideraciones para el flujo de tipo pistón, sólo es necesario recalcar que se hace el diseño considerando reactores con volúmenes iguales.

7.1.7 Lagunas de pulimento

- a) El análisis llevado a cabo para las lagunas de pulimento permite concluir que su diseño e implementación en un sistema lagunar es indispensable ya que garantiza la obtención de un efluente con condiciones microbiológicas aceptables con base en la normatividad.
- b) La eliminación de patógenos y parásitos es función de la temperatura y otros factores que aceleran su muerte. Para este estudio se encontró que para 150 mg/L de DBO se tiene una concentración final de coliformes de 982 NMP/100ml con seis lagunas de pulimento y una área de 6.5 ha, mientras que para 500 mg/L se tiene 897 NMP/100ml en un área de 12.4 ha con 2 lagunas de pulimento. Lo cual se debe a que para 150 mg/L, el tiempo de retención hidráulica no es suficiente para matar un porcentaje mayor al 75%. En tanto que para 500 mg/L, el requerimiento de suelo es menor para las lagunas de pulimento, ya que dada su área total (número de celdas de lagunas facultativas), el tiempo que está en contacto el agua con los organismos biodegradadores favorece la remoción de coliformes alcanzando porcentajes mayores de 90.

- c) En la remoción de huevos de helminto al igual que en la de patógenos las lagunas se diseñan para remover estos microorganismos más no debe esperarse un adimin8ción de la materia orgánica.
- d) La relación que guardan entre sí las curvas obtenidas en la remoción de coliformes fecales y huevos de helminto mediante lagunas de pulimento sigue un comportamiento de tipo exponencial. Para el caso de los huevos de helminto, la curva de tendencia muestra menores requerimientos de área aunque con una semejanza para concentraciones entre 150 y 500 mg/L. Para concentraciones mayores, típicamente industriales, la diferencia en el las necesidades de área son del 100% más para la remoción de coliformes fecales.

7.1.8 En cuanto al diseño

Es posible concluir que una característica importante en el uso de métodos empíricos radica en la obtención de grandes requerimientos de área, lo cual si bien garantiza que pese a la presencia de errores o consideraciones equivocadas durante el diseño se tendrá poca variación sin llegar a condiciones extremas de sub o sobrediseño, esto es, no optima la disminución del costo de construcción.

7.1.9 En cuanto al tipo de laguna

Las lagunas facultativas y aeradas con mezcla completa permiten obtener bajos requerimientos de área garantizando eficiencias de remoción de materia orgánica del orden del 90 % o superiores. En general, este tipo de lagunas se recomienda para agua residual municipal. Cabe destacar que las lagunas aeradas de mezcla parcial pese a no ofrecer baja disponibilidad de terreno comparada con las de mezcla completa, en la práctica son las que se emplean debido a que es poco factible tener un flujo completamente mezclado en la realidad.

Las lagunas aerobias son las que mayor requerimiento de área ejercen por lo que su implementación es poco frecuente. Básicamente, este tipo de lagunas se emplea para efluentes de origen doméstico (limitado a casas-habitación), o bien, para fines de acuicultura. Mientras que laguna de tipo anaerobio por ser la que requiere de una área menor para su construcción; sin embargo, es necesario reconocer que con este sistema sólo se obtiene una remoción de la materia orgánica del 70% y aunque el diseño ofrece un mínimo desprendimiento de olores, esto en una ciudad puede ser causa de problemas de tipo social.

Para eliminar coliformes fecales, los requerimientos de área de las lagunas de pulimento son mayores, debido a que los huevos de helminto tienen un mayor peso específico y precipitan con mayor rapidez. De esta manera, se puede concluir que aun cuando los otros tipos de lagunas remueven tanto coliformes fecales como huevos de helminto es necesario contar con un sistema que asegure la calidad microbiológica del efluente obtenido.

Finalmente, es importante señalar que resultaría arbitrario especificar a alguno de los modelos analizados como el "mejor" ya que la selección del tipo de laguna a emplear debe ser realizada como resultado final de un proceso de evaluación tecnológica considerando la relación costo-beneficio y las condiciones ambientales locales prevalecientes.

7.2 RECOMENDACIONES

Bajo el enfoque anterior, resulta más apropiado que en lugar de precisar un método de diseño que se dicten algunas recomendaciones que permitan obtener mejores diseños y la rehabilitación de los sistemas existentes con base en una estrategia de planeación.

Un proyecto planeado para la instalación de una planta de tratamiento debe garantizar una menor probabilidad de errores que conlleven a una operación deficiente del sistema. Así, es posible sugerir varios puntos a seguir durante el proceso de selección de un sistema lagunar.

- 1) Dividir al país de acuerdo a las condiciones climatológicas prevalecientes, en especial, identificar la temperatura crítica en época de invierno.
- 2) Seleccionar el modelo adecuado para la región donde se va a instalar la planta de tratamiento con base en la experiencia del diseñador y los modelos existentes.
- 3) Para el empleo de modelos teóricos, se deben tener presentes todas las variables involucradas y la manera en que se ven afectadas con cambios en la carga orgánica, hidráulica y la presencia de inhibidores.
- 4) Considerar las condiciones del terreno y definir la mejor manera de impermeabilizarlo, dependiendo de las condiciones geohidrológicas de la región.
- 5) Cuidar los aspectos constructivos de los bordos y las estructuras para facilitar la limpieza de la laguna.
- 6) Realizar un continuo monitoreo hasta la estabilización del proceso y en su caso detectar posibles fallas.
- 7) Capacitar al personal para que éste conozca las acciones referentes a la operación y mantenimiento que requiere el sistema de tratamiento.
- 8) Sensibilizar al (los) administrador(es) del sistema para contar con los recursos necesarios para realizar los trámites que competen a su cargo.

Con respecto a la rehabilitación de los sistemas instalados es necesario :

- 1) Revisar los criterios de diseño seguidos y corroborar si el sistema estuvo bien diseñado.
- 2) Realizar un monitoreo de la calidad del agua influente, dentro de la laguna y del efluente, para detectar posibles variaciones de carga orgánica e hidráulica a las condiciones de diseño.
- 3) Realizar estudios de trazado para identificar las corrientes predominantes y localizar posibles zonas muertas o cortocircuitos.
- 4) Revisar las actividades realizadas para la operación y mantenimiento del sistema.
- 5) Considerar la existencia de capital para la optimación de los sistemas o bien su rehabilitación en caso de ser necesario.

