

2 Ep. No. 79



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE QUIMICA

**"OPERACION Y MANTENIMIENTO DE UNA PLANTA
DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES"**

PAZ SALAS ALEJANDRO DE JESUS

INGENIERO QUIMICO

1 9 8 4



Universidad Nacional
Autónoma de México



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.

INDICE

OPERACION Y MANTENIMIENTO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

I. INTRODUCCION.

II. GENERALIDADES.

- A) Antecedentes.
- B) Localización de la planta
- C) Selección del tipo de planta.
- D) Capacidad de la planta.
- E) Criterios para el diseño de una planta de tratamiento de agua residuales.

III. RAZONES PARA EL TRATAMIENTO DE LAS AGUAS NEGRAS.

- A) Fuentes de contaminación.
- B) Tipos de contaminación.
- C) Efectos de los contaminantes sobre los cuerpos de agua.
- D) Localización de las fuentes de contaminación y establecimiento de las estaciones de aforo y muestreo.
- E) Razones de tratamiento.
- F) Tratamiento de las aguas negras y origen
- G) Importancia de los análisis de laboratorio en una planta de aguas negras.
- H) Características de las aguas negras.

IV. INGENIERIA DE PROCESO.

- A) Descripción general del proceso.
- B) Descripción de operaciones por unidad.
- C) Mantenimiento preventivo.
- D) Especificaciones del equipo estructural y electromecánico.
- E) Servicios auxiliares.
- F) Integración.
- G) Fines del examen de las aguas residuales.

V. INGENIERIA DE PROYECTO.

- A) Digestor aeróbico.
- B) Separador de lodos.
- C) Sedimentador primario.

- D) Sedimentador secundario.
- E) Bombeo.
- F) Tanque de contacto de cloro.
- G) Desarenador.
- H) Filtros rociadores.
- I) Canaleta Parshall.
- J) Líneas de conducción.

VI. CONTROL DE ADMINISTRACION DE PLANTAS DE TRATAMIENTO.

- A) Formas de administración de una planta de tratamiento.
- B) Estructura general de la organización administrativa y operacional de una planta de tratamiento.
- C) Control de las plantas de tratamiento.
- D) Análisis de los costos de una planta de tratamiento.
- E) Consideraciones económicas.
- F) Recuperación de los costos.

- CONCLUSIONES.

--BIBLIOGRAFIA.

INTRODUCCION

1

La calidad del medio ambiente se ha visto en la últimas décadas seriamente afectada por el manejo y disposición inadecuada de considerables cantidades de desecho, generados en los núcleos de población y centros industriales.

El deterioro en la calidad de los diferentes cuerpos de agua, en consecuencias directas del vertido sin previo tratamiento de las aguas municipales, agrícolas e industriales, que contienen grandes cantidades de sustancias contaminantes: la naturaleza de éstos y sus efectos sobre los cuerpos de agua, variarán dependiendo del origen de las aguas residuales, las concentraciones de las sustancias contaminantes, los volúmenes descargados y de las características de los propios cuerpos de agua.

México, es un país que presenta problemas entre la disponibilidad y demanda del recurso hidráulico en los principales centros poblacionales e industriales. En la actualidad, el crecimiento acelerado del país ha implicado necesariamente la reutilización de las aguas residuales como una fuente de abastecimiento de agua a diferentes niveles.

Otro principal problema en nuestro país, es la disposición de las aguas residuales generadas por las actividades humanas e industriales, por lo tanto, el reuso del agua y la disposición en tierras de estos residuos líquidos se pueden contemplar como alternativas de mayor atracción para la solución de estos problemas. La reutilización de este tipo de aguas se puede llevar a cabo de acuerdo a las necesidades que se requiera para el reuso de éstas, siendo las más importantes las de aplicación o disposición en tierras, aunque ésta no sea una práctica común en nuestro país, ya que se ha realizado inconscientemente y por consecuencia sin planeación alguna. En ciertos casos, los efectos de este método de disposición se presentan rápidamente y de manera sistemática, ocasionando daños irreversibles a la ecología de la región. Otras veces, debido a los pequeños volúmenes de agua y a la baja concentración de contaminantes que presentan éstos, los efectos que se presentan a largo plazo, sin que se puedan evaluar el deterioro en las zonas de aplicación.

Hasta la fecha, la susceptibilidad de llevar a cabo un reuso del agua depende básicamente del tipo de sector que la demande, de los volúmenes que requiera, de la calidad adecuada para evitar riesgos a la salud del hombre y al medio ambiente, y de los costos en que se incurra al tratar las aguas residuales.

Es necesario hacer mención que en nuestro país se ha practicado desde ha-

ce varios años el reuso del agua residual en la agricultura, debido a que este tipo de agua son muy estimadas por los agricultores, sin embargo, se requiere extender e incrementar el aprovechamiento de estas aguas crudas o tratadas, a otros sectores económicamente activos del país.

