

4

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE QUÍMICA

Proyecto de una Planta de Tratamiento de
Aguas Residuales para la Población de
Acayucan, Veracruz

T E S I S

Que para obtener el título de :

INGENIERO QUÍMICO

p r e s e n t a :

DAVID JACOME MUSULE

México D. F.

1980



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.

JURADO ASIGNADO:

Presidente:	Prof. Jorge Spamer García Conde
Vocal:	Prof. José Francisco Guerra Recasens
Secretario:	Prof. Gerardo Rodríguez Alonso
1er. Suplente:	Prof. Alfonso Franyutti Altamirano
2do. Suplente:	Prof. Ramón Arnaud Huerta

Sitio donde se desarrolló el tema: A C A Y U C A N, VERACRUZ

SUSTENTANTE David Jácome Musule

ASESOR DEL TEMA: Jorge Spamer García Conde

SUPERVISOR TECNICO: Jaime de la Cruz Noguera

- A mis padres:

José Luis Jácome Avendaño y
Elizabeth M. de Jácome

- A mi esposa:

Linda Medellín de Jácome

- A mi hijo:

David

- A mis hermanos:

José Luis

Sonia

Myrna

Liz

- Al honorable jurado

- A la Facultad de Química

- A la Universidad Nacional Autónoma de México

- A todas aquellas personas que directa o indirectamente
contribuyeron a la realización de este trabajo.

I N D I C E

C A P I T U L O

	PAG.
I. INTRODUCCION	1
II. GENERALIDADES	5
III. DETERMINACION DE CAUDALES Y CARACTERIZACION DE LAS AGUAS RESIDUALES.	18
III.1 Gastos	19
III.1.1. Cálculo poblacional	19
III.1.2. Gasto de las aguas residuales	20
III.2 Muestreo	22
III.2.1. Oxígeno disuelto	22
III.2.2. Fisicoquímicos	22
III.2.3. Grasas y aceites	22
III.2.4. Fosfatos	23
III.2.5. Preservación de las muestras	23
III.3. Análisis físicos	26
III.3.1. Temperatura	26
III.3.2. Potencial hidrógeno (pH)	27
III.3.3. Sólidos	29

III.4. Análisis químicos	32
III.4.1. Oxígeno disuelto (OD)	32
III.4.2. Demanda bioquímica de oxígeno (DBO)	37
III.4.3. Demanda química de oxígeno (DQO)	40
III.4.4. Nitrógeno	44
III.4.5. Fosfatos	46
III.4.6. Grasas y aceites	48
III.5. Características promedio de las aguas residuales de Acayucan, Veracruz.	51
IV. SELECCION DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO	52
IV.1. Diferentes sistemas de tratamiento	53
IV.2. Tratamiento elegido	58
V. DISEÑO DE LA PLANTA	59
V.1. Aspectos generales	60
V.2. Tratamientos preliminares	61
V.2.1. Rejillas	62
V.2.2. Desarenador	66
V.2.3. Vertedor sutor	67

C A P I T U L O	PAG.
V.3. Dimensión de las lagunas	71
V.3.1. Lagunas anaerobias	71
V.3.2. Lagunas facultativas	75
V.3.2.1. Primera laguna facultativa	75
V.3.2.2. Segunda laguna facultativa	76
V.4. Disposición de lodos	80
V.5. Localización de la planta	81
V.6. Costos	83
V.6.1. Inversión	84
V.6.1.1. Costos directos de construcción	85
V.6.1.2. Subtotal de capital invertido	86
V.6.1.3. Capital invertido	87
V.6.2. Costos de operación y mantenimiento	88
V.6.3. Pago anual a capital	90
V.6.4. Costos totales	91
VI. CONCLUSIONES	93
VII. BIBLIOGRAFIA	95

I N T R O D U C C I O N

La palabra salud rebasa ya las fronteras de su etimología clásica; ya no es suficiente garantizar la vida del hombre, - sino que, además, es necesario e imperioso ir más allá, tratando de garantizarle un adecuado bienestar físico y mental al mínimo que es dable ofrecerle para que soporte y tolere, como ente biológico sensible, lo agitado de una actividad que le cansa y agobia.

Entre las acciones derivadas al uso del agua, para el a--bastecimiento municipal, de comercios e industrias, aparece aquella relacionada con la presencia de las aguas residuales domésticas y despojos líquidos industriales, cuyo tratamiento y disposición adecuados son imperativos para garantizar la pre--servación de las masas hídricas que sirven de receptores finales y completar así la acción de conservación que tanto derienden y exigen nuestros naturalistas de hoy.

Las masas receptoras: ríos, corrientes subterráneas, la--gos, estuarios y el mar; en un sinnúmero de ocasiones - con especial mención en las zonas más densamente pobladas y desarrolladas del país -, han sido incapaces por sí mismas para absorver y neutralizar la carga contaminante que los residuos imponen. Ello porque contienen generalmente, cantidades aprecia--bles de compuestos extraños que son ofensivos a la fauna acuática, a la apariencia física y a las condiciones sanitarias de

tales receptores. En consecuencia, pierden aquellas condiciones mínimas que les son exigidas para su racional y adecuado aprovechamiento como fuentes de abastecimiento, como vías de transporte o aún como fuentes de energía.

Las sustancias residuales que aparecen formando parte de los líquidos que provienen de las cloacas, pueden estar presentes como disueltas, suspendidas o bien, en estado coloidal.

En cualquiera de estos estados, las sustancias extrañas - pueden ser de naturaleza mineral u orgánica. En las primeras, el caso general, es que no constituyen de por sí un problema - para la disposición de las aguas, sobre todo cuando esas sustancias provienen de los mismos minerales que forman parte integral de las aguas claras de abastecimiento. En las segundas, en cambio, las materias orgánicas presentes en una mayor proporción que las minerales, le comunican propiedades indeseables al líquido residual, cuando los microorganismos asociados con estas aguas, en especial saprofíticos que se alimentan de materia orgánica muerta, la destruyen o estabilizan parcialmente a través de una serie de descomposiciones con la aparición de compuestos intermedios y productos finales que, le comunican malos olores y apariencia física objetable.

Las sustancias minerales y orgánicas suspendidas en estas aguas: arenas, aceites, grasas y sólidos de muy variada procedencia, interfieren por una parte, en los sistemas de conductos de recolección y transporte de las aguas; por otra parte, con la apariencia estética de los sitios en donde se disponen y, además, con la calidad química y microbiológica de los receptores donde son vertidos.!

Más aún, la presencia de organismos patógenos, provenientes en su mayoría del tracto intestinal, hace que estas aguas sean consideradas como extremadamente peligrosas, sobre todo al ser descargadas en la superficie de la tierra, en el sub--suelo o en masas de agua, estacionarias y móviles superficiales.

En el caso de la presencia de bacterias del grupo entérico, capaces de producir enfermedades de origen hídrico tales como la fiebre tifoidea, paratifoidea, disentería colibacilar y cólera; la presencia de virus, responsables de otras enfermedades de carácter epidémico, como la poliomielitis y la hepatitis infecciosa; y la existencia de otros microorganismos que, como ciertos protozoarios y trematodes, son responsables de la presencia de otras infecciones del organismo humano, como son la disentería amibiana y la bilharziasis o esquistosomiasis.

Por todo lo anteriormente dicho, es menester que las aguas residuales antes de ser vertidas en las masas receptoras, reciban un tratamiento adecuado, capaz de modificar sus condicio--nes físicas, químicas y microbiológicas, a fin de evitar los -problemas mencionados de contaminación de las aguas de recibi-miento.

Con el presente trabajo se pretende contribuir a una mejor utilización y conservación de los recursos naturales renova--bles y a una más racional utilización del ambiente (específicamente para la región considerada: Acayucan, Veracruz) y así , a través de cambios favorables en el ambiente físico - apariencia estética del paisaje - eliminar o reducir a un mínimo los riesgos sanitarios que, con las actuales condiciones del medio, amenazan incesantemente.

GENERALIDADES

De acuerdo con la definición dada por la federación para el control de la contaminación del agua (WPCF), las plantas de tratamiento de aguas residuales deben ser diseñadas, construídas y operadas con el objeto de convertir el líquido de las cloacas -- proveniente del uso de las aguas de abastecimiento, en un efluente final aceptable y disponer adecuadamente de los lodos ofensivos que necesariamente son separados durante el proceso.

Esta definición deja entrever, por supuesto, la necesidad, en primer término, de determinar las características de las aguas negras crudas, esto es, su composición tal como aparecen -- antes de recibir forma alguna de tratamiento. En segundo lugar, preestablecer o fijar las características que debe acusar el efluente, o sea, el líquido residual descargado, una vez que ha ya recibido cierto grado de tratamiento.

Los tratamientos difieren apreciablemente si se toman en cuenta las características físicas, químicas y microbiológicas que deben exigir los receptores.

La utilización de las masas receptoras, móviles o estacionarias, depende del uso esperado en planes futuros. Dichos planes deben prever la calidad mínima de las masas hídricas según sean destinadas al abastecimiento municipal de agua, para la explotación pesquera, fines recreacionales públicos, irrigación y

aún los referentes a la fuerza motriz o navegación.

Con el fin de obtener información del estado del arte de tratamiento de aguas residuales en México, se procedió a integrar un inventario de las plantas de tratamiento existentes en el país, - localizando 63 plantas; de ellas, 45 pertenecen al sector municipal, que, en forma general, se diseñaron para fines de control de contaminación de los cuerpos receptores; las 18 restantes caen -- dentro del sector industrial y oficial, teniendo como principal - finalidad el reuso de las aguas tratadas, tanto con fines indus-- triales, como de riego agrícola, de parques y jardines.

Las plantas se localizan en 46 localidades y en el área me-- tropolitana del D.F. (considerando al D.F. como una localidad). De ellas, 10 cuentan con tratamiento primario en base a tanques --- Imhoff, y 37 con plantas de tratamiento secundario: 27 en base a lagunas de estabilización y 10 en base a lodos activados o filtros rociadores. En México, el tratamiento de las aguas residuales municipales se realiza en muy baja escala, hecho que se demuestra - considerando que de las 331 poblaciones mayores de 10,000 habitantes (censo 1970) únicamente 33 de ellas cuentan con plantas de tratamiento, es decir, solamente el 10%.

La distribución geográfica de las plantas de tratamiento de aguas residuales municipales se concentra principalmente en las zonas norte y centro de la República. En el norte, su instalación

obedece fundamentalmente a problemas de contaminación de índole internacional, habiendo 13 poblaciones fronterizas, de las 19 - existentes, con plantas de tratamiento; y a la escasez del líquido en algunas de las más importantes poblaciones por su concentración demográfica e industrial, como son Monterrey, Monclova - y Saltillo. En el centro de la República destaca el D.F. con 11 plantas de tratamiento, que contribuyen a resolver el problema - de abastecimiento de la gran ciudad. Asimismo, la protección de las zonas pesqueras y turísticas más importantes, ha sido otra - de las razones que han motivado la instalación de plantas de tra-
tamiento.

Relación Beneficio-Costo:

La relación beneficio-costo es un parámetro que proporciona información económica sobre los méritos de un proyecto. Este parámetro es de gran interés porque da una apreciación práctica -- del grado de conveniencia que representa el llevar a cabo un proyecto. Si la relación beneficio-costo es menor de 1.0, el proyecto es evidentemente inconveniente. Si es exactamente igual a 1.0 es un proyecto llamado marginal. Si es mayor a 1.0, su ejecución está justificada. Sin embargo, el uso de la relación beneficio-costo no es tan simple como parece, pero presenta un primer punto de vista de economía de los proyectos.

La estimación de los beneficios obtenidos por las medidas de control de la contaminación de aguas y la relación beneficio-costo se presenta a continuación:

MODELO DE BENEFICIO PARA SALUD PUBLICA	
BASES PARA EL CALCULO	1972
1. Estadística de muertes producidas por enfermedades de origen hídrico (1972).	
Diarrea	66 864
Disentería	3 254
Fiebre tifoidea	3 426
Otras	1 926
La enteritis y diarreas son la segunda causa de muerte en México.	
2. Estadística de enfermedades de origen hídrico (1971).	
Diarrea	196 256
Disentería	44 468
Fiebre tifoidea	3 474
Otras	9 539
3. Costo estimado del tratamiento necesario para evitar enfermedades de origen hídrico.	952 millones de pesos
4. Cantidad estimada por horas-hombre.	6540 x 1/12 x
Pérdidas en productividad.	254 000 =
Ingreso por persona (promedio) x 1/12 x	138 millones de pesos
no. de casos reportados.	