Para el último punto es necesario observar el estado en el que se encuentra la estructura y las condiciones de operación. Es muy importante identificar si el agua dentro de la laguna presenta condiciones anóxicas o anaerobias, ya que en función de ello se puede establecer que :

- a) Para lagunas anóxicas es necesario definir y analizar la manera en la cual se desea que la laguna trabaje como laguna aerobia o anaerobia, y con base en ello evaluar los criterios de diseño y que se hagan los cambios necesarios para el tipo de laguna seleccionado.
- a) Para lagunas que presenten anaerobiosis, se recomienda analizar los factores que llevaron a tal operación, realizar un desazolve y volver a operar la laguna revisando las actividades de operación y mantenimiento.

BIBLIOGRAFÍA

- Alabaster G., Mills S., Osebe S.A., Thitai W., Pearson H., Mara D. y Muiruri P. (1991) "Combined treatment of domestic and industrial wastewater in waste stabilisation pond systems in Kenya" *Water Science Technology*, Vol 24, No.1, pp. 43-52. Gran Bretaña
- Apuntes del Curso Intensivo No. 8 (1966) "Lagunas de estabilización" *Apuntes del Curso Intensivo, Centro de Ingeniería Sanitaria, UNAM*, pp. 38. México.
- Arridge H., Oragui J., Pearson H., Mara D. y Silva S. (1995) "Vibrio cholerae 01 and Salmonellae removal compared with the die-off of faecal indicator organisms in waste stabilization ponds in northeast Brazil" *Water Science Technology*, Vol. 31, No.12, pp. 249-256. Gran Bretaña.
- Arthur J. (1990) "Notes on the design and operation of waste stabilization ponds in warm climates of developing countries", *World Bank Technical*, No.7, pp. 106. Estados Unidos de América.
- Athié Lambarrí M. (1987) *Calidad y cantidad del agua en México*. Editorial Universo Veintiuno. México, D.F.
- Auvinet G. y Esquivel R. (1986) "Impermeabilización de lagunas artificiales" *Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos*, pp.77. México.
- Bower, C. J. (1991) "Options for the rational desing and operation of oxidation ponds" *Water Science Technology*, Vol. 24, No.5, pp. 21-32. Gran Bretaña.
- Bracho No., García G., Aldana G. y Perrualo T.(1995) "Ajuste de modelos de remoción de DBO en lagunas" *9^{as} Jornadas Científicas-técnicas de Ingeniería*, Vol. III, Universidad de Zulia, Maracaibo, Venezuela.
- Ceballos B., Koing A., Lomans B., Athayde, A. y Pearson H. (1995) "Evaluation of a tropical single-cell waste stabilization pond system for irrigation". *Water Science and Technology*, Vol. 31, No.12, pp. 267-273. Gran Bretaña.
- Cifuentes E., Blumenthal MR., Ruiz-Palacios G. y Beneth S. (1992) "Health Impact Evaluation of Wastewater in Mexico" *Public Health Revue*, 19, 243-250.
- Comisión Nacional del Agua (CNA) *Inventario Nacional de Plantas de Tratamiento 1995*.

- CNA e IMTA (1994) "Manual de Diseño de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento. Manual de Diseño de Lagunas de Estabilización", *Instituto Mexicano de Tecnología del Agua*, Jiutepec, Morelos. México.
- Communications Scientifiques (1982) "L'épuration par Lagunage". Technologie, Fonctionnement, Valorisation, Montpellier 2-3-4. *Communications Scientifiques*, pp. 94. Francia
- Crook J., Shimp G. y Sandino J. (1995) "Water reuse strategy for Santiago, Chile". pp. 745-761. Estados Unidos de América.
- Curtis T., Mara D. y Silva S. (1992) "The effect of sunlight on faecal coliforms in ponds: implications for research and design" *Water Science and Technology*, Vol. 26, No.7-8, pp. 1729-1738. Gran Bretaña.
- Chopard, P.(1982) "Étude des conditions d'une optimisation de la production de biomasse et de sa valorisation sur une installation de lagunage" *Société Lyonnaise des Eaux et de l'Éclairage, Laboratoire Central, Le Pecq*, pp. 55. Francia..
- De Azevedo J. y Acosta G. (1976) "Manual de hidráulica" *HARLA*, pp. 578. España.
- Delaunoy M.(1982) "Epuration et production de biomasse par lagunage naturel dans un contexte tropical", *Société Lyonnaise des Eaux et de l'Éclairage, Laboratoire Central, Le Pecq*, pp. 55. Francia.
- Eckenfelder Jr. (1989) "Industrial water Pollution Control. Chapter 7 Biological wastewater-treatment processes". *Mc Graw-Hill*, 2^o Edition, pp. 189-210. Estados Unidos de América.
- Ellis K. y Rodrigues P. (1993) "Verification of two design approaches for stabilization ponds " *Water Research*, Vol. 27, No.9, pp. 1447-1454. Gran Bretaña.
- EPA (1974) "Design criteria form mechanical, electrical and fluid system and component reability". *EPA 430/99-74-001, Office of Water Program Operations, Washington, D.C.*, Estados Unidos de América.
- EPA (1983) "Desing Manual. Municipal wastewater stabilization ponds". EPA-625/1-83-015, *Office of Water Program Operations, Washington, D.C.*, Estados Unidos de América.
- EPA (1977) "Stabilization ponds. Operations Manual". MO 15. EPA-430/9-77-012, *Office of Water Program Operations, Washington, D.C.*, Estados Unidos de América.
- Esen I., Puskas K., Banat I. y Al-Daber R.(1992) "BOD and COD removal in waste stabilization ponds". *Environmental Technology*, Vol.13, pp. 1181-1186. Gran Bretaña.