El presente trabajo nos dará una idea clara de lo que es de suma importancia para el bienestar social y ecológico de nuestro país el tratar las aguas residuales con carácter solamente doméstico, y a nivel nacional, la preservación de uno de los ríos más importantes que hay en nuestro país, ya que de éste se genera el 25% de la energía eléctrica que se surte a toda la República, ya que la disposición o reuso del agua tratada será para evitar la destrucción de este río.

GENERALIDADES

- A) ANTECEDENTES.
- B) LOCALIZACION DE LA PLANTA.
 - 1. Describibilidad del terreno.
 - 2. Características del terreno.
 - 3. Infraestructura.
 - 4. Captación de aguas negras.
 - 5. Vientos dominantes.
- c) SELECCION DEL TIPO DE PLANTA.
- D) CAPACIDAD DE LA PLANTA.
- E) CRITERIOS PARA EL DISEÑO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS.

A) ANTECEDENTES.

Los fenómenos de urbanización, industrialización, y el aumento demográfico, están proporcionando unas alteraciones desfavorables al medio que nos rodea, a lo que ésto ocasiona problemas que tienden a gobernar la dinámica de la salud, de los caracteres sociales y de la economía del ser humano. La magnitud y complejidad de los problemas, representan un reto a todos los elementos de esta sociedad, y que en nuestra época no se ha sabido aprovechar y que se esfuerza por deteriorar los medios naturales en que vivimos.

Aún en nuestra era, no se conoce todavía un mecanismo que rija la adaptación del ser humano al fenómeno ecológico, por lo que, es imperativo plantear prontas soluciones a los problemas de contaminación que deben de ser alcanzados por todas las comunidades, no solo con un objetivo sanitario si no como una característica de progreso.

Es indudable que el crecimiento de nuestra población trae consigo el imperativo de realizar nuevos polos de desarrollo, que son necesarios para lograr buenas economías en el desplazamiento de la fuerza laboral, pero todos estos programas deben de estar e ir aparejados con profundos estudios sobre las posibles condiciones del medio que se crea.

En el año de 1980, se puso en operación una de las obras más impresionantes y de mayor relevancia de la ingeniería mexicana, en Chicoasen, Chis, la Planta Hidroeléctrica "ING. MANUEL MORENO TORRES", cuya construcción implicó la creación de una de las cortinas más altas del mundo.

El embalse situado a corta distancia de la Ciudad de Tuxtla Gutiérrez, encajonándose en la zona del cañón del Sumidero, de extraordinaria belleza, que genera un polo de gran atractivo turístico y de una gran pesca potencial.

El último efluente del Río Grijalva antes de la represa es la desembocadura del río Sabinal, en donde se depositan las aguas negras de la Ciudad.

Tomando en consideración el volumen relativamente reducido del embalse, del crecimiento acelerado de la Ciudad es cada día mayor, a lo que incrementará su aportación de aguas negras, el clima cálido del lugar es preponderante en la mayor parte del año, es probable que a pesar del caudal del Río Grijalva se produzcan unas zonas de degradación y de descomposición en el embalse, con los siguientes problemas de producción de olores, disminución del potencial de pesca, deterioro de las condiciones estéticas, proliferación del lirio acuático y del crecimiento masivo de algas. A lo que conciente del peligro potencial

que representa la descarga de aguas residuales, se optó por tratar dichas aguas.

B) LOCALIZACION DE LA PLANTA.

Los factores primordiales tomados en cuenta en la localización del sitio adecuado para la planta de tratamiento son los siguientes:

1. Disponibilidad del terreno.

Este es un factor que no debería ser de vital importancia ante una necesidad tan grande y valiosa para un beneficio social y ecológico.

2. Características del terreno.

Para evitar gastos en el sistema de bombeo entra cada una de las estructuras que forman cada uno de los drenes de tratamiento, fue necesario contar con un tirante hidráulico de 5.65 mt, situación que obligó a elegir entre aquellos terrenos que por condiciones naturales se acercaran a las pendientes necesarias, y de esta manera no propiciar excavaciones o rellenos innecesarios.

3. Infraestructura.

Esta es una característica tomada en consideración desde el punto de vista económico.

4. Captación de aguas negras.

Es de vital importancia que en el sitio adecuado en donde se construya la planta, se pueda por una parte, captar en su totalidad las aguas producto del funcionamiento normal de la Ciudad, y por otra parte, tomar en consideración el crecimiento desmedido y desorganizado que presenta el pueblo de Tuxtla Gutiérrez, Chis.

5. Vientos dominantes.

Aunque el tipo y nivel de tratamiento seleccionado, garantiza, que durante la operación de la planta no se producirán olores desagradables, por lo que también, se ha previsto que en caso de una mala operación, los olores sean transportados a la parte opuesta de la Ciudad.

Todos éstos factores fueron ampliamente analizados para proporcionar resultados satisfactorios indicando que el terreno más adecuado para situar la planta fuera al noreste de la Ciudad.

C) SELECCION DEL TIPO DE PLANTA.

Para diseñar el tipo de planta que debería de tratar las aguas negras de la Ciudad de Tuxtla Gutiérrez, se consideraron los siguientes parámetros:

DEMANDA BIOQUIMICA DE OXIGENO, (DBO_5) = 280 mg/lit.

