



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

"APLICACION DE HERRAMIENTAS DE COMPUTO EN
DISEÑO DE LAGUNAS FACULTATIVAS PARA
PEQUEÑAS COMUNIDADES"

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
I N G E N I E R O C I V I L
P R E S E N T A N :
CESAR ARIEL BAUTISTA LORENZO
EPIGMENIO TAKAI FLOREZ FARIAS



DIRECTOR DE TESIS:

DR. PEDRO MARTINEZ PEREDA

MEXICO, D.F.

2004



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE

México

Señores
CÉSAR ARIEL BAUTISTA LORENZO
EPIGMENTO TAKAI FLORES FARÍAS
Presente

FACULTAD DE INGENIERÍA
DIRECCIÓN
FING/DCTG/SEAC/UTIT/050/03

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor DR. PEDRO MARTINEZ PEREDA, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrollen ustedes como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"APLICACIÓN DE HERRAMIENTAS DE CÓMPUTO EN EL DISEÑO DE LAGUNAS FACULTATIVAS PARA PEQUEÑAS LOCALIDADES"

- INTRODUCCIÓN
- I. LAS AGUAS RESIDUALES EN MÉXICO: PANORAMA GENERAL
 - II. DATOS BÁSICOS DE ALIMENTACIÓN PARA EL PROGRAMA DE CÓMPUTO
 - III. CRITERIOS DE DISEÑO DE SISTEMAS DE LAGUNAS FACULTATIVAS
 - IV. CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN BÁSICA DE ELEMENTOS
 - V. ESTIMACIÓN PRELIMINAR DE COSTOS
 - VI. EJEMPLO
 - VII. CONCLUSIONES
RECOMENDACIONES
BIBLIOGRAFÍA

Ruego a ustedes cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo les recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"

Cd. Universitaria a 30 Abril 2003.
EL DIRECTOR

M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO
GFB/GMP/mstg.

Agradecimientos

Agradecemos:

Al Dr. Pedro Martínez Pereda por todo el valioso tiempo que, estando tan ocupado, nos dedicó revisando esta tesis. Gracias por los consejos, el apoyo, y el material que recopiló para realizar este trabajo.

Al Dr. Carlos Solís Morelos, por la cordial hospitalidad que nos brindó durante las visitas y por compartir con nosotros su amplia experiencia.

Al Profesor Edmundo Izurieta por su entusiasmo y cooperación.

A nuestros Sinodales por prestarnos su atención y su tiempo.

A la División de Ciencias Sociales y Humanidades, por las facilidades otorgadas en la realización de la tesis. Gracias especialmente al Lic. René Gómez Rodríguez y a la Ing. Carolina Garrido Morelos por su apoyo incondicional.

A la Facultad de Ingeniería y a la Universidad Nacional Autónoma de México, por permitirnos tomar clase en sus aulas y darnos sangre azul y piel dorada para toda la vida.

Ariel & Takai

Dedicatorias

A Dios por darme la oportunidad.

A mi madre Rosa María Lorenzo Bracamontes por apoyarme toda la vida incondicionalmente, enseñarme a amar, tolerarme e impulsarme.

A mi padre Roberto Jorge Bautista Vázquez por confiar en mi siempre , enseñarme el significado de la vida e inspirarme; gracias viejo.

A mis hermanas Cintya, Adriana y Natalia, que siempre me apoyaron, me quisieron y aguantaron mis bromas.

A nuestros hijos Frida, Verónica, Fabricio y la nueva, por darme mucha felicidad.

A mis abuelitas Felicísima Bracamontes Pérez por amarme y rezar por mi siempre y Natalia Vázquez Pacheco por estar en mi pensamiento.

A mis tíos, Abad Lorenzo Bracamontes, Luis Lorenzo Bracamontes y Miguel Ángel Bautista Vázquez; que siempre me apoyaron y forjaron modelos en mi a seguir.

A todos mis primos, por que entre todos lo conseguimos.

A toda mi familia por quererme.

A todos mis amigos de la Facultad de Ingeniería.

A Lorena por estar ahí.

A toda la tropa del barrio y mis mejores amigos en mis diferentes etapas.

Al rock and roll.

A Takai por que ... ya sabe.

A mis momentos.

“Siempre habrá esperanza en lo perdido aunque se resucite de lo muerto”

a todos gracias. César Ariel.

Dedicatorias

“El Universo simplemente está allí”

A mi Madre, a mi Padre y a mi Abuela, que formaron el triunvirato que diariamente me educó, por todos esos desvelos, corajes, regaños, sacrificios, cuidados y cariños que hemos compartido. Siempre, con mucho amor.

A mis hermanas, Lupe y Narumi, por las batallas diarias, treguas y alianzas que dan sabor a los días.

A mi Tuga, a mi Tugo, a mi Chipote, a mis Jarochas y a mis Púas, por todas las enseñanzas de la Vida y el Vivir que el silencio y la contemplación pueden dar.

A Ariel, por soportarme todos estos días de trabajo en equipo. Charla, café, juegos y caramelos incluidos.

A mis amigos del pasado y del presente, que para no hacer injusticias no nombraré, por compartir juegos, pláticas y aventuras en este mundo tan raro.

Al futuro, por poseer tantos tesoros por descubrir, de mi sangre o de mi sudor.

A todas las personas que han dejado su granito de arena en los muros de mis laberintos mentales.

Y a Ale, por ser mi Tierra Prometida de Felicidad.

Gracias.

Takai

Índice

Descripción	Página
Introducción	1
I. Las Aguas Residuales en México. Panorama general	
I.1. Niveles de cobertura de servicios de agua y alcantarillado	3
I.2. Generación de Aguas Residuales	6
I.3. Tipos de tratamiento para Aguas Residuales	8
I.4. Sistemas Lagunares	14
II. Datos básicos de alimentación para el programa de cómputo	
II.1. Población: Métodos de proyección de población	21
II.2. Gastos y características de las Aguas Residuales	29
II.3. Legislación sobre manejo de Aguas Residuales	34
III. Criterios de diseño de sistemas de Lagunas Facultativas	
III.1. Pretratamiento	36
III.1.1. Canal de llamada	36
III.1.2. Canal de Rejillas	37
III.1.3. Desarenador	39
III.1.4. Medición del gasto: Vertedor Proporcional y Medidor Parshall	43
III.2. Laguna Facultativa	46
III.2.1. Definición de parámetros	47
III.3. Laguna de Maduración	52
IV. Criterios de estructuración básica de elementos	
IV.1 Canal de Rejillas	57
IV.2. Desarenador	58
IV.3. Embalse	59
IV.4. Canalizaciones	63
V. Estimación preliminar de costos	
V.1. Estudios topográficos	65
V.2. Estudios geotécnicos	66
V.3. Movimiento de tierras	67
V.4. Compactación	68
V.5. Impermeabilización	71
V.6. Maquinaria	72
VI. Ejemplo	
VI.1. Ejemplo de diseño de un sistema lagunar	76
VII. Conclusiones	
VII. Conclusiones	84

Nomenclatura

Recomendaciones

ANEXO

ANEXO I.
ANEXO II.
ANEXO III.
ANEXO IV.
ANEXO V.

Bibliografía

Lista de Figuras

Figura	Nombre	Página
1.1.1	Los Elementos del Ciclo Hidrológico para el caso de México	4
1.1.2	Coberturas de agua potable y alcantarillado por Entidad Federativa	5
1.2.1	Composición típica del Agua Residual	6
1.2.2	Producción anual de DBO en los sectores urbano e industrial	8
1.3.1	Sistemas de tratamiento biológico de uso común en México	8
1.3.2	Sistema típico del proceso convencional de lodos activados	10
1.3.3	Esquema de un filtro rociador	11
1.3.4	Esquema de una zanja de oxidación	12
1.3.5	Esquema de un tanque Imhoff	13
1.4.1	Reacciones en una laguna de oxidación	15
1.4.2	Proceso simbiótico entre bacterias y algas	17
1.4.3	Diagrama simplificado de comensalismo Alga-Bacteria, Ciclo del carbono	18
1.4.4	Metabolismo aerobio de materia orgánica	18
1.4.5	Esquema de un sistema de Lagunas en Serie	19
1.4.6	Esquema de un sistema de Lagunas en Paralelo	19
2.1.1	Curva Logística de Crecimiento Poblacional	24
3.1.1	Sección transversal y perfil de un canal rectangular	37
3.1.2	Sección transversal, detalle y perfil de un Canal de Rejillas	38
3.1.3	Perfil y planta de un tanque desarenador	40
3.1.4.1	Elementos de un vertedor proporcional	44
3.1.4.2	Canal Parshall	45
3.2.1	Laguna Facultativa “El Oro”, Estado de México	46
3.2.2	Modelo de mezcla completo	49
3.3.1	Laguna de Maduración	55
4.1.1	Empuje hidrostático sobre una pared vertical	57
4.1.2	Efecto de la subpresión en una estructura enterrada bajo el nivel freático	58
4.2.1	Transición entre Canal de Rejillas y desarenador	58
4.3.1	Flujo tipo pistón ideal	59
4.3.2	Sección transversal típica de una Laguna	62
4.4.1	Ejemplo de interconexión del sistema lagunar de “El Oro”, Estado de México	64
5.1.1	Selección de terreno	65

Lista de Tablas

Tabla	Nombre	Página
1.1.1	Coberturas de servicios de agua potable y alcantarillado por entidad federativa a diciembre de 1999	6
1.3.1	Situación actual de los tipos de tratamiento de aguas residuales en México	9
2.1.1	Normatividad tradicional con base en BANOBRAS	28
2.1.2	Clasificación de climas por su temperatura	28
2.1.3	Consumos domésticos <i>per cápita</i>	28
2.2.1	Calidad de las Aguas Residuales municipales en México	30
2.2.2	Características físicas y químicas de las Aguas Residuales de la ciudad de México	31
2.2.3	Composición típica de tres clases de Aguas Residuales domésticas	32
2.2.4	Características de las Aguas Residuales industriales	33
3.1.1	Datos típicos para el diseño de un desarenador	41
3.1.4.1	Dimensiones del canal Parshall para diferentes tamaños de garganta	46
3.2.1	Resumen de los diferentes modelos empleados para el diseño de diversos tipos de Lagunas de Estabilización	53
3.3.1	Resumen de los diferentes criterios de diseño de Lagunas	56
5.4.1	Valores empíricos para determinar la capacidad de producción de un compactador	70
6.1	Resumen de resultados de Laguna Facultativa	81
6.2	Resumen de resultados de Laguna de Maduración	83

INTRODUCCIÓN

*"Un paisaje, un paisaje
en que el agua,
no copiando ningún color,
sea del color de mi alma."*
Xavier Villaurrutia

El agua es un recurso íntimamente ligado al origen y sustento de vida en la Tierra. Este recurso regula el clima, cubre tres cuartas partes de la superficie terrestre. Se calcula que su volumen total asciende a 1,390 millones de km³. Aproximadamente el 96.5% de este volumen está concentrado en las aguas oceánicas, y aunque un 2.5% es agua dulce, únicamente el 0.26% es directamente utilizable por el hombre (1).*

El agua por sus diversas formas de manifestarse en la vida del hombre, ha tenido diversos enfoques desde la perspectiva humana: ha sido relacionada a poderosas divinidades, vista como morada de seres mitológicos, incluso catalogada por el filósofo griego Empédocles como uno de los cuatro elementos (agua, tierra, fuego y viento), considerados esenciales en la antigüedad. Hoy, el agua no ha perdido su carácter fundamental para la existencia de cualquier ser vivo.

Desafortunadamente, en las últimas décadas, aparece la crisis asociada al desordenado ritmo de crecimiento de la población humana y a la industria necesaria para sustentarla. La palabra contaminación se ha vuelto un término cotidiano.

En el Tercer Foro Mundial del Agua, celebrado en marzo de 2003 en la ciudad japonesa de Kyoto, se han mostrado cifras alarmantes relacionadas con el vital líquido: más de mil millones de personas no tienen acceso al agua potable; 2,400 millones carecen de saneamiento adecuado; muere un niño cada quince segundos por enfermedades derivadas de beber agua no potable; uno de cada cinco de los países en desarrollo tendrán desabasto de agua para el año 2030 (2).

* La bibliografía utilizada se incluye al final.

En México, existen 201,138 localidades, de las cuales el 98.6% son rurales (menos de 2500 habitantes) y sólo el 1.4% de las localidades son urbanas (más de 2500 habitantes). En México el 72.8% de la población radica en los centros urbanos y el 50.7% en las grandes ciudades del país (3).

Por otra parte la situación en el país, en cuanto a servicios relacionados con el agua es también preocupante: 88% de la población cuenta con servicios de agua potable, 76% con servicio de alcantarillado; y tan sólo un 22% del Agua Residual recibe algún tipo de tratamiento (3). El Agua es ya considerada como recurso estratégico para la nación, la importancia de su buen uso, tratamiento y reutilización de este útil elemento ha tomado auge en el país en las décadas recientes.

En este trabajo de tesis se presenta una respuesta al problema del tratamiento de las aguas residuales municipales. Se ha desarrollado un programa de cómputo que tiene la finalidad de facilitar el diseño de sistemas de Lagunas de Estabilización para depuramiento de Aguas Residuales. Este programa incluye la proyección de la población de diseño, las fases de tratamiento previo (pretratamiento), Lagunas Facultativa y de Maduración, considerados desde los puntos de vista sanitario y civil. Además, se incluye una sección que puede ser de ayuda en la estimación de los costos de la obra de estos esquemas de tratamiento de Aguas Residuales de uso común en México. Alrededor del 50% de las instalaciones de tratamiento de Aguas Residuales en México son los sistemas Lagunares.

Proponemos en esta tesis la utilización de las lagunas de estabilización como una alternativa efectiva para resolver el problema del tratamiento de las aguas residuales para comunidades pequeñas, el aprovechamiento de las mismas y la prevención de la contaminación de los cuerpos de agua; siendo este esquema de tratamiento relativamente sencillo, económico y de fácil mantenimiento y conservación.

I. Las Aguas Residuales en México. Panorama general

I.1 Niveles de Cobertura de Servicios de Agua y Alcantarillado

México es un país que cuenta con una población de 104 millones de habitantes; tiene una tasa anual de crecimiento poblacional del 1.5% y presenta rezagos en materia de bienestar social y desarrollo económico, por lo que debe ser sumamente cuidadoso en el manejo y preservación del agua de que dispone, ya que la escasez del recurso puede ser un condicionante de su desarrollo y puede provocar severos conflictos en la población.

Por otra parte, dos terceras partes del país son clasificadas como zonas áridas y semiáridas, y es en estas zonas en las que se concentra la mayor parte de la población y la actividad económica; alrededor del 77% de la misma. La poca precipitación pluvial en México representa aproximadamente sólo el 28% del escurrimiento y es causa de severas sequías en algunas zonas del país que actualmente son acentuadas por la grave deforestación.

En este contexto, de los 772mm de lluvia que el ciclo hidrológico nos devuelve, 67% se concentra en sólo cuatro meses del año (de junio a septiembre) de manera torrencial, por lo que la infraestructura de almacenamiento es insuficiente y la mayor parte del agua de lluvia es desaprovechada. El 73% del agua se evapora y el escurrimiento superficial medio es de 53km³, por lo que aun sin considerar la imposibilidad de aprovechar las lluvias, la disponibilidad *per cápita* en el territorio es de unos 4,900m³/hab/año, cantidad inferior a la de Estados Unidos (6,900m³/hab/año) y de Canadá (35,000m³/hab/año); si bien, es considerablemente superior a la de algunos países del Medio Oriente, como Israel, que tan sólo cuenta con 250m³/hab/año. La figura 1.1.1 es una representación de los elementos del Ciclo Hidrológico para México (Comisión Nacional del Agua (CNA)-2003) (4).

Por otra parte, a partir de diciembre de 1999, se estipula en el Artículo 115 de la Constitución Mexicana la responsabilidad, por parte de los municipios, en los asuntos del suministro de agua potable y en el alcantarillado, haciendo énfasis especial en el tratamiento y disposición de las Aguas Residuales.

Asimismo, la distribución del vital líquido se realiza normalmente a través de Organismos Operadores del Agua Potable y del Saneamiento, mismos que se enfrentan a una gran problemática, pues la falta de planeación sumada a la politización de las tarifas provoca un servicio deficiente; en muchos casos no pueden cubrirse los costos de operación y mantenimiento, por lo cual existen considerables pérdidas de agua por fugas.

Las estrategias seguidas para incrementar los niveles de cobertura se pueden resumir en:

- Subsidios a largo plazo en las zonas rurales para la construcción y el mantenimiento de los sistemas de agua y saneamiento. En localidades menores a 500 habitantes se instalan hidrantes públicos y tomas domiciliarias en localidades de 500 a 2,500 habitantes.

- En las ciudades medias (hasta 50,000 habitantes) existen apoyos financieros que subsidian a los organismos operadores, previendo la autosuficiencia de los mismos a largo plazo.
- En las grandes ciudades, se estimula la autosuficiencia propiciando la participación privada.

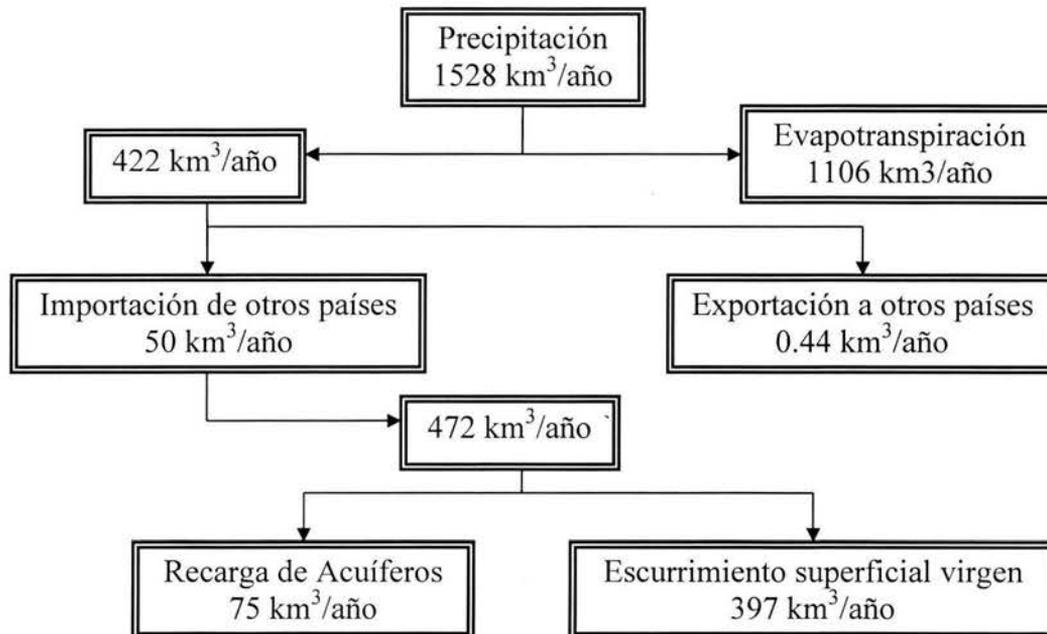


Fig. 1.1.1 Los Elementos del Ciclo Hidrológico para el caso de México

Fuente: CNA-SEMARNAT (2003)

Las estrategias antes descritas han permitido incrementar la cobertura de los servicios tanto de agua potable como de alcantarillado. Para 1990, se estimaba una cobertura en servicios de agua potable del 78% de la población, valor que se incrementó a 87% en 1999, lo que se traduce en 21.4 millones de habitantes incorporados al servicio de agua potable en la década.

Visto desde otra perspectiva, en 1990, once entidades federativas contaban con cobertura superior al 85%, y en 1999 eran 23. El número de entidades federativas con cobertura menor al 70% se redujo de 8 a 5, respectivamente. Refiriéndose al suministro agua desinfectada, el valor se incrementó del 55% en 1990 a 93% en 1999(4).

En lo que se refiere a la cobertura nacional de servicios de alcantarillado para el periodo 1990-1999, se registra un incremento del 61 al 73% al proporcionar el servicio a más de 21 millones de habitantes adicionales. En 1990, solamente una entidad federativa lograba una cobertura mayor al 85%, mientras que para 1999 ya eran cinco las entidades. Los estados con coberturas entre 70 y 85% aumentaron de 5 a 15; en tanto que el número de entidades cuyas coberturas eran inferiores al 70% se redujo de 28 a 12.

En la Fig. 1.1.2 se ilustra, en forma esquemática, los niveles de cobertura nacional de servicios de agua potable y alcantarillado, preparado por la CNA-Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales (SEMARNAT).

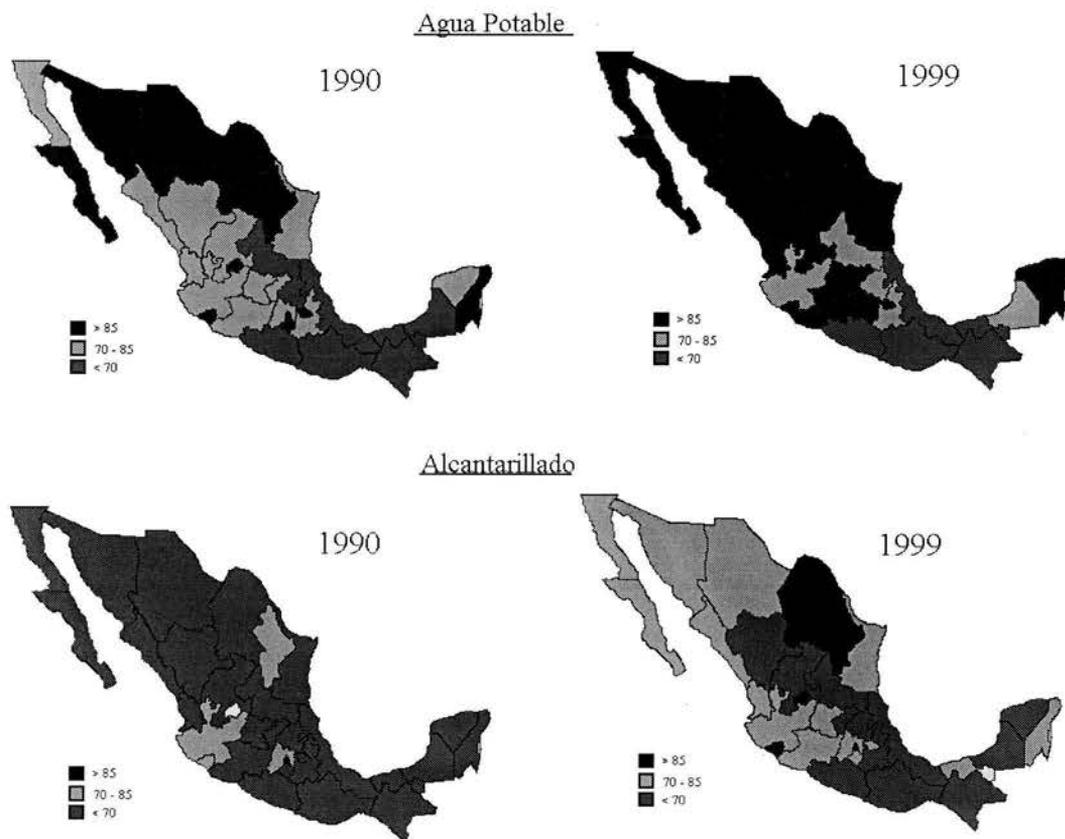


Fig. 1.1.2 Coberturas de servicios de agua potable y alcantarillado por Entidad Federativa
Fuente: CNA-SEMARNAT (2000)

En resumen, para 1999, el número total de habitantes que contaba con los servicios era de 84.5 millones para agua potable y de 70.7 millones para alcantarillado. Desafortunadamente, la situación es delicada en el medio rural, donde las coberturas de servicios agua potable y alcantarillado en 1999 eran del 65% y 33% respectivamente. En la Tabla 1.1 se presenta un resumen de las coberturas de los servicios mencionados para la población urbana y para la población rural, y los totales del país.

Tabla 1.1 Coberturas de servicios de agua potable y alcantarillado a diciembre de 1999

Fuente: CNA SEMARNAT (2002)

Tipo de Población	Población total	Agua Potable		Alcantarillado	
	Millones de Habitantes	Millones de Habitantes	%	Millones de Habitantes	%
Urbana	71.6	67.7	94.6	62.2	86.9
Rural	25.7	16.8	65.2	8.5	32.9
Total	97.3	84.5	86.8	70.7	72.7

I.2 Generación de Aguas Residuales

Normalmente considerada el agua como una molécula de H₂O, al realizar estudios minuciosos de ésta, se encuentra que, aun en su estado natural va siempre acompañada de impurezas, mismas que fluctúan de unos cuantos miligramos por litro en el agua de lluvia hasta cerca de 35,000mg/l en el agua de mar. Por lo general, las características cualitativas de las Aguas Residuales son las mismas que las del agua suministrada a la población más las impurezas añadidas que provienen del proceso de utilización de las mismas. El agua residual cruda contiene alrededor de mil miligramos por cada litro (1,000mg/l) de sólidos en solución y en suspensión, o sea que cerca del 99.9% es únicamente agua. Según Tebbut, podemos considerar, en general, la composición del agua residual como se indica en la Fig. 1.2.1 (5):

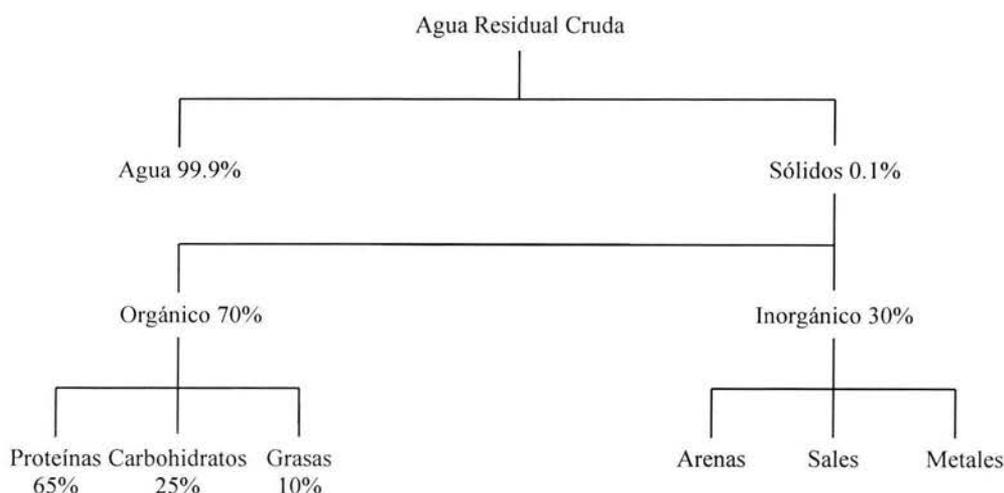


Figura 1.2.1 Composición típica del Agua Residual

Fuente: Tebbut (1999).

Además de los distintos tipos de sólidos, es común hacer análisis de diferentes parámetros para caracterizar las Aguas Residuales. Entre ellos destacan la Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO), la Demanda Química de Oxígeno (DQO), la presencia de nitrógeno en diferentes formas (nitrógeno amoniacal, orgánico, nitritos y nitratos), grasas y aceites, contenido de fósforo, etc. Factores como la temperatura, el potencial de hidrógeno (pH) y la alcalinidad son análisis rutinarios.

Es importante señalar que en el diseño de la mayoría de los sistemas de tratamiento de Aguas Residuales, los propósitos fundamentales son la remoción de los sólidos en suspensión (SS), los microorganismos patógenos y la DBO, misma que refleja indirectamente el contenido de carga orgánica en la muestra de agua residual.

La DBO es una indicación del contenido de materia orgánica de un desecho y se obtiene al medir la cantidad de oxígeno que se requiere para su estabilización (5). En términos generales, la DBO representa la fracción biodegradable de la materia orgánica y se define como la cantidad de oxígeno molecular que requiere un grupo heterogéneo de microorganismos en la degradación aerobia de la materia orgánica biodegradable. La prueba se conduce a 20°C y normalmente con una duración de 5 días. En lo sucesivo, cuando se indica DBO, nos referiremos a las condiciones estándar.

Tratamiento de las Aguas Residuales municipales en México.

Las cifras oficiales en materia de tratamiento de Aguas Residuales indican que hasta diciembre de 1999 se tenían en inventario 1,000 sistemas municipales con una capacidad instalada para tratar 67.5m³/s; de los cuales 777 se encontraban en operación con un caudal tratado de 42.4m³/s. Solamente 29m³/s (12% del caudal generado) cumplía con la normatividad vigente.

Cabe mencionar que mediante los sistemas de alcantarillado se recolectaban 187m³/s, por lo que únicamente el 22% de las Aguas Residuales procedentes de localidades urbanas a nivel nacional recibían tratamiento (6).

La CNA-SEMARNAT estima que anualmente se generan 7.88 km³ de Aguas Residuales en los centros urbanos, de los cuales 6.30 km³ se recolectan en los sistemas de alcantarillado. Se considera que la carga orgánica generada es del orden de 1.94 millones de toneladas de DBO, de las cuales la recolección en el alcantarillado es de 1.56 millones de toneladas, y sólo se remueven 0.36 millones de toneladas en los diversos sistemas de tratamiento de Aguas Residuales, lo que representa una remoción a nivel nacional de menos del 20% del total generado, como se puede apreciar en la Fig. 1.2.2.

Refiriéndose al sector industrial del país, las cifras no son muy halagadoras: se generan cerca de 5.36 km³/año ó 170 m³/s de Aguas Residuales, en las cuales se estima hay 6.16 millones de toneladas anuales de DBO. En los sistemas de tratamiento específicos, tan sólo se remueven 0.80 millones de toneladas en el mismo periodo, lo que representa apenas el 13% de la carga orgánica. Los tres sectores industriales que más carga orgánica producen son la industria azucarera, la petrolera y la industria química, con 1869, 1247 y 635 miles de toneladas de materia orgánica por año, respectivamente (6).

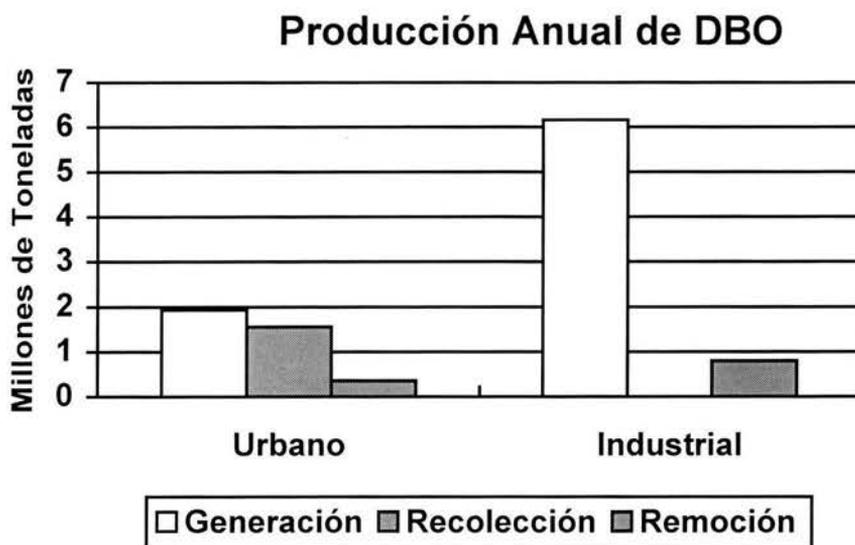


Figura 1.2.2 Generación de DBO en los sectores urbano e industrial.
Fuente: CNA-SEMARNAT(2002)

I.3 Sistemas de tratamiento biológico para Aguas Residuales

Los procesos de tratamiento biológico para los efluentes municipales de uso común en México son diversos aunque predominan las Lagunas de Estabilización y los lodos activados. En la Fig. 1.3.1 se presenta una gráfica que indica los porcentajes de los principales sistemas de tratamiento de Aguas Residuales municipales en México hasta el año 2000.

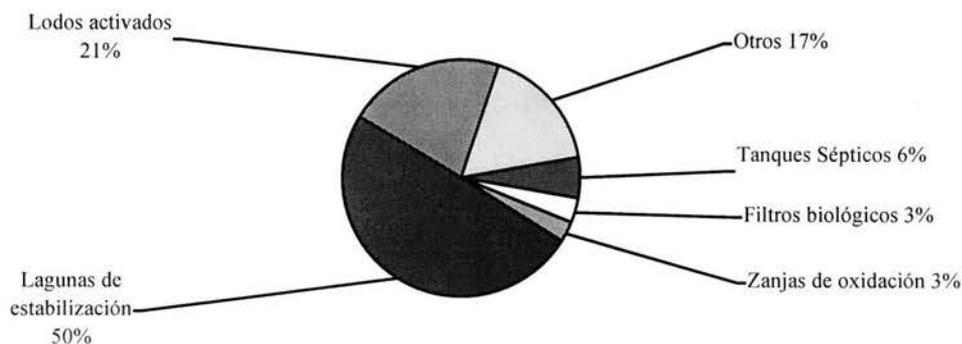


Fig. 1.3.1 Sistemas de tratamiento biológico de uso común en México
Fuente: CNA-SEMARNAT (2002)

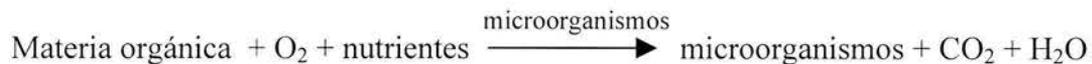
La Tabla 1.3.1 presenta la situación de los tipos de plantas de tratamiento correspondientes a los años 2000 y 2002 reportados por la CNA (6):

Tabla 1.3.1 Situación actual de los tipos de tratamiento de Aguas Residuales en México.