- Evans B., Nutt S., Ho T. y Melcer H. (1993) "Alternative approaches for upgrading effluent quality for lagoon based systems". *Water Science and Technology*, Vol. 28, No.10, pp. 201-205. Gran Bretaña.
- Gaviria J. (1994) "Tratamiento de aguas residuales por lagunaje". *Master en Contaminación Ambiental* Universidad Politécnica de Madrid, pp.229. España.
- Gómez E., Casellas C., Picot B. y Bontoux J. (1995) "Ammonia elimination processes in stabilisation and high-rate algal pond systems". *Water Science and Technology*, Vol.31, No.12, pp. 303-312. Gran Bretaña.
- IMTA (1995) Curso Internacional "Las lagunas de estabilización como alternativa de tratamiento para reuso agrícola" *Centro de Capacitación IMTA*, Jiutepec, Morelos México.
- IMTA, CNA, TACSA. (1994) Curso "Manual de operación y mantenimiento de sistemas lagunares" *Centro de Capacitación IMTA*, Jiutepec, Morelos. México.
- Jiménez B., Noyola A. y Capdeville B. (1988) "Selectes dyes for residence time distribution in bioreactors" *Biotechnological Techniques* No.21, pp. 77-82
- Jiménez B., Sotomayor C. y Arévila A. (1995) "Análisis de la propuesta de la Norma Oficial Mexicana en materia de protección ambiental para las descargas de aguas residuales. Elaborado para la Comisión Nacional del Agua. Proyecto 5370, pp. 84.
- Jiménez B., Ramos J., González A. y Mendoza H. (1996) "Manual de diseño de lagunas de estabilización" Instituto de Ingeniería, UNAM. Elaborado para la Subdirección General Técnica de la Gerencia de Ingeniería Básica y Normas Técnicas de la Comisión Nacional del Agua. México, D.F.
- Juanico M. (1991) "Should waste stabilization ponds be designed for perfect-mixing or plug-flow ?" *Water Science and Technology*, Vol.23, pp. 1495-1502. Gran Bretaña.
- Juanico M. y Shelef G. (1991) "The performance of stabilization reservoirs as a function of design and operation parameters" *Water Science and Technology*, Vol.23, pp. 1509-1516. Gran Bretaña.
- Juanico M. y Shelef G. (1994) "Design, operation and performance of stabilization reservoirs for wastewater irrigation in Israel" *Water Research*, Vol. 28, No.1, pp. 175-186. Gran Bretaña.
- Llavador F. y Prats D. (1993) "Mechanistic model for facultative stabilization ponds" *Water Environment Research*, Vol. 66, No. 5, pp. 679-685. Gran Bretaña.

- Mara D. y Marecos do Monte, M. (1990) "The design and operation of waste stabilization ponds in tourist areas of Mediterranean Europe". *Water Science and Technology*, Vol.22, No.3/4, pp. 73-76. Gran Bretaña.
- Margalef R. (1983) *Limnología*. Ediciones Omega, S.A. Barcelona, España.
- Martínez C. (1974) "Funcionamiento de lagunas de estabilización en Cuba" *XIV Congreso Interamericano de Ingeniería Sanitaria*. Agosto 4-9, México, D.F. pp 20. México.
- Melcer H., Evans B., Nutt S.G. y Ho A. (1995) "Upgrading effluent quality for lagoon-based systems". *Water Science and Technology*, Vol. 31, No.12, pp. 379-387. Gran Bretaña.
- Metcalf y Eddy, Inc. (1991) "Wastewater engineering: Treatment. Disposal. Reuse" *Third Edition*. McGraw-Hill. pp.1334. Estados Unidos de América.
- Middlebrooks E.J. (1995) "Upgrading pond effluents: An overview" *Water Science and Technology*, Vol. 31, No.12, pp. 353-368. Gran Bretaña.
- Middlebrooks E.J. y Crites R. (1988) "Natural systems for waste management and treatment. Chapter Four, *Mc Graw-Hill Coop*. Estados Unidos de América.
- Narasiah K., Marin M. y Shoiry J. (1990) "Sludge accumulation in aerated facultative lagoons operating in colder climate" *Water Science and Technology*, Vol.22, No.3/4, pp. 77-82. Gran Bretaña.
- Nie M. y Xu S. (1991) "Technical and economic analysis of stabilization ponds" *Water Science and Technology*, Vol. 24, No. 5, pp. 55-62. Gran Bretaña.
- Oswald W. (1991) "Introduction to advanced integrated wastewater ponding systems" *Water Science and Technology*, Vol 24, No.5, pp. 1-7. Gran Bretaña.
- Oswald W. (1995) "Ponds in the twenty-first century" *Water Science and Technology*, Vol. 31, No.12, pp. 1-8. Gran Bretaña.
- Ouano E. (1981) "Principles of wastewater treatment". Vol.1 Biological processes. Chapter V Laggons. *National Science*, pp. 148-200. Estados Unidos de América.
- Parker S. y Corbitt R. (1992) "Environmental Science & Engineering" *McGraw-Hill, Inc*, pp. 721. Estados Unidos de América.
- Petts J. y Eduljee G. (1994) "Environmental impact assessment for waste treatment and disposal facilities" *John Wiley and Sons*, pp. 89-103. Estados Unidos de América.
- Polprasert C. y Agarwalla K. (1994) "A facultative pond model incorporating Biofilm activity" *Water Environment Research*, Vol. 66, pp. 725-732. Gran Bretaña

- Prats D. y Llavador F. (1994) "Stability of kinetic models from waste stabilization ponds" *Water Research*, Vol. 28, No. 10, pp. 2125-2132. Gran Bretaña.
- Puskas K., Esen I., Banat I. y Al-Daher R. (1991) "Performance of an integrated ponding system operated in arid zones" *Water Science and Technology*, Vol. 23, Kyoto, pp. 1543- 1552. Gran Bretaña.
- Quin D., Bliss P., Barnes D. y FitzGerald A. (1991) "Bacterial (Total Coliform) die-off in maturation ponds" *Water Science and Technology*, Vol. 23, Kyoto, pp. 1525-1534. Gran Bretaña.
- Racault Y. (1993) "Pond malfunction: case study of three plants in the south-west of France" *Water Science and Technology*, Vol. 28, No. 10, pp. 183-192. Gran Bretaña.
- Rico M. y Escalante V. (1991) "Adaptación de criterios de diseño de reactores anaerobios y sistemas lagunares" *IMTA*, pp. 108. Jiutepec, Morelos, México.
- Rolim Mendonça, S. (1990) "Lagoas de estabilização e aeradas mecanicamente : novos conceitos". João Pessoa, pp. 388. Paraíba, Brasil.
- Sámano Castillo, J. (1993) "Evaluación de la factibilidad técnico-económica en conjuntos habitacionales" Tesis de Licenciatura, Facultad de Química, UNAM. México, D.F.
- Sanks R. (1980) "Water treatment plan desing for the practicing engineer" *AnnArbor Science*. Third Edition. Estados Unidos de América.
- Schleypen P. (1994) "Advanced wastewater treatment plants in lagoons combined with biological contactors" *Water Science and Technology*, Vol 29, No. 12 pp. 13-21. Gran Bretaña.
- Shamloufard J., Weinberg K. y Fornelli R. (1993) "Water, water everywhere" *Civil Engineering*, pp. 43-46. Estados Unidos de América.
- Shelef G. y Kanarek A. (1995) "Stabilization ponds with recirculation" *Water Science and Technology*, Vol 31, No.12, pp. 389-397. Gran Bretaña.
- SMISA, AC (1993) Curso sobre Lagunas de Estabilización. Aplicabilidad, Operación, Mantenimiento, 11-13 octubre. D.F., México.
- Smith J. (1995) "Ingeniería de la cinética química" *Compañía Editorial Continental, S.A. de C.V.*, Novena reimpresión, pp. 774. México.
- Thirumurthi D. (1991) "Biodegradation in waste stabilization ponds (facultative lagoons)" *Martin, A.M.C Biological Degradation of Wastes. Elsevier applied science*, pp. 231-246. Gran Bretaña.