SOLIDOS SUSPENDIDOS TOTALES, (SST) = 250 mg/lit.

SOLIDOS SUSPENDIDOS VOLATILES, (SSV) = 190 mg/lit.

TEMPERATURA, ($T^{\circ}C$) = $20^{\circ}C$.

Estas características corresponden solamente a las aguas residuales de tipo doméstico, habiendo en ellas muy bajo contenido de residuos industriales ya que no se cuenta con un desarrollo industrial.

Por otra parte, el agua tratada debe de disponerse en el Río Sabinal, — sin que se tengan problemas de contaminación aún en condiciones mínimas de escurrimiento y que cumplan con las características cualitativas aceptables, es decir, ser claras, estables y sin olores desagradables, cumpliendo con los parámetros siguientes:

DEMANDA BIOQUIMICA DE OXIGENO, (DBO_5) = menos de 33 mg/lit.

SOLIDOS SUSPENDIDOS, (SS) = menos de 35 mg/lit.

OXIGENO DISUELTO, (OD) = mínimo 2.0 mg/lit.

BACTERIAS, (NMP) = menos de 2.2 coliformes/100 ml.

El cumplimiento de estos valores, teniendo presente la cercanía de la Ciudad al vaso de Chicoasen, y el incremento acelerado del gasto, ubican el grado de tratamiento en el nivel secundario con las siguientes eficiencias¹:

Como mínimo debe haber un 85% en la reducción del DBO_5 .

Como mínimo debe haber un 80% en la reducción de los SS.

En la reducción bacteriana con una desinfección terminal del 99.9%.

En el efluente debe existir un oxígeno disuelto no mayor de 2.0 mg/lit.

Dentro del mismo nivel de tratamiento secundario quedaba pendiente la selección del tipo de planta más adecuada para tratar las aguas residuales de la Ciudad, para lo cual se tomaron en cuenta los siguientes criterios:

1. Disponibilidad de equipos nacionales.
2. Desarrollos tecnológicos.

3. Condiciones de operación.
4. Calidad del agua cruda.
5. Calidad necesaria del agua tratada.
6. Disponibilidad del terreno.
7. Costos de inversión, de operación, de mantenimiento y reposiciones.

Tomando en cuenta los criterios antes mencionados, se llegó a obtener varias alternativas, considerando la misma calidad del agua tratada:

- a) Planta de lodos activados en su variante de aereación homogénea con equipos superficiales.
- b) Planta de filtros rociadores de super alto gasto, con medio de filtración de material plástico.
- c) Planta de discos biológicos.
- d) Planta de filtros rociadores de alto gasto con recirculación, y como medio filtrante piedra de boleó.

En todas éstas alternativas, el tratamiento de lodos se llevará a cabo — con digestión aeróbica, ésto es por razones operativas, del costo de inversión de la calidad del sobrenadante y de la eliminación de condiciones sanitarias — indeseables, a lo que se llegó a la conclusión que lo más idóneo para el tipo de planta se seleccionaría la alternativa (d), o sea, planta de filtros rociadores de alto gasto con recirculación y llevando como medio filtrante piedra de boleó, ésto fue utilizando los siguientes criterios:

- a) Se obtendrá un agua de características uniformes con un mantenimiento y una operación mínima.
- b) Se tendrá un costo de operación menor que las otras alternativas, exépto — a la de discos biológicos.
- c) Los equipos son principalmente de bombeo y los brazos distribuidores rotatorios son dispositivos de un diseño muy simple, teniendo en cuenta su funcionamiento hidráulico y con una rotación de velocidad baja.
- d) Poca producción de lodos.
- e) Tanto el equipo y material son de fabricación nacional.
- f) La operación de la planta no requiere de personal calificado.

D) CAPACIDAD DE LA PLANTA.

Para poder establecer la capacidad óptima de tratamiento de la planta, se tomaron consideraciones con respecto a la población de 1980.

En este año, el censo² indicó que se contaban con 210,000 habitantes, —

de los cuales 20,000 correspondían a la población flotante, extrapolando éstos valores, se tomó en cuenta la tasa de crecimiento medio anual y teniendo como resultado que para el año de 1995, la ciudad contaría con 410,000 habitantes (tabla 2-1), y con una dotación de agua de 250 litros/día/habitante, lo que nos reditúa un gasto medio de 1189.0 lt/seg.

Se consideró que un 80% de este abastecimiento será aportación para el alcantarillado sanitario, a lo que nos viene proporcionando una aportación a la planta de 950 lt/seg, cantidad incrementada a 1330.0 lt/seg, al considerar aportaciones adicionales ésta se fijó como capacidad nominal final.

Para mayor versatilidad en su funcionalidad, la planta estaría constituida en 4 unidades de 333.3 lt/seg, mismas que serán construidas en 2 etapas.