Fuente: CNA-SEMARNAT

Año	Total de plantas de tratamiento	Lodos activados (%)	Filtros biológicos (%)	Zanjas de oxidación (%)	Tanques sépticos (%)	Lagunas de Estabilización (%)	Otros (%)
2000	1000	20	3	2	-	54	20
2002	1018	21.4	3.3	2.7	5.9	49.6	17.1

Los sistemas de tratamiento biológico del agua se llevan a cabo por procesos aerobios y/o anaerobios. Un modelo simplificado del tratamiento biológico de Aguas Residuales municipales por procesos aerobios sería el siguiente:



A continuación se hace una breve descripción de los sistemas de tratamiento biológico para Aguas Residuales de uso común en México.

Lodos activados.

El tratamiento por medio de lodos activados se realiza por medio de comunidades de bacterias (flóculos biológicos) que transforman las impurezas orgánicas disueltas en el agua en nuevos individuos. Es un proceso que se realiza de manera aeróbica; es decir, en presencia de oxígeno molecular. Las bacterias necesitan de oxígeno para realizar sus funciones, por lo cual es necesario que lo absorban del originado en la atmósfera superior o en el aire comprimido inyectado a las Aguas Residuales que fluyen. La absorción de oxígeno desde la atmósfera se puede lograr renovando la superficie de agua por agitación de las Aguas Residuales. La inyección se consigue introduciendo burbujas de aire a las aguas que fluyen, en forma de aire comprimido desde difusores de aire, o como aire aspirado a las aguas, mediante dispositivos hidráulicos o mecánicos. Dado que los flóculos frescos generados espontáneamente no son suficientes para lograr una transferencia considerable de las impurezas del líquido a la fase sólida, es necesario reintroducir algunos de los flóculos generados en días previos que fueron expulsados dentro del efluente, bombeándolos en retroceso al afluente o a la cámara de lodos. Después de que se ha alcanzado un estado estable, una parte de los lodos se debe desechar como *exceso de lodos* en vez de recircularse como *lodos retornados o reciclados*.

En la Fig. 1.3.2 se presenta un esquema típico del tren de tratamiento de Aguas Residuales de tipo convencional utilizando lodos activados.

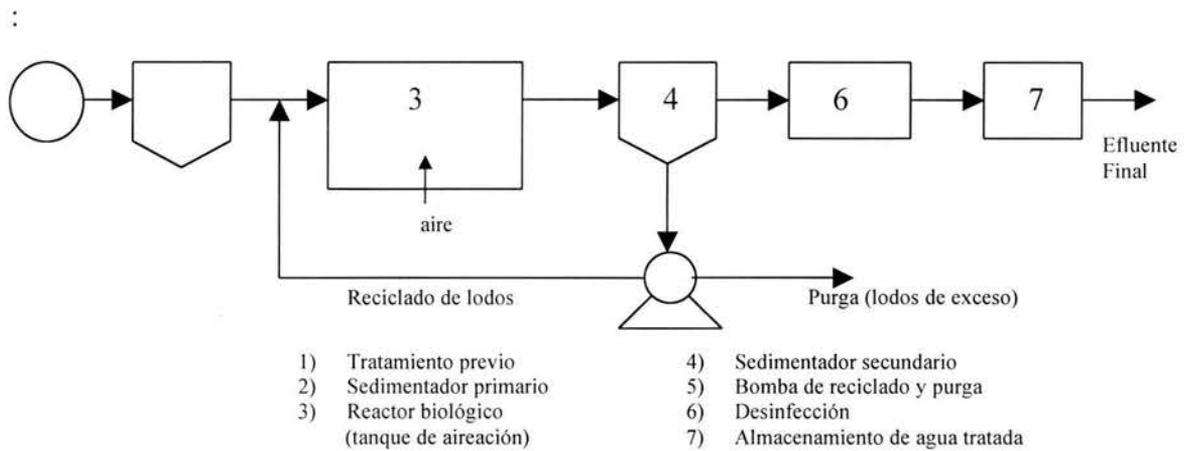


Fig. 1.3.2 Sistema típico del proceso convencional de lodos activados

Las dimensiones de la unidad de lodos activados, el tiempo asociado de retención hidráulico y la concentración de masa de los lodos se pueden estimar según las siguientes ecuaciones (7):

Volumen:

$$V = Q_F t_r \quad (1.3.1)$$

Tiempo de retención:

$$t_r = \frac{\theta_c Y(S_F - S_e)}{X(1 + k_e \theta_c)} \quad (1.3.2)$$

Donde:

- V = Volumen del tanque (m³);
- Q_F = Gasto del Influyente (m³/ día);
- t_r = Tiempo de retención (día);
- S_e = Remoción deseada de carga orgánica (kg DBO/ día);
- S_o = Carga orgánica inicial del influente (kg DBO/ día);
- k = Constante de remoción de carga orgánica a temperatura invernal (día⁻¹);
- X = Concentración de masa de los microorganismos (kg DBO).
- Y = Coeficiente de producción o crecimiento de lodos.
- θ_c = Tiempo de retención biológica (día).

Filtros rociadores.

Los filtros rociadores (Ver Fig. 1.3.3) son estructuras cilíndricas en las cuales la remoción de la carga orgánica se produce por contacto. En el contacto por rocío, las Aguas Residuales fluyen en forma más o menos continua sobre los crecimientos biológicos que cubren a las piedras trituradas o a otros medios de contacto que integran al lecho. La aireación mediante boquillas y la ventilación natural mantienen a las aguas aplicadas y a los limos situados sobre las superficies de contacto en condiciones aeróbicas y frescas. Las películas superficiales se desprenden en forma más o menos continua a algunas de las velocidades de la dosificación de los filtros e intermitentemente a otras. Las películas se interceptan mediante la sedimentación secundaria, en forma de *humus* de los filtros rociadores.

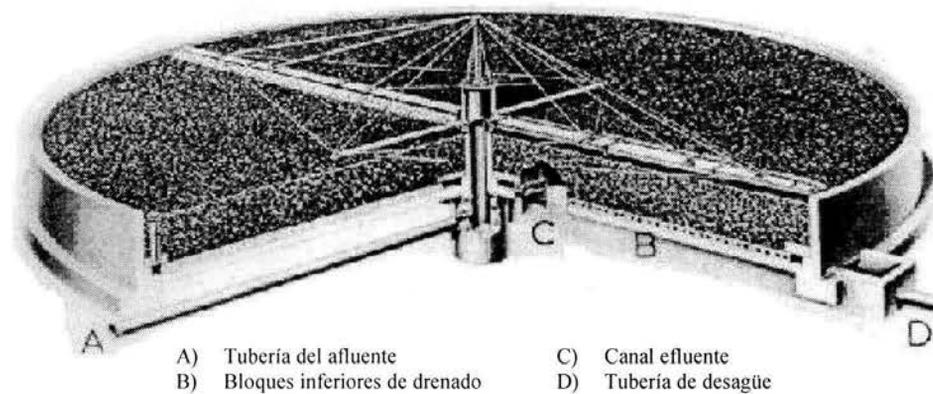


Fig. 1.3.3 Esquema de un filtro rociador

El medio de contacto de los filtros rociadores debe ser resistente al clima; suficientemente resistente para soportar su propio peso y cargas vivas razonables durante la construcción, inspección y reparación; y no debe estar sujeto a daño o desintegración bajo exposición al agua, aire, frío, crecimientos biológicos y al anegamiento o a la dosificación de productos químicos para el control de insectos. Los medios de contacto que se eligen generalmente son basalto, granito y piedra caliza, triturados, pero también se emplea carbón duro, coque, ceniza, escoria de altos hornos, madera resistente a la putrefacción, materiales cerámicos y plásticos (8).

Para determinar las dimensiones necesarias de un filtro rociador, se puede utilizar la siguiente ecuación (8):

$$V = \frac{S_i}{5.073} * \frac{S_e}{(S_i - S_e)} \quad (1.3.3)$$

Donde:

- S_e = Remoción deseada de carga orgánica (kg/ día);
- S_i = Carga orgánica inicial del influente (kg/ día);
- V = Volumen requerido del filtro rociador (m^3).

Zanjas de oxidación.

La zanja más simple de oxidación consiste en un canal continuo aireado mecánicamente. Las Aguas Residuales crudas se vierten a la zanja directamente. Se dispersan rápidamente en una mezcla de aguas negras y lodos, y circulan con ellos a través de una zanja. El rotor es un dispositivo aireador que corre a través del canal (Ver Fig. 1.3.4).

No se extrae el efluente hasta que el nivel del agua en el canal llega al nivel máximo de operación. Se corta entonces el efluente, el rotor se detiene, se permiten una o dos horas de reposo para que los sólidos se sedimenten, el sobrenadante clarificado se extrae mediante un canal para el efluente, y el exceso de lodos, si se desea, se levanta de una sección de la fosa a los lechos de secado. Debido a que los sólidos se estabilizan bien durante el largo periodo de aireación, ya no son putrescibles y se deshidratan con facilidad. La operación cíclica puede dar lugar a una operación continua mediante la adición de un tanque de sedimentación del cual se retornan a la zanja las cantidades útiles de lodo.

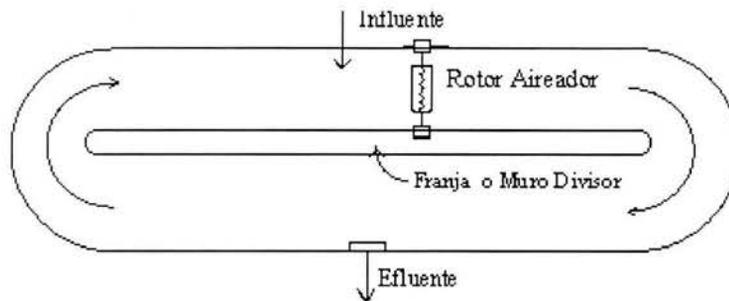


Fig. 1.3.4 Esquema de una zanja de oxidación

Tanques Imhoff. (8)

En su forma más simple, los tanques Imhoff son recipientes de sedimentación de un solo nivel, en los que los sólidos se mantienen por lapsos suficientemente largos para que sufran una digestión parcial y posiblemente completa.

Las aguas efluentes son privadas de su frescura, y los sólidos levantados por el gas forman una nata o costra desagradable en la que la digestión es lenta y rara vez completa. Sin embargo, estos tanques tienen un costo relativamente bajo y pueden ser útiles en conexión con instalaciones pequeñas, generalmente residenciales o para comunidades pequeñas.

Los tanques Imhoff están orientados hacia la producción de un lodo incoloro y granular que se acumula en el tanque y que se tiene que remover a intervalos regulares y de un efluente séptico que, en general, se evacua por trasmisión al suelo desde los sistemas de irrigación subsuperficial. La dilución en las corrientes superficiales rara vez es aceptable.

En el tanque de Imhoff, los sólidos que se sedimentan se deslizan hacia abajo sobre el falso fondo fuertemente inclinado, en forma de canal, del compartimiento de sedimentación y caen a través de las ranuras al compartimiento subyacente de digestión. Las ranuras se traslapan o se dotan en alguna otra forma de trampas para evitar que los gases o sólidos asciendan al compartimiento de sedimentación. Sin embargo, no se puede evitar un desplazamiento de líquido cuando menos proporcional al volumen de sólidos que entra al nivel inferior.

La Fig. 1.3.5 muestra un esquema de un tanque Imhoff.

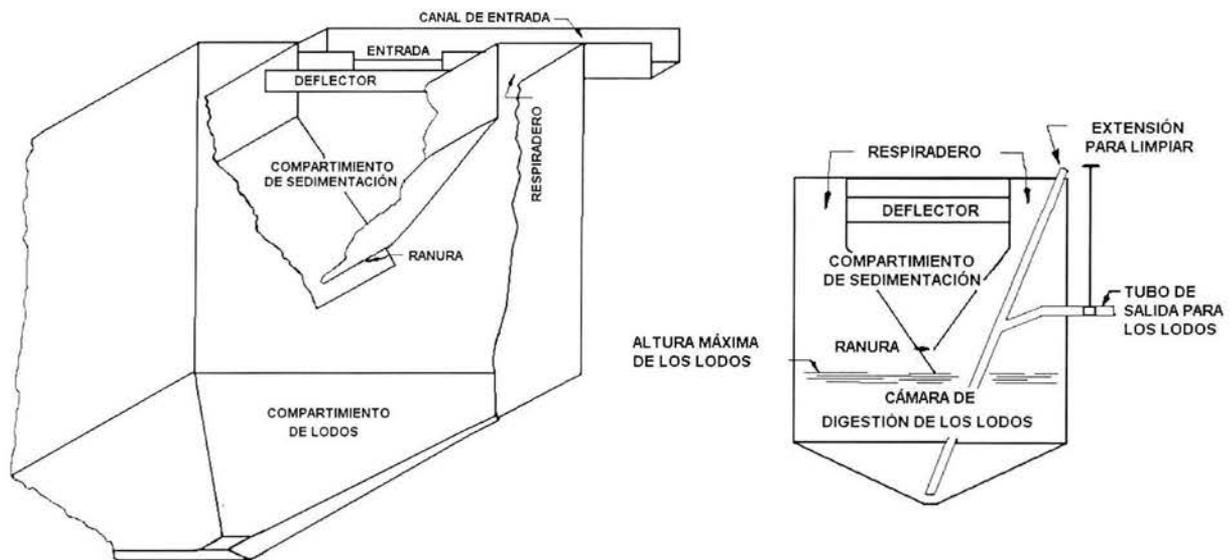


Fig. 1.3.5 Esquema de un tanque Imhoff

El diseño de la capacidad de un tanque Imhoff puede calcularse mediante la siguiente ecuación (8):

$$C = \left(V_f - \frac{2}{3} (V_f - V_d) \right) * N \quad (1.3.4)$$

Donde:

- C = Capacidad básica del tanque *per cápita* (m³);
- V_f = Volumen de lodos frescos *per cápita* (m³);
- V_d = Volumen de lodos digeridos *per cápita* (m³);
- N = Número de días que se requieren para la digestión.

I.4 Sistemas Lagunares

Una Laguna de estabilización es una construcción sencilla para embalsar agua residual, de relativamente poca profundidad (de 1 a 4 metros) y con periodos de retención de magnitud considerable (de uno o dos meses). Son construcciones baratas, simples de operar y proporcionan buenas remociones de materia orgánica y microorganismos patógenos.

Cuando las aguas residuales son descargadas en Lagunas de Estabilización, se realiza en las mismas un proceso conocido con el nombre de *autodepuración*, o estabilización natural, donde ocurren fenómenos de tipo físico, químico, bioquímico y biológico.

La estabilización de la materia orgánica se lleva a cabo a través de la acción de organismos aerobios cuando hay oxígeno disuelto en el agua (algas y bacterias), y de organismos anaerobios (bacterias) cuando en la misma no hay oxígeno disuelto. Estos últimos aprovechan el oxígeno presente en la materia que están degradando. Existen organismos con capacidad de adaptación a ambos ambientes, los cuales reciben el nombre de *facultativos*. Cabe mencionar que las reacciones anaerobias son más lentas y generalmente producen malos olores.

Los factores que afectan el proceso de autodepuración en las Lagunas de Estabilización son básicamente tres (9):

- Luz solar
- Temperatura
- Nutrientes y tóxicos

La luz solar influye directamente sobre la cantidad de oxígeno disuelto en el agua que es producido por la fotosíntesis. La temperatura ejerce una influencia notable en la biomasa y en su metabolismo. Los nutrientes y tóxicos se manifiestan en el comportamiento de las Lagunas de Estabilización, los primeros porque son contenidos regularmente en las aguas de descarga doméstica y los segundos porque son evidencia de actividad industrial que afecte claramente el proceso de depuración de la Laguna. Todas estas reacciones se ilustran esquemáticamente en la Fig. 1.4.1.

Objetivos de los sistemas Lagunares.

Los objetivos de una Laguna de estabilización son similares a los de cualquier tipo de tratamiento biológico para aguas residuales:

- *Protección epidemiológica* al reducir los organismos patógenos presentes y dificultando su transmisión;
- *Protección ecológica*, con la reducción de la carga orgánica manifestada como DBO con un incremento Paralelo de oxígeno disuelto, benéfico para muchos organismos acuáticos;

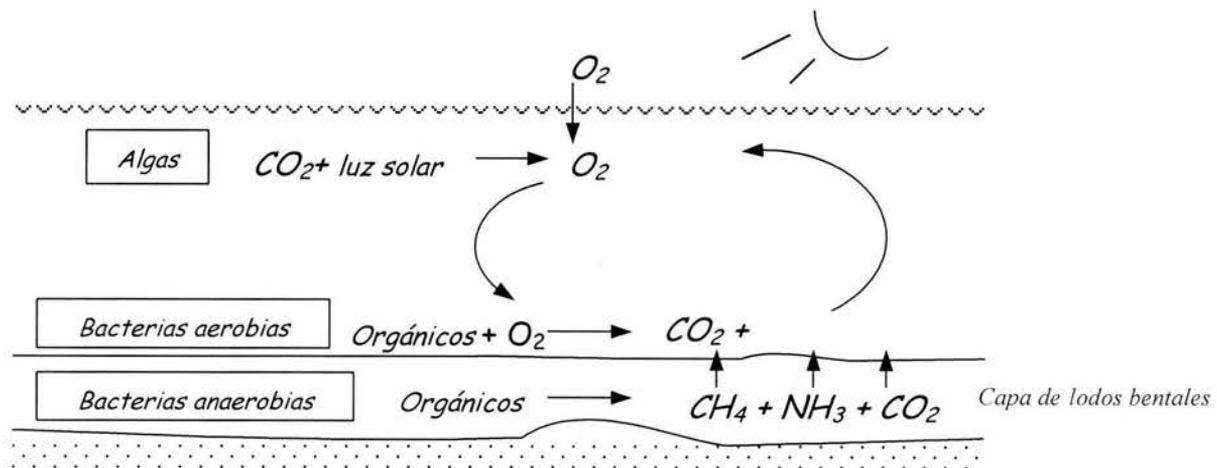


Fig. 1.4.1 Reacciones en una Laguna de oxidación

- Reutilización del agua en la agricultura, evitando los inconvenientes del reuso de aguas servidas crudas;
- Además, la utilización de Lagunas estabilizadoras permite, en ocasiones, practicar la *Piscicultura*, debido a la buena calidad del agua en cuanto al oxígeno disuelto presente.

Evolución histórica de las Lagunas de Estabilización. (9)

La utilización de Lagunas para estabilizar aguas residuales o desechos orgánicos, ya sea en forma casual o deliberada, es tan antigua como la historia misma. Sin embargo, el empleo de las Lagunas como un recurso técnico o como un medio aceptado con ese propósito se posiciona históricamente en la segunda mitad del siglo XX.

Se conoce que hace muchos siglos algunos pueblos de Asia utilizaban Lagunas para descargar sus aguas servidas. Sin embargo, lo hacían sin considerarlo como medida sanitaria sino como una práctica artesanal, a veces vinculada a la cría de peces. Durante la Edad Media en Europa, era costumbre proteger los castillos y casas de gente importante con canales que los rodeaban. A estos canales se lanzaban todos los desechos, lo que los convertía en estanques de estabilización.

La literatura informa que existían en Alemania, a principios del siglo XX, Lagunas formadas por almacenamiento de aguas residuales, en las que se desarrollaban algunas clases de peces.

Probablemente la tecnología del agua nació con la potabilización o adecuación de las aguas para el consumo humano. Se fueron desarrollando los procesos de cribado, sedimentación simple o con acondicionamiento previo del agua, filtración y desinfección como una forma de potabilizar el agua para consumo humano hasta llegar a las plantas potabilizadoras.

Durante muchos años, la preocupación básica de los técnicos, ingenieros y científicos en cuanto a tratamiento de agua, se orientó a la producción de agua potable. Cuando el crecimiento de las ciudades y la industrialización deterioraron los cuerpos de agua creando problemas epidemiológicos, ecológicos y de reutilización de aguas, se vio la necesidad de proceder a depurar o tratar las aguas residuales. Los técnicos e ingenieros encargados de proyectar y construir las primeras instalaciones para la depuración de aguas residuales trataron de utilizar al máximo la tecnología que se había desarrollado para la producción de agua potable.

No fue sino hasta la segunda mitad del siglo XX cuando técnicos e ingenieros se interesaron en las Lagunas como reactores naturales para la estabilización de las aguas residuales. No ha sido sencillo sustituir el término de *estabilización* por el de *clarificación* que prevalecía anteriormente.

Desde el punto de vista de calidad del efluente, las Lagunas de Estabilización compiten con las plantas convencionales en cuanto a remoción de DBO y bacterias. No sucede lo mismo en cuanto color y turbiedad dado que los efluentes de algunas Lagunas suelen tener mayor color que los afluentes. Esto se debe a la proliferación de algas. Sin embargo, los estudios realizados en muchos lugares indican que dichas algas pasan a formar parte de la cadena alimenticia del cuerpo receptor con efectos muy diferentes a los de la materia orgánica de las aguas residuales.

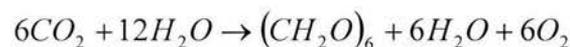
Hoy en día, a pesar de los numerosos y valiosos esfuerzos realizados para desarrollar modelos matemáticos para el diseño de Lagunas de Estabilización, no existe uno aceptado universalmente. Aún así, se han establecido criterios de diseño que se apoyan en modelos matemáticos y han permitido generalizar su uso.

Tipos de Lagunas.

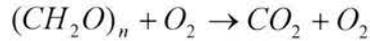
Según el tipo de proceso, las Lagunas de Estabilización se pueden dividir en tres tipos:

Lagunas de Maduración: Estas son Lagunas de poca profundidad totalmente aerobias con muy baja carga orgánica ($<0.01 \text{ Kg. DBO/m}^2 \cdot \text{d}$) utilizadas principalmente como una segunda etapa de tratamiento a continuación de una Laguna u otra unidad de tratamiento biológico. De nuevo se presenta una gran producción de algas, pero su característica principal es la alta remoción de bacterias patógenas debido al ambiente desfavorable para estos microorganismos en la Laguna.

Lagunas Facultativas: Cuando la carga orgánica es baja, aparecen en el estrato superior algas microscópicas que producen oxígeno a partir de la fotosíntesis. La reducción fotosintética puede expresarse como:



El oxígeno producido por la fotosíntesis es aprovechado en el estrato inferior por bacterias que transforman la materia orgánica en nutrientes para las algas del otro estrato:



Esta relación simbiótica se representa en la Fig. 1.4.2 y en la Fig. 1.4.3.

Las algas son los principales organismos responsables de la producción de oxígeno en una Laguna Facultativa. La presencia de algas en niveles adecuados asegura el funcionamiento de la parte aerobia de las Lagunas. Si aparece un desequilibrio, la eficiencia puede verse severamente reducida.

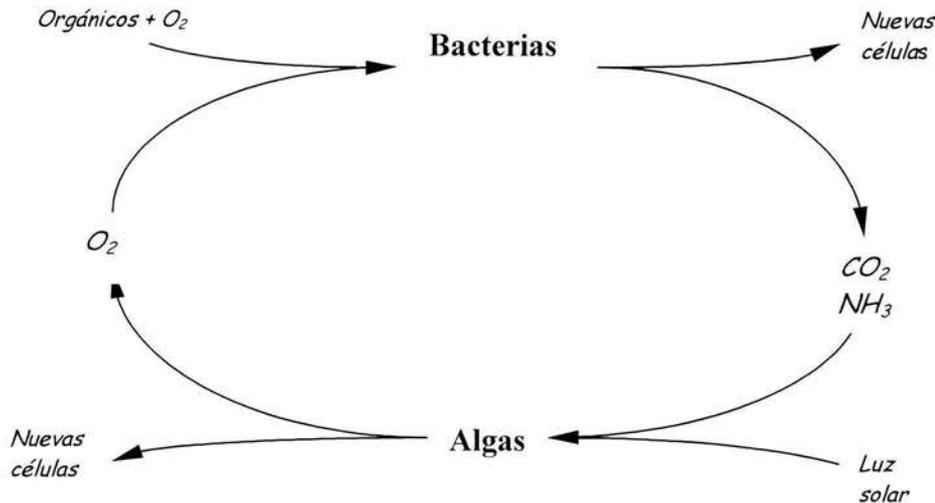


Fig. 1.4.2 Proceso simbiótico entre bacterias y algas

Lagunas Anaerobias: Cuando la carga orgánica aumenta mucho, la DBO excede la producción de oxígeno de las algas, por lo que aparecen zonas donde las bacterias trabajan sin oxígeno desdoblando la materia orgánica con enzimas especiales.

Estas Lagunas operan con cargas orgánicas relativamente altas, aproximadamente 0.5 KgDBO/m²·d, con una profundidad de 3 a 5 m para asegurar condiciones anaerobias. Pueden lograrse remociones de DBO de 50 a 60% con tiempos de retención de alrededor de 30 días y son adecuadas para pretratar desechos orgánicos concentrados antes de enviarlos a Lagunas Facultativas. La Laguna anaerobia seguramente producirá olores, por lo que no es conveniente localizarla cerca de zonas habitacionales.

No existe un límite exacto al cual se pueda garantizar si una Laguna va a trabajar como Facultativa o como anaeróbica.

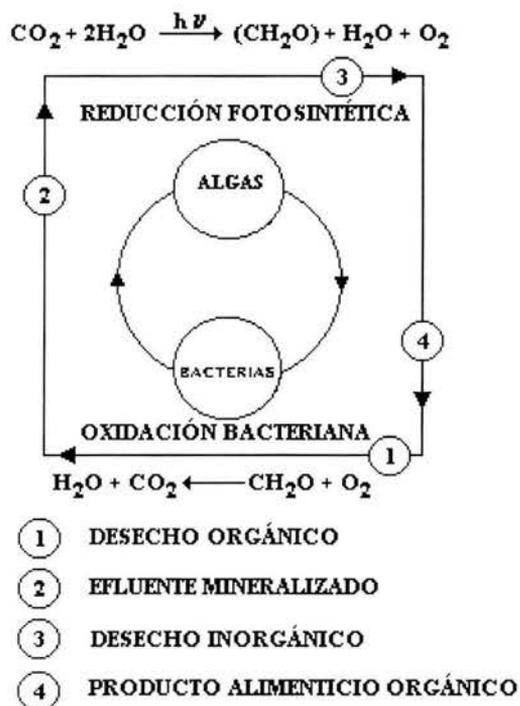


Fig. 1.4.3 Diagrama simplificado de comensalismo Alga – Bacteria .- Ciclo del carbono
Fuente: Apuntes de curso intensivo N° 8 Lagunas de Estabilización, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM. (1967)

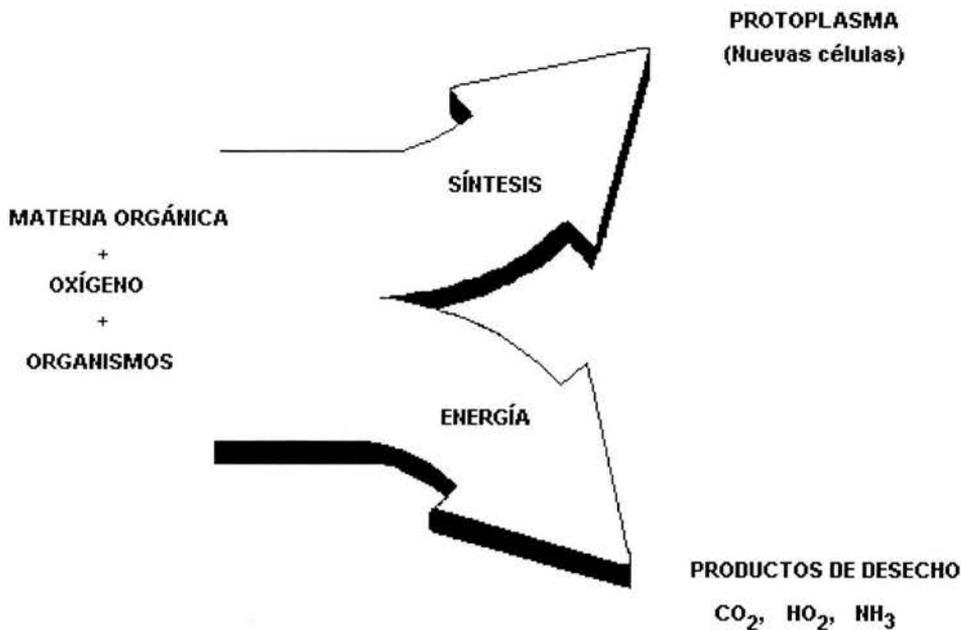


Figura 1.4.4 Metabolismo aerobio de materia orgánica
Fuente: Apuntes de curso intensivo N° 8 Lagunas de Estabilización
 División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM. 1967

Disposición de los sistemas de Lagunas: en Serie o en Paralelo.

Según la posición o el orden en que las Lagunas reciben el agua a tratar, son nombradas *Lagunas Primarias* si reciben el agua residual cruda, *Lagunas Secundarias* si reciben el agua de una Laguna Primaria, para posteriormente nombrarse *Laguna Terciaria*, *Cuaternaria*, etc. A las Lagunas de grado más allá del secundario también se les suele llamar *Lagunas de Acabado*, *Pulimiento* o *Maduración*.

Los sistemas Lagunares pueden disponerse como Lagunas en Serie o Lagunas en Paralelo. Se ha podido apreciar una mejoría importante en la calidad bacteriológica del efluente al colocar las Lagunas Facultativas en Serie (ver Fig. 1.4.3). Además, en aspectos económicos puede decirse que el costo de movimiento de tierras está en proporción inversa con el número de unidades del sistema (10).

Colocar las Lagunas en forma paralela (ver Fig. 1.4.4) ofrece ventajas desde el punto de vista constructivo y operativo. Conviene tener dos Lagunas Primarias en Paralelo pues éstas acumulan gran cantidad de lodos y requieren ser limpiadas periódicamente, permitiendo sobrecargar una mientras se lleva a cabo la limpieza de la otra.

La recirculación también ha mostrado dar buenos resultados en la calidad del efluente, aunque esto implica mayores gastos al ser necesaria la introducción de equipo mecánico.

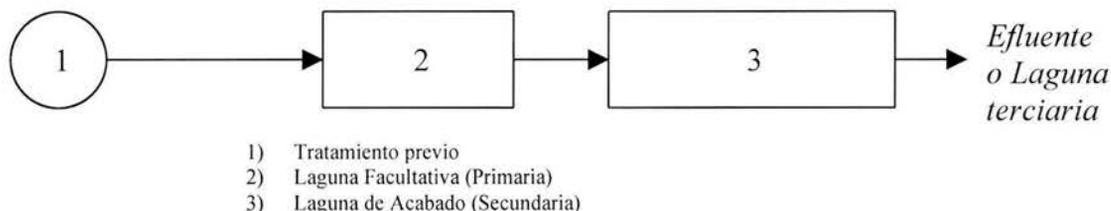


Fig. 1.4.5. Esquema de un sistema de Lagunas en Serie

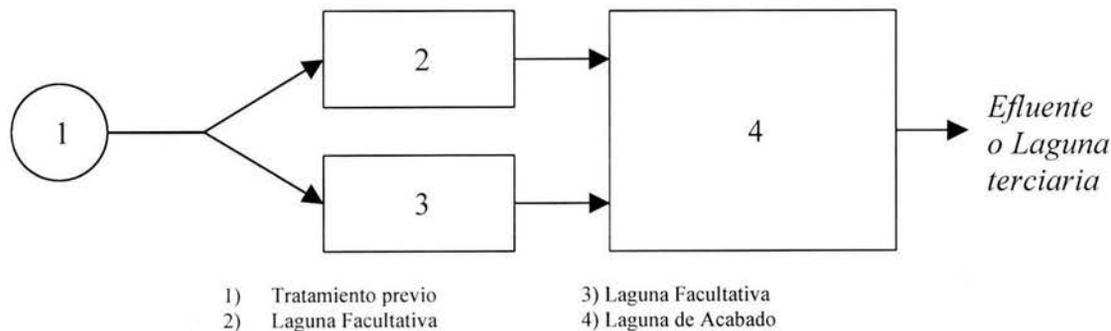


Fig. 1.4.6. Esquema de un sistema de Lagunas en Paralelo

Problemas frecuentes en el funcionamiento de las Lagunas de Estabilización.

Los problemas que se encuentran en un sistema de Lagunas generalmente están vinculados con la falta de mantenimiento. Se puede citar en este tipo de problemas la contratación de personal insuficientemente capacitado, pues el inadecuado monitoreo de la calidad del efluente puede provocar una deficiente operación de los sistemas Lagunares. Puede existir también sobrecargas en los sistemas de Lagunas Facultativas haciéndolas anaerobias y disminuyendo la eficiencia del proceso de estabilización. En las recomendaciones se abunda más sobre este asunto, como resultado de las visitas de campo realizadas por los autores (ver Anexo 1 y 2).

Ventajas del uso de Lagunas de Estabilización.

Las ventajas principales de un sistema de Lagunas son:

- Son de bajo costo en comparación con otros sistemas de uso frecuente para el tratamiento de Aguas Residuales municipales.
- No requieren personal altamente calificado para su operación.
- Generalmente, no necesitan equipos de operación electromecánicos, que resultan costosos.
- El mantenimiento de las Lagunas resulta casi siempre barato.
- El efluente producido por las Lagunas resulta de muy buena calidad, que se compara y muchas veces supera las eficiencias de remoción de materia orgánica, coliformes, etc., de otros sistemas.
- La remoción de agentes patógenos puede considerarse como excelente.

II. Datos Básicos de Alimentación del Programa de Cómputo

II.1 POBLACIÓN: Métodos de proyección de población

En general, el diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable se basa en una estimación de la población futura a la que servirá, denominada población de proyecto; este número de habitantes corresponde al que se tendrá al último día del período de diseño que se fijó.