5. Beneficios netos (reducción de costos del 15 % por mejorar las condiciones de saneamiento).

Gastos por atención a la salud	143 millones de pesos
Pérdidas por energía humana	21 millones de pesos
Beneficios netos por año, derivados del tratamiento de aguas residuales.	164 millones de pesos

MODELO DE BENEFICIO PARA TURISMO

BASES PARA EL CALCULO

- | | |
|---|-------------------------------|
| 1. El turismo es un importante ingreso de capital que se incrementa en los porcentajes siguientes: | 1960 - 7.3 % |
| | 1970 - 13.4 % |
| | 1972 - 13.7 % |
| 2. Ingreso neto por concepto turístico (sin contar el turismo de transacciones fronterizas). | 1965 - 1950 millones de pesos |
| | 1970 - 3070 millones de pesos |
| | 1973 - 5836 millones de pesos |
| 3. Beneficios netos de control de la contaminación (10% de incremento anual; dato tomado de las experiencias en España e Italia). | 1974 - 150 millones de pesos |
| Beneficios netos por año a la influencia del tratamiento de aguas residuales | 1974 - 150 millones de pesos |

MODELO DE BENEFICIO PARA ABASTECIMIENTO DE AGUA

BASES PARA EL CALCULO	1970	2000
Demanda de agua para uso doméstico.	2380 millones de metros ³ .	11860 millones de metros ³ .
Demanda de agua para uso industrial.	3821 millones de metros ³ .	18470 millones de metros ³ .
Beneficios netos por año:		
Ahorros por tratamiento (1% del costo total del tratamiento).	149 millones de pesos	728 millones de pesos
Ahorros por reuso de agua (5% del costo por contar con la fuente de abastecimiento cercana)		1911 millones de pesos
Beneficios netos debidos a la influencia del tratamiento de aguas residuales.	149 millones de pesos	2639 millones de pesos

MODELO DE BENEFICIO PARA AGRICULTURA

BASES PARA EL CALCULO	1970	2000
1. Area total bajo riego	4.5 mill.Has.	8.5 mill.Has.
2. Cantidad total de agua utilizada.	$56 \times 10^9 \text{ m}^3$	$96 \times 10^9 \text{ m}^3$
3. Cantidad total de agua consumida.	$45 \times 10^9 \text{ m}^3$	$78 \times 10^9 \text{ m}^3$
4. Valor total estimado de producto de las cosechas (rendimiento de 7500 pesos por Ha.).	33 750 millones de pesos	63 750 millones de pesos
5. Beneficios estimados del tratamiento de las aguas residuales (2.5 % de la <u>diferencia de valores estimados del producto de las cosechas</u>).	750 millones de pesos al año.	
Beneficios netos por año debidos a la influencia del tratamiento de aguas residuales.	750 millones de pesos al año.	

MODELO DE BENEFICIO PARA LA INDUSTRIA PESQUERA

BASES PARA EL CALCULO

1972

1. Aguas superficiales explotadas	750 000 Hectáreas
2. Pesca obtenida anualmente	4500 tons= 6 Kg/Ha por año.
3. Aguas superficiales explotables	1 104 000 Has= 16 575 Tons/año 15 Kg/Ha/año
4. Beneficio neto debido a la influencia del tratamiento de aguas residuales.	97 millones de pesos
5. Pesca costera en toneladas (1972)	300 000 Ton. 6000 millones de pesos/año.
6. Producción anual de camarón	11 000 Ton. 167 millones de pesos/año.
7. Producción de camarón que se puede explotar	75 000 Ton. 1,125 millones de pesos/año.
8. Beneficio neto debido a la influencia del tratamiento de aguas residuales.	
Incremento en:	
Pesca costera (1%)	60 millones de pesos por año.
Camarón (15%)	144 millones de pesos por año.
Beneficio neto por año debido a la influencia del tratamiento de aguas residuales.	301 millones de pesos por año.

RESULTADOS DEL ESTUDIO

	Beneficios y costos actuales (1975) (millones de pesos)	Comentarios
1. Beneficios del modelo agricultura.	750	
2. Beneficios del modelo abastecimiento de agua.	149	En el futuro se tendrán fuertes incrementos en los <u>be</u> neficios por reuso de aguas.
3. Beneficios del modelo turismo.	150	Se pueden producir efectos negativos si no se tratan las aguas residuales de los centros turísticos.
4. Beneficios del modelo salud pública.	164	La no presencia de epidemias tiene <u>efec</u> tos directos en el turismo.
5. Beneficios del modelo industria pesquera.	301	
6. Inversiones <u>es</u> timadas por <u>tra</u> tamiento primario.	Doméstico - 230 Industrial - 530 T o t a l - 760	Las inversiones bajarán con el tiempo.
7. Relación <u>estima</u> da beneficio-costo.	$\frac{1514}{760} \approx 2.0$	La relación beneficio-costo aumenta en el <u>fu</u> turo debido a: 1) menores inversiones para tratamiento. 2) mayores beneficios obtenidos.

En cuanto a materia legal se refiere, la Ley Federal para Prevenir y Controlar la Contaminación Ambiental, la Ley Federal de Aguas y, específicamente el Reglamento para la Prevención y Control de la Contaminación de Aguas, imponen a los responsables de descargas de aguas contaminadas la obligación de retirar de ellas, mediante un tratamiento adecuado, los contaminantes más perjudiciales y disponerlos en las condiciones menos peligrosas.

El Reglamento para la Prevención y Control de la Contaminación de Aguas, que deriva de la Ley Federal para Prevenir y Controlar la Contaminación Ambiental, y en vigencia a partir del 29 de mayo de 1973, establece que las descargas de aguas residuales de los sistemas de alcantarillado deben ser registradas ante la Secretaría de Recursos Hidráulicos y, en un plazo de 3 años, contados a partir de la fecha de terminación del plazo disponible para registro de las descargas, la calidad del agua residual que se descargue debe ser ajustada para que no sobrepase los límites máximos tolerables de los siguientes cinco parámetros:

TABLA DE MAXIMOS TOLERABLES II.2

Sólidos sedimentables	1.0 ml/l
Grasas y aceites	70.0 mg/l
Materia flotante	Ninguna que pueda ser retenida por malla de 3 mm de claro libre cuadrado.

Temperatura	35° C
Potencial hidrógeno (pH)	4.5 - 10.0

el control de los cuales constituye uno de los procedimientos que el reglamento contempla para la prevención y control de la contaminación del agua, a fin de preservar y restaurar la calidad de los cuerpos de agua del país.

De esta manera, el Reglamento para la Prevención y Control de la Contaminación de Aguas, estableció que para junio de 1977, deberían tener tratamiento primario todas las descargas municipales o industriales que excedieran las normas de los cinco parámetros que marca el citado reglamento.

Las autoridades municipales, como responsables de los sistemas de alcantarillado, tienen la obligación de instalar su propia planta de tratamiento para depurar las aguas antes de descargarlas, de manera que su calidad satisfaga los requerimientos previstos por el suso dicho reglamento. Igualmente son responsables de vigilar su cumplimiento a los responsables de descargas de aguas residuales (cuyo uso no sea puramente doméstico, tales como aguas industriales comerciales, agrícolas o pecuarias) que se realicen al sistema de alcantarillado, así como para el cobro equitativo de las cuotas para cubrir los costos de dicho tratamiento.

I I I

DETERMINACION DE CAUDALES Y CARACTERIZACION

DE LAS AGUAS RESIDUALES

III. 1. GASTOS

1.1. Cálculo poblacional

Acayucan se localiza al sur del Estado de Veracruz, a una altitud sobre el nivel del mar de 158 m, siendo su situación geográfica de: longitud, 94° 54'; latitud 17° 56'.

La extensión del municipio es de 725 Km² con un suelo básicamente llano. El clima es caluroso, húmedo y con intensas lluvias.

Las actividades más importantes de la zona son, la agricul--tura, la ganadería y el comercio. De éstas, la ganadería ocupa el lugar más preponderante, cuyas principales especies son el ganado vacuno y el caballar.

La agricultura en la región es prácticamente temporal, cultivandose principalmente maíz, caña de azúcar, arroz, jitomate, chile, ajonjolí y frutales (naranja, mango, plátano, etc.).

La población de diseño se calculará considerando un incremento anual del 2.7 %.

$$P_f = P_o(1 + r)^n \dots \text{Ec. III.1.1.}$$

Donde:

P_f = Población año 2000
 P_o = Población año 1979 = 28,500 habitantes
 r = Incremento anual = 2.7 %
 n = Período de diseño en años = 21

$$P_f = 28,500 (1+0.027)^{21} = 49,808 \text{ habitantes.}$$

POBLACION DE DISEÑO = 50,000 HABITANTES

1.2 Gasto de las aguas residuales.

Las aguas residuales de la población tienen dos drenes naturales a cielo abierto, los cuales se unen posteriormente y descargan en el arroyo Michapan, el que a su vez lo hace en el río San Juan Evangelista, uno de los afluentes del río Coatzacoalcos.

En la siguiente tabla se ennumeran las bases para el cálculo de los gastos de aguas residuales.

TABLA III. 1. 2. 1	
Dotación de agua potable	200 L/hab-día
Población 1979	28,500 habitantes
Población 2000	50,000 habitantes
Población servida	90 %
Tipo de alcantarillado	separado

Las fórmulas empleadas para llegar a los resultados de la tabla III. 1. 2. 2. son las siguientes:

$$G_{\text{medio}} = \frac{\text{Dotación} \left(\frac{\text{litros}}{\text{hab} \times \text{día}} \right)}{86,400 \left(\frac{\text{seg}}{\text{día}} \right)} \times \text{hab} \times 0.9 = \left(\frac{\text{litros}}{\text{seg}} \right)$$

$$G_{\text{max.}} = G_{\text{medio}} \times M$$

$$G_{\text{mín.}} = \frac{G_{\text{medio}}}{M}$$

Donde:

$$M = \text{Coeficiente de Harmon} = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{H}}$$

H = Población en miles

TABLA DE GASTOS III. 1. 2. 2.

AÑO	H	G medio (l/seg)	M	G max. (l/seg)	G mín. (l/seg)
1979	28,500	59.4	1.081	64.2	54.9
2000	50,000	104.2	1.0615	110.6	98.2

III. 2. MUESTREO

2.1. Oxígeno disuelto

Se coloca la botella correspondiente en el muestreador. Se sumerge en el lugar donde se va a muestrear, de tal manera que quede tapado totalmente por el agua. Una vez que deje de burbujear, indicación de que se encuentra lleno, se saca el muestreador del agua y se extrae la botella añadiéndole inmediatamente los reactivos para la fijación de oxígeno disuelto y para evitar pérdidas por acción biológica (no deben quedar burbujas dentro de la botella).

2.2. Fisicoquímicos

Generalmente la muestra se toma con el muestreador de O.D., pero cuando esto no es posible, se toma con una cubeta del mismo lugar que para el O.D. y se llena la botella de plástico con un embudo.

2.3. Grasas y aceites

Las muestras de películas de aceite tomadas en la superficie de una corriente, son casi imposibles de valorar en comparación al volumen total del agua, el área total de la película y al espesor comprendido de la misma.

Las muestras se toman en frascos de vidrio de boca ancha completamente limpios, con tapón esmerilado, previamente lavados con un solvente y secados al aire.

2.4. Fosfatos

Las muestras deben tomarse en frascos de vidrio, previamente enjuagados con HCl diluído caliente y con agua destilada.

En la limpieza del material debe evitarse el uso de detergentes que contengan fosfatos; así como también, el uso de frascos - de plástico ya que tiene lugar una adsorción de fosfatos en las - paredes de los mismos.

2.5. Preservación de las muestras.

Dado que las muestras se descomponen fácilmente por la ac--ción de las bacterias u otros factores, es importante hacer el a-nálisis lo más pronto posible, además, será necesario preservar - las muestras mientras llegan al laboratorio.

Debido a que cada parámetro, por lo regular requiere de cierta sustancia preservativa o de ciertas condiciones físicas, se expone la siguiente tabla:

PARAMETRO	VOLUMEN REQUERIDO (ml)	TIPO DE ENVASE	PRESERVATIVO	TIEMPO MAXIMO DE ALMACEN
D.B.O.	1,000	P, V	4°C	6 h (2)
D.Q.O.	50	P, V	H ₂ SO ₄ , pH = 2	7 días
O.D.	300	P, V	Determinación en el campo (4)	No almacenar
Ortofosfatos	50	V (6)	Filtrar "in situ" a 4° C	24 h (3)
Fosfatos hidrolizables	100	V	H ₂ SO ₄ a pH = 2, 4°C	24 h (3)
Fósforo total	100	V	4°C	24 h (3)
Fosfatos tot. dis.	100	V	Filtrar "in situ" a 4° C	24 h (3)
Sólidos (todas formas)	200	P, V	4°C	7 días
Materia sedimentable	1,000	P, V	No requiere	24 h
Sulfatos	100	P, V	4°C	7 días
Sulfuros	500	P, V	2 ml. de Acetato de cinc.	24 h
Temperatura	1,000	P, V	Determinación "in situ"	No almacenar
Turbiedad	100	P, V	4°C	7 días
Análisis bacteriológico	100	P, V (6)	4°C	6 h
N ₂ Amoniacal	400	P, V	4°C	24 h
N ₂ Kjeldahl	500	P, V	H ₂ SO ₄ , pH = 2, 4°C	24 h (3)
Nitratos	100	P, V	H ₂ SO ₄ , pH = 2, 4°C	24 h (3)

(cont')

PARAMETRO	VOLUMEN REQUERIDO (ml)	TIPO DE ENVASE	PRESERVATIVO	TIEMPO MAXIMO DE ALMACEN
Nitritos	50	P, V	4°C	24 h (3)
Grasas y aceites	1,000	V	4°C	24 h
Carbón orgánico total	25	P, V	H ₂ SO ₄ , pH = 2, 4°C	24 h
pH	25	P, V	Determinación "in situ" a 4°C	6 h (2)

Notas a la tabla:

- 1) P = Plástico (polietileno); V = Vidrio
- 2) Si las muestras no pueden ser llevadas al laboratorio en menos de 6 h y el tiempo de almacenamiento excede de ese límite, en el reporte final, se indica el tiempo de almacenamiento.
- 3) El cloruro mercúrico puede ser usado como una alternativa en la preservación, con una concentración de 40 mg/l, especialmente si se requiere de un mayor tiempo de almacenamiento.
- 4) El análisis puede comenzarse en el campo y terminarse en el laboratorio.
- 5) El envase para análisis bacteriológicos debe estar estéril y con capacidad de 125 ml.
- 6) El envase para O.D. es un frasco de vidrio especial con cuello esmerilado y tapa cónica.

III. 3. ANALISIS FISICOS

3.1. Temperatura

Desde el punto de vista sanitario, merecen especial consideración los efectos de la temperatura en los procesos de autpurificación. De los distintos tipos de desechos, la temperatura tiene sin duda un papel fundamental en la autpurificación de los desechos orgánicos; afectando simultáneamente la rapidez de estabilización de la materia orgánica, el nivel de saturación de OD y la rapidez de aereación. Es por esto que su determinación es importante en cualquier intento de evaluar la calidad de las aguas.