- a) La primera etapa estaría constituida por 666.6 lt/seg. Como construcción inmediata se establecería primeramente un módulo de 333.3 lt/seg, (figura 1), esta capacidad nos resolvería el problema hasta 1985. En 1984, se comenzaría la construcción del siguiente módulo para completar la primera etapa, o sea, 666.6 lt/seg.
- b) En 1985, se comenzaría con la segunda etapa, para completar el tercer módulo a una capacidad de 999.9 lt/seg, y por último, en 1986, se complementaría la capacidad total de la planta a 1333.3 lt/seg. (figura 2).

E) CRITERIOS PARA EL DISEÑO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES.

De acuerdo a las necesidades de tratamiento, se optó por llegar a la conclusión de que se debería de construir lo siguiente: esto para un módulo de 333.3 lt/seg, o sea, en 1983.

1. Un digestor aeróbico.
2. Un sedimentador primario.
3. Dos filtros rociadores.
4. Un sedimentador secundario.
5. Un tanque de contacto de cloro.
6. Un separador de lodo.
7. Un cárcamo de bombeo de lodos digeridos.
8. Un cárcamo de bombeo de aguas crudas.
9. Un cárcamo de recirculación entre filtros rociadores.
10. Una caja distribuidora.
11. Un dissipador de energía.
12. Una cámara desarenadora.

13. Una caja derivadora de gasto.
14. Un canal Parshall.
15. Un edificio administrativo.
16. Un edificio de cloración.
17. Una caseta de control eléctrico.

El agua a tratar será colectada y transportada hasta la planta de tratamiento a través de dos tuberías de albañal de 1.07 m de diámetro c/u. Estas aguas se irán depositando a un tanque disipador de energía, el cual nos controla la velocidad del agua de un régimen supercrítico a un régimen subcrítico. Posteriormente alimentar al tanque derivador con un rango de trabajo desde un gasto máximo de 2666.0 lt/seg hasta uno mínimo de 166.6 lt/seg.

El efluente de la caja derivado es alimentada a través de unas rejillas en donde se depositarán los sólidos de más de 2" de diámetro, posteriormente, al desarenador y cárcamo de bombeo de aguas crudas y mediante 2 bombas de 350 lt/seg con paso de sólidos de 4" y/o 2 bombas de 175 lt/seg con mismo paso de sólidos, pasarán las aguas al sedimentador primario.

Para el diseño del sedimentador primario se tomaron en cuenta varios factores que son: Carga superficial con un gasto medio entre 24.3 y 48.6 m^3/m^2 x día, y con un mínimo de 2.10 m y preferentemente 2.50 m^{10} de profundidad, con 30 cm de bordo libre, ya que la Ciudad cuenta con vientos ligeros predominantes, y un gasto de 80 a 120 $m^3/m^2/día$ como máximo, otro parámetro en que se basa el diseño es el tiempo de retención que oscila entre 30 y 90 minutos.

La carga sobre vertedores de sólidos puede fijarse sobre la base de valores menores de 2.15 lt/seg/m, este valor no es crítico por lo que se usaron valores mayores del orden de 7.2 lt/seg/m o 125 a 500 $m^3/m/día$.

Las eficiencias de eliminación de sólidos suspendidos y DBO varían entre 35 a 70% y de 25 a 40% respectivamente¹.

La cantidad de agua que se extrae del tanque, debido al barrido superficial, es del orden de 65 a 450 lt/seg, dependiendo del sistema de concentración y eliminación.

El agua clarificada pasa a los filtros rociadores, por medio de gravedad: para el diseño se emplearán los siguientes criterios: DBO₅ del agua cruda 280 mg/lt, gasto por sección = 166.6 lt/seg; DBO₅ en el influente a los filtros rociadores sin recirculación = 196 mg/lt, profundidad del filtro = 3 m; recirculación y carga hidráulica = 28.85 $m^3/m^2/día$; capacidad del filtro.

El agua filtrada se conducirá al sedimentador secundario, por medio de gravedad, y su diseño es igual al del primario, exepcto, que la carga superfi-

cial se basa en el gasto de la planta más la recirculación menos el gasto de extracción de lodos, las cargas superficiales comúnmente empleadas son $16.24\text{-m}^3/\text{m}^2/\text{día}$, para gasto medio, y de 40 a $48\text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$ para gasto máximo, la carga recomendada⁴ sobre el vertedor es de $190\text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$, el tiempo de retención es mayor que el de los primarios, usándose generalmente de 2 a 3 horas, aún cuando el sistema de extracción de lodos sea diferente.

El agua clarificada del sedimentador secundario se transportará por gravedad hacia el tanque de contacto de cloro el cual se ha diseñado con escurrimiento horizontal alterno y con deflectores para alcanzar su máxima eficiencia. El criterio utilizado para el diseño de esta estructura se basa esencialmente en el tiempo de contacto mínimo, para lograr un residual predeterminado se ha considerado un tiempo de 15 minutos¹⁹ para el gasto máximo de la planta. C. White³, recomienda que para efluentes de plantas de filtros rociadores y con un pH entre 7.0 y 7.5 a 20°C la dosis deberá estar en un rango de 3 y - 15 mg/lit.