Es indiscutible que de la mayor o menor aproximación que se logre en la predicción de la población dependerá que la obra cumpla su cometido futuro, y que efectivamente al reducirse el grado de incertidumbre en el diseño, pueda ser más económica.

Los factores básicos del cambio en la población son dos: a) el aumento natural, o sea el exceso de los nacimientos sobre las muertes; y b) la migración neta, o sea, el exceso o pérdida de población que resulten del movimiento de las familias hacia adentro y hacia afuera de un área determinada.

Desgraciadamente, las tasas de natalidad y muerte no se mantienen constantes a través del tiempo: es decir, que aún el hacer estimaciones de población de un año a otro encierra cierta incertidumbre e inexactitudes.

La interrelación de los dos factores del cambio en la población, puede señalarse diciendo que, generalmente, mientras mayor sea la base de la población con que se trabaje, el crecimiento natural tendrá más peso en el aumento de la población que la migración neta.

Es importante señalar además, que las condiciones socioeconómicas tienen una influencia decisiva sobre los factores de crecimiento de la población, tanto en el aumento natural como en la migración neta. De esto se desprende que el análisis de las condiciones socioeconómicas es importante en la mecánica de la predicción del crecimiento de las poblaciones. No importa el área para la cual se haga la estimación, deberán tenerse en cuenta, tanto las fuerzas socioeconómicas internas como las externas. Así como las condiciones mundiales afectan a la nación, las condiciones de las áreas metropolitanas influyen sobre las comunidades suburbanas.

Los atractivos de una comunidad (agua, alcantarillado, calles pavimentadas, comercios, zonas de recreación), tanto como lugar para vivir, como lugar para trabajar, son también factores importantes en el crecimiento de su población.

Es importante destacar que deben tomarse determinadas precauciones y tener en cuenta algunos factores limitantes para hacer una buena predicción.

La mejor base para estimar las tendencias de la población futura de una comunidad es su pasado desarrollo, y la fuente de información más importante sobre el mismo en México son los censos levantados por el Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática

cada diez años. Los datos de los censos de población pueden adaptarse a un modelo matemático, como son el aritmético, geométrico, parabólico, etc.

A continuación se presenta un resumen de los métodos de uso común para estimar la población futura de comunidades.

Modelo Aritmético

El modelo aritmético tiene como característica un incremento de población constante para incrementos de tiempo iguales y, en consecuencia, la velocidad de crecimiento, o sea la relación del incremento de habitantes con respecto al período de tiempo es una constante; expresado como ecuación, se tiene:

Para un tiempo T de proyección cualquiera, en años (usualmente 10 años) se tiene la ecuación lineal

$$P = P_2 + K_a(D - A_2) ; \quad (2.1.1)$$

$$K_a = \frac{P_2 - P_1}{A_2 - A_1} \quad (2.1.2)$$

P: población de proyección.

D: periodo de diseño, en años.

P₁: población inicial en el tiempo A₁ (censo año A₁).

P₂: población inicial en el tiempo A₂ (censo año A₂).

K_a: incremento de población por cada unidad de tiempo (generalmente hab. /año)

Modelo Geométrico

El modelo geométrico de crecimiento de población se caracteriza por tener una velocidad de crecimiento directamente proporcional al valor de la población en cada instante de tiempo, o sea donde K_G es la velocidad de crecimiento de la población P .

$$K_G = \frac{\text{Ln}P_2 - \text{Ln}P_1}{A_2 - A_1} \quad (2.1.3)$$

Para un tiempo T de proyección cualquiera:

$$\text{Ln}P = \text{Ln}P_2 + K_G(D - A_2) \quad (2.1.4)$$

Donde:

P: población de proyección.

D: un tiempo de proyección cualquiera, en años.

P₁: población inicial en el tiempo A₁ (censo año A₁).

P₂: población inicial en el tiempo A₂ (censo año A₂).

K_G: incremento de población en la unidad de tiempo.

Cuando se supone un crecimiento en progresión geométrica, los valores que se obtienen para la población futura son mayores que los que se obtendrían si se supone un crecimiento en progresión aritmética.

La expresión puede escribirse:

$$\ln P = \ln P_0 + K_G A \quad (2.1.5)$$

Donde P_0 es la población cuando $A = 0$, tomando antilogaritmos tenemos:

$$P = P_0 e^{K_G A} \quad (2.1.6)$$

La ecuación es la conocida como de capitalización con interés compuesto, es decir, el interés periódico se capitaliza aumentando el capital anterior y usualmente e^{K_G} se representa como $(1+i)$, donde i es la tasa de interés y la expresión de P quedará

$$P = P_0 (1+i)^A \quad (2.1.7)$$

P : población de proyección (millones de habitantes, miles de habitantes, etc.)

P_0 : población último censo (millones de habitantes, miles de hab., etc.)

i : tasa de crecimiento

Ambas expresiones, corresponden al modelo geométrico de crecimiento, aunque comúnmente se ha aceptado el referirse a la última expresión como método de interés compuesto.

Modelo Geométrico Decreciente

Cuando la población tiende a un valor máximo denominado "de saturación", es conveniente estimar la población futura con los parámetros de la ley de crecimiento que puede considerarse geométrico decreciente.

La población puede llegar a ese valor máximo de saturación, a causa de limitaciones de sus recursos económicos, naturales, o del área urbanizada, por ejemplo. La velocidad de crecimiento sería directamente proporcional a la población faltante de saturación

$$K_D = \frac{-\ln \frac{(L - P_2)}{(L - P_1)}}{A_2 - A_1} \quad (2.1.8)$$

donde:

L es la población máxima o de saturación.

Para una población P a un tiempo futuro D , tomando como datos iniciales P_2 al tiempo A_2 , se tiene:

$$-Ln \frac{L - P}{L - P_2} = K_D(D - A_2) \quad (2.1.9)$$

Haciendo los respectivos despejes resulta:

$$P = P_2 + (L - P_2)(1 - e^{-K_D(D - A_2)}) \quad (2.1.10)$$

P: población de proyección.

D: un tiempo de proyección cual quiera, en años.

P₁: población inicial en el tiempo t₁ (censo año t₁).

P₂: población inicial en el tiempo t₂ (censo año t₂).

K_D: velocidad de crecimiento población.

Modelo Logístico o Biológico

Este modelo se usa para planeaciones a largo plazo con recursos fijos en vías de desarrollo, por consecuencia tiende a una población máxima limitada, generalmente para grandes ciudades o países. La concepción del modelo corresponde al crecimiento que tienen las moscas o cualquier otro insecto en un espacio fijo y con alimentación limitada, en donde al inicio la velocidad de crecimiento aumenta hasta un cierto valor a partir del cual decrece tendiendo al valor nulo por disminución de alimento y contaminación del medio. La teoría para la población la formuló P. F. Verhulst en 1844 (Francia) y la aplicó R. Pearl en 1924 a los estudios demográficos. La curva de crecimiento de población tiene forma de "S", se le denomina comúnmente como el "Método de la S logística", como se muestra en la figura siguiente.

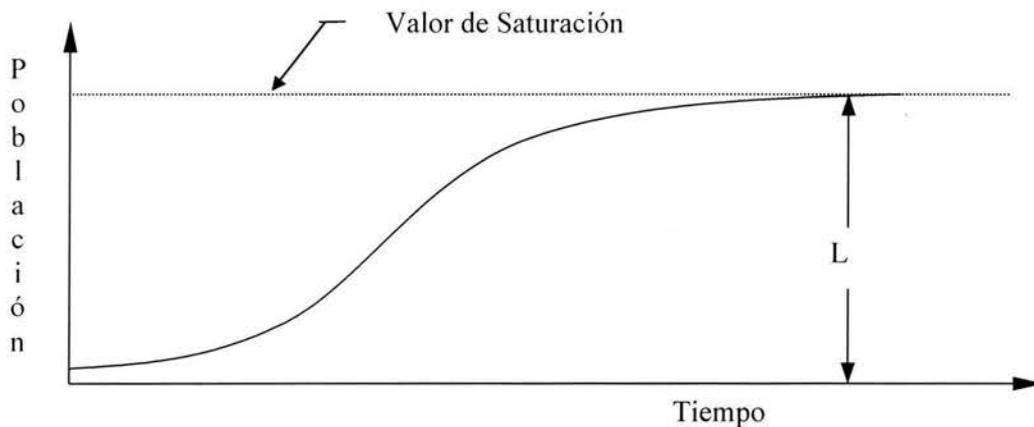


Fig. 2.1.1 Curva Logística de Crecimiento Poblacional

Por supuesto, a lo largo del tiempo las condiciones de desarrollo de una ciudad cambian y cualquier punto de la curva puede ser el arranque de otra nueva para otros factores de crecimiento, tales como desarrollos turísticos, recursos naturales por explotar (bosques,

tierras de cultivo, etc.), afectaciones que se sufren por desarrollos cercanos o regionales, políticas demográficas o ejecución de obras de infraestructura.

El modeló matemático se plantea con la ecuación diferencial.

$$\frac{dP}{dt} = K_B P(L - P) \quad (2.1.11)$$

donde:

L es la población límite.

La ecuación expresa que la velocidad de crecimiento es proporcional a la población y al faltante de población para llegar al límite, integrando y separando variables, nos queda

$$-\frac{1}{L} \text{Ln}\left(\frac{L}{P} - 1\right) = K_B A + H \quad (2.1.12)$$

Donde:

H es una constante de integración.

La constante de integración H, se determina en las condiciones iniciales de $A = (2) \text{IP13} P_0$; haciendo operaciones que no definiremos en este momento la ecuación queda:

$$P = \frac{L}{(1 + me^{\alpha A})}$$

Esta ecuación se denomina "ecuación logística de Verhulst-Pearl".

La determinación de los parámetros L, a y m es fácil si se conocen tres puntos de ordenadas equidistantes; que pueden ser los censos de población que se realizan cada 10 años en nuestro país por ejemplo $(P_0, 0)$; $(P_1, \Delta A)$ y $(P_2, 2\Delta A)$, o sea que la equidistancia es " ΔA ". Sustituyendo estas coordenadas en la expresión logística se obtienen tres ecuaciones para la determinación de los tres parámetros:

$$L = \frac{2P_0 P_1 P_2 - P_1^2 (P_0 + P_2)}{P_0 P_2 - P_1^2} \quad (2.1.14)$$

$$m = \frac{L - P_0}{P_0} \quad (2.1.15)$$

$$\alpha = \frac{1}{\Delta A} \text{Ln} \left[\frac{P_0 (L - P_1)}{P_1 (L - P_0)} \right] \quad (2.1.16)$$

Al aplicar estas ecuaciones a una serie de datos, se requiere seleccionar o deducir tres puntos que sean de la curva logística lo cual no siempre se logra y aún se pierde tiempo en la determinación cuando la serie no se ajusta al modelo.

Método de incrementos Diferenciales

Este método consiste en considerar que la segunda diferencia entre los datos de población es constante lo cual equivale a ajustar los datos a los de una parábola, se requiere que los datos sean equidistantes para la aplicación del método; como este método no tiene una fórmula en concreto, entonces solo será mencionado.

Modelo de la Parábola Cúbica

Este método considera que la curva de crecimiento se aproxima al de una parábola cúbica del tipo:

$$P = a + bAx + cAx^2 + dAx^3 \quad (2.1.17)$$

donde:

$$A_x = \text{año}$$

Para aplicar este método se requieren, por lo menos, cuatro datos.

Método de la extensión de la curva a ojo

Este método consiste en graficar los datos de en papel milimétrico, se forma un par de ejes coordenados, el de las ordenados para los datos de población y el de las abscisas para las fechas que corresponden a dichos datos.

Una vez que se tienen localizados, se unen por medio de una línea que será la representativa de la población. Esta curva se prolonga siguiendo la tendencia anterior, hasta el tiempo futuro deseado, encontrando así la población en el eje de las ordenadas.

Método de comparación con localidades similares

En este método es necesario investigar otras poblaciones semejantes en costumbres, actividades, desarrollo, clima y situación geográfica, a la población en estudio y suponer que esta tendrá un desarrollo similar. Las poblaciones comparadas deberán tener una población superior a la estudiada en el momento que se haga el proyecto.

Método de mínimos cuadrados

Una relación lineal entre dos variables queda representada por una línea recta cuya ecuación es representada por $y = a + bx$. El método de los mínimos cuadrados es utilizado para determinar los valores numéricos de las constantes "a" y "b" en la ecuación. El método utiliza el conjunto de observaciones que en este caso son años y población.

Cuando la serie de datos no ajusta al de una recta por quedar los datos muy dispersos en el plano, entonces se propone un ajuste a una curva logarítmica o a una exponencial. De forma similar a lo anterior, la ecuación es representada por:

$$\text{Log } y = a + bx$$

Este es un resumen de los distintos métodos de proyección de población. En nuestro caso únicamente utilizaremos el método de mínimos cuadrados para la determinación de la población de diseño, haciendo varios tipos de ajustes, como lo son lineal, polinomial, exponencial y logarítmico, a cada uno de estos lo someteremos a estudios de covarianza para encontrar los índices de correlación y de esta forma seleccionar el más adecuado.

Método para estimar el Gasto

El gasto es un factor fundamental para el diseño de Lagunas, ya que de este dependerá en gran parte el dimensionamiento de las lagunas.

La CNA propone el siguiente método, para el cual se debe conocer la temperatura media anual y el consumo *per cápita*, según la clase social.

$$Q_{md} = \frac{P \text{Dot}}{86400} \quad (2.1.18)$$

$$Q_{MD} = CVD(Q_{md}) \quad (2.1.19)$$

$$Q_{MH} = CVH(Q_{MD}) \quad (2.1.20)$$

donde:

P es la población de diseño en habitantes

Dot es la dotación en (l/ habitante / día)

Q_{md} es el gasto medio diario en (l/s)

Q_{MD} es el gasto máximo diario (l/s)

CVD es el coeficiente de variación diaria adimensional, su valor es 1.4

CVH es el coeficiente de variación horaria, su valor es 1.55

El gasto percibido de agua residual se estimara de la siguiente manera:

$$Q_m = 0.8Q_{md} \quad (2.1.21)$$

Para obtener la dotación, existen dos criterios tradicionalmente usados, uno de BANOBRAS y otro de la CNA. El criterio de BANOBRAS se presenta en la tabla 2.1.1:

Tabla 2.1.1 Normatividad tradicional con base en BANOBRAS.

Fuente: SEDUE, SARH

POBLACION DE PROYECTO			TIPO DE CLIMA		
HABITANTES			CÁLIDO	TEMPLADO	FRIO
2,500	A	15,000	150*	125	100
15,000	A	30,000	200	150	125
30,000	A	70,000	250	200	175
70,000	A	150,000	300	250	200
MAYOR DE		150,000	350	300	250

* en litros / habitante / día

CRITERIO 2.- COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA (CNA).

Con base en el Estudio de Actualización de Dotaciones en el país que efectuó la Comisión Nacional del Agua (CNA) a través del Instituto de Tecnología del Agua (IMTA), durante los años de 1992 y 1993 en varias localidades de nuestro país, se obtuvieron las tablas 2.1.2 y 2.1.3. La dotación se obtiene a partir del tipo de clima.

Tabla 2.1.2. Clasificación de climas por su temperatura

Fuente: CNA-SEMARNAT

TEMPERATURA MEDIA ANUAL (°C)	TIPO DE CLIMA
Mayor que 22	CALIDO
De 18 a 22	SEMICALIDO
De 12 a 17.9	TEMPLADO
De 5 a 11.9	SEMIFRIO
Menor que 5	FRIO

Tabla 2.1.3. Consumos domésticos per cápita

Fuente: CNA SEMARNAT

CLIMA	CONSUMO POR CLASE SOCIOECONÓMICA (l/hab/día)		
	RESIDENCIAL	MEDIA	POPULAR
CALIDO	400	230	185
SEMICALIDO	300	205	130
TEMPLADO	250	195	100

NOTAS:
 1) Para los casos de climas semifrío y frío se consideran los mismos valores que para el clima templado.
 2) El clima se selecciona en función de la temperatura media anual

II.2 Gastos y Características generales de las Aguas Residuales

En México frecuentemente se estiman los caudales de agua residual entre un 70 y un 80% del abastecimiento del agua potable (8). En muy pocas ocasiones se dispone de información y registros confiables de los caudales de Aguas Residuales generadas de la población

Los sistemas de Aguas Residuales normalmente comprenden:

a) Las obras de captación, es decir los sistemas de alcantarillado (albañal domiciliario, drenaje, colectores, subcolectores, interceptores, emisores etc.); y b) Los sistemas de tratamiento, y obras de descarga o disposición.

En conjunto, estas obras integran un sistema de alcantarillado o drenaje. Aun cuando los sistemas individuales son en cierto sentido únicos, las Aguas Residuales de las casas habitación, instituciones, comercio e industrias se colectan junto con el escurrimiento pluvial mediante los *alcantarillados combinados* de un sistema combinado de drenaje, o bien se conducen independientemente por medio de *cloacas sanitarias*, mientras que las aguas de tormentas pluviales se vierten en *drenajes pluviales* de un sistema *separado* de alcantarillado. Los residuos domésticos arrastrados con agua son las *aguas negras domésticas*; los de establecimientos industriales son las *Aguas Residuales industriales o comerciales*. El drenaje municipal incluye a ambas. Son comunes a las ciudades más antiguas del mundo los sistemas de alcantarillado combinado, que surgieron de sistemas existentes para drenaje pluvial. En México el sistema más común es el combinado o mixto.

Los ductos convergentes de las obras colectoras de Aguas Residuales remueven las aguas de desecho o el agua pluvial en flujo *libre*, como si se desplazasen a través de una rama o corriente tributario hacia el canal troncal o principal de un sistema pluvial subterráneo. El colector maestro de algunos sistemas combinados es, de hecho, un arroyo o barranca cubierto eventualmente cuando la contaminación convirtió sus aguas en demasiado desagradables a la vista, malolientes u objetables por alguna otra razón. Para ser gravitacional, el caudal en los alcantarillados y drenajes fluye continuamente cuesta abajo, excepto cuando se intercalan estaciones de bombeo o tuberías de impulsión para elevar los flujos a conductos situados a un nivel más elevado, consecuentemente: 1) evitando la costosa construcción de conductos profundos en un terreno plano, y 2) transfiriendo Aguas Residuales de áreas bajas subyacentes a las redes principales de alcantarillado.

Fuentes de Aguas Residuales municipales

El drenaje sanitario de una comunidad se integra principalmente con el abastecimiento de agua desechada por la comunidad; el *drenaje* doméstico es el agua residual procedente de cocinas, baños, lavabos, sanitarios y lavandería. A las materias minerales orgánicas originalmente contenidas en el agua suministrada a la comunidad, se agrega un cúmulo de materias fecales, papel, jabón, suciedad, restos de alimentos (basura), y otras sustancias. Ciertos residuos permanecen en suspensión, algunos entran en solución y otros de éstos encuentran o llegan a estar tan finamente divididos que adquieren las propiedades de las partículas coloidales (dispersas, submicroscópicas). Gran parte de la materia residual es orgánica y útil para los

microorganismos *saprophytos*, es decir, organismos de la descomposición. Se infiere que el drenaje doméstico es inestable, biológicamente degradable o putrescible y capaz de originar olores ofensivos. En este drenaje se incluyen las Aguas Residuales de instalaciones comerciales y de servicios de la comunidad.

Seguramente se encuentran presentes organismos patógenos capaces de transmitir enfermedades en las Aguas Residuales domésticas, que las hacen peligrosas.

Datos de la CNA indican que en México, en 20 cuencas se genera el 90 % de la carga orgánica total que se genera en el país medida en términos de Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO).

En los centros urbanos se generan (6):

- Aguas residuales de tipo domestico: 7.88 Km³/año (250 m³/s)
- Se recolectan en el alcantarillado: 6.30 Km³/año (200 m³/s)
- Se generan(carga orgánica): 1.90 MT de DBO al año
- Se recolectan en alcantarillado: 1.56 MT de DBO al año
- Se remueven en los sistemas de tratamiento: 0.36 MT de DBO al año

En la Tabla 2.2.1 se muestran las características generales de las Aguas Residuales en México con datos actualizados obtenidos por la CNA.

TABLA 2.2.1 Calidad de las Aguas Residuales municipales en México

Fuente : SGP CNA – IMTA (1997)

Parámetro	Unidad	Concentración
Sólidos Totales	mg/l	700-800
Totales suspendidos	mg/l	450-500
Totales disueltos	mg/l	700-800
Totales volátiles	mg/l	400-500
Volátiles disueltos	mg/l	160-170
Suspendidos volátiles	mg/l	300-400
Fijos suspendidos	mg/l	90-100
Fijos disueltos	mg/l	350-450
Sólidos Sedimentables	ml/l	8--9
DBO total	mg/l	250-270
DQO total	mg/l	500-530
Nitrógeno total	mg/l	38-42
Orgánico	mg/l	14-18
Amoniacal	mg/l	23-26
Fosfatos totales	mg/l	15-20
pH		6.5-7.5
Temperatura	°C	20-22
SAAM -detergentes-	mg/l	12--16
Coliformes totales	NMP/100ml	100 X 10 ⁷ – 100 X 10 ⁸

En la Tabla 2.2.2 se presentan las características medias de las Aguas Residuales para la ciudad de México:

Tabla 2.2.2 Características físicas y químicas de las Aguas Residuales de la Ciudad de México

Fuente: SRH (1978)

PH	7.3	
Conductividad Eléctrica	1503	μ mohs / cm
Sólidos Totales	1106	mg/l
Sólidos Totales Fijos	627	mg/l
Sólidos totales Volátiles	479	mg/l
Sólidos suspendidos totales	204	mg/l
Sólidos suspendidos fijos	76	mg/l
Sólidos suspendidos volatiles	125	mg/l
Sólidos disueltos totales	905	mg/l
Sólidos disueltos fijos	551	mg/l
Sólidos disueltos volátiles	35	mg/l
Sólidos Sedimentables	3.1	mg/l
Demanda bioquímica de oxígeno (DBO ₅)	279	mg/l
Demanda química de oxígeno (DBO)	612	mg/l
Nitrógeno amoniacal (N-NH ₃)	15.1	mg/l
Nitrógeno orgánico (N-Org)	7.3	mg/l
Nitrógeno de nitritos (NO ₂)	0.11	mg/l
Nitrógeno de nitratos (NO ₃)	0.9	mg/l
Nitrógeno total (N-Tot)	22.4	mg/l
Ortoforfosfos	4.5	mg/l
Fosfato total	8.4	mg/l
Grasas y aceites totales	108.8	mg/l
Grasas y aceites minerales	52.4	mg/l
Sustancias activas al azul de metileno (Detergentes)	10.4	mg/l
Boro	1.1	mg/l
Sulfatos	127.8	mg/l
Cloruros	147.5	mg/l
Cromo hexavalente	0	mg/l
Sulfuros	0.8	mg/l
Níquel	0.6	mg/l
Zinc	0.3	mg/l
Cadmio	0.008	mg/l

En general en México se dispone de poca información confiable sobre las características de las Aguas Residuales tanto municipales como industriales. En la Tabla 2.2.3 se incluyen las características promedio de las Aguas Residuales para E.U.A clasificadas en baja, media y alta concentración:

Tabla 2.2.3 Composición típica de tres clases de Aguas Residuales domesticas

Fuente: Mefcalf y Eddy (1996)

Constituyente	Concentración, mg/l		
	<u>Alta</u>	<u>Media</u>	<u>Baja</u>
Sólidos totales	1200	700	0
-disueltos totales	850	500-	250
-fijos	525	300	145
-volátiles	325	200+	105
-en suspensión totales	350	200-	100
-fijos	75	50	30
-volátiles	275	150+	70
Sólidos sedimentables, ml/l	20	10	5
DBO	300	200	100
DQO	300	200	100
Nitrógeno total (como N)	85	40	20
orgánico	35	15	8
amoniacal	50	25	12
fósforo total (como CaCO ₃)	20	10	6
cloruros	100	50	30
Alcalinidad	200	100	50
Grasas	150	100	50
Calcio (como Ca)	110**	-	10*
Magnesio (como Mg)	8**	-	10*
Sodio (como Na)	100**	-	23*

* Agua blanda

** Agua dura

Las Aguas Residuales industriales

Estas varían en su composición de acuerdo con las operaciones de la industria. Algunas son aguas de enjuague relativamente limpias; otras se encuentran fuertemente cargadas de materia orgánica o mineral, o con sustancias corrosivas, venenosas, inflamables o explosivas. Algunas son tan objetables que no deberían admitir en los sistemas de alcantarillado público; otras contienen cantidades tan pequeñas de materias no objetables, que pueden descargarse a los drenajes pluviales o directamente a las corrientes naturales de agua. Las grasas, la cal, el cabello y las fibras se adhieren a los ductos de alcantarillado y los obstruyen; los ácidos en general y el ácido sulfhídrico en particular destruyen el cemento y los metales; los residuos calientes estrellan los ductos de barro y mampostería; los productos que son venenosos destruyen el tratamiento biológico, matan la vida acuática útil y hacen peligrosos los abastecimientos de agua; los elementos fertilizantes contribuyen a la eutroficación de los lagos; el ántrax y otros organismos vivientes son nocivos al hombre.

La industria genera:

- Aguas residuales: 5.396 Km³/año (250 m³/s)
- Se generan(carga orgánica): 6.16 MT de DBO al año
- Se remueven en los sistemas de tratamiento 0.80 MT de DBO al año

TABLA 2.2.4 Características de las Aguas Residuales industriales

Fuente: CNA (2000)

Industria	Caudal de aguas residuales (m³/s)	Materia orgánica generada* (miles ton/año)
Azucarera	45.6	1869
Química	13.4	635
Petrolera	7	1247
Hierro y Acero	4.5	93
Celulosa y Papel	4.5	85
Textil	2.9	196
Beneficio del café	1.5	80
Cerveza y Malta	1.4	95
Alimenticia	1.2	39
Agropecuaria	0.7	33
Acabado de Metales	0.2	1.7
Curtiduría	0.1	13.3
Vitivinicola	0.1	5.3

* Medida en Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO₅)

II.3 Legislación sobre el manejo de las Aguas Residuales.

En 1972 se promulgo la Ley Federal para Prevención y Control de la Contaminación Ambiental donde se incluyeron varios capítulos relacionados con la contaminación del agua, esto dio lugar a que se planteara la necesidad de desarrollar programas para el tratamiento de las aguas residuales, aprovechando tecnologías de bajo costo como lo son las Lagunas de Estabilización de Aguas Residuales esta ley ha sido actualizada y actualmente esta vigente bajo el titulo de “Ley General del Equilibrio Ecológico y Protección al Ambiente”.

La Secretaria de Recurso Hidráulicos condujo un estudio para conocer las tecnologías que se aplicaban en el tratamiento de aguas residuales en México en 1970. En este estudio se determino que en muy pocos casos se trataban las aguas residuales municipales y en la mayoría de los casos el tratamiento era a base de Lagunas de Estabilización como se muestra en la figura A-1 (ver Anexo 3) en la que se presenta un mapa con la ubicación de los sistemas de Tratamiento de Agua Residual a base de Lagunas de Estabilización en 1970, 16 en total.

Actualmente el manejo de las aguas residuales, así como su disposición, esta sujeto a los lineamientos que marcan las Normas Oficiales Mexicanas (NOM) que además de permitir a la autoridad establecer límites máximos permisibles de emisión de contaminantes a diferentes medios y condiciones para su verificación, desempeñan un papel fundamental en cuanto a certidumbre jurídica y, una no menos importante, de promover e impulsar el cambio tecnológico.

El Instituto Nacional de Ecología (INE) y la Comisión Nacional del Agua (CNA) han expedido en forma coordinada Normas Oficiales Mexicanas para la Prevención y Control de la Contaminación del Agua, que tienen por objeto fundamental el control de las descargas de las Aguas Residuales.

Para los efectos de la Norma se entiende por:

AGUAS RESIDUALES: Las aguas de composición variada provenientes de las descargas de usos municipales, industriales, comerciales, agrícolas, pecuarios, domésticos y en general de cualquier otro uso.

Las descargas de estas deben estar reglamentadas por las Normas Oficiales Mexicanas ECOL.

NOM-001-ECOL-1996

Esta Norma Oficial Mexicana 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, y es de observancia obligatoria para los responsables de dichas descargas. Fue publicada en el Diario Oficial de la Federación el 6 de enero de 1997 y entró en vigor el día 7 de enero de 1997.

NOM-002-ECOL-1996

Esta Norma Oficial Mexicana establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal con el fin de prevenir y controlar la contaminación de las aguas y bienes nacionales, así como proteger la infraestructura de dichos sistemas, y es de observancia obligatoria para los responsables de dichas descargas. Esta norma no se aplica a la descarga de las aguas residuales domésticas, pluviales, ni a las generadas por la industria, que sean distintas a las aguas residuales de proceso y conducidas por drenaje separado. Fue publicada en el Diario Oficial de la Federación el 3 de junio de 1998 y entró en vigor el día 4 de junio de 1998.

NOM-003-ECOL-1997

Esta Norma Oficial Mexicana establece los límites máximos permisibles de contaminantes para las aguas residuales tratadas que se reusen en servicios al público, con el objeto de proteger el medio ambiente y la salud de la población, y es de observancia obligatoria para las entidades públicas responsables de su tratamiento y reuso.

En el caso de que el servicio al público se realice por terceros, éstos serán responsables del cumplimiento de la presente Norma, desde la producción del agua tratada hasta su reuso o entrega, incluyendo la conducción o transporte de la misma. Fue publicada en el Diario Oficial de la Federación el 21 de septiembre de 1998 y entró en vigor el día 22 de septiembre de 1998.

III. Criterios de diseño para de Lagunas Facultativas y de Maduración

En este capítulo se presentan los criterios principales utilizados en el diseño de Lagunas Facultativas y de Maduración, así como del pretratamiento mínimo recomendable para un sistema Lagunar de tratamiento de Aguas Residuales.

Los criterios se describen de forma breve, procurando mostrar las ecuaciones en su forma más simple y directa para su uso en el programa de cómputo objeto de esta tesis. Además, en el Anexo 4 se incluyen los diagramas de flujo de las etapas que comprende el programa.

III. 1 Pretratamiento

El objetivo principal de un sistema de pretratamiento, o tratamiento previo, es remover las impurezas u objetos que puedan perjudicar el buen funcionamiento del sistema de Lagunas.

Para fines de esta tesis se considera el Canal de Rejillas y el Canal Desarenador como unidad de pretratamiento.

III. 1. 1 Canal de Llamada

Se denomina Canal de Llamada a la estructura encargada de desviar, del canal emisor del alcantarillado municipal, el agua que será tratada por un sistema determinado. En muchos casos el Canal de Llamada es la prolongación del emisor.

El diseño del Canal de Llamada depende directamente de la fracción del gasto de Aguas Residuales que tomará de la población, o en su caso, la totalidad del caudal en sí. Básicamente, el diseño se hace con base en las consideraciones hidráulicas de continuidad y de flujo en caudales con la ecuación de Manning(11). Las ecuaciones, en su forma simple, como sigue:

$$Q_n = v_n A_n \quad (3.1.1)$$

Donde:

Q_n = gasto o caudal en una sección n (m^3/s);

v_n = velocidad horizontal en la sección n (m/s);

A_n = área mojada de la sección transversal en n (m^2).

$$v = \frac{1}{n} R_h^{\frac{2}{3}} s^{\frac{1}{2}} \quad (3.1.2)$$

Donde:

v = velocidad horizontal del agua en el canal (m/s);
 n = coeficiente o factor de rugosidad de Manning;
 R_h = radio hidráulico de la sección (m);
 s = pendiente de la línea de energía en el canal.

El radio hidráulico se define como la razón entre el área mojada y el perímetro mojado de una sección (ver Fig. 3.1.1), y se puede expresar de la siguiente manera:

$$R_h = \frac{A_n}{P_m} = \frac{by}{b + 2y} \quad (3.1.3)$$

Donde:

A_n = área mojada (m²);
 P_m = perímetro mojado (m);
 b = ancho de la plantilla (m);
 y = tirante del agua en el canal (m).

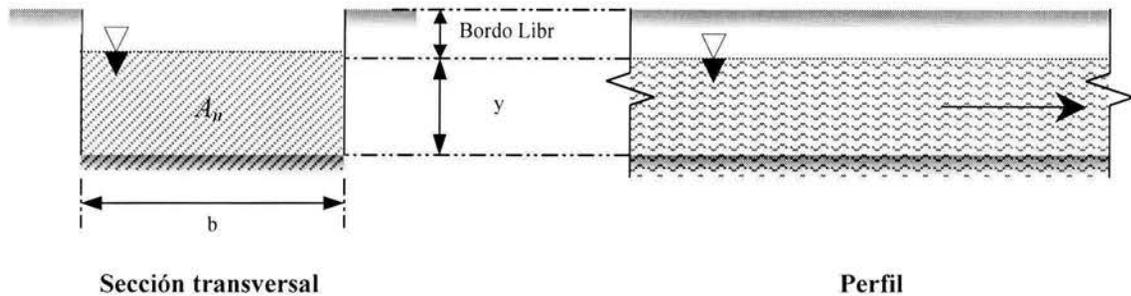


Fig. 3.1.1. Sección transversal y perfil de un canal rectangular

III. 1. 2 Canal de Rejillas

La utilización de rejillas tiene como finalidad remover del agua residual los sólidos gruesos, y consiste en hacer pasar el agua a través de una pantalla de rejillas con aberturas convenientes con el fin de capturar y retener los sólidos de cierto tamaño, desde 1 cm hasta varias pulgadas. La Fig. 3.1.2 muestra el perfil y la sección transversal de un Canal de Rejillas.