- Viessman W. y Hammer M. (1993) *Water Supply and Pollution Control*. Fifth Edition Horper Collins College Publishers. 860 pag. Estados Unidos de América.
- Wanielista M. (1990) "Hydrology and water quantity control" *John Wiley and Sons*, pp.565. Estados Unidos de América.
- Water Pollution Control Federation. Natural systems for wastewater treatment. *Manual of Practice FD-16*, pp 159-185. Alexandria, VA, Estados Unidos de América.
- Water Pollution Control Federation (1977) "Wastewater treatment plant design" *Water Pollution Control Federation, Manual of Practice No. 8*. pp. 560. Estados Unidos de América.
- WEF/ASCE (1990) "Desing and construccion of urban stormwater management systems" *ASCE Manuals and reports of Engineering Practice No. 77 and WEF Manual of Practice FD-20*, pp. 270. Estados Unidos de América.
- Yánez F. (1993) "Lagunas de estabilización. Teoría, diseño, evaluación y mantenimiento". *Empresa Pública Municipal de Teléfonos, Agua Potable y Alcantarillado de Cuenca*. pp 427. Cuenca, Ecuador.
- Zhao Q. y Zhang Z. (1991) "Temperature influence on performance of oxidation ponds" *Water Science and Technology*, Vol. 24, No. 5, pp. 85-96. Gran Bretaña.

ANEXO 1

SITUACIÓN NACIONAL DE LAS LAGUNAS

TABLA A.1.1 LOCALIZACIÓN DE SISTEMAS LAGUNARES MUNICIPALES Y SU ESTADO A NIVEL NACIONAL

ESTADO	MUNICIPIO	PLANTAS			TIPO	Q (L/s)		% η DBO	DISPOSICIÓN FINAL
		TOTAL	EN OPERACIÓN	EN REHABILITACIÓN		DISEÑO	OPERACIÓN		
AGUASCALIENTES	Aguascalientes	20	14		Oxidación	44.6	21.6	45	A. Sin nombre, Montoro, El Cedazo, Calvillo, Río Chicalote
	Asientos	5	4		Oxidación	10.3	5.4	20	P. Mercedes, A. Sin Nombre, Riego, A. Casillas
	Calvillo	15	7		Oxidación	53.8	10.6	50	Río Calvillo, Río Malpaso, A. Sin Nombre., A. El Jaguey, A. Grande, Río La Labor, A. Las Moras
	Coslo	3	3		Oxidación	17	9.7	45	Río Sn. Pedro, Riego
	El Llano	4	4		Oxidación	7.4	3.8	40	A.
	Jésus María	2	2		Oxidación	50.3	17.7	50	Río Chicalote, Río Sn. Pedro
	Pavellón de O.	2	1		Oxidación	10.9	1.8	30	Río Pedro, Río Santiago
	Rincón de Ramos	5	4		Oxidación	54.5	9.9	35	R. Sn. Pedro, Riego Agrícola
	Sn. Fco. de los Romo	2	0		Oxidación	3	-	-	R. Chicalote
	Sn José de García	2	2		Oxidación	10	5.3	50	P. Calles
Tepezala	16	14		Oxidación	43.8	16	45	P. Calles, Infiltración y Riego agrícola	
BAJA CALIFORNIA	Mexicali	1	1		Oxidación	980	1100	80	Río nuevo, Uso agrícola
	Mexicali	3	3		Estabilización	284	243	55	Infiltración
	Tijuana	2	2		Estabilización	828	995	-	Riego agrícola
BAJA CALIFORNIA SUR	Comundo	2	2		Estabilización	100	31	-	Riego agrícola e Infiltración
	La Paz	2	1		Estabilización	270	350	-	Riego agrícola e Infiltración
	Loreto	1	1		Estabilización	20	2	-	Infiltración
	Mulege	4	0		Estabilización	150	66	-	Riego agrícola e Infiltración
CHIAPAS	Palenque	1	1		Estabilización	68	68		
	Suchiapa	1	0		Estabilización	2.9			
	Villaflores	2	0		Estabilización	27			
CHIHUAHUA	Chihuahua	2	2		Oxidación	-	68	10	Río Bravo
COAHUILA	Acuña	1	1		Estabilización	100	150	33	-
	CoahuilaCL	1	1		Oxidación	47	40	77.7	Terreno de cultivo
	Nueva Rosita	1	0		Estabilización	100	-	-	-
	Piedras negras	1	1		Estabilización	150	226	30	-
COLIMA	Armeria	2	2		Estabilización	31	31	70	Riego agrícola, R. Armeria
	Colima	3	3		Estabilización	37	10	70	Acuífero
	Comala	1	1		Estabilización	4	2	70	Acuífero

TABLA A.1.1 LOCALIZACIÓN DE SISTEMAS LAGUNARES MUNICIPALES Y SU ESTADO A NIVEL NACIONAL (continuación)