La velocidad será horizontal de 2 a $4.5\text{ m}/\text{min}$ ¹⁹. Los lodos que se recolecten en el sedimentador primario se extraerán a provechando la presión hidrostática que ejerce el agua para luego enviarse al digestor aeróbico.

El diseño del digestor se basa principalmente cuando existe un deficit de sustrato orgánico, o sea, que los microorganismos metabolizan su propia masa celular.

Se prefirió al digestor de operación convencional continua, por el tamaño de la instalación y la facilidad de realizarla.

Los criterios que se emplean para el diseño de un digestor son⁶:

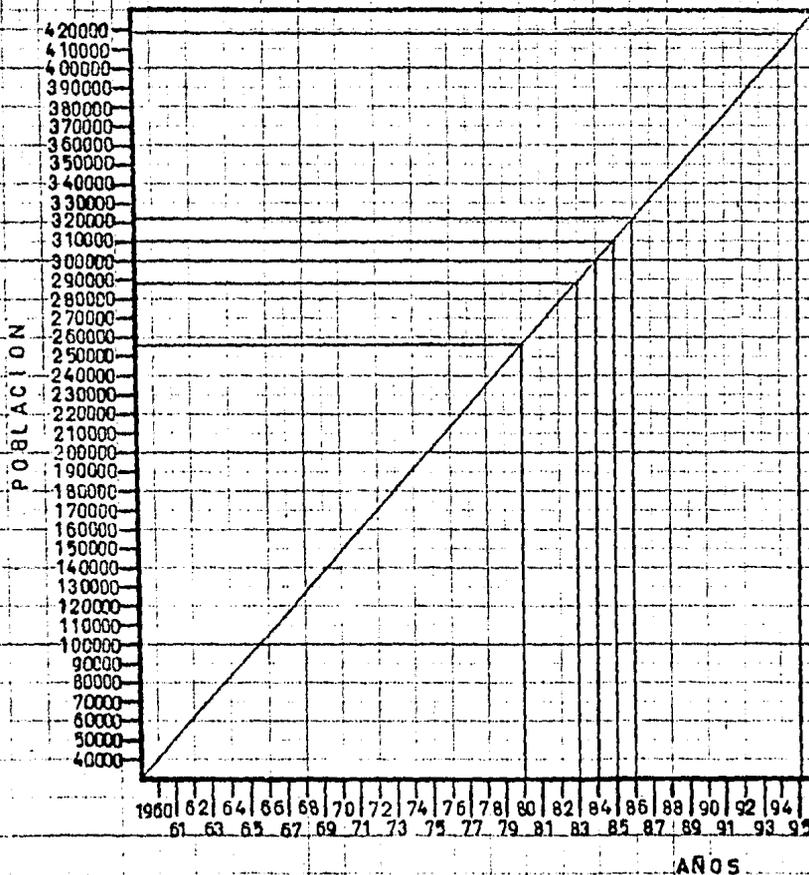
- a) Sólidos volátiles, 65% de lodos primarios y 75% de humus con reducción de sólidos volátiles de 40%.
- b) Tiempo de retención de 15 a 20 días, y oxígeno requerido de 2 Kg/Kg de sólidos volátiles destruidos.