El diseño de las rejillas depende principalmente del tamaño de la partícula a remover. El tamaño de las partículas determina la selección de la separación de las barras que forman la rejilla o pantalla de intercepción de las partículas. Las rejillas se calculan de la siguiente manera (9):

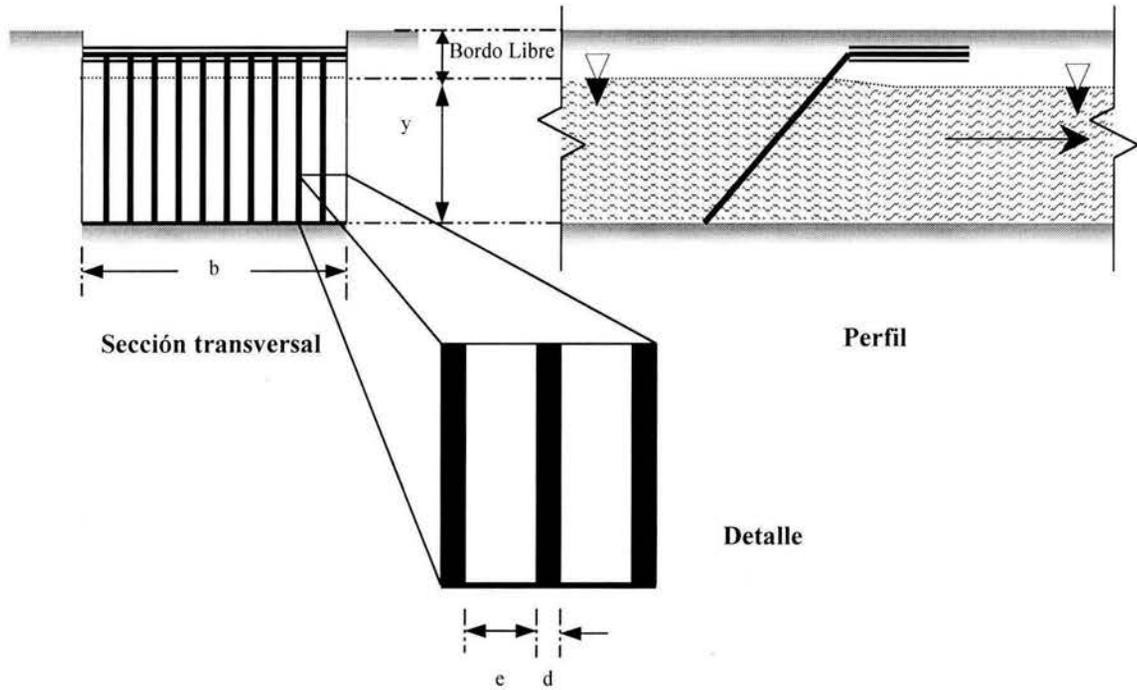


Fig. 3.1.2 Sección transversal, detalle y perfil de un Canal de Rejillas

$$b = me + (m - 1)d \quad (3.1.4)$$

Donde:

- b = ancho de plantilla del canal (m);
- m = número de espacios requeridos para permitir el paso de caudal;
- e = espacio entre rejillas (m);
- d = ancho o espesor de la rejilla (m).

Despejando m , obtenemos:

$$m = \frac{b + d}{e + d} \quad (3.1.5)$$

La pérdida de carga puede cuantificarse con la siguiente ecuación:

$$h_r = \frac{1}{0.7} \frac{v_1^2 - v_2^2}{2g} \quad (3.1.6)$$

donde:

- h_r = pérdida de carga (m);
- v_1 = velocidad a través de las rejillas (m/s);
- v_2 = velocidad de acceso (m/s);
- g = aceleración local de la gravedad (m/s^2).

Martínez (9) propone una velocidad en el canal de rejillas del orden de 0.6m/s y de 0.7m/s en los espacios entre rejillas; el espacio entre rejillas puede ser de 0.025m (2.5cm) o mayor y el espesor de rejilla de 0.005m (5mm). La pérdida de carga por lo general es menor a 2 cm. La inclinación de la pantalla de rejillas generalmente es de 45° con respecto a la horizontal.

Procedimiento para Dimensionar un Canal de Rejillas.

Una vez conocida el área transversal requerida, se propone un tirante y , para luego obtener la dimensión aproximada del ancho de plantilla b . Se aplica la ecuación 3.1.4 y se obtiene m , misma que se redondeará al entero superior. Con el nuevo valor de m , se recalcula el ancho de plantilla y el tirante. También debe considerarse una dimensión de bordo libre, por lo general, del orden de 20 a 30 cm.

Con el número de aberturas o espacios entre rejillas se determina el área de paso del gasto y la velocidad del agua a través de las rejillas.

Mantenimiento del Canal de Rejillas.

Es importante indicar la necesidad de limpiar periódicamente el sistema de rejillas, con objeto de no permitir atascamientos (y por consiguiente desbordamientos, además de altas pérdidas de carga). Este mantenimiento puede darse de dos formas: *manual* y *mecánicamente*. El mantenimiento manual es el recomendable para plantas de pequeño tamaño, y como su nombre lo dice, requiere limpieza manual constante. Es más barata, por lo que es la que se aplica en este proyecto, y en general en las instalaciones de sistemas Lagunares de Aguas Residuales. El mantenimiento mecánico es un sistema compuesto por rastrillos o bandas automáticas que recogen los sólidos gruesos de las rejillas. Esta segunda opción resulta costosa y generalmente sólo se utiliza en sistemas de tratamiento de Aguas Residuales grandes.

III.1.3 Desarenador

Como su nombre lo dice, un canal o tanque desarenador sirve para remover arenas. En este caso, el término arenas comprende también otro tipo de residuos (semillas, granos de café

molido, gravillas, pedazos de hueso, etc.). La utilidad de remover arenas consiste en proteger los equipos mecánicos, evitar taponamientos y reducir los azolves en las Lagunas. Se presentan el perfil y la planta de un tanque desarenador en la Fig. 3.1.3.

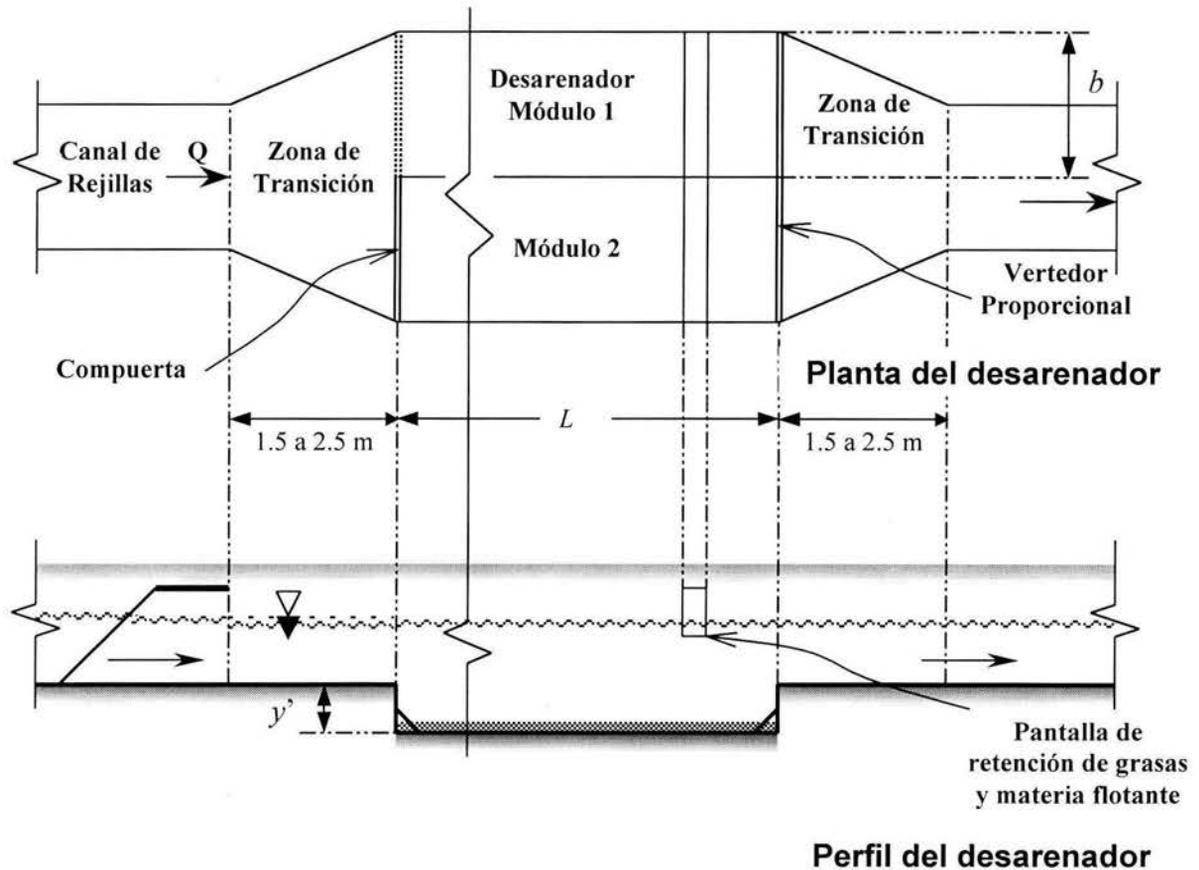


Fig. 3.1.3. Perfil y planta de un tanque desarenador

Existen tres tipos de desarenadores, y su uso depende primordialmente de la cantidad y la calidad de arena a remover. Igualmente, pueden ser factor de elección la pérdida de carga, el espacio y el tipo de equipo en cada sistema. Los tres tipos de desarenadores son: de *Flujo Horizontal*, *Aireados*, y *Tanques de Sección Cuadrada*. En el sistema Lagunar de esta tesis se propone utilizar Desarenadores de *Flujo Horizontal* (DFH) y, al igual que en el Canal de Rejillas, con limpieza manual.

Actualmente, en México la mayoría de los tanques son de *Flujo Horizontal*. Estos tanques se diseñan para una velocidad cercana a 0.30 m/s. Esta velocidad conducirá a las partículas orgánicas a través del tanque y tenderá a resuspender aquellas que se hubieran sedimentado, sin embargo, permitirá la sedimentación de las arenas.

Es importante apuntar que aunque en la bibliografía revisada existen multitud de recomendaciones empíricas y notas acerca de la teoría de la sedimentación, pocos son los autores que proporcionan una metodología para el diseño de los desarenadores; sus propuestas son muy variables por lo que sería difícil tratar de establecer un criterio único. Es por esta razón por la que en esta tesis se da una propuesta para el diseño de los DFH siguiendo algunas de las recomendaciones dadas por Metcalf y Eddy(4).

Los desarenadores de *Flujo horizontal* son también llamados *Desarenadores de Velocidad Controlada*, pues se colocan vertedores de sección especial al final del desarenador para regular la velocidad del agua residual a lo largo del canal.

Normalmente, los tanques desarenadores son diseñados para eliminar las partículas retenidas por la malla #65, es decir, con un diámetro mayor a 0.21mm y una densidad de 2.65. Se considera a estas partículas como discretas, es decir, que no cambian ni de tamaño, peso o forma durante su desplazamiento al fondo del tanque.

La longitud del canal estará regida por el caudal y el número de canales. Es importante prever cierta longitud adicional para tener en cuenta la turbulencia que se forma en la entrada y en la salida, recomendándose un mínimo de aproximadamente el doble de la profundidad a flujo máximo aunque a veces se puede utilizar una longitud máxima adicional del 50% de la longitud teórica.

En la tabla 3.1.1 se presentan los datos típicos de diseño propuestos por Metcalf y Eddy (7) para estos desarenadores:

Tabla 3.1.1. Datos típicos para el diseño de un desarenador de *Flujo Horizontal*

Fuente: Metcalf y Eddy

Concepto	Valor	
	Rango	Típico
Tiempo de retención, s	45-90	60
Velocidad horizontal, m/s	0.25-0.40	0.30
Velocidad de sedimentación para el material retenido en la malla 65, m/min ¹	1.0-1.3	1.15
Velocidad de sedimentación para el material retenido en la malla 100, m/min	0.6-0.9	0.75
Pérdida de carga en la sección de control como porcentaje de la profundidad del canal, %	30-40	36 ²
Estimación de la longitud adicional por el efecto de la turbulencia en la entrada y en la salida	$2 Dm^3 - 0.5L^4$	

1 Si la gravedad específica de la arena es significativamente menor que 2.65 se deberán usar velocidades menores.

2 Uso de Medidor Parshall como sección de control.

3 Dm = Profundidad máxima en el desarenador.

4 L = Longitud teórica del desarenador.

Disposición o eliminación de arenas.

Las cantidades de arena varían de una localidad a otra, dependiendo del tipo del alcantarillado, las características de la zona drenada, el estado de las alcantarillas, el tipo de descargas y la proximidad y uso de playas. Las cantidades de arena oscilan entre 0.004-0.200 m³ de arena /1000m³ de Aguas Residuales, siendo un valor típico 0.015 m³ de arena/1000m³ de agua residual (9).

Es importante subrayar la importancia de la extracción periódica y la disposición adecuada de las arenas acumuladas en el desarenador. Posiblemente, el método más común para disponer de las arenas sea el relleno sanitario. De esta manera se evitan olores desagradables, aunque es preferible lavar las arenas antes de disponerlas (9).

Metodología para el diseño de un DFH.

Siguiendo algunas recomendaciones de Metcalf y Eddy, la metodología propuesta en esta tesis para el diseño de desarenadores es la siguiente:

Con el gasto máximo horario Q y proponiendo la velocidad horizontal del agua residual, se calcula el área transversal requerida para el paso del agua residual utilizando la ecuación (3.1.1). Se hace este cálculo para la velocidad horizontal cuando el canal no contiene arena v_{sa} . Un valor promedio para esta velocidad es v_{sa} de 0.30 m/s.

Se propone un ancho de canal b tal que sea posible dar mantenimiento manual al desarenador. Valores utilizados comúnmente van desde 0.60 m a 0.80 m. El tirante se calcula dividiendo el área transversal entre el ancho antes propuesto. Se obtiene un tirante para el flujo sin arena y_{sa} .

Se propone un tiempo de mantenimiento, por lo general del orden de 7 días (una semana). El volumen para el depósito de arenas V_a será el producto del tiempo de mantenimiento, la producción de arena y el gasto.

Por otra parte, utilizando la velocidad de sedimentación de la partícula a remover, se calcula el tiempo requerido t_s para que la partícula llegue al fondo, siendo que la distancia a recorrer es y_s . Las velocidades de sedimentación propuestas por Metcalf y Eddy se pueden observar en la tabla 3.1.1.

Otra manera de obtener la velocidad de sedimentación es mediante la ecuación general de sedimentación de Stokes:

$$v_s = \sqrt{\frac{4}{3} \frac{g(S-1)d}{C_D}} \quad (3.1.7)$$

Donde:

- v_s = Velocidad de sedimentación de la partícula en el agua residual (m/s).
- g = Aceleración de la gravedad (m/s²).

- S = Densidad relativa de la partícula (ρ_p/ρ_w).
- ρ_p = Densidad de la partícula (Kg/m^3).
- ρ_w = Densidad del agua (Kg/m^3).
- d = Diámetro promedio de las partículas a remover (m).
- C_D = Coeficiente de fricción de Newton, depende de la geometría de la partícula y del número de Reynolds, usualmente se utiliza 0.4.

A partir de t_s es posible calcular la longitud teórica del canal l para que la partícula se sedimente, utilizando la velocidad horizontal cuando el canal no contiene arena v_{hs} :

$$l = v_{hs} \times t_s \quad (3.1.8)$$

La longitud real del canal L se obtiene aplicando un factor de seguridad k_{la} a l . El coeficiente de longitud adicional puede ser de 1.5 veces la longitud, tal como se observa en la tabla 3.1.4.

La profundidad para el depósito de arena y' se calcula como el volumen para depósito de arenas V_a dividido entre el ancho del canal b y la longitud real del canal L :

$$y' = \frac{V_a}{b \times L} \quad (3.1.9)$$

III. 1. 4. Medición del gasto: Vertedor Proporcional y Medidor Parshall.

En los DFH, es necesaria una sección de control para moderar la velocidad del agua a lo largo de la longitud efectiva del canal. Entre las secciones de control más utilizadas al emplear DFH se encuentran los vertedores proporcionales y los medidores Parshall. Estas secciones de control permiten mantener la velocidad aproximadamente constante, en un rango de flujos variado.

Vertedor Proporcional.

En las plantas de tratamiento de Aguas Residuales es común el uso del Vertedor Proporcional. Los vertedores proporcionales son secciones de control cuya principal característica radica en que independientemente del tirante en el canal, la velocidad se mantiene constante. A continuación se presentan las ecuaciones (9) para dimensionar el Vertedor Proporcional junto con los esquemas que lo representan (Fig. 3.1.4.1):

$$x = b_p \left(1 - \frac{2}{\pi} \tan^{-1} \sqrt{\frac{y}{a}} \right) \quad (3.1.4.1)$$

$$Q = 2b_p \sqrt{2ag} \left[h + \frac{2}{3} a \right] \quad (3.1.4.2)$$

$$Q_1 = \frac{4}{3} b_p \sqrt{2ag} \left[(h+a)^{3/2} - h^{3/2} \right] \quad (3.1.4.3)$$

Donde:

- a y b_p = Constantes del vertedor,
- y = Tirante del líquido,
- x = Anchura del vertedor a la superficie líquida,
- h = Altura total del vertedor,
- Q = Gasto total del vertedor,
- Q_1 = Gasto a través de la parte rectangular del vertedor.

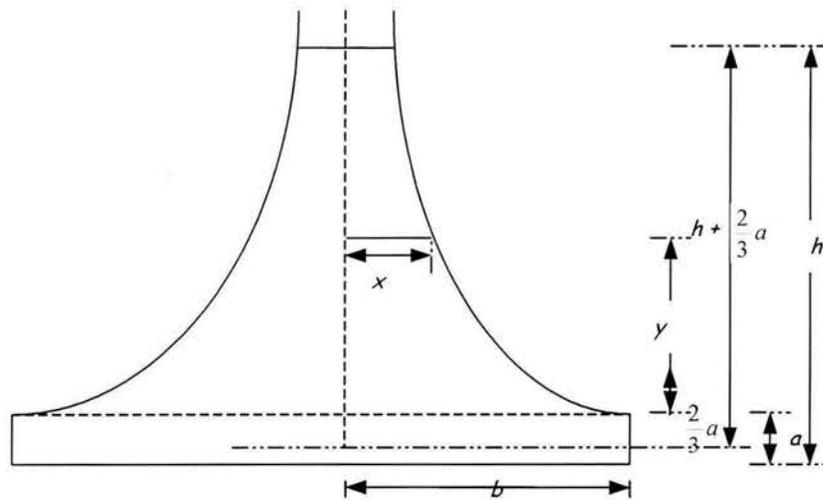


Fig. 3.1.4.1 Elementos de un Vertedor Proporcional

Medidor Parshall.

Tiene una sección contraída en la cual se lleva a cabo la medición del flujo al mantener cierto nivel en dicha zona (ver Fig. 3.1.4.2). Tiene la ventaja de aminorar las pérdidas de energía por cambio de nivel a comparación de utilizar vertedores. La siguiente ecuación permite relacionar el caudal con la contracción (12):

$$Q = 2.27W(H_a)^{3/2} \quad (3.1.4.4)$$

Donde:

- Q = caudal (m^3/s),
- W = ancho de la garganta (m),
- H_a = altura del agua en el Medidor Parshall (m).

Sabiendo que el tirante aguas arriba del Medidor Parshall (H_m) puede expresarse como:

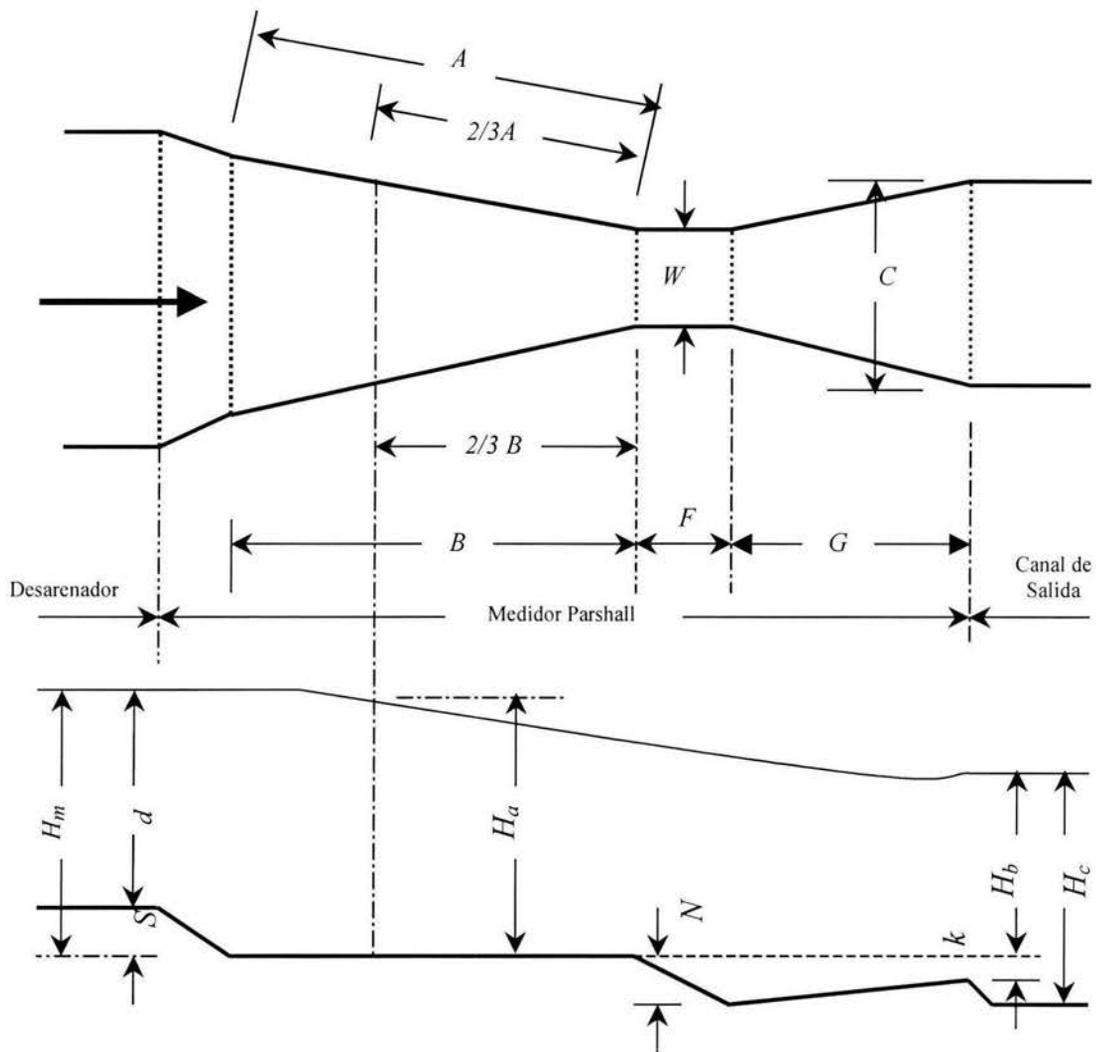


Fig. 3.1.4.2 Canal Parshall

$$H_m = 1.1H_a \quad (3.1.4.5)$$

Se puede describir la ecuación 3.1.4.6 como:

$$Q = 2.27W \left[\frac{H_m}{1.1} \right]^{3/2} \quad (3.1.4.6)$$

Para diseñar un Medidor Parshall, se utilizan las dimensiones dadas en la tabla 3.1.4.1, correspondientes a cada literal del esquema 3.1.4.2. Las dimensiones deben aplicarse lo más cercano posible a los valores aquí mostrados.

Tabla 3.1.4.1 Dimensiones del Canal Parshall para diferentes tamaños de garganta.

Anchura de la Garganta	A	B	C	d	F	G	k	N
7.5	46.68	45.73	17.78	25.88	15.24	30.5	2.54	5.72
15	62.09	60.97	39.70	39.70	30.49	61.0	7.62	11.43
22.5	87.97	86.38	38.11	57.48	30.49	45.7	7.62	11.43
30	137.19	134.34	60.97	84.48	60.97	91.4	7.62	22.86

* Dimensiones en cm.

Los canales pueden adquirirse directamente fabricados en fibra de vidrio u otros materiales, y se suministran con las curvas de medición incorporadas. La profundidad del agua se mide por lectura directa, con un flotador situado en la arqueta lateral, o por medio de un detector electrónico de nivel. La velocidad a través la garganta puede ser calculada mediante la siguiente ecuación:

$$v = \frac{Q}{d \times W} \quad (3.1.4.7)$$

III.2 Laguna Facultativa (13) (14)



Fig. 3.2.1 Laguna Facultativa “El Oro, Estado de México”

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

III.2.1 Definición de parámetros

Tiempo de retención hidráulica (τ) es el tiempo que teóricamente pasa el agua dentro de un sistema de tratamiento biológico y que se utiliza en el diseño, se puede expresar a partir de la siguiente relación:

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

donde:

V = volumen total de líquido contenido dentro de la Laguna, (m^3)

Q = gasto de agua, (m^3/d)

τ = tiempo de retención hidráulica (d)

Volumen efectivo (V_E) es el volumen donde se realiza efectivamente el tratamiento biológico y es menor que V debido a que se 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:

$$t = \frac{V_E}{Q} \quad (3.2.1.2)$$

donde:

t = tiempo promedio real de retención hidráulica, (d)

V_E = volumen efectivo de la Laguna, (m^3)

Carga orgánica (C_o) es la masa de sustrato de (materia orgánica medida como DBO) que se aplica diariamente a la Laguna y que será estabilizada en el tratamiento biológico, su valor se expresa normalmente en Kg de DBO por cada unidad de tiempo y se obtiene mediante:

$$C_o = \frac{S_i}{Q} \quad (3.2.1.3)$$

donde:

S_i = es la DBO₅ en el influente (mg/l)

Carga superficial (C_s) es la masa diaria de sustrato aplicado a la Laguna por cada unidad de área superficial; se expresa en (kg DBO / m^2d) y se estima mediante:

$$C_s = \frac{S_i \cdot Q}{A_L} \quad (3.2.1.4)$$

donde:

A_L = es el área superficial de la Laguna en (m²)
 C_s = carga superficial (Kg DBO /m²d)

Carga orgánica volumétrica (C_v) es la masa de sustrato aplicado a la Laguna por cada unidad de volumen y de tiempo. Se expresa en (kg DBO / m³d) se calcula mediante:

$$C_v = \frac{S_i \cdot Q}{V} \quad (3.2.1.5)$$

Criterios de dimensionamiento.

A continuación se presentan los criterios de dimensionamiento de Laguna Facultativa propuestos por varios investigadores.

Método de Gloyna (1979).

El volumen de la Laguna V es definido por la siguiente ecuación:

$$V = (3.5 \times 10^{-5}) Q S_u \theta^{35-T} f_T \cdot f' \quad (3.2.1.6)$$

donde

S_u = DBO última de efluente en (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 para cuando la concentración de iones de sulfatos en el influente es < 500 mg/l)

La eficiencia de remoción de DBO se estima del orden de 80 a 90%. La profundidad de la Laguna es de 1m en climas cálidos y de 1.5 a 2 m en climas fríos.

Método de Mara (1976).

El área de la Laguna es expresada por la siguiente ecuación.

$$A_L = \frac{Q(S_i - S_e)}{0.30 S_e h_l (1.05)^{T-20}} \quad (3.2.1.7)$$

Donde:

S_e = DBO₅ del efluente comprendida entre 50 a 70mg/l (agua con carga orgánica débil) para mantener la profundidad de la Laguna predominantemente aerobia entre 1 a 2.5 m.
 h_l = altura de la Laguna.

Método basado en el periodo de retención.

Esta metodología sigue diferentes recomendaciones. Entre ellas, para Rolim (1990) el periodo de retención de las Lagunas Facultativas varía de 7 a 110 días para temperaturas variando de 5° a 25° C, el tiempo mínimo de retención según Silva (1982) para el noreste de Brasil es de 6 días, el Banco Mundial a través de Broome (1986) admite un tiempo mínimo de retención de 5 días.

De acuerdo con estos criterios se puede estimar el área de la Laguna con:

$$A_L = \frac{Q \cdot \tau}{h_i} \quad (3.2.1.8)$$

Modelo en equilibrio continuo y mezcla completa (Marais 1966).

Este modelo se basa fundamentalmente en la suposición de que las partículas del fluido influente son dispersadas instantáneamente a través de todo el volumen del reactor y que no existen gradientes de concentración dentro del sistema; por lo tanto, la concentración del efluente del reactor es la misma concentración de cualquier punto del reactor.

El balance de materiales, en la Fig. 3.2.1 siguiente, permite deducir la ecuación de diseño

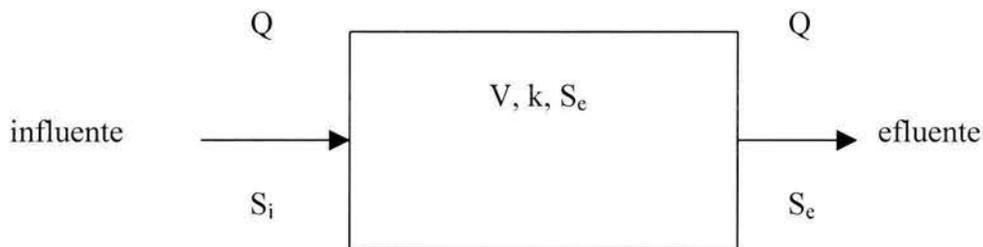


Figura 3.2.2 Modelo de mezcla completa

$$\begin{aligned} Q S_i - k S_e &= Q S_e \\ S_i - k S_e \tau &= S_e \end{aligned}$$

$$S_e = \frac{S_i}{1 + k\tau} \quad (3.2.1.9)$$

La selección de k, para diseño, depende de la temperatura del agua, y puede calcularse según:

- a) Marais (1966) $k_T = 1.2 (1.085)^{T-35}$
- b) Mara (1976) $k_T = 0.3 (1.085)^{T-20}$
- c) Gloyna (1973) $k_T = 0.17 \text{ d}^{-1}$
- d) Yánez (1993) $k_T = 0.841(1.07)^{T-20}$

donde k es la constante de degradación de primer orden (d^{-1})

Método de Yánez.

Esta metodología es un aglomerado de ecuaciones de diversos autores, los cuales se mencionarán a continuación conforme se desarrolle el Método de Yánez.

Primero se calcula carga superficial de diseño

$$C_s = 250(1.085)^{T-20} \tag{3.2.1.10}$$

Donde:

- T = temperatura ($^{\circ}\text{C}$)
- C_s = la carga superficial (KgDBO/ha/d)

Datos de estudios llevados a cabo en Lagunas piloto localizadas en Extrables, Brasil, sugiere que a temperaturas del agua de 25°C , las cargas orgánicas muy superiores a 350 KgDBO/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 ecuación anterior, la cual se aproxima con mayor precisión a las condiciones de México.