ESTADO	MUNICIPIO	PLANTAS			TIPO	Q (L/s)		% η DBO	DISPOSICIÓN FINAL
		TOTAL	EN OPERACIÓN	EN REHA-BILITACIÓN		DISEÑO	OPERACIÓN		
COLIMA	Comala	1	1		Estabilización	1	1	40	Acuífero
	Coquimatlán	3	1		Estabilización	35	2	-	Acuífero
	Cuautemoc	2	2		Estabilización	30	27	85	Acuífero
	Ixtlahuacan	4	2		Estabilización	18	13	55	Acuífero
	Minatitlan	1	1		Estabilización	12	12	80	R. Marabazco
	Tecoman	2	2		Estabilización	2	2	65	Acuífero
DURANGO	Canatlán	1	0		Facultativa	90	-	-	A. Mimbres
	Canelas	1	0		Facultativa	5	-	-	A. Canelas
	Cuencame	2	2		Facultativa	70	29	80	A. Cuaencame
	Durango	1	1		Estabilización	3	1	55	Río Santiago Bayacora
	Durango	1	0		Facultativa	18	-	-	Río La Saucedá
	Durango ^{CL}	5	5		Oxidación	105	71.3	25	Terreno de cultivo
	El Oro	1	1		Facultativa	32	12	-	A. Agua buena
	Gpe. Victoria	2	2		Facultativa	97	41	50	L. Macedonio
	Hidalgo	1	1		Facultativa	8	3	46	A. C. Gordo
	Mezquital	1	1		Facultativa	22	6	74	Río Mezquital
	Nombre de Dios	1	1		Facultativa	37	40	68	Río La Villa
	Nuevo Ideal	1	1		Facultativa	33	25	62	A. El gato
	Ocampo	4	1	1	Facultativa	44	11	19	Río Florido e Infiltración
	Pánuco de Coronado	1	0		Facultativa	60	-	-	A. Las cuencas
	Peñon Blanco	1	1		Facultativa	32	7	55	A. El Alamo
	Poanas	2	2		Facultativa	67	34	40	Río Poanas
	San Juan del Río	1	1		Facultativa	30	9	77	Río San Juan
	Santiago Papasquiaro	1	1		Facultativa	138	50	79	Río Santiago
	Sn. Bernardo	1	1		Facultativa	16	5	-	A. San Bernardo
	Sta. Clara	1	1		Facultativa	23	8	95	Río Sta. Clara
Suchil	1	1		Facultativa	37	15	28	Río Suchil	
Tepehuanes	1	1		Facultativa	30	12	72	Río Tepehuanes	
Vicente Guerrero	1	1		Facultativa	174	40	70	Río Suchil	
GUANAJUATO	Irapuato	1	1		Estabilización	745	250	-	R. Lerma
	Penjamo	1	1		Estabilización	700	540	75	R. Lerma
HIDALGO	Meztitlán	1	1		Estabilización	1.5	-	-	-
	Tizayuca	1	1		Estabilización	6.5	-	-	-
JALISCO	Amacueca	1	0		Facultativa	12	-	-	-
	Atoyac	1	1		Oxidación	30	20	-	-
	Chihuahatlán	1	0		Estabilización	50	-	-	-

TABLA A.1.1 LOCALIZACIÓN DE SISTEMAS LAGUNARES MUNICIPALES Y SU ESTADO A NIVEL NACIONAL (continuación)

ESTADO	MUNICIPIO	PLANTAS			TIPO	Q (L/s)		% η DBO	DISPOSICIÓN FINAL
		TOTAL	EN OPERACIÓN	EN REHA-BILITACIÓN		DISEÑO	OPERACIÓN		
JALISCO	Cihuatlán	2	1		Oxidación	17	15	-	-
	Gómez Farias	1	0		Estabilización	70	-	-	-
	Ixtlahuacan de los	1	1		Aerada	28	28	82	R. Santiago
	La Barca	1	1		Estabilización	60	60	84	R. Lerma
	La Huerta	1	1		Estabilización	20	15	-	-
	Mexicacán	1	1		Oxidación	450	420	9	Emisor submarino
	Ocotlán	1	1		Estabilización	130	100	90	R. Santiago
	Poncitlán	1	1		Aerada	26	26	82	R. Santiago
	Tajomulco de Zuñiga	1	0		Estabilización	5	-	-	Canal
	Tepatitlán	1	1		Oxidación	10	8	-	-
	Villa Corona	1	1		Oxidación	9	9	-	L. Villa Corona
	Zacoalco de Torres	1	1		Estabilización	17	20	-	-
	Zapopan	1	1		Oxidación	28	15	50	-
MÉXICO	Acambay	1	1		Estabilización	4.88	4.88	-	
	Almoleya de Juárez	1	1		Estabilización	15.17	15.17	80	
	Almoleya del Río	1	1		Estabilización	10.29	10.29	79	L. de Almoleya
	El Oro	1	1		Estabilización	2.63	2.63	79	P. El Mortero
	Jiquipilco	1	1		Estabilización	1.67	1.67	46	
	Mexicaltzingo	1	1		Estabilización	10.28	10.28		
	Sn. Antonio la Isla	1	1		Estabilización	11.1	11.1		
	Sn. Bartolo Morelos	1	1		Estabilización	1.96	1.96	85	
	Sn. Felipe del Progreso	1	1		Estabilización	1.16	1.16		
	Sn. Lorenzo Huehuetitlán	1	1		Estabilización	3.19	3.19	11	
	Sn. Pedro Techuchulco	1	1		Estabilización	1.82	1.82		
	Sta. Cruz Atizapan	1	1		Estabilización	6.9	6.9		
	Sta. Ma. Rayón	1	1		Estabilización	8.52	8.52		
	Texcalyacac	1	1		Estabilización	4.49	4.49	64	
	MICHOACÁN	Briseñas	1	1		Facultativa	8.3	8.3*	-
MORELOS	Jiutepec	1	1						
NAYARIT					Biológico ?				
NUEVO LEÓN	Agualeguas	1	1		Oxidación	50	8	49	Río Agualeguas
	Cerralvo	1	1		Oxidación	15	12.5	33	Riego agrícola
	Ciénega de Flores	1	0		Aerada	-	-	-	Río Salinas
	Dr. Arroyo	1	1		Oxidación	22	7	54	Riego agrícola
	El Carmen	1		1	Aerada	-	-	-	-

TABLA A.1.1 LOCALIZACIÓN DE SISTEMAS LAGUNARES MUNICIPALES Y SU ESTADO A NIVEL NACIONAL (continuación)

ESTADO	MUNICIPIO	PLANTAS			TIPO	Q (L/s)		% η	DISPOSICIÓN FINAL
		TOTAL	EN OPERACIÓN	EN REHABILITACIÓN		DISEÑO	OPERACIÓN	DBO	
NUEVO LEÓN	Galeana	1	1		Aerada	15	12	-	A.
	García	1	1		Oxidación	10	7.5	80/DBO	Río Pesuquería
	General Treviño	1	1		Oxidación	10	6	-	Río Sosa
	Hidalgo	1	1		Oxidación	50	8	-	Río Salinas
	Juárez	1	1		Oxidación	58	58	71	-
	Lampazos	1	1		Oxidación	10	5	-	Infiltración
	Linares	1	1		Oxidación	120	93.6	6	Riego agrícola
	Marín	1	1		Oxidación	50	8	25	Riego agrícola
	Melchor Ocampo	1	1		Oxidación	10	1.6	67	Riego agrícola
	Santiago	1	1		Aerada	-	75	96	Riego áreas verdes
OAXACA	Calpulalpan	2	2		Oxidación	2	2	50	A. Sin Nombre
	El Espinal	1	0		Estabilización	40	-	-	R. Los Perros
	Nazareno Etla	1	1		Estabilización	21	18	73	Riego
PUEBLA	Chieta	1	1		Estabilización	12.2	6.5	Barranca	
	Chilchotla	1	1		Estabilización	-	14.4	-	
QUERETÁRO	Queretáro	1	0		Estabilización	8	-	-	Área de cultivo
		1	0		Oxidación	12	-	-	Área de cultivo
SAN LUIS POTOSÍ	Rayón	1		1	Oxidación	8			
	Sn. Vicente Tancuayalab	1		1	Oxidación	10			
	Soledad de Graciano S.	1	1			25	25	inicia	Drenaje
SINALOA	Sinaloa	11	0	7	Estabilización	-	-	-	-
SONORA	Aconchi	1	1		Oxidación	8	-	81	
	Agua Prieta	1	1		Oxidación	243	45	25	
	Altar	1		1	Oxidación	27.8			
	Arivechi	1		1	Oxidación	3.5	-	60	
	Arizpe	1		1	Oxidación	5	-	44	
	Arizpe	1	1		Oxidación	1.7	-	44	
	Bacadehuachi	1		1	Oxidación	5.6			
	Bacoachi	1		1	Oxidación	3.3			
	Bamnamichi	1		1	Oxidación	6	3.5	-	
	Baviacora	1		1	Oxidación	5	3	59	
	Bavispe	1		1	Oxidación	3.8			
	Caborca	1		1	Oxidación	80			
	Cajeme	1		1	Oxidación				
	Carbo	1	1		Oxidación	-	-	40	Río Zanjon
	Cumpas	1		1	Oxidación	15	-	40	Río Moctezuma