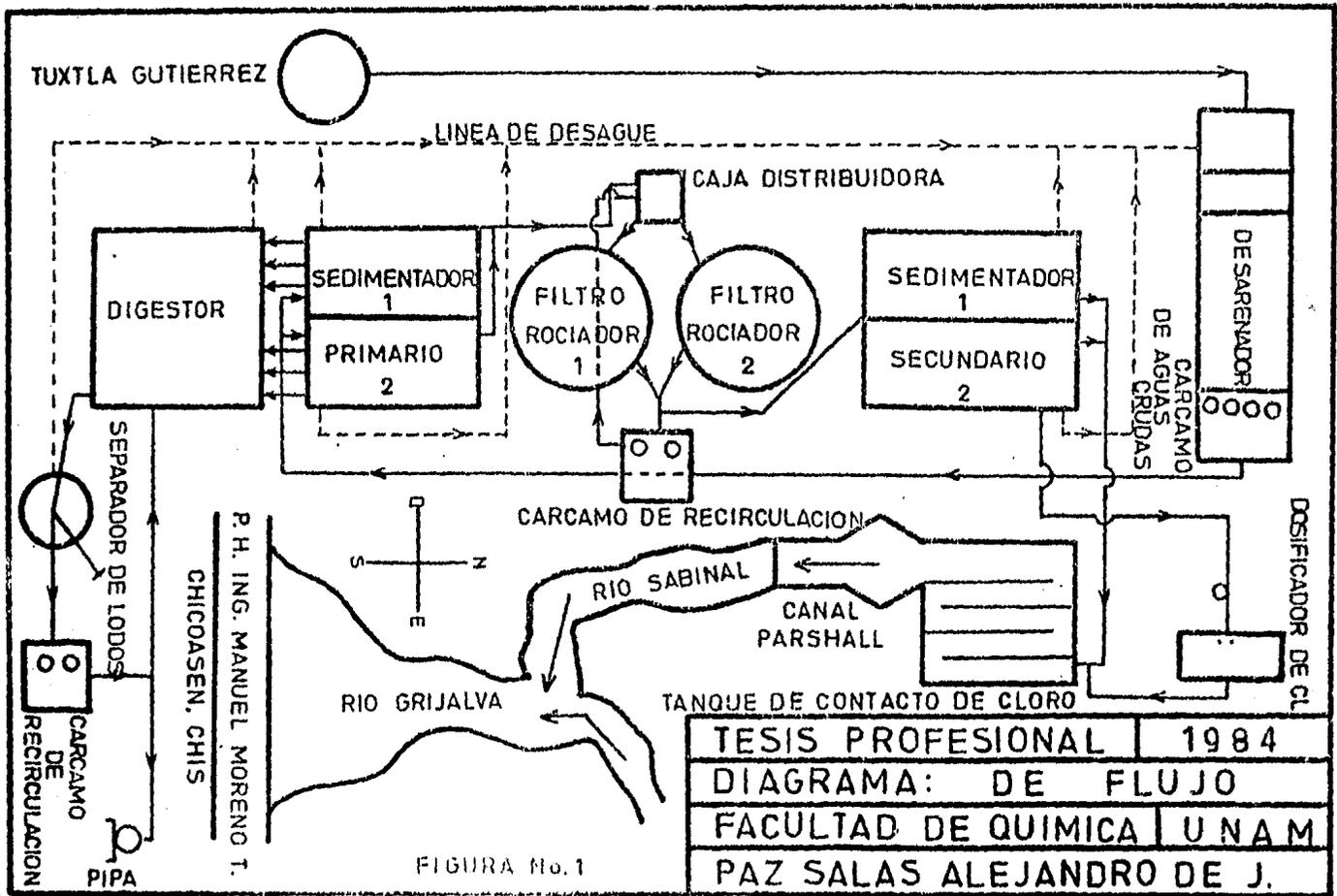
Las condiciones de diseño se basan en la carga superficial menor de $8.16\text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$, o $200\text{ gal}/\text{día}/\text{pie}$ ⁷.

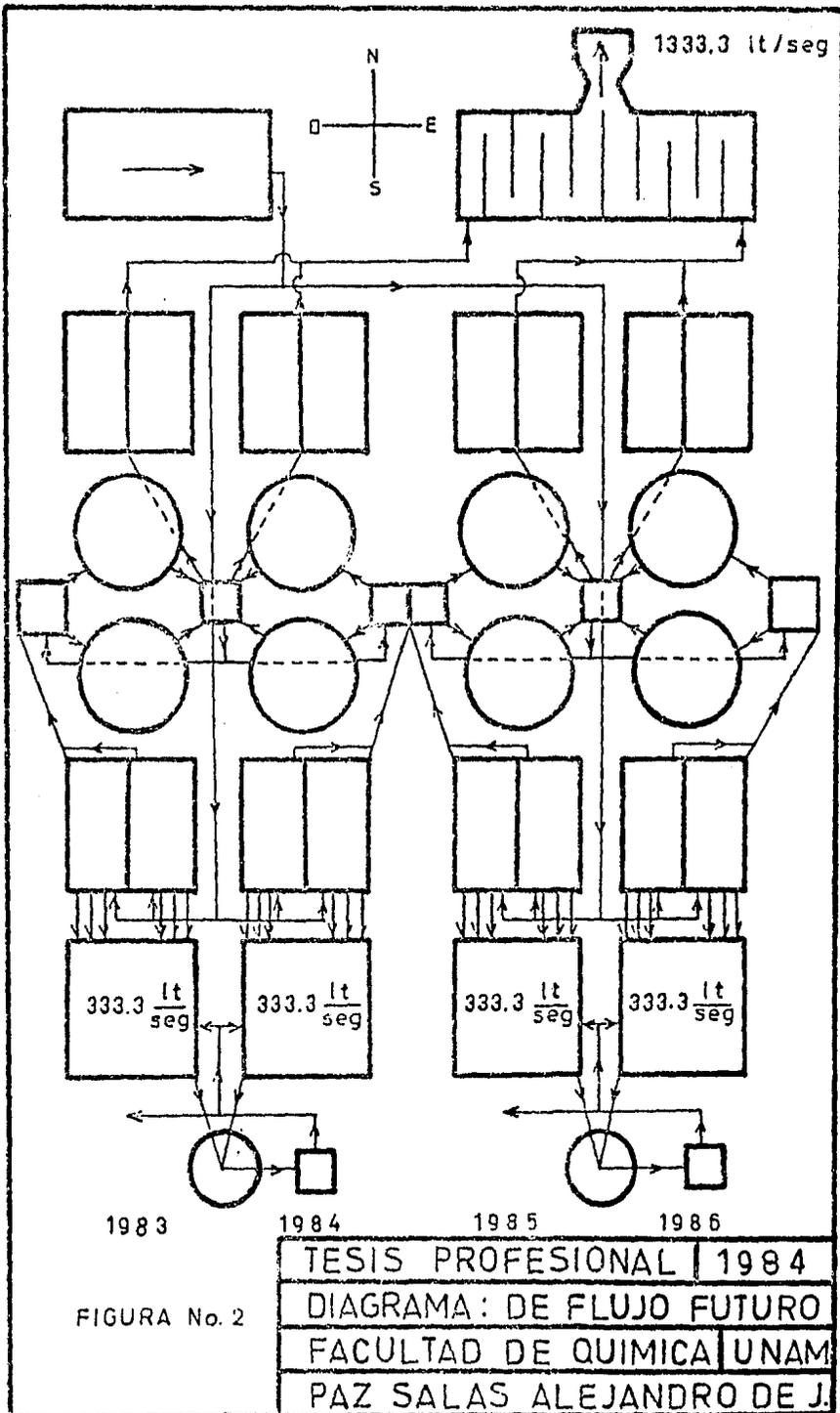
Para un gasto de $300\text{ m}^3/\text{día}$ se requiere un tanque de 8.0 m de diámetro y con una carga superficial de $6.00\text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$, el fondo del tanque será atolvado con un ángulo de 30° .