A continuación se estima la carga removida

$$C_{SR} = 0.8063C_s + 7.67 \tag{3.2.1.11}$$

donde:

$$C_{SR} = \text{Carga superficial removida (KgDBO/ha/d)}$$

De esta forma ahora se calcula el área de la Laguna:

$$A_L = \frac{S_i Q}{C_s} \tag{3.2.1.12}$$

donde:

- A_L = es el área de la Laguna (ha)
- Q = gasto de agua, (m^3/d)

El siguiente paso es proponer una profundidad de la Laguna (h), así como una relación largo ancho (L/W), utilizando la ayuda de la tabla (3.2.1), con estas suposiciones.

$$V = 10000A_L h_l \quad (3.2.1.13)$$

Donde:

h_l = altura de Laguna propuesta (m)

Se obtienen las dimensiones faltantes de la Laguna.

$$\frac{L}{W} = x \quad \text{entonces}$$

$$L = Wx \quad (3.2.1.14)$$

donde:

x = relación largo-ancho propuesta, adimensional

L = largo de la Laguna Facultativa(m)

W = ancho de la Laguna Facultativa(m)

W se obtiene de la siguiente forma:

$$W = \sqrt{\frac{10000A_L}{x}} \quad (3.2.1.15)$$

El tiempo de retención será calculado considerando, entre otras cosas, la tasa de evaporación:

$$ev = \frac{ea - pa}{365} \quad (3.2.1.16)$$

donde:

ev = evaporación (mm)

ea = evaporación anual (mm/año)

pa = precipitación anual (mm/año)

Entonces el tiempo de retención τ será:

$$\tau = \frac{2A_L h_l}{2Q - 0.001A_L (ev)} \quad (3.2.1.17)$$

El Método de Yánez toma en cuenta la forma de la Laguna, por lo cual, la tasa de remoción de coliformes fecales (k_{CF}) siguiendo la siguiente ecuación de primer orden:

$$k_{CF} = 0.841(1.07)^{T-20} \quad (3.2.1.18)$$

donde:

k_{CF} = tasa de primer orden para la remoción de coliformes fecales

La concentración de coliformes fecales (CF_e) la se obtiene a partir de las siguientes ecuaciones (Thirumurti 1969):

$$CF_e = \frac{4a \cdot CFi \cdot e^{\frac{1}{2d}}}{(1+a)^2 e^{\frac{a}{2d}} - (1-a)^2 e^{\frac{-a}{2d}}} \quad (3.2.1.19)$$

$$a = \sqrt{1 + 4k_{CF} \cdot \tau \cdot d} \quad (3.2.1.20)$$

$$d = \frac{x}{-0.26118 + 0.25392x + 1.014060x} \quad (3.2.1.21)$$

después se calcula la eficiencia de remoción de coliformes fecales:

$$\eta = \frac{C_{sR}}{C_s} \quad (3.2.1.22)$$

donde:

η = eficiencia de remoción de coliformes fecales

Finalmente se evalúan la DBO soluble(S_e) y la DBO total (S_{et}):

$$S_e = \frac{A_L(1-\eta)}{Q} \quad (3.2.1.23)$$

$$S_{et} = 2S_e \quad (3.2.1.24)$$

donde:

S_e = DBO del efluente mg/l

S_{et} = DBO total del efluente mg/l

**Tabla 3.2.1 Resumen de los diferentes modelos empleados para el diseño de diversos tipos d
Lagunas de Estabilización**

Fuente: Metcalf y Eddy (1991)

Laguna	Tiempo de retención (d)	Carga orgánica superficial (KgDBO/ha/d)	Profundidad (m)	Tamaño de la Laguna (ha)	Mezclado	% de remoción de la DBO
Aerobia						
Baja tasa	10--40	67-135	0.9-1.20	4	Natural	80-95
Alta tasa	4—6	90-180	0.30-0.45	0.20-0.80	Equipo	80-95
Maduración	5—20	17	0-1.5	0.80-4.0	Natural	
Aeradas						
Con mezcla completa	3—20		2.0-6.0		Equipo	50-60
Con mezcla parcial	3—10		1.2-6.0	0.8	Equipo	70-90
Anaerobias	1—5	280-450	1.2-5.0	0.20-0.80	Sin mezclado	60-70
Facultativas	5—30	40-200*	1.5-2.0	0.80-4.0	Superficial	80-90
	31--117	29-50 150-250 100	1.2			
			Usado en India			
			Usado en América			

III.3 Laguna de Maduración

La ecuación (3.3.1), cuyo autor es Richard Marais (1974), es utilizada para determinar la reducción de bacterias fecales (CF) a través de Lagunas de Maduración (ecuación también empleada para Lagunas Anaerobias y Facultativas):

$$N_e = \frac{N_i}{1 + k_b t} \quad (3.3.1)$$

donde:

- N_e = número de CF/100 ml de efluente.
- N_i = número de CF/100 ml de influente (10^7 a 10^8 CF/100ml). Un valor propuesto por la CNA para México es 5×10^7 CF/100 ml.
- k_b = velocidad de remoción de CF, en día⁻¹

El coeficiente de velocidad de remoción de CF, K_b , está definido por la ecuación

$$K_b = (2.68)(1.19)^{T-20} \quad (3.3.2)$$

Para Lagunas en Serie la ecuación para reducción de bacterias fecales, propuesta por Marais (1974), es la siguiente.

$$N_e = \frac{N_i}{(1 + k_b t_1)(1 + k_b t_2) \dots (1 + k_b t_n)} \quad (3.3.3)$$

donde:

- t_n = tiempo de retención de la Laguna n.

El periodo de retención varía de 5 a 7 días, si hay más de una Laguna de Maduración, todas deben ser construidas para un mismo periodo de retención.

Según Mara (1976), la velocidad máxima del efluente de cada Serie de Lagunas debe ser menor a 5000 m³ / día, o preferentemente menor que 25,000 m³ / día.

Cuando el efluente final del sistema Lagunar es usado para irrigación o descarga en cuerpos de agua receptores, deberán ser observados los criterios locales o nacionales para sólidos en suspensión (SS), DBO y Coliformes Fecales, (CNA).

Geometría de las Lagunas.

Las Lagunas no precisan necesariamente tener una forma geométrica. Generalmente son de forma rectangular obedeciendo una relación largo ancho 2 a 3. Lo ideal es que esa relación sea lo mejor posible para que su funcionamiento hidráulico se asemeje a un reactor flujo

tipo pistón. Es probado que una Laguna que funciona con una mezcla completa tiene menos eficiencia que una que se asemeja a un flujo pistón para una misma área.

Inclinación de taludes.

La inclinación de taludes recomendada para Lagunas de estabilización es la relación 1 para 2-3 (n varía de 2-3 en α de 26° a 18°) (Fig. 3.3.1).

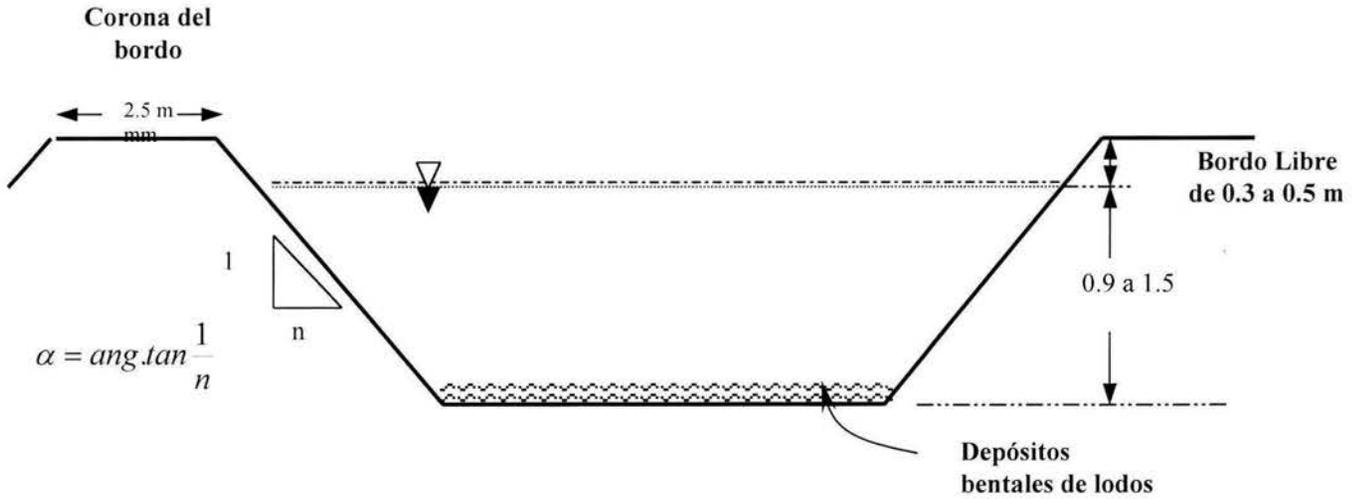


Figura 3.3.1 Laguna de Maduración

A continuación, en la tabla 3.3.1, se presenta un resumen de las ecuaciones referentes a las Lagunas Facultativas y de Maduración.

TABLA 3.3.1 Resumen de los diferente criterios de diseño de Lagunas

ECUACIÓN	AUTOR
<i>LAGUNAS FACULTATIVAS</i>	
$V = (3.5 \times 10^{-5}) Q S_u \theta^{35-T} f_T \cdot f_r$	<i>Método de Gloyna (1979)</i>
$A_t = \frac{Q(S_i - S_e)}{0.30 S_e h_l (1.05)^{T-20}}$	<i>Método de Mara (1976)</i>
$S_e = \frac{S_i}{1 + k\tau}$	<i>Modelo en equilibrio continuo y mezcla completa (Marais 1966).</i>
$C_s = 250(1.085)^{T-20}$	<i>Método de Yáñez(1993)</i>
$A_t = \frac{Q \cdot \tau}{h_l}$	<i>Método basado en el periodo de retención(1993)</i>
<i>LAGUNAS DE MADURACIÓN</i>	
$N_e = \frac{N_i}{1 + k_b t}$	<i>Richard Marais (1974)</i>
$N_e = \frac{N_i}{(1 + k_b t_1)(1 + k_b t_2) \dots (1 + k_b t_n)}$	<i>Richard Marais (1974)</i>

IV. Criterios de Estructuración Básica de Elementos

IV.1. Canal de Rejillas

La estructuración básica para un Canal de Rejillas, es la típica para un canal conductor de agua, construido al aire libre y enclavado en el suelo. En esta estructura debe considerarse la acción del empuje estático del agua.

El empuje estático del líquido, cuando la presión de su superficie libre es la de la atmósfera, puede cuantificarse como la acción del peso volumétrico del agua en producto con la profundidad del punto considerado, a partir de la superficie libre. Es decir, la presión aumenta linealmente con la profundidad y el diagrama de presiones es triangular. Lo anterior puede expresarse de la siguiente forma (15):

$$p = \gamma \times h \quad (4.1.1)$$

Donde γ es el peso volumétrico del agua y h es la profundidad del punto en el cual se quiere cuantificar la presión.

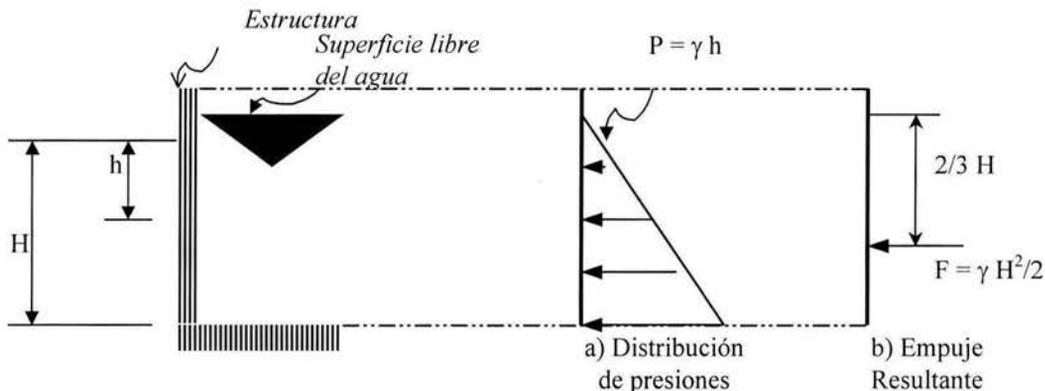


Figura 4.1.1 Empuje hidrostático sobre una pared vertical.

Dado que las paredes propuestas son verticales y no inclinadas, no es necesario descomponer el empuje en sus componentes horizontal y vertical; otra de las acciones que es necesario considerar es el efecto del agua freática en las estructuras sumergidas. Este efecto ascendente, comúnmente denominado *subpresión*, suele ser benéfico pues equilibra en parte el peso de la estructura y disminuye la presión neta sobre el suelo. Sin embargo, los problemas pueden presentarse cuando la subpresión excede al peso de la estructura, situación que debe ser contrarrestada anclando por fricción las paredes de la estructura con el suelo.

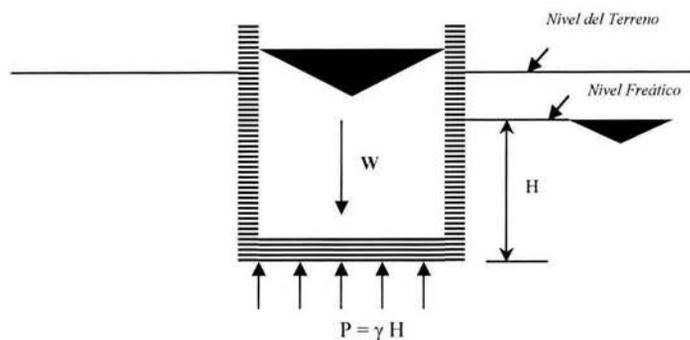


Figura 4.1.2 Efecto de la subpresión en una estructura enterrada bajo el nivel freático

IV.2 Canal Desarenador

La estructuración de un canal desarenador es también la apropiada para cualquier canal conductor de agua. Las consideraciones en la construcción de un desarenador son similares a las respectivas del canal de rejillas.

Para la construcción de este canal es recomendable utilizar una base y muros de concreto pobre, capaces de soportar, además de las habituales cargas propias del agua, las referentes a un sistema desarenador lleno con arenas, en caso de descuido en el mantenimiento.

Pensando en la corrosión provocada por las arenas, es recomendable colocar pintura epóxica en las paredes por lo menos una vez al año.

Además, como se mencionó, la construcción de un desarenador requiere considerar el mantenimiento del equipo, el cual, por razones económicas, se recomienda del tipo manual. Esto es, las dimensiones del canal deberán ser suficientes para que un hombre con pala pueda trabajar dentro.

En el canal desarenador y en el canal de rejillas es necesario añadir un bordo libre, generalmente de 0.5m, por motivos de seguridad.

Intermedio a ambos canales, se instala una zona de transición que derivará el agua al módulo desarenador que esté en uso. Esta ampliación varía por lo general entre 1.5 y 2.5 metros, como se observa en la Fig. 4.2.1.

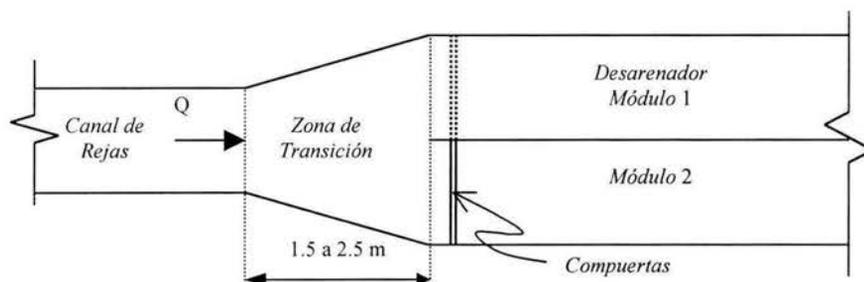


Figura 4.2.1 Transición entre Canal de Rejillas y Desarenador

IV.3. Embalse

Aun cuando la forma superficial de la laguna puede tener prácticamente cualquier forma, lo común es que sea de geometría simple (rectangular o cuadrada), con las esquinas redondeadas para permitir el uso de maquinaria pesada y permitir su construcción. La forma rectangular con una relación W:L de 2:3 es la más común, debido a la dificultad que existe de construir una laguna muy larga. Para imitar el flujo tipo Pistón, se usa dividir el área en varias secciones, por medio de mamparas (Figura 4.3.1):

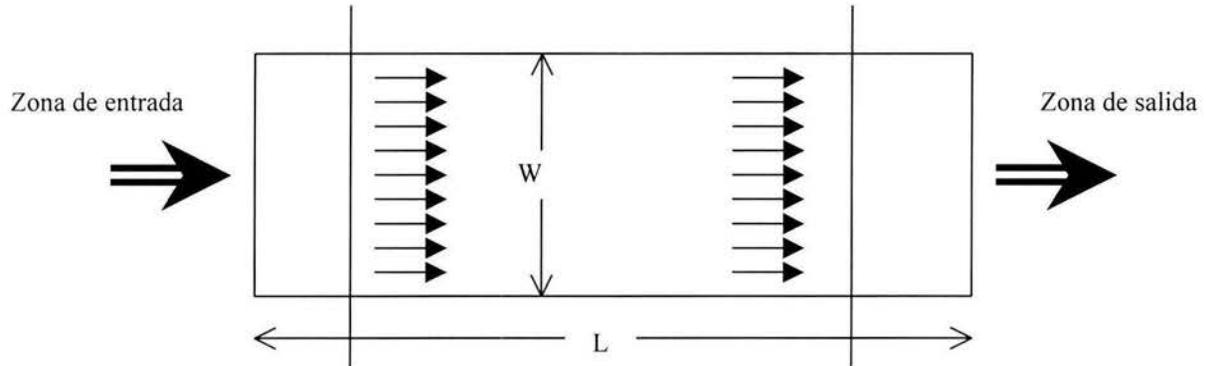


Figura 4.3.1 Flujo tipo pistón Ideal

Las Lagunas deben construirse con su mayor dimensión en dirección del viento dominante, de tal forma de aprovechar el mezclado inducido por el oleaje; con respecto al número de Lagunas, éste número se puede aumentar de tal manera que sea más efectiva la depuración y se tenga una aproximación del flujo tipo Pistón. En promedio los sistemas lagunares tienen de 3 a 4 Lagunas en Serie.

Diseño de bordos.

El aspecto más relevante para la construcción de Lagunas de Estabilización, es la formación de bordos que suelen diseñarse aplicando técnicas para el caso de presas pequeñas.

Los principales aspectos son:

- Selección del material
- Estabilización de taludes
- Bordo libre
- Ancho de corona
- Cimentación
- Filtros y drenes
- Geometría de los bordos
- Protección contra oleaje y erosión

Selección del material.

El bordo puede construirse, con muy diversos materiales. Si el suelo excavado es de calidad adecuada, el material extraído, producto de la excavación, puede usarse. Cuando no es el caso, se debe usar un material de bancos de préstamo, lo que incrementara el costo de la obra. Si la laguna va a ser impermeabilizada con un revestimiento continuo, el material puede ser inclusivamente permeable. Para bordos sin revestimiento impermeable, los materiales deben seleccionarse, de acuerdo a criterios de clasificación tomando en cuenta el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (Marshal y Reséndiz, 1975). Es conveniente evitar el uso de materiales orgánicos, erosionables o demasiado plásticos.

Ancho de Corona.

La corona de los bordos no debe tener un ancho menor al de los equipos de compactación a emplearse, para que puedan trabajar en buenas condiciones (generalmente 3m). Es conveniente ser generoso en la selección del ancho de corona para evitar accidentes, durante y después de la construcción, además el ancho de corona debe ser suficiente para que pueda circular vehículos para el mantenimiento a las instalaciones.

En cuanto al asentamiento de la corona, éste depende del tipo de material empleado para la cimentación y del material empleado para la construcción del bordo y en función de llegar a la saturación de los mismos. El asentamiento se calcula con las técnicas usuales de mecánica de suelos o mediante relaciones empíricas.

Bordo Libre.

El bordo libre es la distancia vertical entre el nivel de la corona y el nivel máximo normal del líquido. Con excepción del caso de los vasos reguladores, la definición de bordo libre no depende de eventualidades como avenidas, puesto que la alimentación de la laguna es función de la capacidad hidráulica del sistema de drenaje al que sirve.

- Sobreelevación del agua causada por el viento al actual sobre el área de almacenamiento. Depende de la dirección del área expuesta en dirección del viento hacia el bordo y la profundidad media de la laguna, por lo general, en las laguna menores a 2 hectáreas la acción del viento se considera mínima (14).
- Altura de rodamiento sobre el talud a nivel de agua de referencia. Esta altura es el orden de la ola máxima (cresta a valle) para bordos con protección pétreo o con taludes 2 a 3 horizontal por 1 vertical, pero puede alcanzar el doble para superficies lisas, en particular con revestimientos sintéticos (14).
- Margen de seguridad; en el caso de Lagunas artificiales, el margen de seguridad puede ser menor para bordos tradicionales sometidos a avenidas de difícil predicción; sin embargo, debe tomarse en cuenta la profundidad de agrietamiento por secado. Generalmente un valor de orden de 50 cm es el mínimo margen de seguridad aceptable (14).

El bordo libre respecto a la altura máxima de operación de la laguna debe ser igual a la suma de las magnitudes anteriores, o a criterio del diseñador.

Estabilidad de Taludes.

La estabilidad de taludes de los bordos perimetrales no plantea generalmente problemas serios, ya que los terraplenes son de poca altura, además la pendiente de los taludes queda frecuentemente definida por el tipo de cimentación o revestimiento con el que se recubre, más que por estabilidad del bordo. Es conveniente que en todos los casos se revise el factor de seguridad para las condiciones más críticas permisibles y en particular para la condición de vaciado rápido que podría presentarse en caso de una emergencia. Lo anterior es particularmente cierto si se usan materiales blandos con alto grado de saturación para la construcción.

Cimentación

Es importante verificar la posibilidad de falla por deslizamiento a lo largo de una superficie que pase por un estrato de material de baja resistencia de la cimentación. Conviene tomar en cuenta que la presencia de un almacenamiento de agua puede reblandecer (por saturación) materiales que en estado seco presentan una alta resistencia. Es necesario revisar además la posibilidad de falla por tubificación, que es un proceso de erosión directa o regresiva.

Filtros y drenes.

La introducción de un filtro dentro de un terraplén es una precaución costosa, pero justificada en los siguientes casos:

- Si existe peligro de agrietamiento vertical por asentamientos diferenciales debido a la compresibilidad y heterogeneidad de la cimentación.
- Si los materiales constitutivos del bordo son erosionables o dispersivos.

En ambos casos, la función del filtro es evitar que el agua infiltrada alcance a salir por el talud y se inicie un proceso de tubificación. El material empleado para el filtro pueden ser una arena para concreto, si el cuerpo del bordo es de arcilla; o una arena para asfalto si el material es limoso. Los tipos de filtros más comunes son los que se presentan en la Fig 4.3.2.

La protección contra la erosión debe ser considerada en todas las pendientes y dar un mayor énfasis a las áreas donde se tiene los vientos dominantes y que por tanto, reciben además la fuerza del oleaje. La protección debe abarcar por lo menos 0.3 m por debajo del nivel mínimo del agua y 0.3 m por arriba del nivel máximo del agua. Para el control de la erosión es necesario:

- Minimizar la energía de las ondas.
- Reducir el impacto de las gotas de lluvia en el suelo compactado.
- Incrementar la resistencia a la erosión del suelo compactado.

Las técnicas comunes para controlar la erosión incluyen:

- Cubrir con vegetación, se debe considerar el tipo de plantas, la pendiente del suelo y el espesor de suelo superficial.
- Emplear revestimientos, pueden ser de asfalto, concreto o membranas sintéticas.
- Usar rompeolas.

La protección con enrocamiento es la más común en el caso de bordos no revestidos, aunque generan roedores y crecimientos excesivo de vegetación. La dimensión de las rocas y el espesor de la protección dependen de la pendiente del talud y de la altura de la ola máxima, esperada. Generalmente, la protección pétreo se coloca sobre un filtro de material granular más fino que retiene el suelo compactado del bordo y queda a su vez retenido por el enrocamiento.

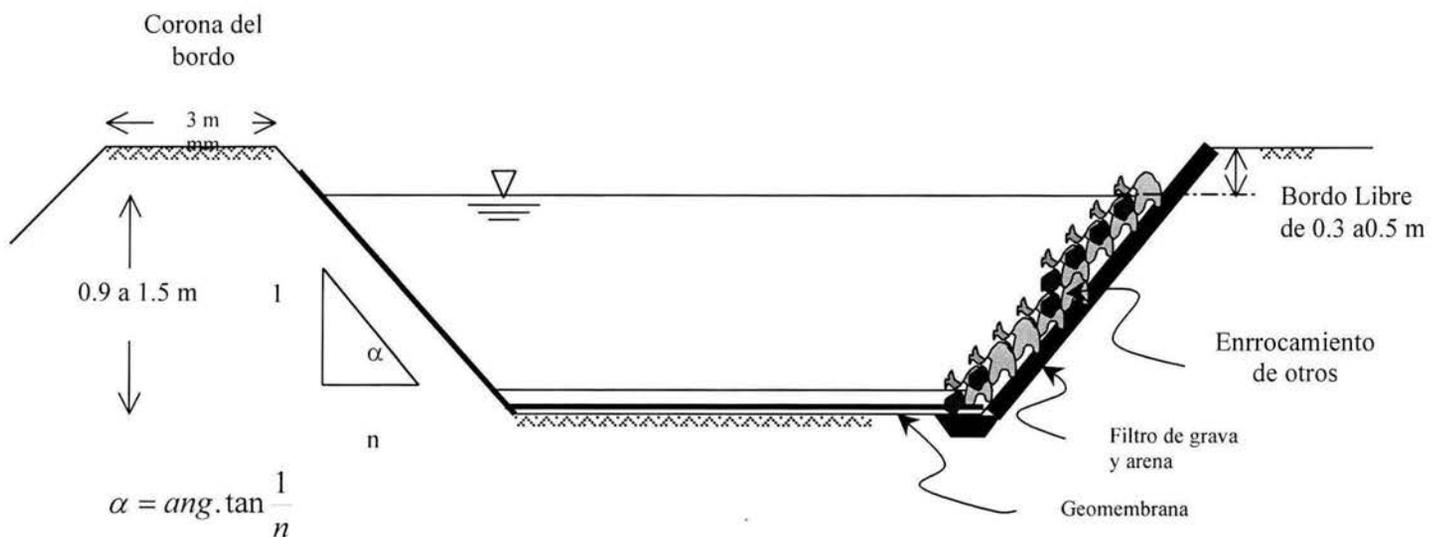


Figura 4.3.2 Sección transversal típica de una laguna

IV.4 Canalizaciones

Influyente a las Lagunas.

Hasta hace poco la mayoría de las Lagunas se construían con una sola entrada, localizada cerca del centro del tanque. A pesar de ello, se ha demostrado que los arreglos con múltiples entradas permiten alcanzar una mejor distribución hidráulica y por tanto una mayor eficiencia.

Las entradas deben estar sumergidas y de preferencia deben ser múltiples. La tubería de entrada puede estar enterrada o anclada mediante firmes soportes. Una descarga superficial puede provocar malos olores, por lo que no es recomendable.

Se sugiere siempre hacer que la circulación del agua se dé por gravedad, evitando gastos de bombeo. Hay que proteger las entradas contra agentes de la naturaleza, tales como taponamientos, acción del hielo y erosión.

Las tuberías de entrada y salida deberán ser situadas de manera que los cortocircuitos sean evitados, promoviendo el uso de la mayor cantidad de superficie de la laguna. En pequeños sistemas, Gloyna (12) recomienda utilizar tuberías instaladas a través de los diques que descarguen horizontalmente, teniendo cuidado con la erosión que se pueda producir.

Efluente o Salidas de Agua y Evacuación de Lodos.

Dado que es preferente que el sistema funcione de buena manera ante cualquier condición del curso del agua y su descarga, Gloyna (12) hace algunas recomendaciones:

- El agua de un río no debe introducirse directamente a los estanques en caso de falta de agua. Es necesario prestar atención a los controles de nivel del estanque para evitar las faltas de agua y asegurar la calidad del efluente.
- Las bocas de salida deben proyectarse de manera que el agua efluente no produzca erosión ni refluya. Para impedir la erosión puede limitarse la velocidad de descarga o instalar una superficie amortiguadora debajo de la salida. El proyectista deberá tener información de la frecuencia de las crecidas y los niveles de aguas altas previsible fuera del estanque.
- La tubería de drenaje es conveniente en los sistemas pequeños y esencial en los de mayor tamaño. Esta tubería debe tener un buen sistema de obturación o estar provista de una válvula de cierre hermético. Su función principal se realizará cuando el sistema requiera mantenimiento o se requiera realizar una inspección visual.
- Los modelos más sencillos y baratos de colectores de efluente son una tubería colocada en el dique a la altura deseada o un vertedero de hormigón encastrado en el dique; sin embargo, ambos tienen el inconveniente de que no permiten regular el nivel de agua en el estanque. La ventaja del vertedero de concreto es que puede emplearse como dispositivo aforador del caudal.

En la Fig. 4.4.1 se observa el corte de una laguna construida (10):

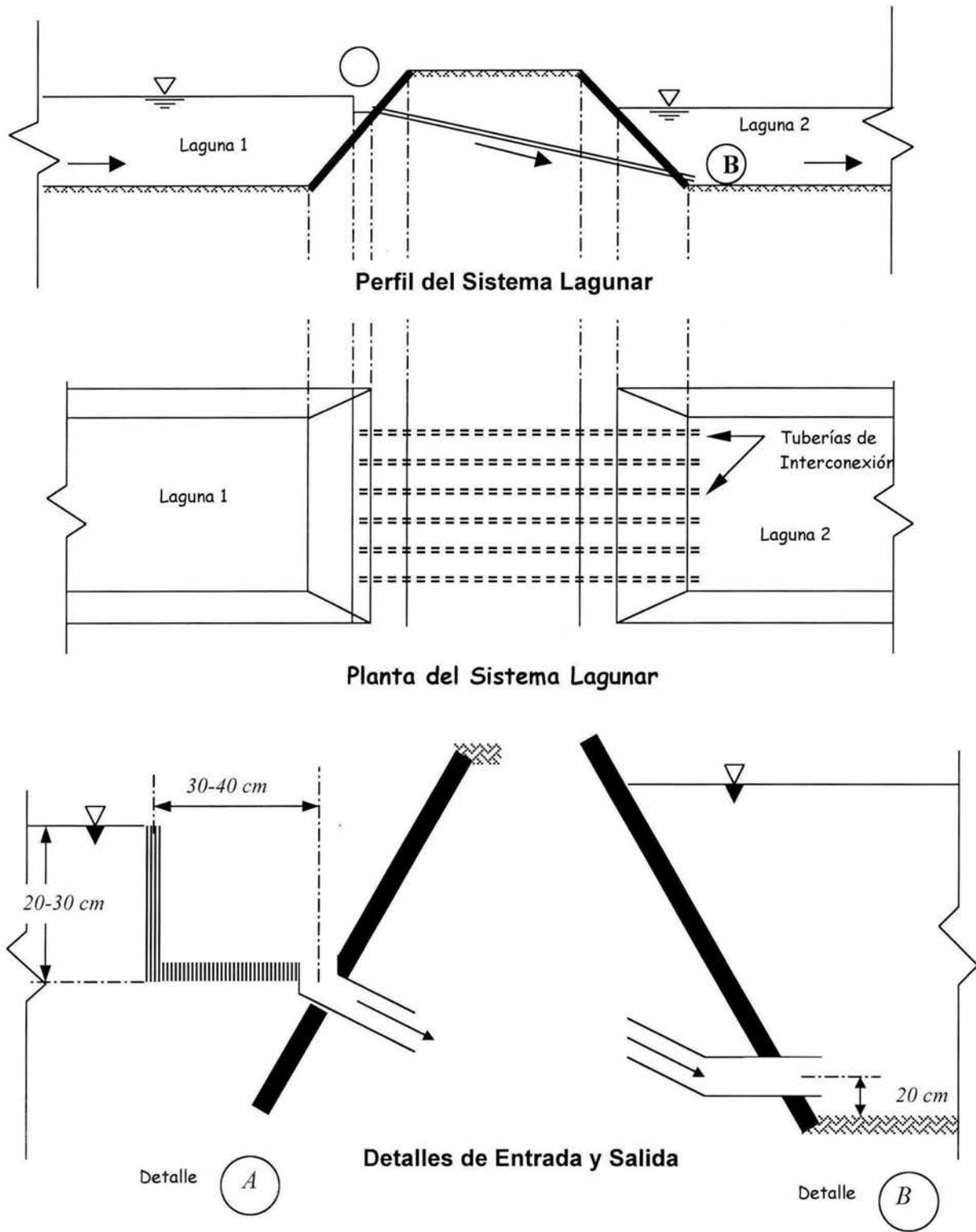


Figura 4.4.1 Ejemplo de interconexión del sistema lagunar de El Oro, Edo. de México
 Referencia: Solís (10)

V. Estimación preliminar de costos

V.1 Estudios topográficos

La CNA hace algunas recomendaciones sobre la topografía del sitio donde se pretende desarrollar el sistema Lagunar (14). La selección del sitio para la construcción de una Laguna debe tomar en cuenta:

- La capacidad de tratamiento y almacenamiento requerida
- Las necesidades de elevación
- La disponibilidad y costo del terreno

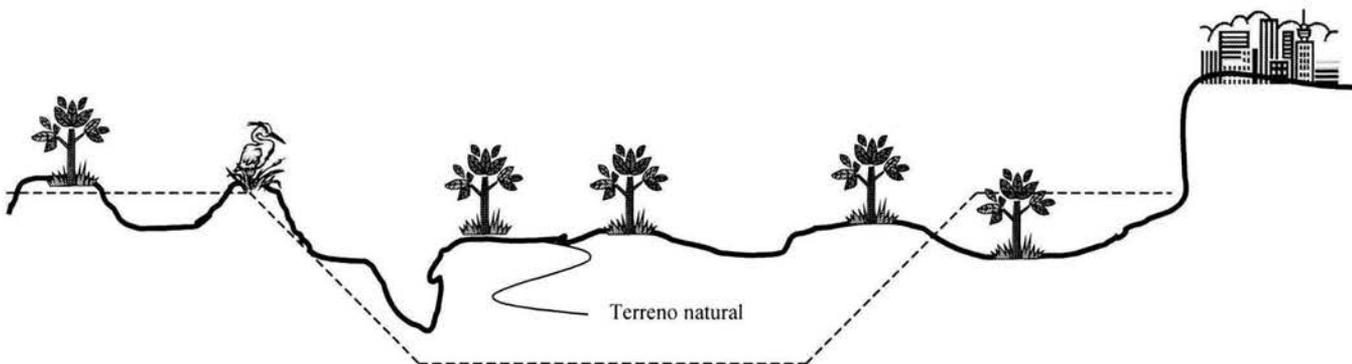


Figura 5.1.1 Selección del terreno

Un factor determinante para la localización del terreno es la disponibilidad de tierra, si existen grandes áreas de tierra que puedan adquirirse a bajo costo, entonces se tiene un terreno adecuado para la instalación del sistema. Estos requerimientos deben combinarse con las propiedades del sitio:

- Información geotécnica preliminar
- Topografía y geología
- Estudios de impacto ambiental

La topografía y la geología de la región son de los aspectos más importantes, ya que por lo común el sitio debe ubicarse cerca de la región que genera las aguas residuales, pero lejos de los complejos habitacionales y procurar que la descarga llegue por gravedad, el motivo de ubicarlas alejadas de los centros de población es para evitar los problemas de olores que son transportados por los vientos.

Los estudios topográficos representarán un bajo costo en la construcción de la obra, un 1% tal vez (14), ya que el equipo y el tiempo para realizar el levantamiento es mínimo, pero no deja de ser importante.

V.2. Estudios Geotécnicos

Un estudio geotécnico provee información acerca de las características de un suelo necesarias para cualquier obra civil. Entre estas características se encuentran el contenido de humedad, la resistencia a compresión axial, la clasificación granulométrica del suelo, etc.

Pozo a Cielo Abierto.