Su importancia puede resumirse bajo los siguientes aspectos:

- a) Es un elemento fundamental en el ciclo hidrológico, incluyendo la evaporación y la transpiración.
- b) La temperatura de los cuerpos de agua influye directamente en los procesos de autpurificación de los desechos vertidos.
- c) La temperatura del agua es importante para la conservación de la vida acuática.

d) Parámetros físicos y químicos que tienen importancia sanitaria, tales como pH, DBO, OD, etc, son influenciados por la temperatura.

El equipo normal para la determinación de la temperatura consta de un termómetro de mercurio con un ámbito aproximado de 0-100° C.

Deben hacerse las lecturas con el termómetro sumergido en el agua, de preferencia en movimiento, después de un tiempo suficiente para lograr que sean constantes. Este dato debe ser representativo de la temperatura de la corriente en el tiempo que se colecte la muestra. Por consiguiente, la temperatura debe tomarse en el punto de muestreo.

3.2. pH

El término pH es usado universalmente para expresar la condición ácida o alcalina de una solución.

El pH de una solución está definido como el logaritmo del recíproco de la concentración (en moles por litro) de iones hidronio que contiene:

$$\text{pH} = \log \frac{1}{[\text{H}_3\text{O}^+]} = - \log [\text{H}_3\text{O}^+]$$

De modo que, a mayor concentración de H_3O^+ se tiene un valor más bajo de pH, lo que indica un medio ácido (pH=1-7); de la -

misma manera, a menor concentración de H_3O^+ , el pH es mayor y se tiene un medio alcalino (pH = 7-14).

El pH es importante en todas las fases de la práctica de ingeniería sanitaria. En el campo de abastecimiento de agua, es un factor que debe ser considerado en la coagulación química, desinfección, ablandamiento del agua y control de la corrosión.

En el tratamiento de aguas residuales y desechos industriales en los que se empleen procesos biológicos, el pH debe ser controlado dentro de un ámbito favorable a los microorganismos.

Un pH elevado, así como uno bajo, pueden ser perjudiciales, ocasionando la muerte de los peces y la esterilidad general en corrientes naturales.

Las aguas residuales con pH ácido, son corrosivas a las estructuras de acero y concreto en los sistemas de vías acuáticas o de alcantarillado

El método más comúnmente usado en las determinaciones de pH es el electrométrico, el cual emplea el potenciómetro con un electrodo de vidrio y otro de calomel como electrodo de referencia.

El pH se determina una vez que se ha hecho la calibración

del potenciómetro con una solución reguladora a la temperatura de la muestra.

3.3. Sólidos

La definición usual de sólidos se refiere a la materia que permanece como residuo después de evaporar y secar a 103°C la muestra de agua. Todos los materiales que ejercen una presión de vapor significativa a tal temperatura, se pierden durante los procesos de evaporación y secado. El residuo remanente representa sólo aquellos materiales de la muestra que tienen una presión de vapor insignificante a 103°C .

Se conoce por sólidos totales al material que queda en un recipiente previamente tarado, después de la evaporación de una muestra determinada de agua y del secado subsecuente a una temperatura definida. Las determinaciones de sólidos totales son ordinariamente de escaso valor en los análisis de aguas residuales domésticas debido a que son difíciles de interpretar con exactitud.

En contraste, la determinación de sólidos suspendidos es extremadamente valiosa en los análisis de aguas contaminadas y de aguas residuales. Es uno de los mejores parámetros usados para valorar la concentración de las aguas residuales domésticas y para determinar la eficiencia de las unidades de tratamiento. En -

el trabajo de control de la contaminación de corrientes, se considera que todos los sólidos suspendidos, son sólidos sedimentables, no siendo el tiempo un factor limitante. La sedimentación se espera que ocurra a través de la floculación biológica y química; de aquí que la medida de sólidos suspendidos se considere tan significativa como la DBO.

Por otra parte, las determinaciones de sólidos fijos y volátiles tienen entre sus principales objetivos la obtención de una medida de la cantidad de materia orgánica presente.

En cuanto a sólidos sedimentables se refiere, su determinación tiene diversas aplicaciones; entre las que se pueden citar: análisis de aguas residuales industriales para el diseño de tanques de sedimentación primaria, para determinar la eficiencia de las unidades de sedimentación en plantas de tratamiento de aguas residuales, etc.

Procedimiento general para la determinación de sólidos:

Sólidos suspendidos fijos y volátiles.— Tarar un crisol Gooch

(A) y medir un volumen

seleccionado de muestra. Lavar la muestra con tres porciones de agua destilada y secar el crisol durante una hora a 103° C. -- Después del secado, enfriar el crisol en un desecador a la temperatura ambiente y pesar. (B). Inmediatamente calcinar el crisol a

550° C durante 15 minutos, enfriar y pesar.(C).

$$\text{mg/l de sólidos suspendidos totales} = \frac{(B-A) \times 1000}{\text{ml. muestra}} = D$$

$$\text{mg/l de sólidos suspendidos volátiles} = \frac{(B-C) \times 1000}{\text{ml. muestra}} = E$$

$$\text{mg/l de sólidos suspendidos fijos} = D-E$$

Sólidos sedimentables.- Verter un litro de aguas residuales crudas en un cono Imhoff y dejar -- que los sólidos sedimenten durante 45 minutos. Agitar suavemente los lados del cono con un agitador o por rotación para que sedimenten los sólidos adheridos a los lados. Dejar que sedimenten - por 15 minutos más.

Leer los sólidos sedimentables directamente en ml/l.

III. 4. ANALISIS QUIMICOS

4.1. Oxígeno disuelto

En los desechos líquidos, el oxígeno disuelto es el factor que determina el tipo de transferencia biológica que tiene lugar en su seno, efectuada por microorganismos aerobios y anaerobios, según haya presencia o ausencia de oxígeno disuelto. Los microorganismos aerobios usan el oxígeno disuelto para la oxidación de la materia orgánica e inorgánica, produciendo sustancias finales inofensivas tales como CO_2 y agua; en tanto que los microorganismos anaerobios efectúan la oxidación utilizando el oxígeno de ciertas sales inorgánicas, como los sulfatos, obteniéndose productos sumamente ofensivos. Por lo tanto, es muy importante mantener las condiciones favorables para el desarrollo de los microorganismos aerobios, con el fin de evitar olores ofensivos en las fuentes naturales de agua.

De manera que las mediciones de oxígeno disuelto son vitales para conocer las condiciones de las aguas naturales que reciben materia de desecho.

Existen tres factores que afectan la concentración de oxígeno disuelto en un cuerpo de agua natural: la presión atmosférica, la temperatura y la salinidad o el contenido de sólidos disueltos.

La solubilidad del oxígeno atmosférico en agua dulce varía desde 14.6 mg/l a 0°C hasta 7 mg/l a 36°C, bajo una atmósfera - de presión. Este es un factor muy importante, pues la oxidación biológica aumenta con la temperatura, y , por consiguiente la de manda de oxígeno. Por otra parte, en condiciones de alta tempe- ratura, el oxígeno es menos soluble. Debido a estas razones, la mayoría de las condiciones críticas relacionadas con la deficien- cia de oxígeno disuelto ocurren durante los meses de verano, -- cuando la temperatura es alta. De aquí que se debe considerar - un nivel de 8 mg/l de oxígeno disuelto como mínimo, durante las épocas críticas.

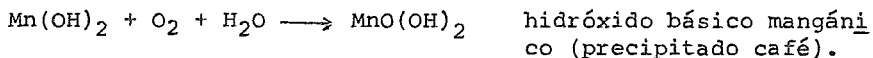
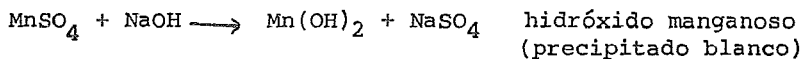
La baja solubilidad del oxígeno en agua es el factor prin- cipal que limita la capacidad de autopurificación de las aguas naturales; de ahí la necesidad de dar tratamiento a los dese- - chos líquidos, tanto domésticos como industriales.

El método de Winkler modificado es el sistema más comunmen- te usado para la determinación de oxígeno disuelto, debido a su gran exactitud, manuableidad y bajo costo.

La determinación se basa en una serie de reacciones de óxi- do reducción. Se comienza por adicionar a la muestra una solu- ción divalente de manganeso seguida de una fuerte alcaliniza- - ción. El oxígeno disuelto presente en la muestra oxida rápida- - mente una cantidad equivalente del hidróxido de manganeso, for

mando un precipitado café. En presencia de iones yoduro y seguido de una acidificación, el manganeso oxidado vuelve a su estado divalente con la liberación de yodo, en una cantidad equivalente al contenido original de oxígeno disuelto en la muestra. El yodo se titula con una solución valorada de tiosulfato de sodio, usando almidón como indicador. La modificación al método consiste en la adición de azida de sodio, que elimina las interferencias provocadas por los nitritos, y se recomienda cuando éstos se encuentran en concentraciones mayores a 50 mg/l.

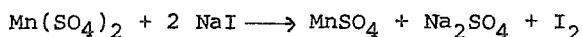
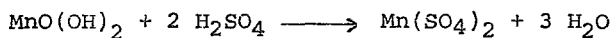
Procedimiento .- Para fijar el oxígeno se adicionan a una botella de DBO conteniendo la muestra, 2 ml de una solución de sulfato manganoso (1), cuidando que la punta de la pipeta penetre aproximadamente 0.5 cm. en el seno del agua, a continuación se agregan 2 ml de reactivo álcali-yoduro-azida (2). Al hacer esta adición (con la misma precaución que para el primer reactivo) se forma un precipitado café si hay oxígeno disuelto; en el caso contrario, el precipitado es blanco.



(1) Solución de sulfato manganoso: disolver 480 g de $\text{MnSO}_4 \cdot 4\text{H}_2\text{O}$ en agua destilada, filtrar y diluir a un litro.

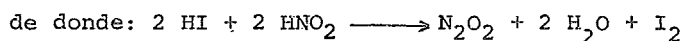
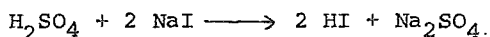
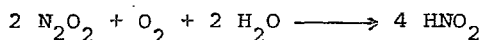
(2) Reactivo de álcali-yoduro-azida: disolver 500 g de NaOH y 135 g de NaI en agua destilada y diluir a un litro. A esta solución, agregar 10 g. de NaN_3 disueltos previamente en 40 ml de agua.

Una vez agregado el álcali-yoduro-azida, se tapa la botella rápidamente y se agita vigorosamente durante 30 segundos, dejando sedimentar el precipitado. Finalmente se adicionan 2 ml de ácido sulfúrico concentrado y se agita hasta la total disolución del precipitado.



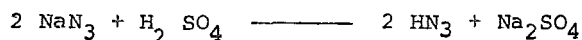
La desventaja de este método es el gran número de sustancias que interfieren en la determinación, tales como: agentes oxidantes o reductores, iones nitrato, iones ferroso y materia orgánica.

Por lo general, todas las aguas contaminadas contienen compuestos nitrogenados, los cuales alteran los resultados:



Para evitar la interferencia anterior, se usa la modificación de la azida al método de Winkler, la cual consiste en agregar a-

zida de sodio (NaN_3) al reactivo álcali-yoduro, para formar álcali-yoduro-nitruro.



La titulación se efectúa con solución de tiosulfato de sodio - 0.025 N usando solución de almidón como indicador.

$$\text{ppm de O.D.} = \frac{(\text{ml de tiosulfato}) \times N \times \text{Eq.} \times 1000}{\text{ml. de muestra}}$$

Donde: N = Normalidad del tiosulfato

Eq = Peso equivalente del oxígeno

Corrección por la adición de reactivos:

Reactivos agregados: 6 ml. (2 ml. de sulfato manganoso, 2 ml. de álcali-yoduro-nitruro y 2 ml de ácido sulfúrico) en 300 ml de -- muestra original.

Si se toman 100 ml de muestra original:

$$\frac{300}{300 - 6} = \frac{100}{x} ; x = 98 \text{ ml.}$$

Sustituyendo y rectificando el volumen de muestra:

$$\text{ppm de O.D.} = \frac{\text{ml de tiosulfato} \times 0.025 \times 8 \times 1000}{98}$$

$$\text{ppm de O.D.} = \text{ml de tiosulfato} \times 2.04$$

4.2. Demanda bioquímica de oxígeno

La demanda bioquímica de oxígeno es una medida del oxígeno requerido para la estabilización química y biológica de la materia en un intervalo específico de tiempo. Cuanto más grande sea la carga orgánica desechada a un cuerpo de agua, mayor es la necesidad de oxígeno disuelto, creando condiciones que van en detrimento de la vida acuática y otros usos benéficos. En ciertos casos provoca la completa extinción del oxígeno disuelto en las corrientes, dando por resultado la muerte de peces y otras formas acuáticas.

Un alto valor de la DBO puede indicar un incremento en la microflora presente e interferir en el equilibrio de la vida acuática: una cantidad excesiva de algas, que además de producir olores y sabores desagradables, tapan los filtros de arena utilizados en las plantas de tratamiento.

Las principales fuentes de contaminación responsables del aumento de la DBO en los cuerpos de agua son , además de las urbanas; las industriales, cerveceras, textiles, papeleras, emparadoras e ingenios azucareros.

El análisis de la DBO se emplea ampliamente como un parámetro en el control de la efectividad en las plantas de tratamiento de aguas residuales.