TABLA 2-1

GRAFICA PARA CALCULO DE POBLACION / AÑOS







CAPITULO III

RAZONES Y PROCESOS PARA EL TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES

- A) FUENTES DE CONTAMINACION.
- B) TIPOS DE CONTAMINANTES.
- C) EFECTOS DE LOS CONTAMINANTES SOBRE LOS CUERPOS DE AGUA.
- D) LOCALIZACION DE LAS FUENTES DE CONTAMINACION Y ESTABLECIMIENTOS DE LAS ESTACIONES DE AFORO Y MUESTREO.
- E) RAZONES DE TRATAMIENTO.
- F) TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS Y ORIGEN.
- G) IMPORTANCIA DE LOS ANALISIS DE LABORATORIO EN UNA PLANTA DE AGUAS NEGRAS.
- H) CARACTERISTICAS DE LAS AGUAS RESIDUALES.

CAPITULO III

RAZONES Y PROCESOS PARA EL TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES

A) FUENTES DE CONTAMINACION.

Las principales fuentes de contaminación que rodea al hombre se pueden clasificar en 4 grandes grupos:

- A.1) Urbanas.
- A.2) Industriales.
- A.3) Agrícolas.
- A.4) Naturales.

A.1) Fuentes urbanas.

La urbanización es un fenómeno real de todos los pueblos, producto de la atracción que siente el hombre para la Ciudad, sea cual fuera su necesidad, - ya sea, económica, social y psicológica, esta generando, si no se le efectúa en forma ordenada y planeada, la creación de condiciones ambientales que tienden a degradar la calidad del medio. Residuos líquidos y sólidos tienden a disponerse al suelo o al agua, sin prevér las complicaciones que esto acarrea si no se emplea la tecnología adecuada.

Este tipo de contaminación es una de las mayores fuentes, ésto se debe a los grandes volúmenes de aguas residuales domésticas que se producen, las cuales, en su mayor parte, son colectadas por medio de un sistema de alcantarillado.

A.2) Fuentes industriales.

Por pequeña que sea una industria, en su proceso, se requiere de la disposición de desechos gaseosos, líquidos y sólidos. Estos residuos significan la adición de nuevos elementos al medio que modifican su composición creando situaciones adversas y perjudiciales para el ambiente fabril o al que tiene el hombre en la comunidad donde habita:

Por lo que, las industrias contribuyen también a la contaminación descargando volúmenes considerables de aguas residuales, en donde su naturaleza fisicoquímica depende del tipo de proceso a que se refiere, siendo ésta, materia orgánica, nutrientes, metales pesados, ácidos, bases, sustancias inorgánicas, grasas, aceites, etc.

A.3) Fuentes agrícolas.

No siempre la contaminación del agua se debe únicamente a la carga orgánica

nica, hay sustancias químicas que producen alteraciones en el medio acuático, entre los principales, como consecuencia del uso en la actividad agrícola tenemos a los herbicidas, plaguicidas, fungicidas y fertilizantes que actúan a través del nitrógeno y fósforo como nutrientes produciendo fenómenos de eutrofización: detergentes y metales pesados.

A.4) Fuentes naturales.

En épocas de precipitación pluvial, los ríos crecen demasiado y hacen que sus aguas lleguen hasta las zonas pantanosas y arrastran a sus corrientes de esos pantanos que se encargan de degradar la calidad del río; así como también los arrastres de la materia orgánica que se presenta en los escurrimientos del agua pluvial y de los productos inorgánicos producidos por la erosión de los suelos.

B) TIPOS DE CONTAMINANTES.

Después de ser descargadas las aguas residuales provenientes de fuentes urbanas, industriales, agrícolas o naturales a un cuerpo de agua grande, los desechos pierden su identidad y se obtienen mezclas heterogéneas de contaminantes.