Debido a que una Laguna está considerada como obra superficial, por lo general no son necesarias en campo pruebas difíciles que involucren maquinaria pesada y costosa. Puede considerarse suficiente la realización de algunos Pozos a Cielo Abierto (PCA)(16), de una profundidad no mayor a la profundidad de la Laguna, distribuidos según el área de construcción. En la práctica, generalmente se realizan cinco PCA, situados cuatro de ellos en los vértices del terreno y el restante al centro.

Un pozo a cielo abierto consiste en una excavación poco profunda, realizada la mayoría de las veces por un par de trabajadores, utilizando herramientas convencionales (pala y pico). Cada determinada profundidad (de 40 a 50cm.), se hace una extracción de suelo, misma que se acondiciona y se empaqueta herméticamente, para perder sus propiedades originales lo menos posible. Estas muestras se conducen al laboratorio para realizar las pruebas pertinentes.

Es importante observar el desarrollo del PCA, con la finalidad de identificar los estratos. El PCA sirve además para determinar la profundidad del Nivel de Aguas Freáticas (NAF).

Pruebas de Laboratorio.

Las principales pruebas de laboratorio que se le realizan a las muestras de suelo obtenidas en campo son:

1. El contenido de humedad, diferencia entre el peso inicial y el peso del suelo secado en estufa.
2. Límites Líquido y Plástico.
3. Delimitación de las partículas menores que la malla # 200.
4. Clasificación de los suelos en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).
5. Ensayos de compactación Proctor Estándar a fin de determinar la densidad máxima y humedad óptima.
6. Curva Granulométrica.
7. Determinación de la cantidad de materia orgánica.
8. Sobre muestras inalteradas en su estructura y humedad se realizan determinaciones de la densidad natural mediante ensayos triaxiales no drenados a fin de determinar los parámetros C_u (cohesión) y ϕ (coeficiente de fricción interna).

V.3 Movimiento de tierras

Se denomina movimiento de tierras al conjunto de operaciones que se realizan con los terrenos naturales, a fin de modificar las formas de la naturaleza o de aportar materiales útiles en obras públicas, minería o industria (16).

Las operaciones del movimiento de tierras en el caso más general son:

- Excavación o arranque.
- Carga.
- Acarreo.
- Descarga.
- Extendido.
- Humectación o desecación. Compactación.
- Servicios auxiliares (refinos, saneos, etc.).

Los materiales se encuentran en la naturaleza en formaciones de muy diverso tipo que se denominan bancos. La excavación consiste en extraer o separar del banco porciones de su material. Cada terreno presenta distinta dificultad a su excavabilidad y por ello en cada caso se precisan medios diferentes para afrontar con éxito su excavación. Los productos de excavación se colocan en un medio de transporte mediante la operación de carga. Una vez llegado a su destino, el material es depositado mediante la operación de descarga. Esta puede hacerse sobre el propio terreno.

De acuerdo con la función que van a desempeñar las construcciones hechas con los terrenos naturales aportados, es indispensable un comportamiento mecánico adecuado; en el caso de Lagunas una protección frente a la humedad, etc. Estos objetivos se consiguen mediante la operación llamada compactación, que debido a un apisonado enérgico del material consigue las cualidades indicadas.

El contenido en este capítulo se limitará a las Lagunas de Estabilización, cuya superficie varía desde unos cuantos metros cuadrados hasta unas hectáreas, que pueden construirse de acuerdo con el criterio del propietario o del constructor, de acuerdo con especificaciones escritas.

El movimiento de tierras en el terreno dependerá de su ubicación, la forma del terreno, y de la maquinaria a utilizar; si se va a realizar una excavación parcial, los escombros obtenidos de ésta podrán ser utilizados para construir los terraplenes; aunque como ya se mencionó en capítulos anteriores, la geometría de la Laguna no es necesariamente rectangular, sino que, debido a las condiciones topográficas del terreno, entonces se pueden aprovechar estanques naturales. De esta manera entonces, hacer una aproximación del costo del movimiento de tierras en una Laguna es complicado, aunque para efectos de proyecto, según experiencia de proyectistas, éste se puede estimar como un porcentaje.

Para llevar a cabo un buen movimiento de tierras en la construcción de una Laguna, el contratista deberá tener un buen plan de movimiento de tierras, recordando que el sistema Lagunar de tratamiento de aguas residuales, debe ser un sistema económico, por lo que los costos del movimiento de tierras deberán ser los óptimos económicamente dicho.

V.4 Compactación

Se puede definir Compactación como: “el aumento artificial, por medios mecánicos, del peso volumétrico del suelo, esto se logra a costa de la reducción de los vacíos del mismo al conseguir un mejor acomodo de las partículas que los forman mediante la expulsión de aire y/o agua.”(17)

Es importante conseguir una buena compactación de los suelos, pues es uno de los factores con mayor influencia en las condiciones funcionales de cualquier obra civil.

Puede resumirse que, la compactación sirve para mejorar las características del suelo en cuanto a tres factores, principalmente:

- a) Resistencia Mecánica;
- b) Resistencia a los asentamientos bajo cargas futuras; e
- c) Impermeabilidad.

Como indica la definición, son requeridos medios mecánicos para lograr dicha compactación. Estos esfuerzos son la combinación de uno o más de los siguientes efectos:

- 1) Compactación por Presión Estática: Se basa en la aplicación de pesos más o menos grandes sobre la superficie del suelo. Su acción es de arriba hacia abajo.
- 2) Compactación por Impacto: Se logra aplicando repetidamente una fuerza sobre el suelo, con alta amplitud y baja frecuencia.
- 3) Compactación por Vibración: Es un golpeo con una carga, de corta duración, alta frecuencia y baja amplitud. Debido a las vibraciones producidas por el equipo sobre el material, la fricción interna de éste desaparece momentáneamente, propiciando el acomodo de las partículas.
- 4) Compactación por Amasamiento: Este fenómeno puede confundirse con exprimir, pues cuando se introduce el equipo, ejerce una presión hacia los lados haciendo que el agua y/o el aire salgan por la superficie.
- 5) Compactación por medio de enzimas: Requiere la acción de alguno de los otros fenómenos anteriores. Según los fabricantes de enzimas para compactación, ésta se logra mediante una reacción química de ionización de los componentes orgánicos e inorgánicos del terreno, lo que trae como consecuencia que las partículas del suelo se agrupen y se transformen en una masa compacta y firme.

Los principales factores que influyen en la compactación son siete:

1. Contenido de humedad del material.
2. Granulometría del material.
3. Número de pasadas del Equipo.
4. Peso del Compactador.
5. Presión de Contacto.
6. Velocidad del Equipo Compactador.
7. Espesor de la Capa.

Los equipos de compactación son: Rodillos metálicos, rodillos neumáticos, rodillos pata de cabra, rodillos de reja, rodillos de impacto y rodillos vibratorios. Más adelante se presenta una breve descripción de estos equipos.

La selección de los compactadores depende, primordialmente, de tres factores:

- Tipo de Material:
 - Suelo Cohesivo. Pata de Cabra Vibratoria o Rodillo de Impacto.
 - No Cohesivo. Rodillo liso vibratorio.
 - Todos Tipos. Rodillo neumático.
- Tamaño de la obra. De aquí se determina el número de compactadores necesarios para terminar el área necesaria en el tiempo requerido.
- Requerimientos especiales. En algunas compactaciones será necesario no estratificar el terraplén, tal es el caso de los corazones arcillosos. Además, es recomendable considerar la inversión necesaria para importar la maquinaria, pues mucha de ésta proviene del extranjero.

Para conocer el costo de compactación por m^3 , es necesario conocer primero la capacidad de producción de un compactador y el costo horario del equipo.

Según Alcaraz (17), la capacidad de producción de un compactador puede expresarse de la siguiente manera:

$$PHE = \frac{a \times V \times e \times 10 \times C}{N} \quad (5.4.1)$$

Donde:

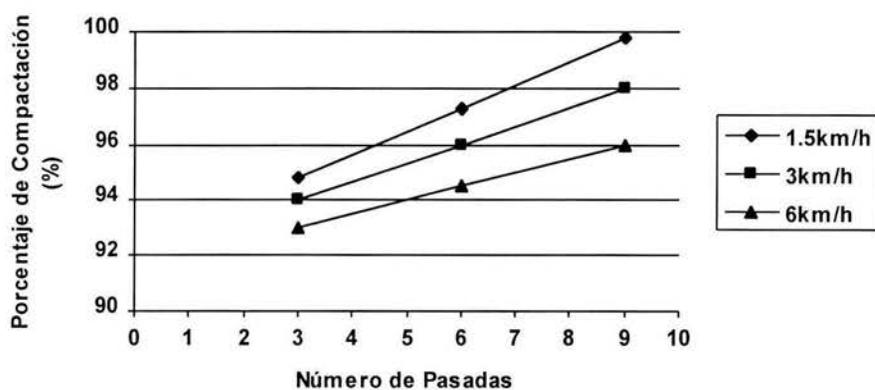
- PHE = producción horaria (m^3/h),
- a = ancho compactado por la máquina (m),
- V = velocidad (km/h),
- e = espesor de capa (cm),
- N = número de pasadas,
- 10 = factor de conversión,
- C = Eficiencia (0.6 a 0.8)¹

¹ La eficiencia C afecta la capacidad teórica, reduciéndola por traslapes de pasadas paralelas, por tiempo perdido para dar vuelta y otros factores propios del equipo.

La Tabla 5.4.1 proporciona algunos valores empíricos para algunos de estos valores:

Tabla 5.4.1 Valores empíricos para determinar la capacidad de producción de un compactador.

Equipo	Profundidad de la Capa (cm)	No. de Pasadas	
		Para 90%	Para 95%
Rodillo Metálico	10 a 20	7 a 9	10 a 12
Neumático Ligero	15 a 20	5 a 6	8 a 9
Neumático Pesado	Hasta 70	4 a 5	6 a 8
Rodillo de Impacto	20 a 30	5 a 6	6 a 8
Rodillo de Reja	20 a 25	6 a 7	7 a 9
Pata de Cabra Vibratoria	20 a 30	3 a 5	6 a 7
Liso Vibratorio	20 a 30	Ver gráfica 5.4.1	



Gráfica 5.4.1 Relación entre el grado de compactación y el número de pasadas

Para la determinación del costo horario del equipo de compactación se siguen los mismos pasos que se sigue para la determinación de cualquier otro costo horario de equipo de construcción. Se deben sumar los cargos fijos, los consumos, la operación y el transporte (16).

Finalmente, el costo por m^3 se expresa como:

$$CPm^3 = \frac{CHE}{PHE} \quad (5.4.2)$$

Donde:

- CPm^3 = Costo por m^3 ,
- CHE = Costo Horario del Equipo,
- PHE = Producción Horaria del Equipo.

V.5 Impermeabilización

Para evitar la contaminación de los acuíferos, lo principal para una Laguna es que el agua no se infiltre al subsuelo. Para ello es necesario seleccionar el sitio buscando que tenga un suelo impermeable, de preferencia arcilloso, evitar áreas con fallas geológicas. De no ser así deberá procederse a la impermeabilización del piso y paredes, lo que puede representar el máximo costo de construcción.

Básicamente, las técnicas para la impermeabilización son tres:

- Suelos naturales y compactados.
- Suelos locales mejorados con estabilizantes químicos o con la adición de suelos importados.
- Revestimientos sintéticos (membrana) o de concreto.

Antes de efectuar los cálculos para determinar las necesidades de impermeabilización, se requiere conocer los siguientes elementos:

- Nivel freático.
- Coeficiente de permeabilidad del material poroso.
- Coeficiente de permeabilidad del material que sustituirá al material poroso.
- Area del nivel medio de la Laguna.
- Profundidad útil de la Laguna.
- Profundidad del nivel freático en relación con el nivel máximo de la Laguna.

Las membranas sintéticas también conocidas como “geomembranas” o *liners*, llegan a proporcionar permeabilidades del orden de hasta 10^{-13} cm/s.

Al usar membranas sintéticas se busca eliminar totalmente las filtraciones. Pero un desgarramiento o defecto local puede conducir a importantes filtraciones, aun si el terreno subyacente es poco permeable.

Selección del tipo de membrana.

Existe una gran variedad de membranas sintéticas, las que se pueden dividir en los siguientes grandes grupos por su fabricación (14):

- De plásticos (PVC, PAD y Poliamida).
- De elastómeros (Bulito, neopreno).

- De bentonita y geotextiles.

El profesor Solís indica que según su experiencia las geomembranas sufren fracturas a lo largo de su vida útil debido a los cambios de temperatura, intemperización, exposición luminosa, etc., por lo que recomienda que únicamente se utilice la impermeabilización con concreto pobre en las partes de la Laguna que están en contacto con el agua. Éste se colocará en forma de bloques cuadrados de unos cinco centímetros de espesor, con juntas de asfalto.

V.6 Maquinaria

En este capítulo, además de describir las principales maquinarias que se ocupan en el movimiento de tierras y en la compactación, se explica como obtener el costo horario por equipo, correspondiente a al variable CHE de la ecuación 5.4.2.

Maquinaria de Compactación.

Rodillos Metálicos: Se dividen en planchas Tandem y planchas de tres ruedas. Las planchas Tandem tienen dos o tres rodillos paralelos, mismos que son rellenos con agua o arena, con el objetivo de producir lastre. Las planchas de tres ruedas únicamente tienen lastre en su rueda delantera.

Rodillos Neumáticos: Usados principalmente en la construcción de sub-bases, tienen siempre una superficie de contacto constante, lo que provoca en zonas suaves una compactación más homogénea que usándose un rodillo metálico.

Rodillos Pata de Cabra: Actualmente son poco usados, siendo utilizados principalmente en la compactación de corazones de arcilla. Consiste en una rueda con patas perpendiculares dispuestas a una determinada longitud radial. Produce una compactación por penetración y amasamiento, gracias a sus patas.

Rodillo de Reja: Es un rodillo con forma de enrejado, que sirve para compactar rocas sedimentarias y metamórficas, y se utiliza principalmente para hacer caminos. Al pasar sobre las rocas sueltas, el rodillo las desquebraja y las rompe en pequeños pedazos.

Rodillo de Impacto: El rodillo de impacto es una máquina que tiene un conjunto de pirámides de diferentes tamaños en su rodillo, lo que facilita su limpieza y mejora su eficiencia. Estas pirámides han sido diseñadas de forma que al área de contacto aumente con la penetración, ajustándose ésta a la resistencia del suelo compactado.

Rodillos Vibratorios: Estos rodillos funcionan disminuyendo temporalmente la fricción interna del suelo. Son utilizados únicamente en suelos granulares, pues son los que trabajan con la fricción interna. La vibración provoca un reacomodo en las partículas del suelo que resulta en un incremento de peso volumétrico.

Actualmente, se cuentan con combinaciones de las maquinarias antes citadas, por ejemplo, rodillos vibratorios con patas de cabra, con objeto de mejorar la compactación y aprovechar los dos fenómenos.

Maquinaria de Movimiento de Tierras.

Principalmente, para hacer movimiento de tierras se utilizan palas retroexcavadoras. Las retroexcavadoras aparecieron aproximadamente en la segunda década del siglo pasado, partiendo de un diseño básico montado sobre orugas, que utilizaba cables y motor de gasolina o diesel.

El término retroexcavadora se aplica a una máquina del grupo de las palas mecánicas, donde se encuentran también la pala normal, la pala niveladora, la draga o excavadora con bote de arrastre, la excavadora con cucharón de almeja, etc.

Las retroexcavadoras son equipos diseñados para realizar su trabajo por debajo del nivel del terreno en que se sustenta, vienen montadas sobre llantas las pequeñas y sobre orugas las de gran tamaño. Esto también se considera en función de la resistencia del terreno en el que se trabajará.

Cálculo del costo horario por equipo.

Básicamente el cálculo consiste en sumar los cargos fijos, los consumos y la operación. Es necesario indicar que muchos datos, como los coeficientes de almacenaje, mantenimiento y horas de operación al año, vienen de recomendaciones empíricas, incluidas en manuales específicos.

Entre los cargos fijos figuran la depreciación, la inversión inicial, los seguros, los costos de almacenaje y los costos de mantenimiento. Muchos de estos parámetros son función de tasas actuales de interés bancario o de primas de seguro. Lo anterior se puede escribir así (17):

$$Cf = D + I + S + A + M \quad (5.6.1)$$

$$D = \frac{V_a - V_r}{V_e}$$

$$S = \frac{V_a + V_r}{2H_a} i$$

$$A = KD$$

$$M = QD$$

Donde:

C_f = Cargos fijos,	V_r = Valor de rescate,
D = Depreciación,	V_e = Vida económica,
I = Inversión,	i = Tasa de interés,
S = Seguros,	H_a = Horas de operación de la máquina al año,
A = Almacenaje,	K = Coeficiente de almacenaje,
M = Mantenimiento,	Q = Factor de mantenimiento.
V_a = Valor de adquisición,	

Los consumos se refieren a los gastos generados por uso de combustible, diesel, gasolina o cualquier otro; intercambio de llantas, uso de aceites y lubricantes, etc. Hay que notar especialmente el uso de llantas, pues en caso de compra, éstas casi nunca vienen incluidas con el equipo. Los consumos pueden calcularse así:

$$C_o = E + L + Ll \quad (5.6.2)$$

$$E = cP_c$$

$$L = jP_e$$

$$Ll = \frac{V_{ll}}{H_v}$$

Donde:

C_o = Gastos de consumibles (por hora de trabajo),	P_c = Precio del combustible,
E = Cargo por consumo de combustible,	j = Lubricante requerido por hora de operación,
L = Gasto por consumo de lubricantes,	P_e = Precio del lubricante,
Ll = Gasto por intercambio de llantas,	V_{ll} = Valor de las llantas,
c = Combustible necesario por hora de operación,	H_v = Tiempo de vida de las llantas.

La operación incluye los salarios del operador de la maquinaria. En este inciso se hace hincapié en un factor de rendimiento del equipo, que es proporcional al del operador, por lo que es necesario considerar factores de reducción de eficiencia. Es requisito de ley observar los salarios mínimos vigentes para cada tipo de operador, mismos que varían en el país en tres zonas distintas. La operación se cuantifica según la razón:

$$Op = \frac{S}{H} \quad (5.6.3)$$

Donde:

O_p es el cargo por operación de la maquinaria, S representa el salario por turno promedio y H el número de horas por turno promedio.

Por lo tanto, sumando las ecuaciones 5.6.1, 5.6.2 y 5.6.3 obtenemos:

$$CHE = Cf + Co + Op \quad (5.6.4)$$

Donde:

CHE es el costo horario por equipo, que se aplica en la ecuación 5.4.2 para obtener el costo por metro cuadrado de construcción.

VI. Ejemplo de diseño de un sistema Lagunar (18) (19) (20) (21)

En este capítulo se describen las bases bajo las cuales se hace el diseño de un sistema Lagunar para el tratamiento de Agua Residual empleando herramientas de cómputo.

Planteamiento del problema.

Se requiere dimensionar un sistema de tratamiento a base Lagunas de Estabilización, para una comunidad que tiene una población de 13,000 habitantes para los próximos 10 años. El efluente debe cumplir con las normas de descarga un cuerpo receptor (NOM-001-ECOL-1996 y NOM-003-ECOL-1997) que se usa para riego. Con estos datos se definirá lo siguiente.

- a) Información requerida (datos de diseño)
- b) Diseño del tratamiento considerando la opción de una Laguna Facultativa y una de Maduración.
- c) Diseñar por el Método de Yáñez (13)

Información requerida.

Con el objeto de que la planta cumpla con la vida útil establecida, se calculará el crecimiento de la población para los próximos 10 años y considerando una tasa de crecimiento poblacional de 1.5%. Para ello se emplearán 5 métodos de proyección de población, considerando que ésta es una población en desarrollo moderado.

AÑO	FECHA	HABITANTES
1	1970	-
2	1980	1,458
3	1990	6,622
4	2000	13,000

Información climatológica

Evaporación anual	2023.25 mm
Precipitación anual	29.5 mm
Temperatura del mes más frío	14.9 °C

Factibilidad técnica

Se dispone de terreno suficiente; sin embargo, éste tiene un valor productivo alto como área agrícola por lo que hay que analizar la posibilidad de que el requerimiento de área sea el menor posible.

Se tomará en cuenta la dotación de agua potable de 150 l/hab/día y que de ella aproximadamente se colecta en el sistema de alcantarillado como Agua Residual el 80%.

SOLUCIÓN DEL EJEMPLO

Gastos de proyecto.

Datos

Dotación de agua potable	150 l / hab / día
Aportación de agua residual	80 % de AP
Población de diseño (logístico)	15,000 hab

Generación de agua residual = $150(0.8) = 120$ l/hab/día

De las ecuaciones (2.1.18), (2.1.19) y (2.1.20), y sustituyendo los valores, tomando en cuenta que ahora en lugar de la dotación tenemos la generación de AR entonces:

$$\begin{aligned}Q_m &= 20.8 \text{ l/s} \\Q_{MH} &= 45.2 \text{ l/s} \\Q_{MD} &= 29.16 \text{ l/s}\end{aligned}$$

PRETRATAMIENTO

Canal de Rejillas.

Para el Canal de Rejillas se propone un tirante (y) a criterio del diseñador, espacio práctico entre rejillas (e), velocidad antes de las rejillas (V), espesor de rejillas (B), estos últimos pueden ser los sugeridos por la bibliografía que se incluye en el programa de cómputo.

Valores propuestos para este caso:

$$\begin{aligned}y &= 0.15 \text{ m} \\e &= 0.005 \text{ m} \\B &= 0.025 \text{ m} \\V &= 0.6 \text{ m/s}\end{aligned}$$

De las ecuaciones (3.1.14), (3.1.5) y (3.1.6) obtendremos el número de espacios (m), la pérdida de carga (h_r) y el tirante corregido (y_c).

$$\begin{aligned}M &= 17 \text{ espacios} \\h_r &= 0.0079 \text{ m} \\y_c &= 0.155 \text{ m} \\b &= 0.485 \text{ m}\end{aligned}$$

Desarenador.

Con el gasto máximo horario y proponiendo una velocidad horizontal práctica y el ancho de plantilla del desarenador; resultan los siguientes datos de diseño

$$\begin{aligned}Q_{MH} &= 0.0452 \text{ m}^3/\text{s} \\v_{hs} &= 0.3 \text{ m/s} \\b &= 0.6 \text{ m} \\v_s &= 1.15 \text{ m/min} \\k_1 &= 1.5 \text{ (coeficiente de longitud adicional)} \\T_{man} &= 7 \text{ días}\end{aligned}$$

Siguiendo los procedimientos que se mencionan en el capítulo 3.1.3 se obtiene el área respectiva para el canal; además, a partir del área y del ancho del canal obtenemos el tirante (y_{sh}):

$$\begin{aligned}A_{hs} &= 0.1507 \text{ m}^2 \\y_{sa} &= 0.25 \text{ m} \\y' &= 0.30 \text{ m profundidad del canal desarenador propuesto}\end{aligned}$$

Usando el tirante en el canal (y_{sa}) y la velocidad de sedimentación (v_s), obtenemos el tiempo de sedimentación (t_s):

$$t_s = 13 \text{ s}$$

Con este tiempo y la velocidad horizontal del agua en el canal cuando no contiene arena, calculamos la longitud teórica (l). La longitud de diseño (L) se obtiene al considerar el factor de longitud adicional (k_1):

$$\begin{aligned}l &= 3.93 \text{ m} \\L &= 5.90 \text{ m}\end{aligned}$$

Se propone un tiempo de mantenimiento, T_{man} , de 7 días (una semana). El volumen para el depósito de arenas (V_a) será el producto del tiempo de mantenimiento, la producción de arena, el gasto y $C_1 = 0.015 \text{ m}^3 / 1000\text{m}^3$ de AR (9) (generación media de arena).

$$V_a = 1.06 \text{ m}^3$$

Vertedor Proporcional.

La velocidad en el desarenador se mantendrá constante mediante un “Vertedor Proporcional” ubicado en el extremo aguas abajo del canal desarenador y se calcula a partir de las ecuaciones (3.1.4.1), (3.1.4.2) y (3.1.4.3), entonces suponemos el valor de “a” en cm; (ver capítulo 3.1)

$$a = 0.03 \text{ m}$$

entonces el programa calculará la geometría del vertedor para las condiciones establecidas, así como “b”(ancho del vertedor), recordando que corresponde a la mitad de la geometría y quedando una distancia a la pared del canal al vertedor de 10 cm.

$$b = 0.2 \text{ m}$$

La primera pareja ordenada corresponde a un tirante de agua igual con “a”

y	x
0	0.2
0.0050	0.1789
0.0100	0.1589
0.0151	0.1407
0.0201	0.1249
0.0251	0.1113
0.0502	0.0685
0.0753	0.0482
0.1005	0.0369
0.1256	0.0299
0.1507	0.0250
0.1758	0.0215
0.2009	0.0189
0.2260	0.0168
0.2512	0.0151

ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA

DISEÑO DEL SISTEMA LAGUNAR

a) *Laguna Facultativa.*

Para el diseño de la Laguna Facultativa se presentan a continuación los datos requeridos:

Gasto medio	$Q_m = 20.8 \text{ l/s}$
Concentración de DBO_5	$S_i = 245 \text{ mg/l}$
Contenido de Coliformes fecales	$C_{fi} = 2.5 \times 10^5 \text{ NMP/100ml}$
Evaporación anual media	$e_a = 2023.5 \text{ mm}$
Precipitación anual media	$p_a = 529.5 \text{ mm}$
Temperatura media del mes más frío	$T = 18 \text{ }^\circ\text{C}$

Estudios llevados a cabo en Lagunas piloto localizadas en Extrables, Universidad de Paraíba, Brasil, sugieren que a temperaturas del agua de 25°C las cargas orgánicas muy superiores a los $350 \text{ kg DBO}_5/\text{hab/día}$ reducen significativamente la población de algas, y por lo tanto la producción de oxígeno vital para el proceso de tratamiento. Por lo mismo, se propone la siguiente ecuación, contenida en el resumen de ecuaciones (capítulo 3) propuesto por Yáñez Tabla (3.2.1) y que refleja más las condiciones de México.

Con la ecuación (3.1.2.10) se calcula la carga orgánica de diseño

$$C_s = 212.364 \text{ Kg DBO}_5 / \text{ha/ día}$$

Con la ecuación (3.1.2.11) se calcula la carga orgánica removida

$$C_{sR} = 179.899 \text{ Kg DBO}_5 / \text{ha/ día}$$

A continuación se calcula el área de la Laguna a partir de la ecuación (3.1.2.12)

$$A = 2.073 \text{ ha}$$

Considerando una profundidad de la Laguna (h) de 2 m, se obtiene el volumen de la Laguna

$$\text{Vol} = 4.147 \times 10^4 \text{ m}^3$$

Considerando una relación largo / ancho (L/W) de 5, y aplicando las ecuaciones (3.1.2.14) y (3.1.2.15), resultan:

$$L = 322 \text{ m}$$

$$W = 64.4\text{m}$$

El tiempo de retención será calculado tomando en consideración la tasa de evaporación (ev) y con las ecuaciones (3.2.1.16) y (3.2.1.17)

$$Ev = 4.093 \text{ mm}$$

$$\tau = 23.63 \text{ días}$$

El Método de Yánez toma en cuenta la forma de la Laguna; entonces la tasa de remoción K sera calculada apartir de la ecuación de primer orden (3.2.1.18).

$$K_{CF} = 0.735 \text{ d}^{-1}$$

Para determinar la concentración de coliformes fecales a la salida (Cfe), utilizaremos las ecuaciones (3.2.1.19), (3.2.1.20) y (3.2.1.21) entonces:

$$d = 0.19$$

$$a = 3.764$$

$$CFe = 113 \text{ NMP}/100\text{ml}$$

Finalmente, se evaluará la DBO en el efluente (Se), así como la DBO total en efluente (S_{Te}) a partir de las ecuaciones (3.2.1.23) y (3.2.1.24)

$$Se = 38.608 \text{ mg}/l$$

$$S_{Te} = 72.216 \text{ mg}/l$$

A continuación se presenta la tabla resumen con los datos calculados de dimensionamiento.

Tabla 6.1 RESUMEN DE RESUTADOS DE LAGUNA FACULTATIVA		
Gasto medio	Q _m	20.8 l/s
Concentración de DBO5	S _i	245 mg/l
Contenido de Coliformes fecales	CF	2.5 x 10 ⁵ NMP/100ml
Evaporación anual media	ea	2023.5 mm
Precipitación anual media	pa	529.5 mm
Temperatura media del mes más frío	T	18 °C
Carga Orgánica de diseño	C _s	212.364 Kg DBO5 / ha/ día
Carga Orgánica removida	C _{SR}	179.899 Kg DBO ₅ / ha/ día
Área	A	2.073 ha
Profundidad de la Laguna	h	2 m
Volumen de la Laguna		
Vol		4.147 x 10 ⁴ m ³
Largo	L	322 m
Ancho	W	64.4 m
Tiempo de retención	τ	23.63 días
Coliformes fecales a la salida	CF _i	113 NMP/100ml
DBO en el efluente	S _e	38.6 mg/l
DBO total en efluente	S _{te}	77 mg/l

b) Laguna de Maduración.

Para la Laguna de Maduración se considerara un tiempo de retención de 7 días y una profundidad de 1.5 m que se propone en la tabla (3.2.1), de esta forma se determina el área de la Laguna de Maduración.

$$\begin{aligned}\tau &= 7 \text{ días} \\ h &= 1.5 \text{ m}\end{aligned}$$

con la ecuación (3.2.1.8) se calcula el área de la Laguna de Maduración.

$$A = 8387 \text{ m}^2$$

Consideraremos una relación largo / ancho (L/W) de 2, entonces a partir de las ecuaciones (3.1.2.14) y (3.1.2.15), se calcula:

$$\begin{aligned}W &= 64.4 \text{ m} \\ L &= 129.8 \text{ m}\end{aligned}$$

Con la ecuación (3.2.1.4) se revisa la carga sobre la Laguna para evitar una sobrecarga tomando en cuenta que ahora nuestra S_i es la S_{et} de la Laguna Facultativa.

$$C_s = 165.46 \text{ KgDBO/ha/día}$$

El Método de Yáñez toma en cuenta la forma de la Laguna; entonces la tasa de remoción K sera calculada a partir de la ecuación de primer orden (3.2.1.18).

$$K_{CF} = 0.735 \text{ d}^{-1}$$

Para determinar la concentración de coliformes fecales a la salida (C_{fe}), utilizaremos las ecuaciones (3.2.1.19), (3.2.1.20) y (3.2.1.21) entonces:

$$\begin{aligned}d &= 0.465 \\ a &= 3.25 \\ C_{Fe} &= 7.3 \text{ NMP/100ml}\end{aligned}$$

Finalmente, se evaluara la DBO en el efluente (S_e), así como la DBO total en efluente (S_{Te}) a partir de las ecuaciones (3.2.1.23) y (3.2.1.24) cambiando el coeficiente 2 por 2.3 .

$$\begin{aligned}S_e &= 17.05 \text{ mg/l} \\ S_{Te} &= 39.22 \text{ mg/l}\end{aligned}$$

A continuación se presenta la Tabla Resumen con los datos calculados de dimensionamiento para la Laguna de Maduración.

Gasto medio	Q_m	20.8 l/s
Concentración de DBO5	S_i	72 mg/l
Contenido de Coliformes fecales	CF	113 NMP/100ml
Evaporación anual media	ea	2023.5 mm
Precipitación anual media	pa	529.5 mm
Temperatura media del mes más frío	T	18 °C
Carga Orgánica de diseño	C_s	135.46Kg DBO5 / ha/ día
Área	A	8387 m ²
Profundidad de la Laguna	h	1.5 m
Volúmen de la Laguna	Vol	4.147 x 10 ⁴ m ³
Relación largo ancho	L/W	2
Largo	L	129.8 m
Ancho	W	64.4 m
Tiempo de retención	τ	7 días
Coliformes fecales a la salida	CFi	7.3 NMP/100ml
DBO en el efluente	S_e	17.05 mg/l
DBO total en efluente	S_{te}	39.2 mg/l

Finalmente, se presenta una comparación entre las dimensiones y la DBO arrojados por el programa y las dimensiones y la DBO de la Laguna de “El Oro”.

	Ejemplo del programa	Sistema Lagunar “El Oro”
Población (hab.)	13,000	10,000
S_i (mg/l)	245	245.35
S_e (mg/l)	39.2	45.79
Dimensiones de la Laguna Facultativa		
Largo (m)	322	225.4
Ancho (m)	64	47.8
Profundidad (m)	2	2.5
Volumen (m ³)	41,216	26,935
Área (m ²)	20,608	10,774.12

Como se observa, las dimensiones del Ejemplo son superiores a las construidas en la Laguna de “El Oro”. Sin embargo, la eficiencia del sistema propuesto por el programa es mayor y hay que tomar en cuenta las diferentes poblaciones de diseño.

La comparación de costos no se pudo realizar debido a la ausencia de memorias de costos de la construcción del proyecto “El Oro”. Tampoco hubo información disponible al alcance de catálogos de costos del año en que se construyó el sistema de “El Oro”.

VII. CONCLUSIONES

En México, el tratamiento de las aguas residuales es un asunto de mucha importancia. En esta tesis se presentaron las Lagunas de Estabilización como una alternativa para dicho tratamiento. Actualmente, cerca del 50% de las plantas de tratamiento biológico son del tipo lagunar.

Los criterios de diseño utilizados en el programa son acordes a las recomendaciones de la CNA, de manera que los valores de salida son muy cercanos a los esperados en un diseño hecho de forma tradicional.

Dada la situación social y económica del país, el programa hace énfasis especial en la proyección de población, pues resulta muy importante que la población de diseño sea lo más cercana a lo real, con el fin de evitar costos innecesarios o que el proyecto resulte sobrado.

El programa desarrollado es una herramienta para el cálculo ágil y sencillo de las principales dimensiones de una laguna de estabilización.