La prueba analítica de la DBO es una estimación de la cantidad de oxígeno que se requiere para oxidar la materia orgánica - de una muestra de aguas residuales, por medio de una población - microbiana heterogénea. Esta prueba es un procedimiento de bioensayos que consiste en medir el oxígeno consumido por los organismos vivos (principalmente bacterias) al utilizar como alimento - la materia orgánica presente en un desecho en condiciones muy similares a las naturales. La degradación de la materia orgánica , efectuada por los organismos antes mencionados, en condiciones - aerobias, es llevada hasta una oxidación completa, es decir, dióxido de carbono, agua y amoníaco.

Teóricamente se requiere un tiempo infinito para una oxidación biológica completa de la materia orgánica, pero, para fines prácticos la reacción se puede considerar completa a los 20 días. Sin embargo, en la mayoría de los casos, un período de 20 días -- es grande para esperar resultados. Se ha encontrado por experiencia, que un porcentaje razonable grande de la DBO total se logra en 5 días (aprox. 70-80% en aguas residuales domésticas y muchas industriales); por consiguiente el período de 5 días se ha aceptado como patrón.

La demanda de oxígeno de las aguas residuales y de los efluentes de plantas de tratamiento de aguas residuales domésticas e industriales es debida a tres clases diferentes de materiales:

a) Materia orgánica carbonosa, utilizable como fuente de alimentación de los organismos aerobios.

b) Nitrógeno oxidable, derivado de nitritos, amoníaco y compuestos de nitrógeno orgánico que sirven como alimento a bacterias específicas (nitrozomas y nitrobacter).

c) Ciertos compuestos químicos reductores (hierro ferroso, sulfitos, sulfuros y aldehídos) que reaccionan con el oxígeno molecular disuelto.

En aguas residuales domésticas, gran parte de la DBO se debe a la primera clase de materia, determinándose por la prueba de la DBO_5 . En efluentes tratados biológicamente, una proporción considerable de la DBO puede deberse a la oxidación de los compuestos de la segunda clase y también puede determinarse por la prueba de DBO_5 . Los materiales existentes en la clase (c), no pueden ser incluidos en la prueba de DBO_5 .

La determinación de la DBO se basa en las determinaciones de oxígeno disuelto a diferentes intervalos de tiempo. El procedimiento usual recomienda que la temperatura de incubación debe ser constante ($20^{\circ}C$ aproximadamente), y en el caso de usar una alícuota, el agua de dilución debe aerearse previamente con el fin de que el contenido de gases disueltos sea constante (cerca

no al punto de saturación). Se llenan dos botellas para DBO con la muestra, determinándole el oxígeno disuelto inmediato (ODI)- a una de ellas. La otra se incuba a 20° C durante 5 días. Después de este tiempo se le determina la cantidad de oxígeno disuelto remanente. La DBO es igual a la cantidad de ODI menos el OD al quinto día, dividida entre el por ciento de dilución (si ésta existe).

Las diluciones recomendables son las siguientes:

TABLA III. 4. 2. 1.

TIPO DE DESECHO	mg/l DBO ₅ (estimada)	% Dilución
Desecho industrial concentrado	500-5000	0.1 - 1.0
Aguas residuales domésticas	100-500	1.0 - 5.0
Efluentes tratados	20-100	5.0 - 25
Agua superficial contaminada	5-20	25 - 100

$$DBO_5 \text{ mg/l} = \frac{(\text{DIO en mg/l}) - (\text{OD en mg/l al 5}^\circ\text{día})}{\% \text{ de dilución (en decimales)}}$$

4.3 DEMANDA QUIMICA DE OXIGENO

La determinación de la demanda química de oxígeno (DQO), -- proporciona la medida del oxígeno, que es equivalente a la cantidad de materia orgánica presente en una muestra de agua capaz de oxidarse por procedimientos químicos.

Relación entre DQO y DBO:

Cuando los desechos se caracterizan por el predominio de materia que puede ser químicamente y no bioquímicamente oxidada, el valor de la DQO es mayor que el de la DBO; esto sucede en los desechos de las industrias textil y de papel, y en cualquier desecho que contenga altas concentraciones de celulosa-
 $(C_6H_{10}O_5)_n$.

Cuando los desechos contengan en su mayor parte materia orgánica biodegradable, la DBO es mayor que la DQO.

Ventajas y limitaciones de la prueba de la DQO con respecto a la DBO.

Ventajas:

El costo del equipo y el tiempo son menores en la prueba de la DQO. Sus condiciones de oxidación son mucho más efectivas al abarcar un mayor espectro de compuestos químicos, especialmente en ciertos desechos con sustancias tóxicas, en donde la DQO puede ser el único método para determinar la carga orgánica del desecho.

Los resultados de la DQO sumados al oxígeno equivalente para lograr la oxidación del amoníaco, pasando a formar nitri-

tos y nitratos; y del nitrógeno orgánico (a aminas, amidas , i midas y compuestos diazoicos), se consideran como una muy buena estimación de la DBO última para muchos desechos municipales do mésticos.

Limitaciones:

Una de las principales limitaciones de la prueba de DQO es su incapacidad para diferenciar la materia orgánica biológica-- mente oxidable de la inerte. Por ejemplo, la glucosa ($C_6O_6H_{12}$) es biológicamente oxidable, mientras que la lignina ($C_{10}H_{13}O_3$), producto proveniente de la madera y de las plantas leñosas, es relativamente inerte; sin embargo, ambos compuestos son oxidados completamente en la reacción. Una segunda limitación es la de - no proporcionar la velocidad de estabilización del desecho, tal como ocurre en la naturaleza por medio de la oxidación de los - microorganismos.

Ciertos compuestos no son susceptibles a la oxidación dentro de las condiciones de la prueba de DQO, o son demasiado volátiles para poder permanecer en el matraz a la elevada tempera tura del sistema. De aquí que no sean oxidados.

Sustancias inorgánicas como el hierro ferroso (Fe^{++}), sulfuros (S^{--}), sulfitos (SO_3^{--}), tiosulfatos ($S_2O_3^{--}$) y nitritos ---

(NO₂-), bajo las condiciones de la prueba son oxidados, creando una DQO inorgánica, la cual interfiere cuando se estima el contenido orgánico de un agua residual.

Ciertos iones inorgánicos pueden ser oxidados en la prueba de la DQO y, por consiguiente, ocasionar resultados erróneamente altos. Los cloruros causan el problema más serio, por lo que no se esperan resultados precisos de DQO en aguas de mar o salinas, donde el nivel de cloruros excede a los 2000 mg/l.

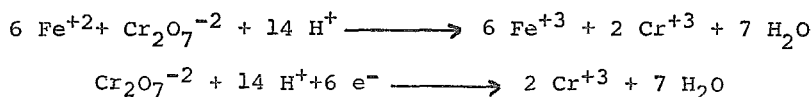
Procedimiento:

Se ha encontrado que el dicromato de potasio es el compuesto más práctico para la determinación de la DQO, ya que es un potente oxidante en soluciones fuertemente ácidas, capaz de oxidar una amplia variedad de sustancias orgánicas casi completamente a dióxido de carbono y agua. Además, es un compuesto relativamente barato y que puede ser obtenido en un elevado estadode pureza.

El método consiste en someter una muestra a reflujo con ácido sulfúrico concentrado y dicromato de potasio valorado. Durante el período de reflujo la materia oxidable reduce una cantidad equivalente de dicromato. El remanente es valorado con una solución de sulfato ferroso anoniacal de concentración cono-

cida. La cantidad de dicromato reducido (dicromato inicial menos el restante después de la oxidación) es una medida de la materia oxidada.

La reacción entre el sulfato ferroso amoniacal y el dicromato de potasio se representa como sigue:



se observa la reducción del cromo, de 6^+ a 3^+ .

Cálculos:

$$\text{mg/l de DQO} = \frac{(a-b) \text{ c } \times \text{ meq. } \times 10^6}{\text{ml. de muestra}} = \frac{(a-b) \text{ c } \times 8000}{\text{ml. de muestra}}$$

Donde:

DQO = Demanda química de oxígeno

a = ml. de sulfato ferroso amoniacal usados para el testigo.

b = ml. de sulfato ferroso amoniacal usados para la muestra.

c = Normalidad del sulfato ferroso amoniacal.

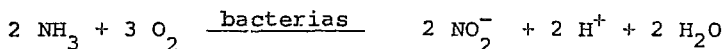
meq = Miliequivalente del oxígeno.

4.4. NITROGENO

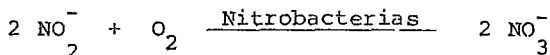
Durante mucho tiempo, el análisis de los compuestos del nitrógeno ha sido una base de juicio para determinar la calidad sanitaria del agua.

Dependiendo de las condiciones existentes, aerobias o anaerobias, las bacterias efectúan cambios de valencia en el nitrógeno y, consecuentemente cambio de compuestos.

En condiciones aerobias, las bacterias autótrofas nitrificantes (grupo de nitrosomas) convierten el amoníaco a nitritos.



Los nitritos, a su vez, son oxidados a nitratos por el grupo nitrobacter:



En condiciones anaeróbicas, los nitratos y nitritos son reducidos mediante el proceso de desnitrificación.

Trabajos químicos con desechos de agua recientemente contaminada muestran que, gran parte del nitrógeno se encuentra en forma orgánica (proteínas) y amoníaco. A medida que pasa el tiempo el nitrógeno orgánico se convierte gradualmente a nitrógeno amoniacal y posteriormente, si las condiciones son aerobias, se oxida a nitritos y nitratos.

Nitrógeno orgánico (Método de Kjeldahl):

El nitrógeno total Kjeldahl incluye la determinación de nitrógeno amoniacal y orgánico, pero no incluye el de nitritos y nitratos. El nitrógeno orgánico incluye el nitrógeno de los ami

noácidos, aminos, amidas, imidas y nitroderivados. En las aguas residuales domésticas está en forma de proteínas o de sus productos de degradación, como son los polipéptidos y aminoácidos. Muchos de los compuestos orgánicos que contienen nitrógeno se derivan del amoníaco, y de la destrucción de la materia orgánica por oxidación

En el método de Kjeldahl se comienza por expulsar el agua de la muestra, para dar lugar a una digestión con ácido sulfúrico concentrado y paso seguido destilar para finalmente adicionar el reactivo de Nessler.

La concentración de nitrógeno presente se determina colorimétricamente, observando el color final de la muestra y comparándolo con la serie estándar preparada con anterioridad.

4.5 FOSFATOS

Las aguas residuales domésticas tienen un alto valor nutritivo por el nitrógeno y fósforo (proveniente de los detergentes, alimentos y fertilizantes en otros casos) que contienen; pero si se encuentran en exceso, el crecimiento de las algas produce condiciones desfavorables.

Se ha concluído que, en cualquier lago estratificado en que se tenga más de 0.3 ppm de nitrógeno orgánico y 0.1 ppm de fósfo

ro inorgánico en la época primaveral, se provoca un desmesurado crecimiento de algas (y otro tipo de formas microscópicas fotosintéticas) con el consiguiente abatimiento del oxígeno disuelto, dando lugar a una pronta acumulación de lodos pro-ducto de las mismas algas al morir. Este fenómeno es conocido con el nombre de eutoficación o envejecimiento prematuro de los lagos.

El fósforo se encuentra en las aguas naturales casi únicamente en forma de diversos tipos de fosfatos. Estas formas son comunmente ortofosfatos, fosfatos condensados (piro, meta y polifosfatos) y fosfatos orgánicos. Pueden presentarse en forma soluble en partículas de detritus o en los cuerpos de los organismos acuáticos.

Ya que el fósforo puede presentarse en suspensión y en combinación con la materia orgánica, un método de digestión para determinar el fosfato total puede ser capaz de oxidar efectivamente la materia orgánica, rompiendo los enlaces carbono-fósforo y carbono-oxígeno-fósforo, y de solubilizar el material suspendido para liberar el fósforo como ortofosfato soluble; el cual se determina colorimétricamente.

El método de digestión más simple y efectivo es la técnica de oxidación del persulfato, que emplea persulfato de pota

sio, indicador de fenolftaleína y solución de hidróxido de sodio.

El fósforo presente se determina empleando el método del cloruro estanoso y comparando colorímetricamente contra la serie estándar preparada con anterioridad.

4.6 GRASAS Y ACEITES

Aceites, grasa, ceras y ácidos grasos son las principales -- sustancias clasificadas como grasa en las aguas residuales domésticas. Las aguas residuales industriales pueden contener ésteres-- simples y posiblemente, otros compuestos de la misma categoría.

El término aceite representa una amplia variedad de hidrocarburos de bajo a elevado peso molecular de origen mineral, que -- abarca desde la gasolina hasta combustibles y aceites lubricantes. Además incluye todos los glicéridos de origen animal y vegetal -- que son líquidos a la temperatura ordinaria.

El conocimiento de la cantidad de grasa y aceite presentes -- en un desecho es útil para vencer las dificultades de operación -- de una planta de tratamiento, para controlar su eficiencia y para controlar la descarga de grasa en las corrientes receptoras. Además imparten olores y sabores desagradables al agua, afectando -- también el sabor de los peces para consumo doméstico.

En la determinación de grasa, no se mide cuantitativamente una sustancia específica, sino grupos de sustancias con características físicas similares, principalmente su solubilidad en el disolvente usado.

El hexano ha sido seleccionado para las determinaciones de grasa, debido a que es un buen disolvente para todos los materiales asociados con este término, y tiene una mínima fuerza disolvente para otros compuestos orgánicos.

En este método, las muestras se acidulan con ácido clorhídrico a un pH aproximado de 1.0 para liberar los ácidos grasos que se presentan principalmente en forma de jabones de calcio y de magnesio, los cuales son insolubles en hexano.

La grasa se separa de la muestra líquida por filtración y se extrae en un aparato Soxhlet. El residuo remanente después de la evaporación del hexano se pesa para determinar el contenido de grasa en la muestra. Los compuestos que se volatilizan a --- 103° C ó antes, se pierden cuando se seca el filtro a esta temperatura.