TABLA A.1.1 LOCALIZACIÓN DE SISTEMAS LAGUNARES MUNICIPALES Y SU ESTADO A NIVEL NACIONAL (continuación)

ESTADO	MUNICIPIO	PLANTAS			TIPO	Q (L/s)		% η DBO	DISPOSICIÓN FINAL
		TOTAL	EN OPERACIÓN	EN REHA-BILITACIÓN		DISEÑO	OPERACIÓN		
SONORA	Divisadero	1		1	Oxidación	3	8.3	42	
	Empalme	1	1		Oxidación	100	90	68	Mar
	Etchojoa	1		1	Oxidación	10			
	Frontera	1		1	Oxidación	10	9	15	Riego
	Granados	1		1	Oxidación	4	-	33	-
	Guaymas	1		1	Oxidación	280	240	39	Mar
	Huachinera	1		1	Oxidación	2.6			
	Huasabas	1		1	Oxidación	2.5	-	-	-
	Huepac	1		1	Oxidación	4.3	-	-	-
	Magdalena	1	1		Oxidación	100			
	Mazatan	1	1		Oxidación	-	-	64	A. Matape
	Moctezama	1		1	Oxidación	10	6	67	Riego
	Naco	1		1	Oxidación	14.1			Riego
	Nacori Chico	1		1	Oxidación	3			
	Nacozari	1		1	Oxidación	30	30	12.5	Río Moctezuma
	Onovas	1		1	Oxidación	1.6			
	Opedepe	1	1		Oxidación	5	3	-	
	P. Elias Calles	1	1		Oxidación	12	8.5	56	
	Puerto Peñasco	1	1		Oxidación	60	72	53	
	Quiriego	1		1	Oxidación	5			
	Rayón	1	1		Oxidación	2.5	1	87	Riego
	Rosario	1	1		Oxidación	4.5	3	-	Riego
	Sahuaripa	1	1		Oxidación	9			Riego
	Saric	1		1	Oxidación	4.5			
	Tepache	1		1	Oxidación	3			
Trincheras	1		1	Oxidación	4.7				
Ures	1	1		Oxidación	20	12	50	Río Sonora	
Villa Hidalgo	1	1		Oxidación	4	2	56	Río Yaqui	
Yecora	1		1	Oxidación	4.4				
TABASCO	Cárdenas	1	1		Oxidación	287	192	-	Dren
	Centro	1	1		Oxidación	10	10	-	L. Sin Nombre
	Comacalco	1	1		Oxidación	89.7	80	-	R. Seco
	Cunducan	1	1		Oxidación	60	60	-	Dren agrícola
	Macuspana	2	1		Oxidación	-	170	-	R. Puxcatan
TAMAULIPAS	Altamira	1	1		Oxidación	282	282	72	lag. De champayan
	Camargo	1	1		Oxidación	9	9	50	Subsuelo

TABLA A.1.1 LOCALIZACIÓN DE SISTEMAS LAGUNARES MUNICIPALES Y SU ESTADO A NIVEL NACIONAL (continuación)

ESTADO	MUNICIPIO	PLANTAS			TIPO	Q (L/s)		% η DBO	DISPOSICIÓN FINAL
		TOTAL	EN OPERACIÓN	EN REHA-BILTACIÓN		DISEÑO	OPERACIÓN		
TAMAULIPAS	González	1	1		Oxidación	95	4	95	Bajo natural
	Gustavo Díaz Ordaz	1	1		Oxidación	35	35	40	-
	Hidalgo	1	1		Oxidación	9	9	68	Subsuelo
	Madero	1	1		Oxidación	1562	338	72	Marismas
	Miguel Alemán	1	1		Oxidación	70	70	48	A. San Pedro
	Reynosa	1	1		Oxidación	675	675	58	Río bravo
	Río Bravo	1	1		Oxidación	11	11	61	Subsuelo
TLAXCALA	Altzayanca	1	0		Estabilización	1			Barranca
	Antonio Carbajal	1	1		Estabilización	12	10	60	R. Zahuapan
	Apizaco	1	1		Aerada	100	50	61	R. Atenco
	Calpulalpan	2	0		Estabilización	48			Barranca
	Domingo Arenas	1	0		Estabilización	2			R. Zahuapan
	Huamantla	5	1		Estabilización	11	0.5		Barranca
	Hueyotlipa	1	1		Estabilización	7	5	75	Barranca
	Ixtacuixtla	1	1		Aerada	80	55	63	Barranca
	Ixtacuixtla	1	1		Estabilización	7.5	3.5	66	Barranca
	J Ma Morelos	1	1		Estabilización	13	8	53	Barranca
	Lardizabal	1	0		Estabilización	6			R. Atoyac
	Lázaro Cárdenas	3	2		Estabilización	16	9	-	Barranca
	Mariano Ansta	2	1		Estabilización	20	2.5	-	Barranca
	Panotla	1	1		Estabilización	12	8	56	R. Zahuapan
	Tepeyanco	1	1		Estabilización	30	17	59	Barranca Briones
	Terrenate	1	0		Estabilización	2			Barranca
	Tetla	1	1		Estabilización	32	7	69	Barranca
	Tlaxcala	1	1		Aerada	250	180	87	R. Zahuapan
	Tlaxco	1	1		Estabilización	13	9	52	Barranca Payuca
	Tocatlan	1	1		Estabilización	7	1.5	43	Barranca
Xalostoc	1	1		Estabilización	25	10	62	Barranca	
Xicotzingo	1	1		Estabilización	22	8.5	52	Zanja	
Zacatelco	1	0		Estabilización	7			Barranca	
VERACRUZ	El Higo	1	1		Oxidación	1	1	98	Río Moctezuma
	Paso de ovejas	1	1		Oxidación	4	4	0	
	Pueblo Viejo	1	1		Oxidación	10	10		L. Pueblo Viejo
	Salta barranca	1	1		Oxidación	3	3		A. Sn. Agustín
	Soledad de doblado	1	1		Oxidación	11	11	41	R. Jamapa