El programa ayuda a comparar rápidamente resultados provenientes de distintos datos de inicio.

El programa es sencillo de utilizar y fácil de interpretar. Puede ser usado en cualquier computadora con ambiente Windows.

El programa es de fácil distribución, pues se puede almacenar en un disco flexible de 3 ½ pulgadas.

Los resultados del programa fueron comparados con un proyecto real, resultando que los datos son muy similares y varían por algunos de los procesos constructivos o criterios de diseño.

La información bibliográfica de la tesis fue reforzada con dos visitas a proyectos reales, uno en Ixtapan y otro en El Oro, ambos en el Estado de México. El proyecto de Ixtapan es un sistema fuera de servicio, por lo que permitió ver los principales elementos que componen una Laguna. El proyecto de El Oro está en funcionamiento, por lo que se apreció todo el tren de tratamiento además del mantenimiento del sistema.

Cada proyecto presenta un problema diferente en la proyección de los costos. Para un completo desarrollo de un sistema de lagunas es necesario involucrar muchas más variables de las que se pueden tomar en cuenta para la creación de un programa. Factores como la topografía, el tipo de suelo, la accesibilidad, etc., son difíciles de estimar en una simulación, pues requieren el conocimiento previo del sitio donde se quiere realizar la obra.

NOMENCLATURA POR CAPÍTULO

A continuación se presenta la nomenclatura que corresponde a las ecuaciones y modelos matemáticos que se utilizan en cada capítulo.

CAPÍTULO 1

<u>Variable</u>	<u>Definición</u>	<u>Unidad</u>
C	Capacidad básica del tanque <i>per cápita</i>	m ³
k	Constante de remoción de carga orgánica	d ⁻¹
N	Número de días que se requiere para la digestión en el tanque Imhoff	
Q	Gasto o caudal de Agua Residual (AR) a tratar	m ³ /s
θ_c	Tiempo de retención biológico	s
S _e	Carga Orgánica en el efluente	KgDBO/d
S _i	Carga Orgánica en el influente	KgDBO/d
tr	Tiempo de retención	s
V	Volumen	m ³
V _d	Volumen de lodos digeridos <i>pér cápita</i> por día	m ³
V _f	Volumen de lodos frescos <i>per cápita</i> por día	m ³
X	Concentración de masa de los microorganismos	Kg/l
Y	Coefficiente de producción o crecimiento de lodos	

CAPÍTULO 2

A	Año del Censo de población	año
α	Coefficiente de disminución de población	año ⁻¹
CVD	Coefficiente de variación diaria, 1.4 (CNA)	
CVH	Coefficiente de variación horaria, 1.55 (CNA)	
D	Periodo de diseño	año
Dot	Dotación de Agua Potable (AP)	l/hab/d
H	Constante de integración, método logístico	
i	Tasa de crecimiento de la población	
K	Incremento de población por año	hab/año
L	Población máxima de saturación	Habitantes
m	Pendiente de la curva del método logístico	
P	Población de diseño	Habitantes
Q _m	Gasto percibido de agua residual	l/s
Q _{md}	Gasto medio diario	l/s
QMD	Gasto máximo diario	l/s
QMH	Gasto máximo horario	l/s

CAPITULO 3

Variable	Definición	Unidad
A_m	Área de la sección transversal	m^2
a	Profundidad adicional para evitar atascamientos en el vertedor proporcional	m
A_L	Área superficial de la Laguna Facultativa	m^2
b	Ancho de plantilla del Canal de Rejillas	m
d	Ancho o espesor de la rejilla	m
b_p	1/2 del ancho de la parte rectangular del Vertedor Proporcional	m
C_D	Coefficiente de fricción de Newton, depende de la geometría de la partícula y del número de Reynolds, usualmente 0.4	
CF_e	Coliformes Fecales en el efluente de la Laguna Facultativa	NMP/100ml
CF_i	Coliformes Fecales en el influente de la Laguna Facultativa	NMP/100ml
C_o	Carga orgánica en la Laguna Facultativa	KgDBO/s
C_s	Masa diaria de sustrato aplicado a la Laguna por cada unidad de área	KgDBO/ m^2d
C_{SR}	Carga superficial removida de la Laguna	KgDBO/ha/d
C_V	Carga orgánica volumétrica aplicada a la Laguna por unidad de volumen	KgDBO/ m^3d
d	Diámetro promedio de las partículas a remover en el desarenador	m
e	Espacio entre rejillas	m
ev	Evaporación	mm
ea	Evaporación anual	mm/año
f	Factor de demanda de sulfuro de oxígeno: 1 para cuando la concentración de iones de sulfatos en el influente es menor de 500mg/l	
f_t	Factor de toxicidad de algas: 1 para AR municipal	
g	Aceleración local de la gravedad	m/s^2
η	Eficiencia de remoción	
H_a	Tirante del agua, aguas arriba de la garganta del Medidor Parshall	m
h_l	Altura de agua en la Laguna Facultativa	m
h_m	Altura total del vertedor proporcional	m
h_r	Pérdida de carga en las rejillas	m
k	Constante de Degradación de materia orgánica	d^{-1}
k_{CF}	Tasa de remoción de coliformes fecales	d^{-1}
k_{la}	Factor de seguridad en el desarenador	
l	Longitud teórica del canal para que sedimentación de las partículas	m
L	Longitud real del canal desarenador	m
m	Número de espacios requeridos en las rejillas	
n	Coefficiente de rugosidad de Mannig	
N_e	Número de Coliformes Fecales en el efluente de la Laguna de Maduración	NMP/100ml

<u>Variable</u>	<u>Definición</u>	<u>Unidad</u>
N_i	Número de Coliformes Fecales en el influente de la Laguna de Maduración	NMP/100ml
p_a	Precipitación anual	mm/año
p_m	Perímetro mojado (Fórmula de Manning)	m
Q	Gasto o caudal en el canal	m^3/s
θ	Coefficiente de corrección por temperatura, 1.085	
Q_1	Gasto a través de la parte rectangular del Vertedor Proporcional	m^3/s
R_h	Radio hidráulico (Fórmula de Manning)	m
s	Pendiente de la línea de energía	
S	Densidad relativa de las partículas a remover en el canal desarenador	
S_e	DBO ₅ en el efluente	mg/l
S_{et}	DBO total del efluente	mg/l
S_i	DBO ₅ en el influente	mg/l
S_u	DBO última	mg/l
t	Tiempo de retención hidráulica	d
t	Tiempo medio de retención hidráulica	d
T	Temperatura	°C
t_n	Tiempo de retención en la laguna n (para lagunas en serie)	d
t_s	Tiempo requerido para la sedimentación de la partícula	s
v	Velocidad horizontal del agua	m/s
V_a	Volumen del depósito de arenas en el canal desarenador	m^3
V_E	Volumen efectivo de tratamiento biológico en la Laguna	m^3
v_{sa}	Velocidad horizontal del AR en el canal desarenador	m/s
v_s	Velocidad de sedimentación de partículas discretas en el AR en el desarenador	m/s
W	Ancho de la garganta del medidor Parshall	m
x	Ancho del Vertedor Proporcional a una determinada altura	m
y	Tirante de AR en el desarenador	m
y'	Profundidad para el depósito de arenas en el desarenador	m
y_{sa}	Tirante de AR en el canal desarenador	m

CAPÍTULO 4

g	Peso volumétrico del agua: por lo general 1000kg/m ³	kg/m ³
h	Profundidad en la que se cuantifica la presión hidrostática	m
H	Altura de la columna de agua por debajo del nivel freático	m
p	Presión hidrostática	kg/m ²
P	Subpresión bajo la estructura del canal	kg/m ²

CAPÍTULO 5

Las siguientes variables fueron tomadas de los Apuntes de Movimiento de Tierras (17)

Variable	Definición	Unidad
a	Ancho de terreno compactado por la máquina	m
A	Gastos generados por almacenaje del equipo	\$/hr
C	Eficiencia en la compactación(de 0.6 a 0.8)	
c	Combustible necesario por hora de operación	l/hr
C _f	Cargos fijos (depreciación, inversión, etc.)	\$/hr
C _o	Gastos consumibles por hora de trabajo (lubricantes, combustibles, llantas)	\$/hr
CPm ³	Costo por metro cúbico	\$/m ³
CHE	Costo horario por equipo	\$/hr
D	Depreciación del equipo	\$/hr
e	Espesor de la capa compactada	cm
E	Cargos por consumo de combustibles	\$/hr
H	Número de horas por turno promedio	hr
H _a	Horas de operación de la máquina	hr
H _v	Tiempo de vida de las llantas	hr
I	Inversión inicial en la maquinaria	\$/hr
i	Tasa de interés en el crédito	
j	Lubricante requerido por hora	l/hr
K	Coefficiente de almacenaje	
L	Gasto por consumo de lubricantes	\$/hr
Ll	Gastos por intercambio de llantas	\$/hr
M	Mantenimiento del equipo	\$/hr
N	Número de pasadas necesarias en la compactación	
O _p	Cargos generados por la operación de la máquina	\$/hr
P _c	Precio del combustible	\$/l
P _e	Precio del lubricante	\$/l
PHE	Producción horaria del equipo	m ³ /hr
Q	Factor de mantenimiento	
S	Salario por turno promedio	\$
V	Velocidad de la maquinaria de compactación	km/hr
V _a	Valor de adquisición del equipo	\$
V _e	Vida económica	hr
V _{ll}	Valor de las llantas	\$
V _r	Valor de rescate del equipo	\$

RECOMENDACIONES

Uso de software.

Para facilitar el uso del programa de cómputo, el usuario deberá tener conocimiento del trabajo escrito (TESIS). Dentro de la TESIS se encuentran las restricciones y los parámetros bajo los cuales se realizan los diseños y los cálculos. El buen desempeño del programa depende de los datos que se le introduzcan.

El usuario deberá estar familiarizado con los algunos de los conceptos requeridos por el programa. Contar con información confiable otorga resultados más precisos.

Se recomienda leer detenidamente las opciones que presenta el programa. Esto ayuda en el aprovechamiento de las herramientas incluidas en el programa. Una de las facilidades otorgadas por el programa es que el gasto de proyecto puede ser obtenido de tres diferentes formas:

- 1) A través de datos censales se obtiene la población de diseño. Con la población de diseño, la dotación por habitante y la aportación se estima el gasto de diseño,
- 2) Introduciendo directamente la población de diseño se calcula el gasto de diseño y;
- 3) Se introduce directamente el gasto de proyecto.

El programa cuenta con una sección en la cual pueden estimarse aproximadamente los costos de la obra civil. La impresión del programa permite comparar los resultados provenientes de diferentes datos para el mismo proyecto.

Lagunas.

Las Lagunas de Estabilización son sistemas de tratamiento económicos, por lo cual pueden ser construidos en localidades pequeñas (5000 a 20000), donde los costos de construcción así como del terreno normalmente son bajos. Para poblaciones superiores, el área necesaria para una sola Laguna aumenta considerablemente, por lo que el sistema debe ser dividido en módulos. Sin embargo, no se puede olvidar que los costos del terreno suelen ser los que impactan más en el costo total del proyecto.

Para el uso de un sistema de Lagunas hay que tomar en cuenta lo siguiente:

- Contar con terreno suficiente, y con un costo económico.
- La conducción del AR deberá ser preferiblemente sólo por gravedad.
- Si el periodo de diseño es mayor de 10 años, construir el complejo en módulos.
- Evitar el uso de equipos electromecánicos, ya que se incrementan los costos.
- Contar con un tanque de tormentas con el fin de proteger el sistema.
- Evitar la entrada de AR industriales que puedan contener residuos tóxicos que perjudiquen a los microorganismos biodegradadores de las Lagunas.

Se recomienda tomar registro de los parámetros de comportamiento de las Lagunas para detectar problemas en el tratamiento o para hacer mejoras en el sistema.

Operación y Mantenimiento.

Aunque las Lagunas de Estabilización son sistemas muy sencillos que requieren de poca mano de obra para su OPERACIÓN (1 persona para un sistema de 15,000 a 20,000 habitantes), es necesario que cuenten con un buen mantenimiento, pues en caso de no contar con una persona encargada del sistema, éste se puede deteriorar debido a varios factores:

- Las obstrucciones en las rejillas pueden llevar a un desbordamiento del sistema de pretratamiento;
- El desarrollo de maleza en los terraplenes que conforman el sistema puede producir daño a los mismos;
- Es recomendable proteger los diversos dispositivos metálicos con pintura con el fin de evitar corrosión.
- Falta de engrasado. Mantener engrasadas las compuertas de los canales desarenadores y de los sistemas de evacuación.

Protección al operador

Se debe proveer al operador de material que asegure su salud, como guantes largos (hasta los codos) para evitar contacto con el agua; botas de hule, mascarillas, lámpara de mano, jabón neutro, alcohol y un impermeable.

Entre los utensilios que se deben suministrar están: una carretilla, pala de mango largo para facilitar la limpieza del sistema.

Es conveniente considerar en el sistema una caseta adaptada con sanitarios, donde el operador pueda protegerse de las lluvias, y pueda ser utilizado como almacén.

Rejillas

Se recomienda retirar la basura retenida con un bielgo o instrumento semejante, colocarla sobre la carretilla y llevarla al sitio de disposición. Es importante esta actividad, ya que evita que se obstruyan las rejillas, evitando que las aguas crudas sean desviadas a los terrenos aledaños, provocando un aspecto desagradable y malos olores.

Desarenador

El desarenador, como ya se vio en el capítulo 3.1, consiste en dos cámaras, adaptadas con pantallas para guiar el flujo así como compuertas verticales a la entrada y salida de cada cámara, con el objeto de facilitar la extracción de arenas.

En las pantallas se acumulan natas y material flotante, que es necesario retirar una o dos veces por día, pues además de presentar un aspecto desagradable, favorecen el desarrollo de moscas. Esta materia flotante se retira mediante un accesorio formado por un círculo de

varilla (30 o 40 cm de diámetro) al cual se ha cubierto de una malla plástica de mosquitero; el anillo esta unido a un mango, con este accesorio es factible retirar la materia que será depositada en la carretilla.

En las cámaras desarenadoras, queda retenida la arena. El volumen en época de estiaje no es apreciable, pero en época de lluvias puede ser abundante.

Las arenas serán extraídas, previamente evacuada el agua de una de las cámaras, mediante una pala de mango largo, siendo depositadas en la carretilla y conducidas a su lugar de disposición.

Laguna Facultativa y de Maduración

Uno de los problemas más frecuentes en este tipo de Lagunas es la formación de mantos de algas, mismas que se deben retirar de manera diaria, pues impiden la penetración de luz solar; algunas de ellas mueren, manifestándose en coloraciones negras en el manto, lo que genera un mal aspecto y además, como materia orgánica en descomposición, genera malos olores. Afortunadamente el viento casi siempre arrastra la materia hacia una de las esquinas de la Laguna. Es probable que también se tengan plásticos y otras materias flotantes. Todo esto deberá ser removido con la malla y colocado en el sitio de disposición.

De manera general, para evitar el acceso al sistema de personas ajenas y animales de pezuña que puedan perjudicar el sistema y sus instalaciones, se debe cercar con una malla ciclónica el perímetro del sistema, dejando accesos y vialidades para vehículos que se requieran para objeto de mantenimiento.

ANEXOS

ANEXOS

Para efecto de una mejor comprensión del proceso de tratamiento de aguas residuales, se realizaron visitas a dos sistemas lagunares, uno en operación y otro fuera de servicio, con el objeto de ver físicamente las estructuras e instalaciones de un complejo lagunar en ambas situaciones. A continuación se presentan los informes de ambas visitas.

ANEXO I

VISITA TÉCNICA AL SISTEMA DE LAGUNAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DE "IXTAPAN DE LA SAL", ESTADO DE MÉXICO

La visita tuvo lugar el día sábado 6 de Septiembre de 2003 y estuvo dirigida por el Doctor. en Ingeniería Carlos Solís Morelos, Profesor de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Autónoma del Estado de México (UAEM) y Director del Centro Interamericano de Recursos del Agua (CIRA) de la UAEM. Junto con él, acudimos el Dr. Pedro Martínez Pereda, César Ariel Bautista Lorenzo y Epigmenio Takai Flores Farías.

La visita tuvo varios objetivos. Uno de ellos fue conocer físicamente un sistema lagunar vacío y apreciar su estado luego de su operación y secado. El hecho de observar el sistema seco nos permitió ver el tipo de elemento estructural utilizado en el piso, mismo que se compone de un conjunto de losas unidas con juntas de asfalto. La pared divisoria entre módulos y entre lagunas está construida con mampostería y recubierta con concreto pobre.

Otro objetivo fue observar el sistema modificado lagunar propuesto por el Dr. Solís, compuesto básicamente por un par de lagunas facultativas y una de maduración, precedidas por un sistema de pretratamiento consistente en un canal de rejillas, un canal desarenador y un reactor UASB.

Descripción General.

El sistema de lagunas se compone de cuatro módulos que en operación conjunta llegan a tratar 7 lps de agua residual. El módulo 4 (ver figura) contiene las modificaciones propuestas por el Dr. Solís, y es el único que contiene un reactor UASB y un desarenador extra antes de la entrada a las lagunas. Aunque actualmente el sistema no está en operación, el agua es recibida desde el emisor del sistema de alcantarillado de Ixtapan. De aquí se conduce el agua a un desarenador y el agua es mandada a las lagunas.

Sistema de Rejas.

En el diseño del sistema, se propuso un marco estructural de 28 x 38mm., a que se soldaron barras, de 3/8", con una separación de 2.5cm. La reja tiene una inclinación respecto a la horizontal de 45°. Desgraciadamente, las rejas fueron hurtadas.

Desarenador.

El desarenador del sistema no se pudo apreciar físicamente debido a que estaba enterrado. De este canal se conduce el agua por una tubería de 8 in de acero, misma que tiene adaptada una bomba para elevar el agua al nivel del sedimentador.

Sedimentador.

Para el caso de los sedimentadores, ha habido dos diferentes tipos, el primero de ellos propuesto por el Dr. Solís y el último por el Gobierno del Estado de México.

En el sedimentador original el agua era introducida de manera uniforme en toda la longitud, desde la base del tanque a manera que ascendiera y sedimentara los lodos. Una vez hecho esto, era conducida a la primera laguna por medio de un conjunto de canales igualmente distribuidos en la longitud del tanque.

Los sedimentadores propuestos por el Gobierno del Estado de México son alimentados desde un extremo, de forma que el agua recorre toda la longitud, sedimentando en su paso las partículas. Casi al final de este recorrido, se introdujo una tubería cuya función es remover las natas y aceites del agua.

En ambos casos, se intentó recoger los lodos por medio de tuberías a unos 20cm de altura desde la base del sedimentador, con una conexión en forma de T invertida por la cual se insertaba aire a presión y teóricamente removería cualquier taponamiento. Por alguna razón este dispositivo de desfogue de lodos no funcionó.

A partir de aquí el agua es conducida a las lagunas. Es necesario mencionar que en este sistema lagunar hay tres diferentes soluciones para el ingreso del agua a las lagunas primarias.

- El primero de ellos, correspondiente al módulo 1, es un conjunto de descargas libres a la laguna, a través de toda la longitud de la misma.
- El segundo consiste en introducir el agua en la parte inicial e inferior de la laguna, en una única entrada.
- El tercero es la solución aplicada al módulo 4, donde el agua es introducida primero al reactor UASB, para luego, de manera difusa, conducirla por medio de varias tuberías que la llevan hasta el fondo de la primera laguna.

Reactor UASB

El reactor UASB es la solución aplicada al problema que presentaron los módulos lagunares con respecto a la desmesurada producción de lodos y construida en el módulo 4.

Estos lodos llegaban a cubrir casi todo el tirante de agua de la primera laguna facultativa, haciéndola incluso anaerobia.

Este reactor recibe el agua desde su parte inferior, conduciéndola ascendentemente a la superficie, librándola del excedente de lodos y además, llevando los gases desprendidos por esos lodos a canalizaciones especiales para su apropiado escape. El reactor desfoga los lodos por medio de una tubería transversal que los conduce a un sistema de secado de lodos.

Una vez el agua asciende, es llevada por medio de varias tuberías a un pequeño canal que tiene orificios en su parte inferior, orificios por los que el agua es introducida a la parte inferior de la laguna.

Lagunas Facultativas.

Las lagunas facultativas se distinguen de las lagunas de maduración por el mayor tirante de agua. En este sistema lagunar, las lagunas tenían una dimensión aproximada de 300 metros cúbicos. El agua, independientemente de la manera en que era introducida, era recogida por un par de vertedores o un solo vertedor, en el caso de la primera laguna facultativa y la segunda, respectivamente. Estos vertedores conducen el agua al siguiente proceso del tren de tratamiento, y además tienen una compuerta inferior para el desfogue de las lagunas.

Como se mencionó anteriormente, la base de las lagunas está compuesta por pequeñas losas rectangulares de concreto pobre unidas con juntas de asfalto. Las paredes de la lagunas son de mampostería recubierta con concreto. El ancho de la corona no sobrepasaba los 60cm y era apenas suficiente para el tránsito de una persona.

Laguna de Maduración.

Las lagunas de maduración reciben el agua desde un solo punto en la parte central del muro colindante con la segunda laguna facultativa. La función de la laguna de maduración consiste en remover la mayor cantidad posible de organismos patógenos concernientes a las excretas humanas, tiene un tirante inferior para basar su funcionamiento en comunidades de algas. Las paredes de la laguna de maduración son las que menos muestran el problema del excesivo acumulamiento de lodos.



**Lagunas de Estabilización en desuso de Ixtapan de la Sal
(Dispositivos de salida de un módulo)**



Dispositivo de entrada a Laguna Anaerobia, Ixtapan de la Sal

ANEXO II

VISITA TÉCNICA AL SISTEMA DE LAGUNAS DE TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES DE “EL ORO”, EDO. DE MÉXICO

Con el objetivo de complementar el trabajo de investigación de la tesis y el comportamiento *in situ* de un sistema lagunar en funcionamiento, acudimos al complejo de lagunas de tratamiento de El Oro, en el Estado de México. La visita tuvo lugar el 26 de Septiembre de 2003, y fue dirigida por el Doctor en Ingeniería. Carlos Solís Morelos, diseñador y constructor del proyecto. Con él fuimos el Doctor en Filosofía Pedro Martínez Pereda, César Ariel Bautista Lorenzo y Epigmenio Takai Flores Farías.

Varias fueron las finalidades de este reconocimiento. Inicialmente, conocer el tren de tratamiento completo, incluyendo el pretratamiento, las entradas y salidas a los cuerpos de agua, y los sistemas de desfogue y secado de lodos, entre otros. Luego, observar las dimensiones reales de una laguna, la apariencia visual de la calidad del agua antes y después de cada reactor o tanque, así como la verificación de la presencia de olores y la acumulación de lodos.

Las lagunas de tratamiento se sitúan al Noroeste de la Ciudad de Toluca y en cercanía con la frontera del Estado de Michoacán. El Oro posee una historia minera, siendo fundado a finales del siglo XVIII. Cabeza de Municipio, cuenta con una población cercana a los 18,000 habitantes, y una elevación aproximada de 2,800msnm.

Fuimos hospitalariamente recibidos por la Presidenta Municipal, C. Profesora Guadalupe Gutiérrez, junto con sus colaboradores, los señores Antonio Cruz Ramírez y José Luis Flores Castro, encargados de los asuntos del agua y de salud, respectivamente. Además, conocimos al Ing. Humberto Flores Miranda, responsable del Organismo Descentralizado de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento (ODAPAS) de El Oro. Ellos nos explicaron algunos de los detalles del funcionamiento y la situación actual de la planta de tratamiento. Poco después nos dirigimos a la planta.

Descripción.

La planta de tratamiento es un sistema lagunar de dos módulos, situado en la parte Este del poblado. Como se mencionó al principio, fue diseñada y construida por el Dr. Carlos Solís. Tiene una placa conmemorativa de su inauguración, en la que resalta la población a la que sirve el complejo: 15,000 habitantes.

Tratamiento Preliminar.

Lo primero que se observa es un almacén de equipo y herramientas de mantenimiento, mismo que está pintado con los logotipos de ODAPAS (Organismo de Agua Potable Alcantarillado y Saneamiento). Enterrado debajo de esta estructura atraviesa el canal emisor principal.

Este emisor conduce directamente al canal de rejillas, mismo que retiene desechos de gran tamaño que son arrojados al drenaje y por lo mismo requiere un mantenimiento diario. Las rejas tienen una inclinación cercana a los 45° respecto a la horizontal.

Inmediatamente después se localiza un par de canales desarenadores. La finalidad de que sean dos canales es para alternar el uso en los momentos en que se requiere mantenimiento. El agua presenta abundantes residuos del rastro local. Cabe resaltar que el canal que operaba en ese momento sufría de carencia de mantenimiento, razón por la cual estaba casi al tope de partículas sedimentadas. Aún así, el agua sale casi carente de partículas sedimentables.

Pasando el sistema de remoción de arenas, hay un vertedor triangular que afora el agua, misma que luego se conduce a un canal distribuidor que alimenta a los dos módulos en proporciones iguales. Cada ramal conduce el agua residual al módulo correspondiente.

Cada módulo consta de un pseudo reactor UASB que funciona también como sedimentador primario, una primera laguna facultativa, un segundo UASB y una laguna de maduración.

Sistema de Secado de Lodos.

Al sur de las lagunas se encuentran los dispositivos de secado de lodos. Son 24 estructuras rectangulares, en dos hileras paralelas de 12 cada una, con paredes de unos cuarenta centímetros de alto y de aproximadamente treinta metros cuadrados de superficie por cada lecho de secado. Su función es exponer los lodos al sol con la finalidad de estabilizar y drenar el agua de los lodos.

La primera tubería de entrada distribuye los lodos provenientes del primer reactor UASB a todos los tanques, con desfogues que reparten los lodos a cuatro tanques a la vez. La segunda tubería es alimentada desde el segundo reactor UASB y sólo descarga a los cuatro últimos tanques.

Pseudo Reactor UASB.

Al inicio de cada módulo existe un sistema de sedimentación primaria o pseudo UASB, cuya finalidad es remover lo más posible los acumulamientos de lodos y evitar su paso a las lagunas. En el diseño original, la entrada del agua se produce a todo lo largo del reactor, introduciendo el agua por la parte inferior del tanque y provocando que ésta circule ascendentemente, de manera que los lodos quedan sedimentados en el fondo. Luego el agua se recoge igualmente a lo largo de toda la estructura con un conjunto de tuberías que conducen el agua a la laguna facultativa. Al fondo del tanque existe una tubería que sirve como desfogue de los lodos. Esta tubería conduce al sistema lateral de secado de lodos.

Como se dijo, existen dos módulos. El reactor UASB del módulo sur (ver croquis) conserva la mayor parte de las características originales del diseño, mientras que el reactor norte fue modificado de manera arbitraria, alterando el funcionamiento del mismo. Se apreció que ambos módulos no había recibido mantenimiento, por lo que se abrieron las válvulas que conducen al sistema de secado de lodos.

Laguna Primaria o Facultativa.

Enseguida viene la laguna primaria, la cual tiene un tirante aproximado de tres metros. Es preciso indicar que el módulo norte contiene pasarelas que llevan al centro geométrico, tanto en la laguna primaria como en la secundaria. Estos puentes sirven para tomar medidas representativas de las lagunas.

Se observan burbujas en la superficie del agua, lo cual representa oxígeno liberado por la gran cantidad de algas que hay en las lagunas. Es válido decir que la cantidad de oxígeno disuelto para estas lagunas oscila alrededor de 7,4mg/l, cantidad que supera el valor de saturación para esta altitud.

La laguna primaria recibe el agua desde la parte inferior de la misma, a través de una decena de tuberías que provienen del pseudo UASB, para inducir un flujo pistón que disminuya o elimine por completo las zonas muertas de la laguna.

Segundo Pseudo Reactor UASB.

Luego de la laguna primaria se encuentra un segundo sedimentador. Estos sedimentadores fueron construidos por si acaso la laguna primaria contuviera todavía lodos, y funcionan de la misma manera que el primer reactor UASB.

Se desfogó el reactor, verificando su contenido de lodos, resultando éste escasos. Esto prueba el buen funcionamiento del equipo a trece años de su construcción y puesta en marcha. El sedimentador sur presentaba la tubería de recolección desprendida y flotando a la vista.

Lagunas Secundarias o de Maduración.

Finalmente, el agua es conducida a las lagunas secundarias. Estas lagunas tienen menor tirante que las primarias. Sus tirantes son de 1,50 y 1,75m, para el caso norte y sur, respectivamente. Son alimentadas desde el segundo reactor. Contienen un desfogue en la parte inferior de la laguna para mantenimiento.

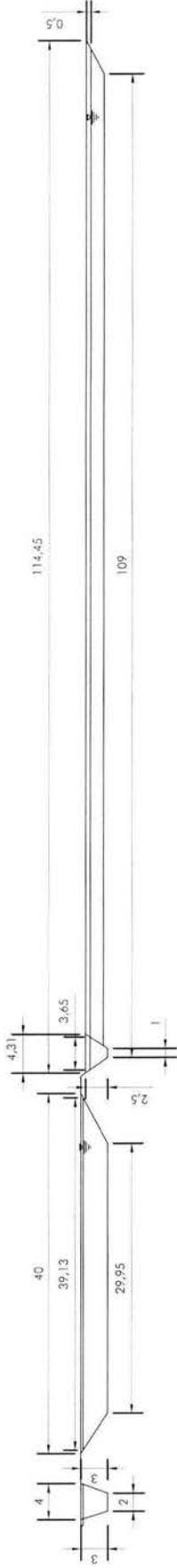
En estas lagunas se le da el último tratamiento al agua, siendo las lagunas de tipo facultativo, pues hay presencia de algas, manifestadas a través del oxígeno que burbujea en la superficie del agua.