Por definición, cualquier material recolectado se llama -- grasa, y cualquier sustancia filtrable soluble en hexano, como es el caso del azufre elemental y de ciertos colorantes orgánicos, se extrae como grasa. Estas son interferencias del método.

III.5. Características promedio de las aguas residuales de
Acayucan, Veracruz.

Las determinaciones se tomaron en el punto en el cual las dos descargas existentes (emisor norte y emisor poniente) se unen. Véase la figura V.5.1.

TABLA III.5.1.

P R O P I E D A D	R E S U L T A D O
Temperatura (°C)	21.6 *
pH	7.1
Sólidos sedimentables (ml/l)	5.8
Sólidos fijos totales (mg/l)	850.4
Sólidos volátiles	541.4
Sólidos suspendidos totales (mg/l)	257.6
Sólidos totales (mg/l)	1391.9
OD (mg/l)	0.0
DBO ₅ (mg/l)	254.8
DQO (mg/l)	609.4
Nitrógeno orgánico Kjeldahl (mg/l)	23.1
Nitrógeno amoniacal (mg/l)	14.3
Fosfatos totales (mg/l)	16.2
Grasas y aceites (mg/l)	65.0

* Temperatura media del agua en Enero, que es el mes más frío del año.

I V

SELECCION DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO

IV.1. DIFERENTES SISTEMAS DE TRATAMIENTO

Tratamientos primarios.- Los tratamientos primarios son básicamente de acción física y de acción combinada, física y química. En el primer caso, la separación de sólidos suspendidos se realiza mediante la intervención de áreas limitadas, o la sedimentación-flotación de partículas. En el segundo caso, la separación se lleva a cabo además con la ayuda de coagulantes químicos, tales como la alúmina, gel de sílice, etc; que provocan la precipitación de los sólidos presentes en estado coloidal.

El tratamiento primario consta de un conjunto de dispositivos diseñados para la remoción de materia orgánica flotante o sedimentable. Dicho tratamiento es capaz de remover, además de la materia orgánica indeseable, una porción apreciable de la DBO. Los sistemas más comunmente empleados para proporcionar un tratamiento primario a las aguas residuales son: (1) - sedimentación simple, (2) tanques Imhoff y (3) coagulación química.

Tratamientos secundarios.- Se dice que un proceso es secundario, cuando los líquidos residuales, después de haber recibido un tratamiento primario, son sometidos a tratamientos donde la acción de microorganismos interviene para transformar la materia orgánica biodegradable contenida en dichas --

aguas (en especial materia orgánica disuelta) en materia estable.

Así, por definición, todo tratamiento secundario presupone - la aplicación de tratamientos primarios. Entre los tratamientos - secundarios se pueden citar: lodos activados y zanjas de oxidación, filtros biológicos rociadores y sus variantes (aerofiltros, biofiltros y acetofiltros); lagunas de estabilización (aerobias, anaerobias y facultativas) y de oxidación (oxigenación fotosintética); y otros de uso más limitado: filtros intermitentes de arena; lechos de contacto y los denominados "Filtros Dumar".

Estos tratamientos secundarios son esencialmente procesos biológicos de oxidación (a excepción de las lagunas de estabilización anaerobias), donde la materia orgánica putrescible es descompuesta con la ayuda de microorganismos (biomasas) en un medio controlado aerobio en compuestos estables más sencillos, al límite de transformar muchos de los complejos orgánicos (en especial proteínas y glúcidos), normalmente presentes en las aguas residuales, en dióxido de carbono, agua y compuestos simples nitrogenados (NH_3 y NO_x).

Las eficiencias de los diferentes tipos de tratamiento de aguas residuales, generalmente se expresan en función de los porcentajes de reducción de los siguientes parámetros:

- (a) Demanda bioquímica de oxígeno (DBO)
- (b) Contenido de sólidos suspendidos
- (c) Bacterias

La tabla a continuación, muestra la eficiencia de algunos procesos de tratamiento según los parámetros mencionados.

TABLA IV. 1. 1.

TRATAMIENTO	% DE REMOCION		
	DBO	SOL. SUSP.	BACTERIAS
Tanques de sedimentación simple	25-40	50-60	25-75
Tanques Imhoff	30-60	50-70	40-60
Coagulación química	50-85	60-85	40-80
Filtros rociadores de bajo gasto precedidos y seguidos por sedimentación simple.	80-95	80-90	90-95
Filtros rociadores de alto gasto precedidos y seguidos por sedimentación simple.	60-95	75-85	80-95
Lodos activados de alto gasto precedidos y seguidos por sedimentación simple.	65-95	75-85	80-95
Lodos activados convencionales precedidos y seguidos por sedimentación simple.	75-95	85-95	90-98
Filtros intermitentes de arena	90-95	85-95	95-98
Lagunas de estabilización	70-95	40-70	80-95

NOTA: Las zanjas de oxidación son una modalidad de lodos activados

La siguiente tabla, elaborada bajo un estudio de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (antes S.R.H.), muestra las características principales de diferentes tipos de tratamiento, las que serán de gran ayuda para la elección de nuestro sistema.

TABLA IV. 1. 2.

CARACTERISTICAS PRINCIPALES DE DIFERENTES
SISTEMAS DE TRATAMIENTO

SISTEMA	RESULTADOS DEL TRATAMIENTO	COSTO DE CONSTRUCCION	NECESIDADES DE OPERACION Y MANTENIMIENTO	NECESIDADES DE TERRENO	CAPACIDAD NORMAL DE OPERACION(hab)
TANQUES IMHOOF	BUENO	BAJO	MINIMAS	MEDIA	MENOS DE 100,000
TANQUES DE SEDIMENTACION SIMPLE	BUENO	BAJO	MEDIAS	MINIMA	MAS DE 50,000
LAGUNAS DE ESTABILIZACION	MUY BUENO	BAJO	MINIMAS	MUY GRANDE	MENOS DE 300,000
AERACION EXTENDIDA	EXCELENTE	MEDIO	MEDIAS	MEDIA	SIN LIMITE
ZANJAS DE OXIDACION	EXCELENTE	MEDIO	MEDIAS	MEDIA	SIN LIMITE
FILTROS ROCIADORES	MUY BUENO	ALTO	GRANDES	MEDIA	MENOS DE 100,000
LODOS ACTIVADOS	EXCELENTE	ALTO	MUY GRANDES	MINIMA	MAS DE 50,000

IV.2. TRATAMIENTO ELEGIDO

Las lagunas de estabilización es el tratamiento seleccionado, por las siguientes razones:

1. Se obtienen altas eficiencias con el tratamiento.
2. Los costos de construcción son bajos.
3. Las necesidades de operación y mantenimiento son mínimas.
4. Aún cuando las necesidades de terreno son grandes, éste se encuentra disponible y a bajo precio.
5. Existe la posibilidad de aprovechar las algas, que estabilizan parte de la carga orgánica, como una fuente de proteínas alimenticias.
6. Se evita la construcción de lechos de secado, los que tendrían que hacerse para el caso de zanjas de oxidación; tratamiento que podría competir con las lagunas de estabilización.
7. Los lodos pueden utilizarse como mejoradores de suelos, -- bien sea solos o en combinación con fosfatos, ya que se obtienen completamente estabilizados sin necesidad de usar digestores.

V

DISEÑO DE LA PLANTA

V.1. ASPECTOS GENERALES

El término lagunas de estabilización se aplica para caracterizar estructuras sencillas excavadas en el suelo, abiertas al sol y al aire, donde se verifica la depuración biológica de aguas residuales como consecuencia de una acción mutua de algas y bacterias.

Los tipos más comunes de lagunas de estabilización son los siguientes:

a) Anaerobias.- Son aquellas en las que las sustancias degradables se estabilizan por las poblaciones microbianas anaeróbicas en ausencia continua de oxígeno disuelto, sin embargo el oxígeno procede de los compuestos químicos que se encuentran en el agua. En estas lagunas, las reacciones químicas dominantes son la producción de ácidos orgánicos y la fermentación de éstos, con producción de metano.

b) Aerobias.- En este caso se observa la presencia de oxígeno disuelto en las lagunas, por lo que las sustancias orgánicas son descompuestas por oxidación por poblaciones microbianas aeróbicas.

c) Facultativas.- Son aquellas en las cuales predominan condiciones aerobias en las zonas superiores y condiciones anaerobias cerca del fondo, de manera que la materia orgánica es es

tabilizada por poblaciones facultativas, aeróbicas y anaeróbicas.

NOTA: En lagunas estrictamente aerobias, el oxígeno es producido ya sea por acción fotosintética de las algas, o bien por una combinación de fotosíntesis, aereación mecánica y difusión de aire.

Se ha observado experimentalmente que la combinación de lagunas anaerobias y lagunas facultativas constituyen un sistema que proporciona una serie de ventajas, especialmente en lo que a eficiencia se refiere, que no se encuentran en los tres tipos de lagunas operando independientemente.

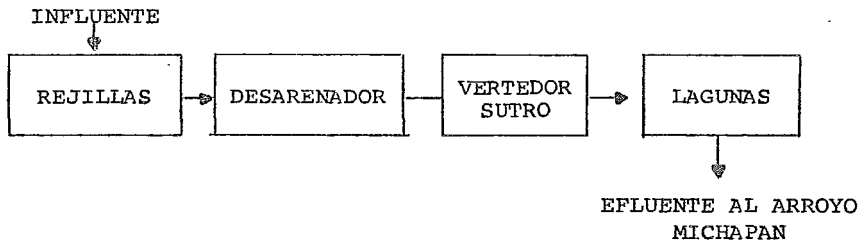
Es por esta razón que se elige el sistema mencionado de combinación de lagunas anaerobias y lagunas facultativas.

V.2. TRATAMIENTOS PRELIMINARES

Aún cuando los tratamientos propiamente dichos — primarios y secundarios — constituyen un medio eficaz para reducir apreciablemente la carga contaminante del despojo, es menester aplicarle a las aguas residuales un tratamiento preliminar, con el objeto específico, por una parte, de proteger las instalaciones que constituyen las obras de tratamiento; y por otra, reducir las condiciones indeseables relacionadas con la apariencia estética de esas plantas.

Entre los elementos que constituyen motivo suficiente para establecer tales tratamientos preliminares, pueden citarse: arena (fina y gruesa), grava, trapos, papeles, palos y otros materiales sólidos.

A continuación se expone un diagrama de flujo del sistema de tratamiento que se propone para la población de Acayucan.



V.2.1. REJILLAS

Las rejillas son una serie de barras o soleras de metal paralelas, colocadas verticalmente o con un ángulo de inclinación que va de 30 a 60°, que tienen generalmente una separación entre barras mayor o igual a 2,5 cm. (Ref. No. 15).

Datos para el cálculo:

$$G_{\text{max.futuro}} = \frac{110.6}{3} \text{ l/seg} = 36.9 \text{ l/seg}$$

ya que se consideran tres unidades.

V_i = velocidad incidente, misma que se fijará a un valor de

0.61 m/seg para evitar sedimentación de arena (Ref.No 3)

Según la literatura, la velocidad entre rejillas debe ser menor o igual a 0.75 m/seg. (Ref. No. 3).

Tipo de limpieza: manual

$$\text{Area transversal: } A_t = \frac{G_m}{V_i} = \frac{0.0369 \text{ m}^3/\text{seg.}}{0.61 \text{ m/seg}} = 0.06 \text{ m}^2$$

De acuerdo al gasto involucrado se considera un tirante de 0.30 m, por lo que el ancho del canal será:

$$\text{Ancho del canal} = \frac{A_t}{\text{tirante}} = \frac{0.06 \text{ m}^2}{0.30 \text{ m}} = 0.2 \text{ m.}$$

De acuerdo a las especificaciones Metcalf para rejillas de limpieza manual, se consideran las siguientes dimensiones de barras:

$$\text{Espesor} = 0.0060 \text{ m.}$$

$$\text{Ancho} = 0.0250 \text{ m.}$$

$$\text{Espacio entre barras} = 0.0250 \text{ m.}$$

$$n = \text{No. de espacios entre barras}$$

$$n-1 = \text{No. de barras}$$

$$\text{Ancho del canal} = n(\text{espacio entre barras}) + (n-1) \text{ es pesor.}$$

$$0.2 = n(0.025) + (n-1) 0.006$$

$$0.2 = 0.025n + 0.006n - 0.006$$

$$0.2 = n(0.025+0.006) - 0.006$$

$$0.2 = n(0.031) - 0.006$$

$$0.2+0.006 = n(0.031)$$

$$n = \frac{0.2006}{0.031} = 6$$

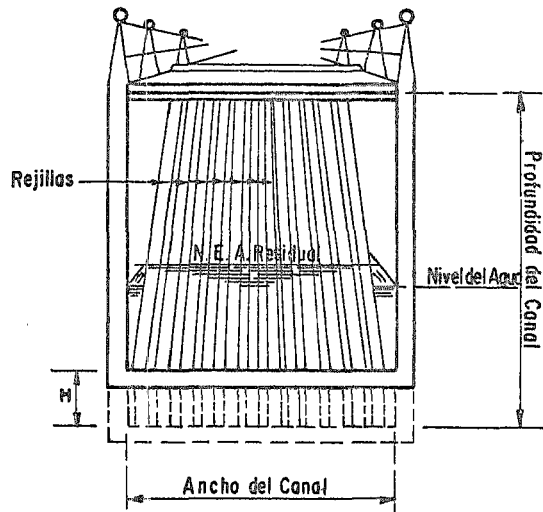
$$n-1 = 5$$

Ajuste:

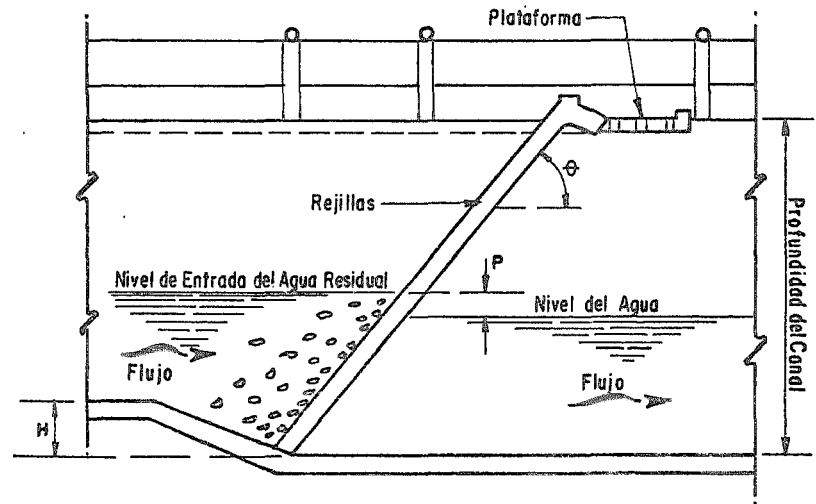
$$\begin{aligned}
 n \times \text{espacio entre barras} &= 6 \times 0.025 = 0.15 \text{ m.} \\
 n-1 \text{ (espesor)} &= 5 \times 0.006 = 0.03 \text{ m.} \\
 \text{Ancho definitivo del canal} &= 0.15 + 0.03 = 0.18 \text{ m.} \\
 V_i &= 0.061 \text{ m/seg.} \\
 \text{Tirante} = \frac{A_t}{\text{Ancho definitivo}} &= \frac{0.06 \text{ m}^2}{0.18 \text{ m}} = 0.333 \text{ m.} \\
 \text{Area entre barras} &= n \times \text{espacio entre barras} \times \\
 &\quad \text{tirante.} \\
 A_b &= 6 \times 0.025 \times 0.333 = 0.0499 \text{ m}^2 \\
 \text{Velocidad entre rejillas} = \frac{G_m}{A_b} &= \frac{0.0369 \text{ m}^3/\text{seg}}{0.0499 \text{ m}^2} = 0.739 \text{ m/seg.}
 \end{aligned}$$

Ya que la velocidad entre rejillas obtenida de 0.739 m/seg, es menor a la estipulada de 0.75 m/seg, se comprueba que los valores calculados son correctos.

En la figura a continuación se presenta un esquema de las rejillas.



VISTA DE FRENTE



ELEVACION

FIGURA V.2.1.1 REJILLAS

V.2.2. DESARENADOR

Un desarenador es un conducto ensanchado o un tanque, en el que se regula la velocidad de escurrimiento, de modo que sedimenten solo materiales como arenilla, arena y aquellos con un tamaño mayor a 0.2 mm (referencia bibliográfica No.6 a) mientras que el material orgánico más ligero pasa.

En este caso también se diseñarán tres unidades, cada una con un gasto de 36.9 l/seg, la tercera parte del gasto máximo futuro.

Para lograr una sedimentación de partículas de 0,2 mm y mayores, es necesario una carga superficial de $0.021 \text{ m}^3/\text{seg}/\text{m}^2$ (referencia bibliográfica No. 6 a), por lo que se requiere una área horizontal de:

$$A_h = \frac{G}{\text{Carga superficial}} = \frac{0.0369}{0.021} = 1.757 \text{ m}^2$$

De acuerdo al área horizontal calculada se supone un ancho de plantilla en los desarenadores de 0.40 m, por lo que la longitud de los mismos será:

$$L = \frac{A_h}{\text{Ancho}} = \frac{1.757 \text{ m}^2}{0.4 \text{ m}} = 4.39 \text{ m}$$

La velocidad de desplazamiento del agua debe ser tal que permita la sedimentación de partículas arenosas, pero que evite la de la materia orgánica. Esta velocidad está comprendida ----

entre 0.28 m/seg y 0.31 m/seg. Cuando el espacio destinado a la arena se encuentre lleno por ésta, se considera una velocidad de 0.31 m/seg; de aquí que el área transversal con arena es:

$$A_{ca} = \frac{G}{V_h} = \frac{0.0369 \text{ m}^3/\text{seg}}{0.31 \text{ m/seg}} = 0.119 \text{ m}^2$$

y su tirante será:

$$t = \frac{A_{ca}}{\text{Ancho}} = \frac{0.119 \text{ m}^2}{0.40 \text{ m}} = 0.298 \text{ m.}$$

Cuando el espacio está sin arena, se considera una velocidad de 0.28 m/seg, por lo tanto:

$$A_{sa} = \frac{G}{V_h} = \frac{0.369}{0.28} = 0.1318 \text{ m}^2$$

$$t = \frac{A_{sa}}{\text{Ancho}} = \frac{0.1318}{0.40} = 0.329 \text{ m.}$$

V.2.3. VERTEDOR SUTRO

El vertedor sutro se coloca al final del desarenador con el fin de mantener la velocidad constante dentro del mismo. Consta de una plancha a través de la corriente, con una abertura para la descarga libre del agua. Las dimensiones de la abertura se calcula den forma tal que la razón G/A en el estanque sea -- constante.

Las ecuaciones siguientes, son las usadas para el cálculo del vertedor sutro:

$$x = b \left[1 - \frac{2}{\pi} \text{ang. tan. } \sqrt{\frac{y}{a}} \right] \dots \dots \text{Ec.V.2.3.1.}$$

$$q = b \sqrt{2ga} \left[h + \frac{2}{3} a \right] \dots \dots \dots \text{Ec.V.2.3.2.}$$

donde:

$$q = \text{Gasto por sección} = \frac{G}{2} = \frac{0.0369}{2} = 0.01845 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$a \geq 0.0254$ m. Valor tomado para evitar taponamientos (ref. No. 6 b).

$$g = 9.8 \text{ m/seg}^2$$

$$h + a = \text{tirante} = 0.298 \text{ m. (Véase Secc. V.2.2).}$$

$$h = 0.298 - 0.0254 = 0.273 \text{ m.}$$

Sustituyendo en V.2.3.2.

$$\begin{aligned} 0.01845 &= b \sqrt{2(9.8)(0.0254)} \times (0.273 + 0.0169) \\ &= b \cdot (0.7056)(0.2899) = b(0.2045) \end{aligned}$$

$$b = \frac{0.01845 \text{ m}^3/\text{seg}}{0.2045 \text{ m}^2/\text{seg}} = 0.0902 \text{ m.}$$

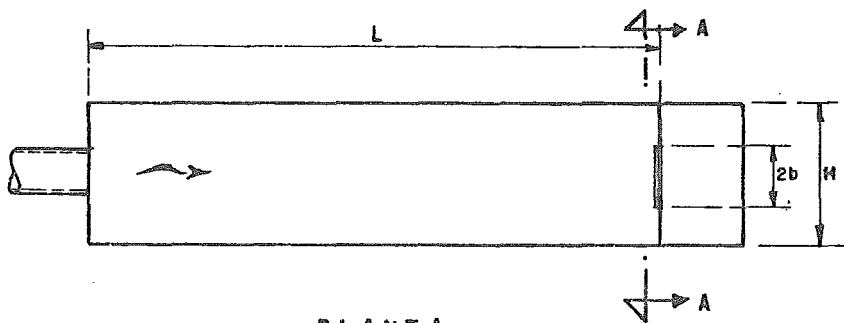
Para trazar la curva del vertedor se proponen valores de " y " y se calculan los correspondientes de "x" en base a la ec.. V.2.3.1. (véase la tabla V.2.3.1).

TABLA V. 2. 3. 1

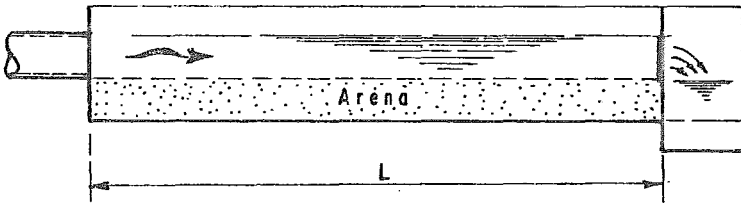
y	y/a	$\sqrt{y/a}$	θ	$2\theta/\pi$	$1-2\theta/\pi$	x
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.0902
0.05	1.968	1.403	0.952	0.606	0.394	0.0355
0.10	3.937	1.984	1.104	0.703	0.297	0.0268
0.15	5.905	2.430	1.180	0.751	0.249	0.0225
0.20	7.874	2.806	1.228	0.782	0.218	0.0197
0.25	9.842	3.137	1.262	0.803	0.197	0.0178
0.298	11.732	3.425	1.287	0.819	0.181	0.0163

Donde:

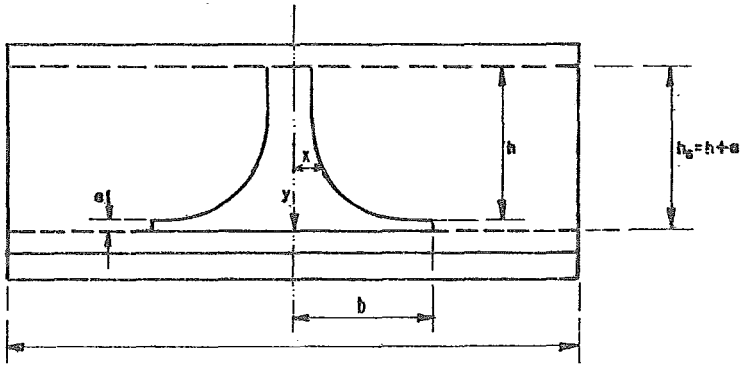
$$\theta = \text{ang. tan } \sqrt{y/a}$$



PLANTA



ELEVACION



CORTE A-A

FIGURA V.3.2.1 DESARENADOR Y VERTEDEDOR SUTRO

V.3. DIMENSION DE LAS LAGUNAS

Los factores más importantes en el diseño de una laguna para tratar aguas residuales domésticas son: luz solar, temperatura, - carga orgánica superficial o volumétrica, profundidad, configuración geométrica, cinéticas y número de lagunas.

En este caso el tratamiento estará constituido por dos sistemas semejantes, cada uno de los cuales formado por la combinación de dos lagunas anaerobias en paralelo, seguidas de dos lagunas facultativas en serie (véase croquis).

Con la construcción de dos sistemas de tratamiento similares, se prevé la necesidad de sacar de operación a uno de tales sistemas, cada vez que se tengan que evacuar los lodos; en tanto que el otro sistema estará disponible para recibir la totalidad de la carga residual.

V.3.1. LAGUNAS ANAEROBIAS

En estas unidades se verifica la eliminación de sólidos y su digestión, por lo que se presenta una fuerte acumulación de sólidos, mismos que es necesario extraer periódicamente.

Cálculo de las lagunas anaerobias suponiendo una eficiencia en la remoción de DBO del 50 %.

$$S = \frac{S_o}{K_1 \left[\frac{S}{S_o} \right]^{n t + 1}} \quad \dots \text{Ec.V.3.1.1.}$$

Donde:

$S = \text{DBO}_5$ del efluente = 127.4

$S_o = \text{DBO}_5$ del influente = 254.8

$K_1 =$ Constante de remoción de DBO = 6

$n =$ Exponente experimental = 4.8

$t =$ Tiempo de retención en días

Sustituyendo en la Ec. V.3.1.1.

$$127.4 = \frac{254.8}{6 \left[\frac{127.4}{254.8} \right]^{4.8 t + 1}}$$

$$127.4 = \frac{254.8}{0.2154 t + 1}$$

$$127.4(0.2154 t + 1) = 254.8$$

$$27.44 t + 127.4 = 254.8$$

$$t = \frac{127.4}{27.44}$$

$$t = 4.64 \text{ días}$$

Para obtener el volumen de cada laguna anaerobia, se considera la mitad del gasto máximo futuro; esto es $0.0553 \text{ m}^3/\text{seg}$.

$$\text{Volumen} = 4.64 \text{ días} \times 0.0553 \text{ m}^3/\text{seg} \times 86400 \text{ seg/día} = 22,169 \text{ m}^3$$

La profundidad recomendable según la bibliografía (Ref. No. - 16,17 y 18) es de 3 a 4 m.

$$\text{Area superficial} = \frac{\text{Volumen}}{\text{Tirante}} = \frac{22,169 \text{ m}^3}{3 \text{ m}} = 7,390 \text{ m}^2$$

$$\text{Carga orgánica} = S_o \times G \times 86,400$$

$$= 254.8 \times 10^{-6} \frac{\text{Kg}}{\text{l}} \times 0.0553 \times 10^3 \frac{\text{L}}{\text{seg}} \times 86,400 \frac{\text{seg}}{\text{día}}$$

$$= 1217.41 \text{ Kg/día}$$

$$\text{Carga superficial} = \frac{1217.41 \text{ Kg/día}}{0.739 \text{ Ha}} = 1647.4 \text{ Kg/Ha/día}$$

Considerando una relación largo : ancho de 3 a 1.

$$L = 3 W \quad \dots \quad \text{Ec. V.3.1.2.}$$

$$A = L W \quad \dots \quad \text{Ec. V.3.1.3.}$$

donde:

$$A = \text{Area}$$

$$L = \text{Largo}$$

$$W = \text{Ancho}$$

sustituyendo la Ec. V.3.1.2. en la V.3.1.3. :

$$A = (3W) W = 3 W^2$$

$$W = \sqrt{A/3} \quad \dots \quad \text{Ec. V.3.1.4.}$$

sustituyendo valores:

$$w = \sqrt{7390/3} = 49.6 \text{ m.}$$

$$L = 3(49.6) = 148.9 \text{ m.}$$

ajuste:

$$V = \frac{h}{2} (A_1 + A_2) \dots \dots \dots \text{V.3.1.5.}$$

donde:

V = Volumen

h = Tirante

A_1 = Area de la cara superior

A_2 = Area de la cara inferior

$A_1 = L_1 W_1$

$W_1 = 49.6 + 3 = 52.6 \text{ m.}$

$L_1 = 148.9 + 3 = 151.9 \text{ m.}$

$A_1 = (52.6) (151.9) = 7,990 \text{ m}^2$

$A_2 = L_2 W_2$

$W_2 = 49.6 - 3 = 46.6 \text{ m.}$

$L_2 = 148.9 - 3 = 145.9 \text{ m.}$

$A_2 = (46.6) (145.9) = 6,799 \text{ m}^2$

sustituyendo valores en la Ec. V.3.1.5.:

$$V = \frac{3}{2} (7,990 + 6,799)$$

$$V = 22,183 \text{ m}^3$$

V.3.2. LAGUNAS FACULTATIVAS

Para cada par de lagunas anaerobias en paralelo, se diseñarán dos lagunas facultativas en serie.