TABLA A.1.1 LOCALIZACIÓN DE SISTEMAS LAGUNARES MUNICIPALES Y SU ESTADO A NIVEL NACIONAL (continuación)

ESTADO	MUNICIPIO	PLANTAS			TIPO	Q (L/s)		% η	DISPOSICIÓN FINAL
		TOTAL	EN OPERACIÓN	EN REHABILITACIÓN		DISEÑO	OPERACIÓN	DBO	
VERACRUZ	Tamalín	1	1		Oxidación	32	32	49	A. Otontepec
	Tierra Blanca	1	1		Oxidación	6	6	53	A. Innominado
	Ursulo Galván	1	1		Oxidación	14	14		Resumidero
YUCATÁN	Tizimin	1	1		Oxidación	5	4	91	Acuífero
ZACATECAS	Jeréz	1	1		Estabilización	63	63	65	R. Jeréz, área de cultivo
	Noria de Angeles	1	1		Estabilización	8	3	-	Agostadero
	Villa de Cos	1	0		Estabilización	10			Área de cultivo
	Villanueva	1	1		Estabilización	8	2.5	20	Área de cultivo
		330	222	39		13053.66	8957.56	6540.2	

A : Arroyo

R : Río

TABLA A.1.2 LOCALIZACIÓN DE SISTEMAS LAGUNARES EN PROYECTO Y CONSTRUCCIÓN Y SU ESTADO A NIVEL NACIONAL

ESTADO	MUNICIPIO	PLANTAS			TIPO	Q DISEÑO (L/s)	DISPOSICIÓN FINAL
		TOTAL	EN CONS- TRUCCIÓN	EN PROYECTO			
AGUASCALIENTES	Asientos	1		1	Oxidación	1	A. Hondo
BAJA CALIFORNIA	Mexicali	1		1	Aerada	1680	Reúso^
BAJA CALIFORNIA SUR	Mulege	1		1	Estabilización	5	Áreas verdes
CHIAPAS	Pyas de c Catazaja	1	1		Estabilización	4.9	
COAHUILA	Acuña	1		1	Aerada	164	R. Bravo
	Castaños	1	1		Oxidación	60	R. Castaños
	Mon-Fort	1		1	Estabilización	1050	Riego
DURANGO	Durango	3	3		Facultativa	1556	A. acequia Grande, R.
	Inde	1	1		Facultativa	25	A. La Boquilla
	Santiago Papasquiaro	2	1	1	Facultativa	21.5	A.
	Ocampo	1	1		Facultativa	32	R. Florido
	Pánuco de Colorado	3	3		Facultativa	25	A. Pánuco e Infiltración
	Nombre de Dios	3		3	Facultativa	31	
	Tepehuanes	2		2	Facultativa		
	El Oro	1		1	Facultativa		
	Camatlán	1		1	Facultativa		
	Gpe. Victoria	2		2	Facultativa		
	Coneto de Comonfort	1		1	Facultativa		
Peñon Blanco	1		1	Facultativa			
GUANAJUATO	Abasolo	1	1		Estabilización	70	R. Turbio
	Acanbáro	1		1	Estabilización	270	R. Lerma
	Cortazar	1		1	Estabilización	180	R. Laja
	Dolores Hidalgo	1		1	Estabilización	210	R. Laja
	León	1		1	Estabilización	3000	R. Gómez
	Moroleón	1		1	Estabilización	400	L. Yuriria
	Penjámó	1		1	Estabilización	180	R. Penjámó
	Salvatierra	1		1	Estabilización	300	Zona de riego
Silao	1		1	Estabilización	270	R. Silao	
MICHOACÁN	Uruaoan	1		1	Aerada		R. Cupatitzio
	Jiquilpan	1	1		Estabilización		R. Jiquilpan
	La Piedad	1	1		Aerada	200	
	La Piedad	1	1		Estabilización		R. Lerma

TABLA A.1.2 LOCALIZACIÓN DE SISTEMAS LAGUNARES EN PROYECTO Y CONSTRUCCIÓN Y SU ESTADO A NIVEL NACIONAL (continuación)

ESTADO	MUNICIPIO	PLANTAS			TIPO	Q DISEÑO (L/s)	DISPOSICIÓN FINAL
		TOTAL	EN CONS- TRUCCIÓN	EN PROYECTO			
MICHOACÁN	Sahuayo	1	1		Estabilización	180	Dren
	J. Sixto Verduzco	1	1		Estabilización	60	R. Lerma
	Briseñas	1		1	Aerada		R. Celio
	Venustiano Carranza	1		1	Estabilización		L. Chapala
	Zacapú	1		1	Facultativa		R. Ángulo
	Zamora	1		1	Estabilización	330	R. Duero
MÉXICO	Calimaya	1		1	Aerada	37	
	Chapultepec	1		1	Aerada	25	
	Tejupilco	1	1		Estabilización	48	
	Temascalcingo	1		1	Estabilización	30	
	Zinacatepec	1		1	Aerada	150	
NUEVO LEÓN	Linares	1		1	Oxidación		
	El Carmen	1	1		Aerada	55	R. Salinas
OAXACA	Ciudad Ixtepec	1		1	Lagunas?	222	R. Los Perros
	Juchitan de Zaragoza	1		1	Lagunas?	23	R. Los Perros
	Tehuentepec	1		1	Lagunas?	35.4	R. Tehuentepec
	Sn. Blas Atempa	1		1	Lagunas?	10	R. Tehuentepec
	Sn. Pedro Pochutla	1		1	Lagunas?	24.5	Pozo Tamarindo
	Matias Romero	1		1	Lagunas?	15	R. Malatengo
	Sn. Pedro Tapanatepec	1		1	Lagunas?	10	A. Paso Hondo
	Nazareno Etla	1		1	Lagunas?	11	Riego agrícola
PUEBLA	Palmar de Bravo	1	1		Estabilización	11.1	
	Acatlán de Osorio	1	1		Aerada	30	
	Tepeaca	1		1	Aerada	46	
	Sn. Pedro Yeloixtlahuaca	1		1	Estabilización	1	
	Tlapanala	1		1	Estabilización	5	
SAN LUIS POTOSÍ	Axtla de Terrazas	2		2	Estabilización	31.3	A. y riego
	Ciudad Valles	1	1		Estabilización	180	R. Valles
	Tampacán	1		1	Estabilización	13	
	Villa de Ramos	1		1	Estabilización	10	Laguna
SINALOA	Costa rica	1		1	Estabilización	120	Dren agrícola
	El Dorado	1		1	Estabilización	75	Dren Agrícola
	Guamuchil	1		1	Estabilización	270	-
	Guasave	1		1	Estabilización	180	-