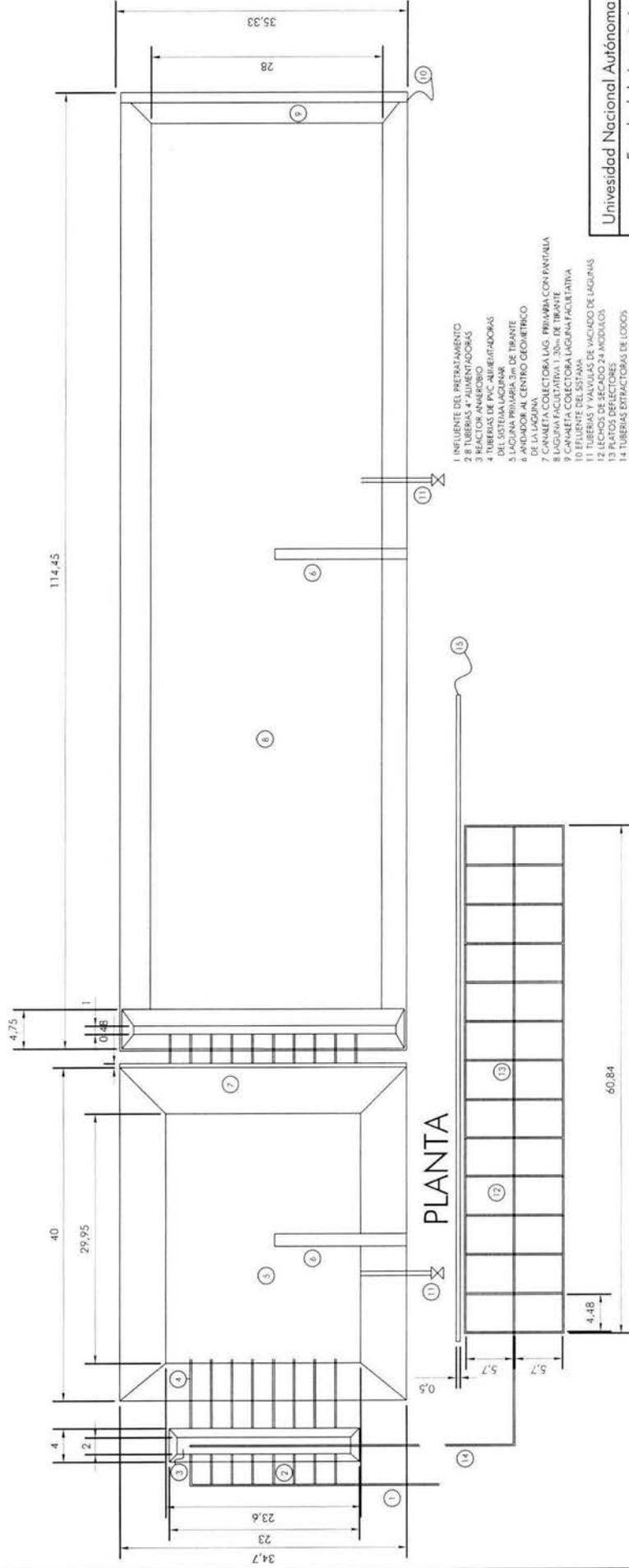
Caseta de Operador, Lagunas de Estabilización de El Oro



Canal de Rejillas, Lagunas de Estabilización de El Oro



CORTE LONGITUDINAL



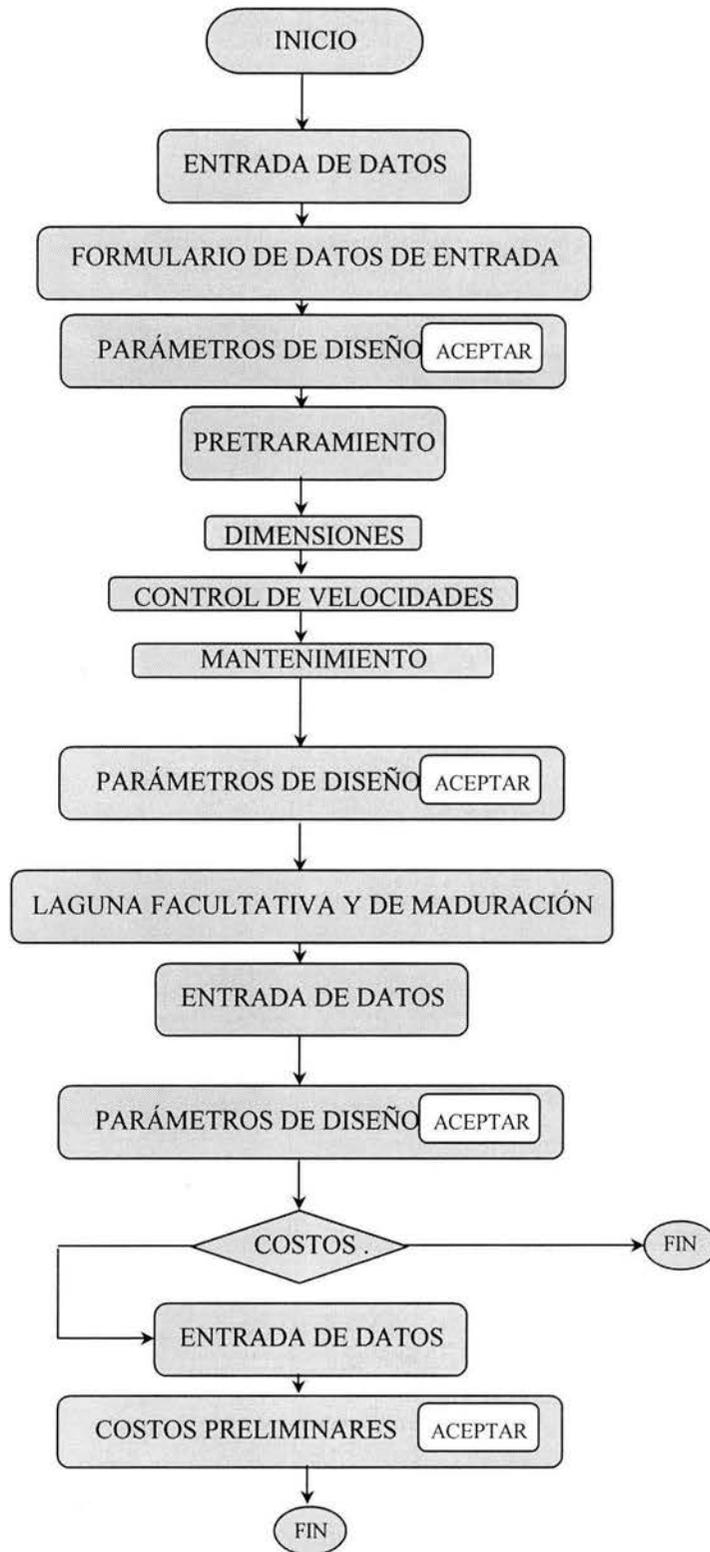
- 1 INFLUENTE DEL PRETRATAMIENTO
- 2 8 TUBERIAS 4" ALIMENTADORAS
- 3 REACTOR ANAEROBIO
- 4 TUBERIAS DE PVC ALIMENTADORAS DEL SISTEMA LAGUNA
- 5 TUBERIAS DE PVC ALIMENTADORAS DE TRINTE
- 6 ANDADOR AL CENTRO GEOMETRICO DE LA LAGUNA
- 7 CANALERA COLECTORA LAG. PRIMARIA CON PANTALLA
- 8 LAGUNA FACULTATIVA 1.30m DE TRINTE
- 9 CANALERA COLECTORA LAGUNA FACULTATIVA
- 10 TUBERIAS ALIMENTADORAS DEL SISTEMA LAGUNA
- 11 TUBERIAS Y VALVULAS DE VACHICO DE LAGUNAS
- 12 LECHOS DE SECCAO 24 MODULO
- 13 PLATOS DEFLECTORES
- 14 TUBERIAS EXTRACTORAS DE LODO
- 15 CANALERA COLECTORA Y EMISORA DEL SISTEMA DE ALGANTILLADO

Universidad Nacional Autónoma de México	
Facultad de Ingeniería	
El Oro	acolaciones en (m)
Bautista Lorenzo César Ariel	
Flores Farias Epigimio Takai	

SISTEMA DE LAGUNAS DE ESTABILIZACION MODIFICADAS

ANEXO IV

Diagrama de flujo del programa.



ANEXO V

Despliegue de ventanas de software

La primera pantalla que aparece en el programa es la Pantalla de Presentación, con el título de la Tesis, los Directores y los Autores del programa.



Datos básicos de entrada para el Proyecto:

En la segunda ventana se podrán seleccionar los métodos de Población de diseño y dar nombre al Proyecto. Luego de acceder los datos pertinentes, se abre la ruta para la tercera pantalla.

INFORMACIÓN BÁSICA DEL PROYECTO

Datos Básicos del Proyecto EL ORO

Datos Estadísticos

Nombre del Proyecto:

Diseñar por:

Proyección de Población Gasto de Proyecto

Proyección de Población por medio de:

Población de Proyecto Datos Censales

¿Cuántos registros censales tiene?

Inserte el Periodo de Diseño (años):

Inserte Datos Estadísticos

Año del Censo:

Población Censada:

Gastos

Dotación de AP (l/hab/día):

Aportación

CNA 0.8 Otro

Coeficientes de Variación Horaria y Diaria

CNA Otro

CVD = 1.4

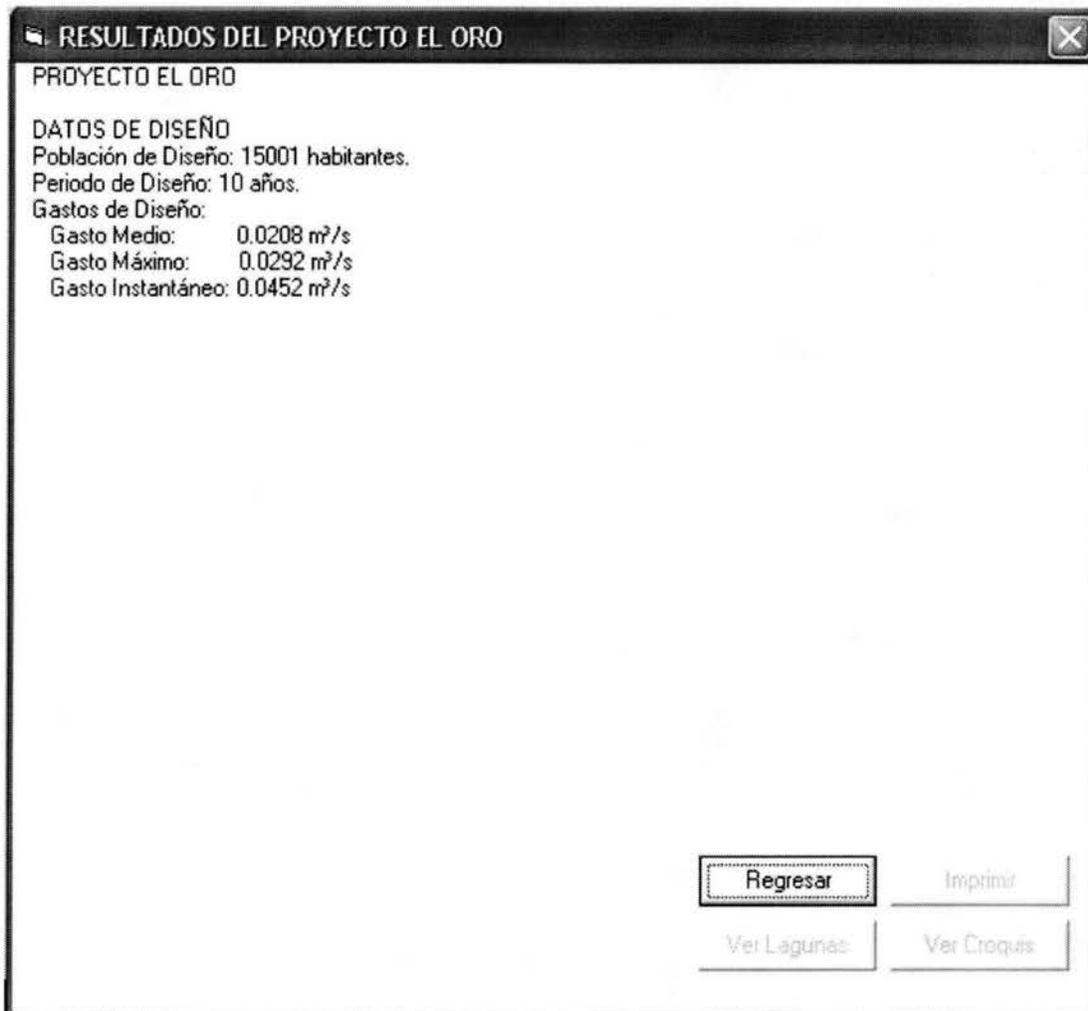
CVH = 1.55

Seleccione una Opción

	Índice de Correlación	Población de Diseño (Habitantes)
<input type="radio"/> Lineal	0.998161	18569
<input type="radio"/> Logarítmica	0.998072	18520
<input type="radio"/> Exponencial	0.976369	44643
<input checked="" type="radio"/> Logístico	----	15001

Aquí, el usuario podrá revisar los resultados de esa corrida como se muestra en la siguiente figura.

Resultados de la primer corrida en los cuales se despliega la Población de diseño, el periodo de diseño y los gastos de diseño.



De esta manera, el usuario puede observar los resultados de la proyección de población, y decidir entre continuar con el diseño del pretratamiento y hacer alguna corrección.

La siguiente fase del programa, es la relacionada con el pretratamiento, donde se diseñaran los elementos de los cuales consta el sistema de pretratamiento. (Canal Desarenador, Canal de Rejillas y el elemento de control de velocidad).

PRETRATAMIENTO DEL PROYECTO EL ORO

Pretratamiento del Proyecto EL ORO

Canal de Rejillas:

- Proponga un tirante (m): < 0.27 m
- Velocidad antes de rejillas (m/s):
 - Valor Propuesto Otro valor
 - 0.6 m/s Otro valor
- Espesor de Rejas (m):
 - Valor Propuesto Otro valor
 - 0.005 m Otro valor
- Espacio entre Rejas (m):
 - Valor Propuesto Otro valor
 - 0.025 m Otro valor

Canal Desarenador:

- Velocidad del AR cuando el Canal no tiene arena (m/s):
 - Valor Propuesto Otro valor
 - 0.3 m/s Otro valor
- Extracción de Arenas (días):
 - Valor Propuesto Otro valor
 - 1 semana Otro valor
- Ancho de base del canal desarenador (m):
 - Valor Mínimo Otro valor
 - 0.6 m Otro valor
- Velocidad de Sedimentación de la partícula (m/min):
 - Ley de Stokes Otro valor
 - Valor Medio 1.15 m/min
- Coefficiente de longitud adicional (m):
 - Valor Mínimo Otro valor
 - 1.5m
- Producción de arena (m³/1000m² de AR):
 - Valor Medio Otro valor
 - 0.015m³/1000m² de AR

Control de Velocidad:

- Vertedor Proporcional Medidor Parshall
- Vertedor Proporcional:
 - Elija el valor de "a" (m), mínimo 0.03 m
- Medidor Parshall:
 - Seleccione un ancho de garganta
 - 7.5 cm 15 cm
 - 22.5 cm 30 cm

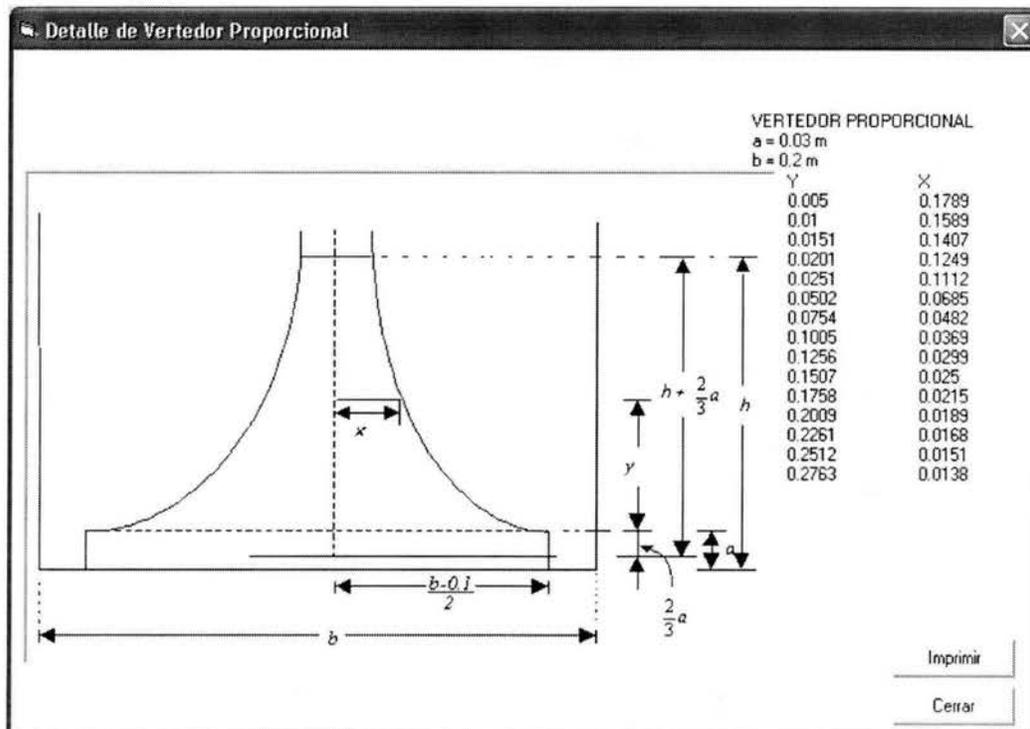
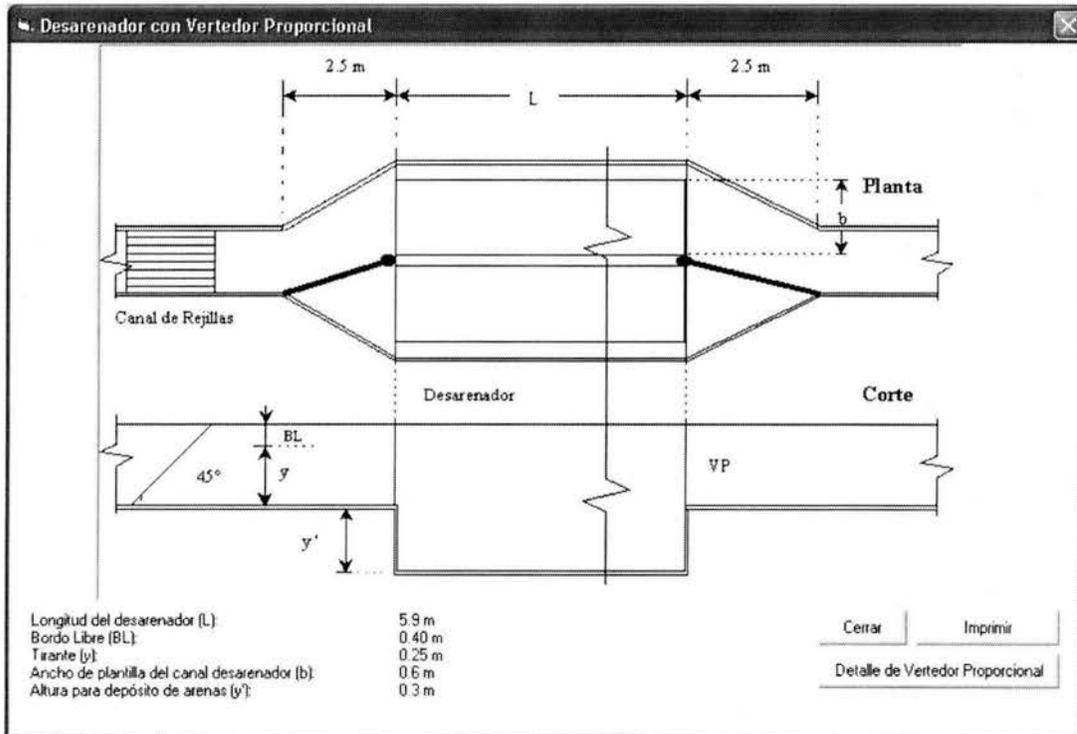
En esta parte el usuario también puede revisar los resultados y además imprimirlos si así lo requiere.

RESULTADOS DEL PROYECTO EL ORO

<p>PROYECTO EL ORO</p> <p>DATOS DE DISEÑO Población de Diseño: 15001 habitantes. Periodo de Diseño: 10 años. Gastos de Diseño: Gasto Medio: 0.0208 m³/s Gasto Máximo: 0.0292 m³/s Gasto Instantáneo: 0.0452 m³/s</p> <p>CANAL DE REJAS Ancho de Base (b): 0.49 m Tirante de Diseño (y): 0.16 m Bordo Libre: 0.20 m Número de Espacios: 17 Grosor o ancho de rejas: 0.005 m Espacio entre rejas: 0.025 m Pérdida de carga: 0.008 m Mantenimiento diario.</p> <p>CANAL DESARENADOR Ancho de Base: 0.6 m Tirante de Diseño: 0.25 m Bordo Libre: 0.40 m Velocidad horizontal del AR: 0.3 m/s Longitud de Diseño: 5.9 m Altura para depósito de arenas: 0.3 m Volumen de Sedimentación: 1.06 m³ Mantenimiento cada 7 días</p>	<p>VERTEDOR PROPORCIONAL a = 0.03 m b = 0.2 m</p> <table border="0" style="width: 100%;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;">Y</th> <th style="text-align: left;">X</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0.005</td><td>0.1789</td></tr> <tr><td>0.01</td><td>0.1589</td></tr> <tr><td>0.0151</td><td>0.1407</td></tr> <tr><td>0.0201</td><td>0.1249</td></tr> <tr><td>0.0251</td><td>0.1112</td></tr> <tr><td>0.0502</td><td>0.0685</td></tr> <tr><td>0.0754</td><td>0.0482</td></tr> <tr><td>0.1005</td><td>0.0369</td></tr> <tr><td>0.1256</td><td>0.0299</td></tr> <tr><td>0.1507</td><td>0.025</td></tr> <tr><td>0.1758</td><td>0.0215</td></tr> <tr><td>0.2009</td><td>0.0189</td></tr> <tr><td>0.2261</td><td>0.0168</td></tr> <tr><td>0.2512</td><td>0.0151</td></tr> <tr><td>0.2763</td><td>0.0138</td></tr> </tbody> </table>	Y	X	0.005	0.1789	0.01	0.1589	0.0151	0.1407	0.0201	0.1249	0.0251	0.1112	0.0502	0.0685	0.0754	0.0482	0.1005	0.0369	0.1256	0.0299	0.1507	0.025	0.1758	0.0215	0.2009	0.0189	0.2261	0.0168	0.2512	0.0151	0.2763	0.0138
Y	X																																
0.005	0.1789																																
0.01	0.1589																																
0.0151	0.1407																																
0.0201	0.1249																																
0.0251	0.1112																																
0.0502	0.0685																																
0.0754	0.0482																																
0.1005	0.0369																																
0.1256	0.0299																																
0.1507	0.025																																
0.1758	0.0215																																
0.2009	0.0189																																
0.2261	0.0168																																
0.2512	0.0151																																
0.2763	0.0138																																

<input type="button" value="Regresar"/>	<input type="button" value="Imprimir"/>
<input type="button" value="Ver Lagunas"/>	<input type="button" value="Ver Croquis"/>

En las siguientes pantallas, el usuario podrá observar las dimensiones requeridas para los canales desarenadores, y dependiendo del caso, ver los detalles del Medidor Parshall o del Vertedor Proporcional, pudiendo imprimir esta información.



La tercera fase del programa comprende el diseño de las Lagunas, donde al programa se le alimentará con los datos requeridos en la ventana.

LAGUNAS FACULTATIVA Y DE MADURACIÓN DE EL ORO

Laguna Facultativa

Concentración de DBD (5.20) (mg/l):	<input type="text" value="245"/>
Coliformes Fecales en el Influyente (NMP/100ml):	<input type="text" value="2.5"/>
Evaporación Anual (mm):	<input type="text" value="2023.5"/>
Precipitación Anual (mm):	<input type="text" value="529.5"/>
Temperatura promedio del mes más frío (°C):	<input type="text" value="18"/>
Profundidad de la Laguna Facultativa (1.5 a 2.0 m):	<input type="text" value="2"/>
Relación Largo/Ancho (L/W):	<input type="text" value="5"/>
Talud de la Pared de las Lagunas:	<input type="radio"/> 1:2 <input checked="" type="radio"/> 1:3 <input type="radio"/> Otro <input type="text"/>

Laguna de Maduración

Profundidad de la Laguna de Maduración (Máx. 1.5m):	<input type="text" value="1.5"/>	<input type="button" value="Calcular"/>
Periodo de retención (5-20 días):	<input type="text" value="7"/>	<input type="button" value="Ver Resultados"/>
Relación Largo/Ancho (L/W):	<input type="text" value="2"/>	<input type="button" value="Estimación Preliminar de Costos"/>

Una vez realizada la corrida, el usuario podrá ver el resumen de los resultados e imprimirlos. Aparece también una ruta para ver los croquis de las Lagunas con sus respectivas dimensiones.

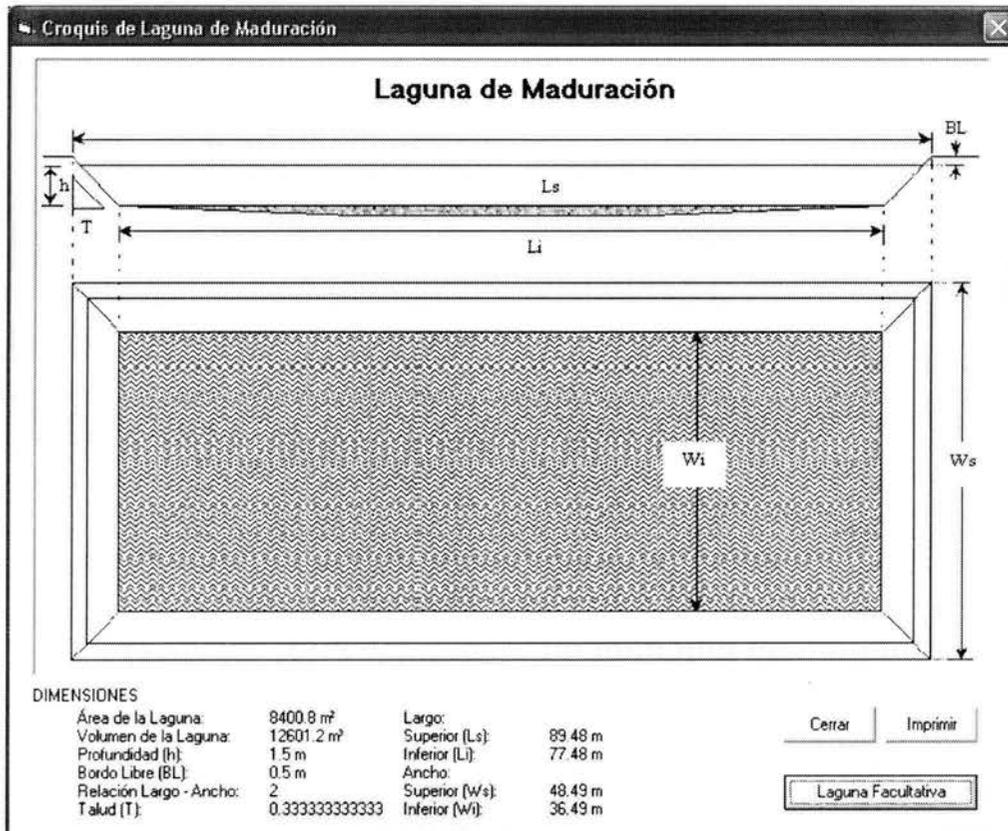
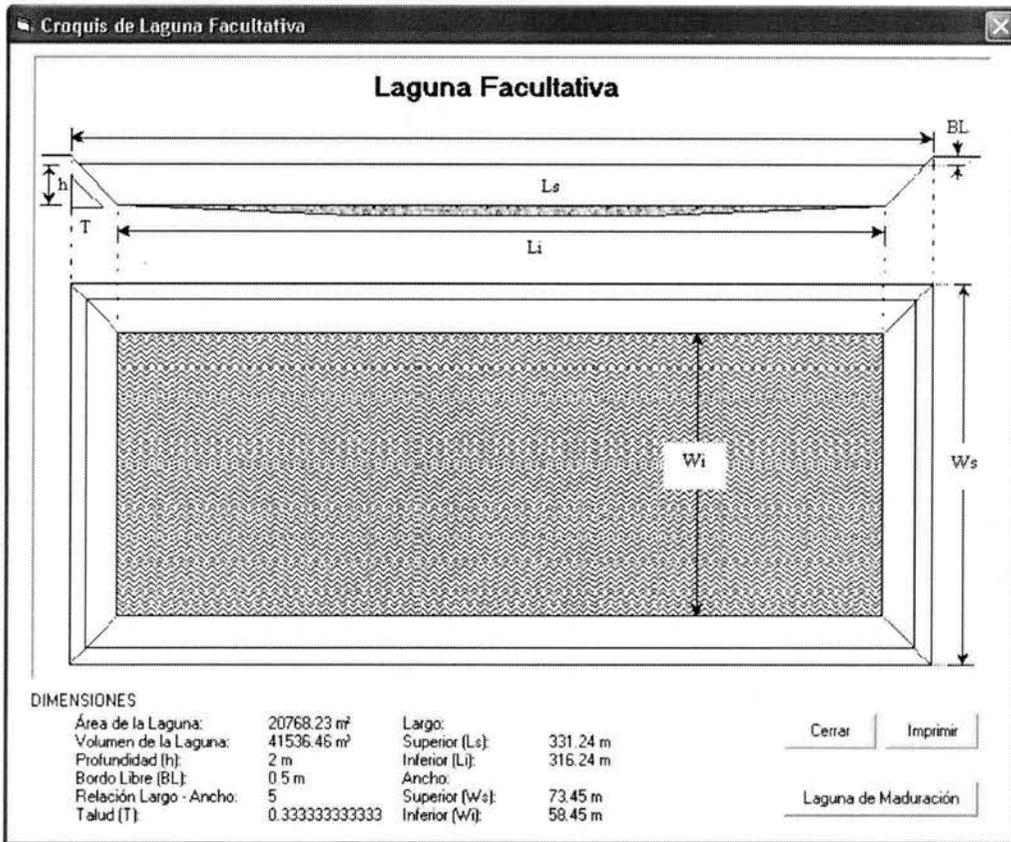
RESULTADOS DEL PROYECTO EL ORO

<p>LAGUNA FACULTATIVA</p> <p>PARÁMETROS BIOLÓGICOS</p> <p>DBO 5.20 en el Influyente : 245 mg/l DBO 5.20 en el Efluente: 77.22 mg/l Eficiencia de Remoción de DBO: 68.48 % Coliformes Fecales en el Influyente: 2.5 NMP/100ml Coliformes Fecales en el Efluente: 0 NMP/100ml Tasa de Remoción de CF: 0.7346 1/días Eficiencia de Remoción de CF: 99.95 % Tiempo de Retención: 23.63 días</p> <p>DIMENSIONES</p> <p>Área de la laguna: 20768.23 m² Volumen de la laguna: 41536.46 m³ Profundidad: 2 m Bordo Libre: 0.50 m Relación Largo - Ancho: 5</p> <p>Largo: Medio: 322.24 m Superior(Ls): 331.24 m Inferior(Li): 316.24 m</p> <p>Ancho: Medio: 64.45 m Superior(Ws): 73.45 m Inferior(Wi): 58.45 m</p>	<p>LAGUNA DE MADURACIÓN</p> <p>PARÁMETROS BIOLÓGICOS</p> <p>DBO 5.20 en el Influyente: 77.22 mg/l DBO 5.20 en el Efluente: 39.22 mg/l Eficiencia de Remoción de DBO: 49.2 % Coliformes Fecales en el Influyente: 0 NMP/100ml Coliformes Fecales en el Efluente: 0 NMP/100ml Tasa de Remoción de CF: 0.7346 1/días Eficiencia de Remoción de CF: 96.51 % Tiempo de Retención: 7 días</p> <p>DIMENSIONES</p> <p>Área de la laguna: 8400.8 m² Volumen de la laguna: 12601.2 m³ Profundidad: 1.5 m Bordo Libre: 0.50 m Relación Largo - Ancho: 2</p> <p>Largo: Medio: 81.98 m Superior(Ls): 89.48 m Inferior(Li): 77.48 m</p> <p>Ancho: Medio: 40.99 m Superior(Ws): 48.49 m Inferior(Wi): 36.49 m</p>
--	--

Eficiencia de remoción DBO 5.20 total del sistema 83.99 %
 Eficiencia de remoción de CF total del sistema 100 %

Regresar
Imprimir

Ver Croquis
Ver Datos Básicos



Por último, al acceder a la sección de Estimación de Costos Preliminares, si el usuario lo desea puede alimentar al programa con los datos requeridos; o bien, saltar esta sección. Aparecerá nuevamente la sección de resultados, donde podrá revisar las dimensiones y los croquis de las Lagunas, así como imprimirlos.

Es posible imprimir nuevamente todos los datos calculados por el programa, incluso los datos básicos, y los croquis de las Lagunas.

	Costo por Unidad (\$)	No. de Unidades	Costo (\$)
El Área mínima para ambas lagunas es de 29169.03 m ² .			
El costo promedio por unidad (m ²) de terreno es:	<input type="text"/>	<input type="text"/>	
El costo promedio por unidad (m ²) de movimiento de tierras es:	<input type="text"/>	<input type="text"/>	
El costo promedio por unidad (m ²) de excavación es:	<input type="text"/>	<input type="text"/>	
El costo promedio por unidad (m ²) de compactación es:	<input type="text"/>	<input type="text"/>	
El Área mínima que requiere impermeabilización es: 28861.85m ² .			
El costo promedio por unidad (m ²) de impermeabilización es:	<input type="text"/>	<input type="text"/>	
Otros:			<input type="text"/>
El costo aproximado de obra civil es:			<input type="text"/>
	<input type="button" value="Estimar Costos"/>	<input type="button" value="No Estimar Costos"/>	

Estos son, a grueso modo, los pasos a seguir para el uso del programa, pero como ya se indicó en las Recomendaciones, el usuario explotará las condiciones del programa de una mejor forma si tiene conocimiento del manual del programa (Tesis).

BIBLIOGRAFÍA

1. Mazari, H. M.; “El Agua como Recurso”; Revista ¿Cómo Ves? No. 54, UNAM, México, 2003.
2. Vázquez, M. R.; “Crónica desde Kyoto”; Revista ¿Cómo Ves? No. 54, UNAM, México, 2003.
3. Programa Nacional Hidráulico 2001-2006; CNA-SEMARNAT. 2003.
4. CNA-SEMARNAT; EL AGUA EN MEXICO: RETOS Y AVANCES; México, 2000.
5. Tebbutt, T. H.; FUNDAMENTOS DE CONTROL DE LA CALIDAD DEL AGUA; Editorial Limusa; México; 1999. 239pp.
6. CNA-SEMARNAT; COMPENDIO BÁSICO DEL AGUA EN MÉXICO; México, 2002.
7. Metcalf, L., Eddy, H.; TRATAMIENTO Y DEPURACIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES; Editorial Labor; Barcelona, España; 1977.
8. Fair, G. M.; Geyer, J. Ch.; Okun, D. A.; PURIFICACIÓN DE AGUAS Y TRATAMIENTO Y REMOCIÓN DE AGUAS RESIDUALES; Editorial Limusa; México; 1981, Vol. 2.
9. Apuntes del Curso Anual de Tratamiento de Aguas Residuales Municipales y Reúso, Dr. Pedro Martínez Pereda.
10. Solís M., Carlos; INFORME TÉCNICO FINAL, COMPORTAMIENTO DE UN SISTEMA LAGUNAR MODIFICADO EN VALLES ALTOS, Publicación de la UAEM, Centro Interamericano de Recursos del Agua. México; 1995.
11. Sotelo, A. G.; HIDRÁULICA DE CANALES II; Facultad de Ingeniería; México; 1971.
12. Gloyna, E. F.; ESTANQUES DE ESTABILIZACIÓN DE AGUAS RESIDUALES; Organización Mundial de la Salud; Suiza; 1973.
13. Yáñez C. Fabián; LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN (TEORÍA, DISEÑO, EVALUACIÓN Y MANTENIMIENTO); Imprenta Monsalve; Ecuador; 1993.
14. CNA, DISEÑO DE LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN, México; 1996.
15. Meli, P. R.; DISEÑO ESTRUCTURAL; Editorial Limusa; México; 1985.
16. Juárez Badillo, Eulalio, MECÁNICA DE SUELOS, Editorial Limusa; México; 1985.

17. Alcaraz, L. F.; Favela, L. F.; *et al*; APUNTES DE MOVIMIENTOS DE TIERRAS; Facultad de Ingeniería; UNAM; México; 1987.
18. CNA e IMTA, MANUAL DE DISEÑO DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO, México 1994.
19. Rolim M, Sergio, LAGOAS DE ETABILIZACAO E AERADAS MECÁNICAMENTE; NOVOS CONCEITOS, Brasil; 1990.
20. Thirumurthi D; BIODEGRADATION IN WASTE STABILIZATION PONDS; Editorial Martin; Gran Bretaña; 1991.
21. Romero Rojas, Jairo Alberto, TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES POR LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN, 3ª Edición. Editorial Alfa Omega, México, 1999 .