V.3.2.1. PRIMERA LAGUNA FACULTATIVA

$$S = \frac{S_0}{kt + 1} \quad \dots \dots \dots \text{Ec. V3.2.1.1.}$$

Donde:

S = DBO_5 en el efluente

S_0 = DBO_5 en el influente = 127.4 mg/l

k = Constante de degradación = 0.24

t = Tiempo de retención

Según la bibliografía disponible (REF. No. 16, 17 y 18), el tiempo de retención recomendado para lagunas facultativas es de 7 días, en tanto que el tirante es de 1.8 m, por lo tanto:

$$S = \frac{127.4}{(0.24)(7) + 1} = 47.5 \text{ mg/l}$$

Volumen:

$$V = (7 \text{ días}) (0.1106 \text{ m}^3/\text{seg}) (86,400 \text{ seg/día})$$

$$V = 66,891 \text{ m}^3$$

Area:

$$A = \frac{66,891 \text{ m}^3}{1.8 \text{ m}}$$

$$A = 37,161.6 \text{ m}^2$$

Carga orgánica = $(127.4 \times 10^{-6} \text{ Kg/l}) (0.1106 \times 1/\text{seg}) (86400 \text{ seg/día})$

Carga orgánica = 1217.4 Kg/día

Carga superficial = $\frac{1217.4 \text{ Kg/día}}{3.7161 \text{ Ha}} = 327.6 \text{ Kg/Ha/día}$

Eficiencia en la remoción de DBO:

$$N = \frac{S_o - S}{S_o} \times 100 \quad \text{Ec. V.3.2.1.2.}$$

(1) Para una laguna facultativa:

$$N = \frac{127.4 - 47.5}{127.4} \times 100 = 62.7 \%$$

(2) Para una laguna anaerobia más una laguna facultativa:

$$N = \frac{254.8 - 47.5}{254.8} \times 100 = 81.3 \%$$

V.3.2.2. SEGUNDA LAGUNA FACULTATIVA

Considerando una eficiencia del 62.7 %, igual que para la -- primera laguna facultativa, se tiene una eficiencia en la remoción de DBO, según la Ec. V.3.2.1.2. de:

$$N = \frac{47.5 - 17.717}{47.5} \times 100 = 62.7 \%$$

Eficiencia total: una laguna anaerobia más dos lagunas facultativas:

$$N_t = \frac{254.8 - 17.717}{154.8} \times 100 = 93.05 \%$$

El volumen y el área para la segunda laguna facultativa son idénticos al de la primera laguna facultativa.

$$\text{Carga orgánica} = (47.5 \times 10^{-6} \frac{\text{Kg}}{\text{l}}) (0.1106 \times 10^3 \frac{\text{l}}{\text{seg}}) (86400 \frac{\text{seg}}{\text{día}})$$

$$\text{Carga orgánica} = 453.9 \text{ Kg/día}$$

$$\text{Carga superficial} = \frac{453.9 \text{ Kg/día}}{3.7162 \text{ Ha}} = 122.14 \text{ Kg/Ha/día}$$

Considerando una relación largo: ancho de 2:1,

$$L' = 2 W' \quad \text{Ec. V.3.2.2.1.}$$

Sustituyendo en la Ec. V.3.1.3.

$$A' = (2 W')W' = 2 W'^2$$

$$W' = \sqrt{A'/2}$$

$$W' = \sqrt{37,162/2} = 136.3 \text{ m}$$

$$L' = 2 (136.3) = 272.6 \text{ m}$$

Ajuste:

$$A'_1 = L'_1 W'_1$$

$$W'_1 = 136.3 + 1.8 = 138.1 \text{ m}$$

$$L'_1 = 272.6 + 1.8 = 274.4 \text{ m}$$

$$A'_1 = (274.4) (138.1) = 37,894.6 \text{ m}^2$$

$$A'_2 = L'_2 W'_2$$

$$W'_2 = 136.3 - 1.8 = 134.5 \text{ m}$$

$$L'_2 = 272.6 - 1.8 = 270.8 \text{ m}$$

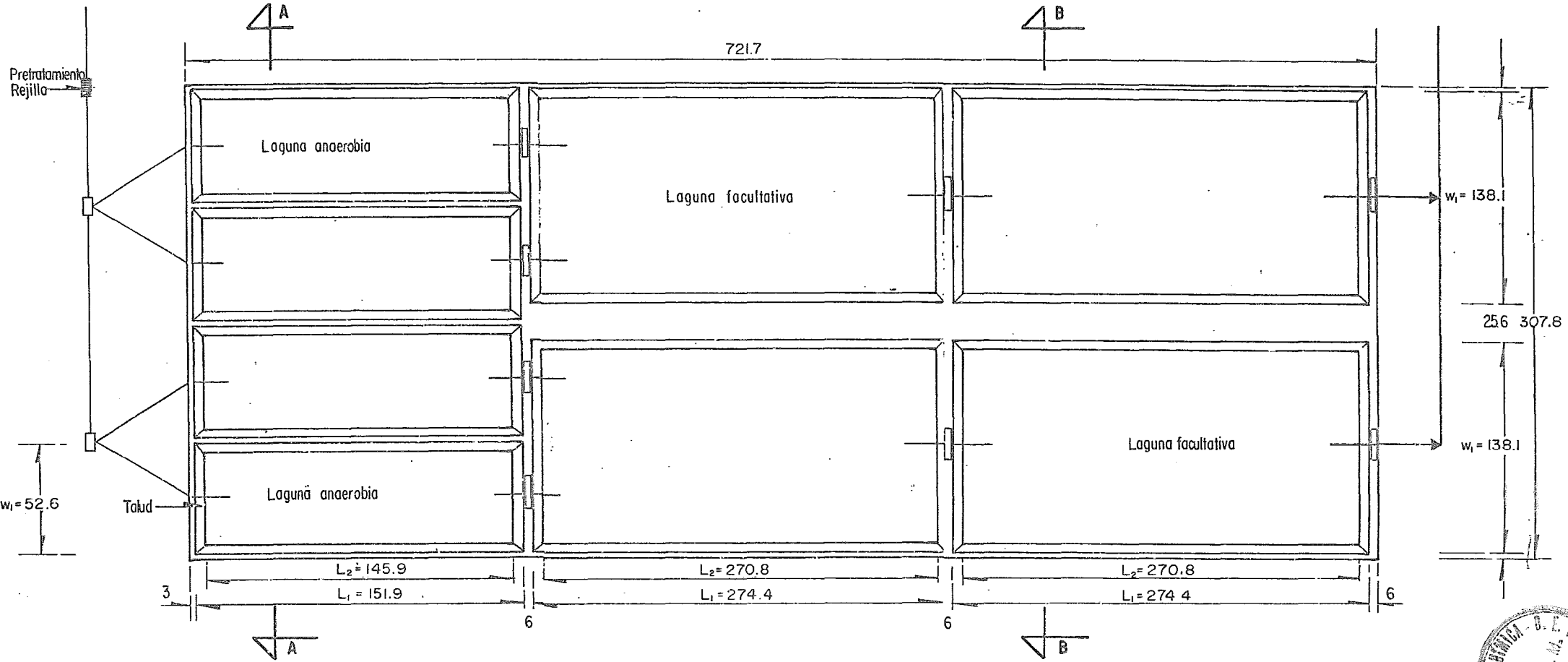
$$A'_2 = (270.8) (134.5) = 36,422.6 \text{ m}^2$$

Sustituyendo valores en la Ec. V.3.1.5 :

$$V = \frac{1.8}{2} (37,894.6 + 36,422.6)$$

$$V = 66,885.5 \text{ m}^3$$

El croquis a continuación, muestra la configuración de la planta de tratamiento.



$w_1 = 52.6$

Talud

Laguna anaerobia

Laguna facultativa

$w_1 = 138.1$

256 307.8

Laguna facultativa

$w_1 = 138.1$

$L_2 = 145.9$

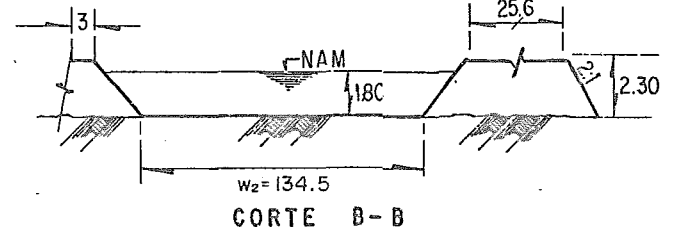
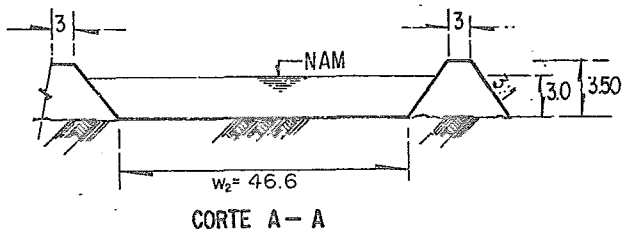
$L_1 = 151.9$

$L_2 = 270.8$

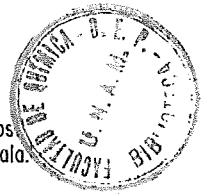
$L_1 = 274.4$

$L_2 = 270.8$

$L_1 = 274.4$



NOTA.— Acotaciones en metros.
Croquis fuera de escala.



FACULTAD DE QUIMICA
TESIS PROFESIONAL
PLANTA DE TRATAMIENTO
DAVID JACOME MUSULE

V.4. DISPOSICION DE LODOS

Debido a que los lodos son estabilizados completamente con el tratamiento (sin necesidad de digestores), pueden secarse al aire, una vez desalojada el agua de la(s) laguna(s) correspondiente, en seis meses aproximadamente; aprovechando las condiciones climatológicas existentes de sequedad y temperatura.

Esto además, sin causar problemas de malos olores.

Los lodos secos pueden tener diferentes usos, tales como:

1. Fertilizantes, ya que contienen sustancias esenciales para el crecimiento de las plantas, como son el nitrógeno, fosfatos y potasio.
2. Formadores o acondicionadores de suelos inertes o salinosos.
3. Rellenadores sanitarios para zanjas, pantanos, etc.

V.5. LOCALIZACION DE LA PLANTA

Considerando:

1. La ubicación actual de las descargas existentes.
2. Los vientos dominantes en la región, provenientes del norte y del sur, esto para evitar que los olores lleguen a la población; y
3. Disponibilidad del terreno

Se decide localizar la planta de tratamiento al poniente de la ciudad (véase la figura V.5.1.).

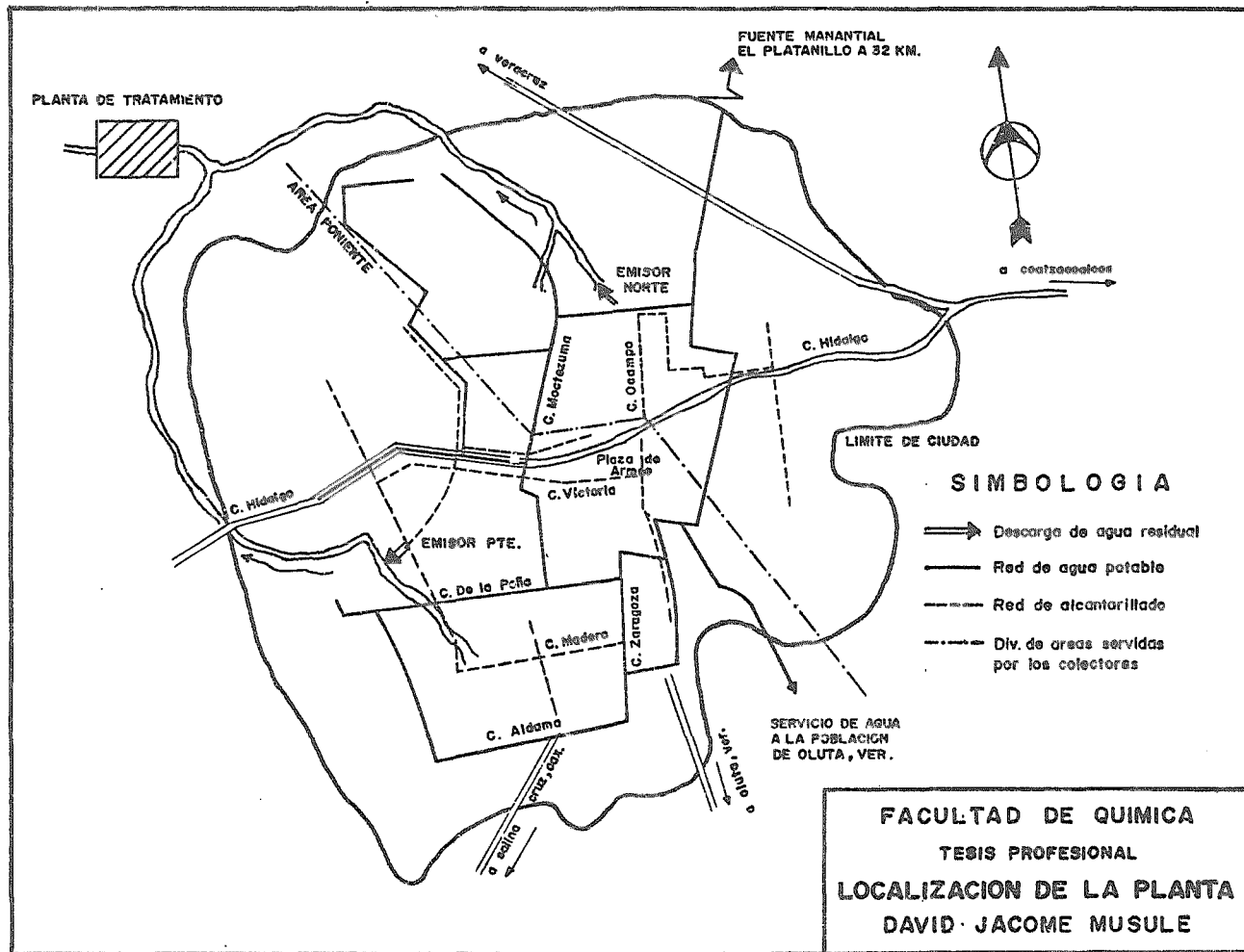


FIG. V. 5. I.