TABLA A.1.2 LOCALIZACIÓN DE SISTEMAS LAGUNARES EN PROYECTO Y CONSTRUCCIÓN Y SU ESTADO A NIVEL NACIONAL (continuación)

ESTADO	MUNICIPIO	PLANTAS			TIPO	Q DISEÑO (L/s)	DISPOSICIÓN FINAL
		TOTAL	EN CONS- TRUCCIÓN	EN PROYECTO			
	Mazatlán	1		1	Estabilización	600	-
SONORA	Aconchi	1	1		Oxidación	2.3	
	Cajeme	1		1	Estabilización	800	
TAMAULIPAS	Río Bravo	1		1	Oxidación	121.66	Dren R. Bravo
VERACRUZ	Minatitlán	2		2	Oxidación	500	R. Coatzacoalcos
	Playa Vicente	1		1	Oxidación	48	
	Tlalixcoyan	1		1	Oxidación	6	
	Coatzacoalcos	2		2	Oxidación	800	
	Tepetzintla	1	1		Oxidación	4	
	Colipa	1	1		Oxidación	2	
	Lerdo de Tejada	1	1		Oxidación	36	
	ZACATECAS	Benito Juárez	1		1	Estabilización	12
	Huanusco	1		1	Estabilización	16	R. Juchipila
	Jalpa	1		1	Estabilización	73	R. Juchipila
	Juchipila	1		1	Estabilización	53	R. Juchipila
	Mezquital del Oro	1		1	Estabilización	20	R. Mezquital
	Moyahua	1		1	Estabilización	16	R. Juchipila
	Pinos	1		1	Estabilización	15	A. Sn. Blas, A. Las Tinajas
	Río Grande	1		1	Estabilización	37	R. Aguanaval
	Sain Alto	1		1	Estabilización	16	R. Saint Alto
	Tabasco	1		1	Estabilización	22	R. Juchipila
	Tlaltenango	1		1	Estabilización	100	R. Tlaltenango
	Valparaiso	1		1	Estabilización	28	R. Valparaiso
	Villanueva	1		1	Estabilización	24	R. Juchipila
		102	26	76		15325.66	

A: Arroyo

R: Río

P: Presa

TABLA A.1.3 LOCALIZACIÓN DE SISTEMAS LAGUNARES EN LA INDUSTRIA Y SU ESTADO A NIVEL NACIONAL

ESTADO	MUNICIPIO	PLANTAS			TIPO INDUSTRIA	TIPO	Q (L/s)		% η DBO	DISPOSICIÓN FINAL
		TOTAL	EN OPERACIÓN	EN CONSTRUCCIÓN			DISEÑO	OPERACIÓN		
AGUASCALIENTES	Sn. Fco. de los Romo	1	1		Alimentos	Estabilización	5	1.8		Dren agrícola
	Aguascalientes	1	1		Textil	Oxidación	7.2	4.9	3.1	A. Sn. Fco.
BAJA CALIFORNIA SUR	La Paz	1	1		Servicios	Estabilización	5	2		Áreas verdes
CHIAPAS	Chiapa de Corzo	1	1		?	Oxidación		13		R. Grijalva
	Reforma	1	1		Petroquímica	Oxidación		800		L. Limón
CHIHUAHUA	Anahuac	1	1		Papelera	Aerada		570.8		
DURANGO	Durango	1	1		Papelera	Aerada	220	116	0	R. Durango
	Durango	1	1		Rastro de aves	Aerada	6	6	70	Zona de cultivo
	Durango	1	1		Rastro	Facultativa	8	0.6	86.6	Infiltración
	Durango	1	1		Impregnación	Facultativa	5	3.2	70	A. Sn. Juan
	Durango	1	1		Lácteos	Facultativa	7	0.3		A. Seco
	Durango	1	1		Rastro de aves	Oxidación	3	2.6	58	Zona de cultivo
	Durango	1	1		Minera	Oxidación	5	4.1	81	Zonas de cultivo
GUANAJUATO	Pénjamo	1		1		Aeradas	0.14			Zonas de cultivo
HIDALGO	Tula de Allende	2	2		Refinería	Estabilización		177		R. Tula
JALISCO	El Salto	1	1		Hilados	Oxidación		2.53		P. El Ahogado
	Tepatitlán de Moretos	1	1		Tequilera	Oxidación		1.22		A. La Marrana
	Tototlán	1	1		Vinicola	Oxidación		2.9		Infiltración
MÉXICO	Almoloya de Juárez	1	1		Papelera	Aeración ^{PUL}		9.96		
MICHOACÁN	Morelia	1	1		Papelera	Oxidación	500	300	85	R. Grande
	Uruapan	1	1		Papelera	Oxidación	100	40	85	A. Sta. Barbara
OAXACA	Salina Cruz	1	1		Refinería	Aerada	135	135	75	Bahia La Ventosa
PUEBLA	Sn. Martín	1	1		Petroquímica	Estabilización	7	3.49	90.9	R. Atoyac
	Texmelucan									
	Sn. Martín	1	1		Textil	Estabilización	2	0.95		R. Atoyac
SAN LUIS POTOSÍ	Texmelucan									
	Cd. Valles	1	1		Ingenio	Facultativa	45	45		R. Valles y riego agrícola
	Cd. Valles	2	1		Ingenio	Oxidación	20	20		R. Valles
TABASCO	Tambaca-Tamasopo	1	1		Ingenio	Aerobias	20	20		R. Gallinas
	Macuspana	1	1		Cementera	Aerada	40.74	44.58	77	L. Limón
	Macuspana	1	1		Cementera	Aerada	38.38	54.19	40	A. Los Monos
ZACATECAS	Luis Moya	1	1		Alimenticia	Estabilización				Zona de cultivo
	Luis Moya	1	1		Vitivinicola	Estabilización				Zona de cultivo
A: Arroyo R: Río P: Presa		27	25	1			1162.26	989.62	818.5	