V.6. COSTOS

El análisis de costos de la planta puede dividirse de la siguiente manera:

1. Inversión
2. Costos de operación y mantenimiento
3. Pago anual a capital

La determinación de los primeros dos puntos se llevó a cabo considerando los estudios realizados por la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (véase la referencia bibliográfica no. 13), haciendo una actualización de los precios, mismos que fueron tomados del catálogo de precios unitarios de S.A.H.O.P.

En cuanto al tercer punto, el aspecto resultante es seleccionar la fuente de crédito adecuada, con los plazos e intereses más convenientes al proyecto. Para este propósito las instituciones más recomendables son: el Fondo Fiduciario de Fomento Municipal y el Fondo de Inversiones Financieras para Agua Potable y Alcantarillado; ambas respaldadas por el Banco Nacional de Obras y Servicios Públicos. Estas dependencias otorgan préstamos al 6% y al 9% anual respectivamente, pagaderos a 15 años.

Es conveniente mencionar que el municipio es el responsable de formular las cuotas correspondientes para cada uno de los usuarios.

V.6.1. INVERSION

En base a lagunas de estabilización a 21.6° C y poblaciones de 50,000 habitantes.

V.6.1.1. COSTOS DIRECTOS DE CONSTRUCCION

TABLA V. 6. 1. 1.

C O N C E P T O	UNIDAD	CANTIDAD DE OBRA	PRECIO UNITARIO	COSTOS DIRECTOS POR CONCEPTO
Limpieza y trazo de terreno para desplante de lagunas.	Ha.	22.21	4320.00	95,947
Zampeado con piedra de pepena y colocada en seco.	m ³	2247	399.70	898,126
Cimbras de madera para acabados no aparentes, en muros hasta de 3 m. de altura.	m ²	243	145.90	35,454
Formación de bordos con productos de la excavación en las lagunas, con acarreo libre hasta 500 m.	m ³	45,129	54.40	2'455,018
Despalme en la base de bordos con 0.20	m ³	8,200	10.00	82,000
Excavación a mano para zanjas hasta de 2.0 m. de profundidad.	m ³	589	89.95	52,981
Relleno de zanjas con pala de mano	m ³	22	29.95	659
Excavación a mano para desplante hasta de 3.0 m. de profundidad.	m ³	51	85.70	4,371
				...

cont'

TABLA V. 6. 1. 1

C O N C E P T O	UNIDAD	CANTIDAD DE OERA	PRECIO UNITARIO	COSTOS DIRECTOS POR CONCEPTO
Plantillas apisonadas con pedacería de tabique y mortero, cemento: arena 1:5	m ³	4.0	272.95	1,092
Fabricación y colado de concreto simple vibrado y curado con membrana de 140 Kg/cm ² , con impermeabilizante integral.	m ³	23.8	1437.30	34,208
Suministro y colocación de hierro de re fuerzo en estructuras.	Kg	1670	29.80	49,766
Armado, cimbrado y colado de castillos de concreto de 14 x 14 con 4 varillas de 3/8" de diámetro, incluyendo su colocación.	m	247	293.40	72,470
Suministro y colocación de barandal con tubo cédula 40 de 1.5" de diámetro.	m	220	410.0	90,200
Suministro y colocación de tubería de hierro galvanizado cédula 40 de 1" de diámetro.	m	95	76.55	7,272
Postes precolados de concreto de 2.10 x 0.20 x 0.10 m con 4 varillas de 3/8" de diámetro, incluyendo su colocación.	pieza	554	255.25	141,409
Suministro y colocación de tuberías de asbesto-cemento de 20" de diámetro.	m	65.0	1403.30	91,215
TOTAL DE COSTOS DIRECTOS DE CONSTRUCCION				4'112,188.00

V.6.1.2. SUBTOTAL DE CAPITAL INVERTIDO

El factor de presupuesto toma en cuenta los costos indirectos que son necesarios durante el proyecto y construcción de las obras citadas en la sección anterior, así como el aumento de precios debido a la inflación en el mismo lapso, es decir, desde su proyecto hasta su puesta en servicio.

La inflación se estimó en 17% anual y suponiendo que la obra estudiada tardará dos años, desde el momento de iniciar el proyecto hasta la iniciación de operaciones; se tendrá:

$$\text{factor por inflación} = 1.17 \times 1.17 = 1.3689$$

Análisis de costos indirectos para una obra, cuyos costos directos son del orden de 4 millones de pesos. (ref. no. 13 página 303-308).

TABLA V. 6. 1. 2.

	PORCENTAJE DEL COSTO DE CONSTRUCCION
Imprevistos	13.5
Ingeniería (incluye estudios topográficos de mecánica de suelos y proyecto).	4.3
Seguro y Fianzas	1.1
Financiamiento, supervisión y administración.	8.1
Total de costos indirectos.	27.0 %

Incluyendo a este porcentaje el factor por inflación, se obtiene el factor de presupuesto (ref. No. 13 página 305-307).

$$F = 1.3689 \times 1.27 = 1.7385$$

Subtotal de capital invertido = $F \times$ costos directos de construcción.

$$\text{Subtotal de capital invertido} = \$ 7'149,039.00$$

V.6.1.3. CAPITAL INVERTIDO

1. Capital invertido = subtotal de capital invertido + costo de terreno.

2. Para este propósito se considera un precio de \$45,000.00 por hectárea: De donde:

$$\text{Costo de terreno} = 22.21 \times 45,000 = \$999,450.00$$

3. Capital invertido = \$ 8'148,489.00

V.6.2. COSTOS DE OPERACION Y MANTENIMIENTO

Costos anuales por administración (1)	\$ 161,827.00
Sueldos anuales del personal necesario para la operación y mantenimiento del sistema de tratamiento (2)	227,866.00
Costos anuales por la eliminación de lodos en las lagunas (3)	26,825.00
Costos anuales de operación de laboratorio móvil (4)	189,900.00
	<hr/>
Costos totales de operación y mantenimiento	\$ 606,418.00
	<hr/> <hr/>

(1) Se hizo la consideración de que Acayucan cuenta con una Junta Administradora Municipal de Agua Potable, por lo que dicha junta puede absorber las funciones y responsabilidades de la sección administrativa. Para estos cálculos se estimaron porcentajes del personal que trabaja actualmente en la junta mencionada, a saber: 30% del sueldo del gerente, 20% del sueldo del contador y 60% del sueldo del auxiliar del contador.

(2) Correspondientes a:	Supervisor	\$ 125,804.00
	Operador del sistema	60,803.00
	Peón	41,259.00
		<hr/>
	Total sueldos de personal.	\$ 227,866.00
		<hr/> <hr/>

(3) Los costos anuales por la eliminación de lodos en las lagunas fueron obtenidos del producto del volumen anual de lodos --- por la relación del costo hora-máquina de un tractor caterpillar D 8K.

$$\text{Costo anual} = (3,625 \text{ m}^3) (\$ 7.40/\text{m}^3)$$

$$\text{Costo anual} = \$ 26,825.00$$

(4) Los costos anuales por concepto de operación del laboratorio móvil fueron obtenidos del análisis de los gastos correspondientes a un laboratorio que pudiera servir a una población de --- 200,000 habitantes. En base a la anterior consideración, se estimaron los siguientes gastos, los cuales se prorratearon para una población de 50,000 habitantes.

Mobiliario y equipo	\$ 4,492.00
1 Ingeniero Químico	42,007.00
4 ayudantes	76,802.00
Gastos de operación y mantenimiento	17,995.00
Camioneta	48,604.00
	<hr/>
T O T A L	\$ 189,900.00
	<hr/> <hr/>

V.6.3. PAGO ANUAL A CAPITAL

La obtención del cargo anual por capital invertido se efectúa en base a un financiamiento, cuya tasa de interés es del 9% anual y el plazo a pagar de 15 años.

$$P.A.C. = (F.P.C.) (C.I.) \dots\dots \text{Ec. V.6.3.1.}$$

Donde:

P.A.C. = Pago anual a capital

F.P.C. = Factor de pago a capital

C.I. = Capital invertido

$$F.P.C. = \frac{I (1+I)^n}{(1+I)^n - 1} \dots\dots \text{Ec. V.6.3.2.}$$

Donde:

I = Tasa de interés = 0.09

n = Plazo en años = 15

$$F.P.C. = \frac{(0.09) (1.09)^{15}}{(1.09)^{15} - 1} = 0.12406$$

$$P.A.C. = (0.12406) (8'148,489) = 1'010,902$$

Pago anual a capital = \$ 1'010,902.00

V.6.4. COSTOS TOTALES

TABLA V . 6 . 4 .

C O N C E P T O	M O N T O
Inversión de capital.	\$ 8'148,489.00
Costos anuales de operación y mantenimiento.	606,418.00
Pago anual a capital.	1'010,902.00
Costo total de tratamiento anual	1'617,320.00
Volumen anual de agua tratada	3'487,882 m ³
Costo unitario de tratamiento	\$ 0.46 / m ³

V I

C O N C L U S I O N E S

Según la Ley Federal para prevenir y controlar la contaminación ambiental, el tratamiento de las aguas residuales se hace necesario para cumplir con lo dispuesto a la prevención y control de la contaminación del agua.

Las condiciones climatológicas prevalecientes en México y en la mayoría de los países latinoamericanos, combinadas con la poca disponibilidad de equipo mecánico y personal adiestrado para su manejo, hacen que los sistemas de tratamiento para aguas residuales a base de lagunas de estabilización tengan una gran aplicabilidad. ("Congreso Interamericano de Ingeniería Sanitaria" Febrero de 1978).

V I I

B I B L I O G R A F I A

1. G.M. FAIR, J.C. GEYER, D.A. OKUN
Purificación de Aguas y Tratamiento y Remoción de Aguas Residuales
Limusa Wiley, S.A.
México, 1971.
2. J.BARNES
Tratamiento de Aguas Negras y Desechos Industriales
U.T.E.H.A.
México, 1969.
3. Sewage Treatment Plant Design.Manual of Practice No.8 pag.52
American Society of Civil Engineers
New York, 1967.
4. Manual de Tratamiento de Aguas Negras
Departamento de Sanidad del Estado de Nueva York
Limusa Wiley, S.A.
México, 1970.
5. RIVAS MIJAREZ G.
Tratamiento de Agua Residual
Universidad Central de Venezuela
Venezuela, 1968.

6. METCALF & EDDY, INC.
Wastewater Engineering, Collection Treatment Disposal.
(a) pag. 436 ; (b) pag. 453.
Mc Graw Hill Book Co.
New York, 1965.
7. Análisis de Aguas y Aguas de Desecho. Vol. I y II
S.A.R.H.
México, 1972.
8. Técnicas de Muestreo y Análisis de Campo
S.A.R.H.
México, 1972.
9. Técnica. Vol. 1 al 20
Organo Informativo de la Subdirección de Usos del Agua
y Control de la Contaminación.
S.A.R.H.
México, 1976.
10. PAMPLONA RANGEL M.E.
Planta de Tratamiento de Aguas Negras para La Barca, Jal.
Escuela de Ingeniería. Universidad Autónoma de S.L.P.
San Luis Potosí, 1976.

11. Sistemas Económicos de Tratamiento de Aguas Residuales Adecuados a las Condiciones Nacionales.

 S.A.R.H.

 México, 1975.

12. Congreso Interamericano de Ingeniería Sanitaria

 Sociedad Mexicana de Ingeniería Sanitaria

 México, 1978.

13. Determinación y Desarrollo de Costos de Construcción, Operación y Mantenimiento de los Diferentes Procesos de Tratamiento de Aguas Residuales. Tomos I y II.

 S.A.R.H.

 México, 1974.

14. Catálogo de Precios Unitarios

 S.A.H.O.P.

 México, 1978.

15. Imhoff, K. y Fair, G.M.

 Sewage Treatment. Capítulo 3, pág. 51

16. GLOYNA, E.F.

 Basis for waste stabilization pond designs. In: Special Lecture Series in Water Quality Improvement.

 The University of Texas, Austin, Texas.

 The University of Texas Press (1966)

17. MARAIS, G.V.R.

New factors in the design, operation and performance of waste-stabilization ponds.

Bulletin of World Health Organization (1966), 34, 737, 763.

18. OSWALD, W.J.

Fundamental factors in waste stabilization pond design.
In: Advances in biological waste treatment.

Oxford, Pergamon Press (1963) pag. 357-393.