Los diferentes tipos de sustancias contaminantes que se localizan en las aguas residuales pueden ser clasificadas como:

1. Sustancias orgánicas.
2. organismos microbianos.
3. Sustancias inorgánicas.
4. Contaminación térmica.
5. Sustancias radioactivas.

1. Sustancias orgánicas.

Los compuestos orgánicos principales que se encuentran en las aguas residuales son: proteínas, carbohidratos y lípidos. Este tipo de sustancias es susceptible a ser biodegradable por poblaciones heterogéneas de microorganismos, mediante una fermentación aerobia o anaerobia.

2. Organismos microbianos.

La contaminación microbiana de los cuerpos receptores es de gran preocupación por sus repercusiones sobre la salud del hombre, ya que muchos de los microorganismos causantes de enfermedades son ampliamente distribuidos por las aguas.

Este tipo de contaminación proviene en su mayoría de los excretos humanos y animales.

3. Sustancias inorgánicas.

Los compuestos inorgánicos de las aguas residuales provenientes de todas las fuentes de contaminación, se presentan en forma de disoluciones, soluciones coloidales y material suspendido.

La mayor parte de estas sustancias son sales inorgánicas como: cloruros, sulfatos, silicatos y óxidos metálicos, que son relativamente estables y no están sujetos a los procesos de biodegradación.

4. Contaminación térmica.

Este tipo de contaminación se debe a la descarga de aguas residuales con temperatura mayores que de las condiciones naturales.

Los principales centros de descarga de este tipo de agua son las plantas generadora de energía eléctrica y las aguas de enfriamiento, así como también de la condensación industrial.

5. Sustancias radioactivas.

Este tipo de contaminación es provocado por los residuos radioactivos de algunas plantas industriales, centros de investigación y hospitales, que manejan y utilizan dichos compuestos.

C) EFECTOS DE LOS CONTAMINANTES SOBRE LOS CUERPOS DE AGUA.

La intensidad del efecto de las descargas de aguas residuales sobre los cuerpos receptores dependerá de ambos, es decir, de las concentraciones y gastos de las descargas, así como el volumen de las condiciones ambientales y de los movimientos de los cuerpos de agua.

En términos generales, los efectos de los contaminantes son los siguientes:

MATERIA ORGANICA: La descarga de materia orgánica provoca un decremento en las concentraciones de oxígeno disuelto del cuerpo de agua, lo cual pone en peligro a la vida acuática, ya que el oxígeno disuelto es un elemento indispensable para lograr la estabilización de la materia orgánica disuelta en el agua, ya que se requiere por lo menos de 3-4 mg/lit de oxígeno disuelto para mantener un nivel de vida estable.

Cuando se llega a un abatimiento total de oxígeno disuelto, se crean condiciones sépticas que producen malos olores y sabores en los cuerpos, además de matar a los peces y demás organismos deseables.

CONTAMINACION MICROBIANA. Los efectos de éste tipo de contaminación repercuten directamente en la salud del hombre y animales que consumen éstas aguas contaminadas, produciendo enfermedades como la Cólera, Disentería bacilar, Fiebre tifoidea, Gastroenteritis.

CONTAMINACION INORGANICA. Se puede considerar que una de las principales repercusiones de éstas es la toxicidad que presentan los metales pesados que alteran considerablemente la calidad del agua y por ello ocasionan su contaminación, estos pueden ser: plomo, mercurio, cadmio, níquel, arsenico. Estos a altas concentraciones hacen indeseable al agua para el consumo doméstico o matan la vida acuática. Otros contaminantes de éste tipo son los nitratos y nitritos.

CONTAMINACION TERMICA. Las diferentes formas de vida de los ecosistemas acuáti

cos, tienen un ámbito definido de temperatura para el desarrollo de sus procesos fisiológicos, los cuales no suelen dañarse con elevaciones moderadas de temperatura, sin embargo, un cambio rápido y más allá del ámbito permisible reduce su tasa de reproducción e incluso puede llegar a matarlos.

D) LOCALIZACIÓN DE LAS FUENTES DE CONTAMINACIÓN Y ESTABLECIMIENTO DE LAS ESTACIONES DE AFORO Y MUESTREO.

A partir del reconocimiento general de la zona y de la recopilación de toda la información existente, es necesario llevar a cabo un recorrido de las corrientes.

Durante el recorrido se deben de realizar las siguientes actividades:

1. Hacer anotaciones en los planos recabados y elaborar croquis complementarios de las descargas municipales, industriales, canales de retorno, de riego, de retorno hidroeléctricos, anotando su acceso al sitio de vertido en el cuerpo de agua receptor y dimensiones del canal o tubería.
2. Anotar los efluentes que recibe la corriente o lago en estudio, así como el acceso a la confluencia y las características principales de los mismos.
3. Elaborar croquis y anotaciones de los canales de salida, así como su ubicación y acceso al sitio de localización.
4. Anotar las presas y represas que se localizan en la corriente, casos de morfología considerables como: caídas, rápidos, zonas pantanosas y cambios de sección.

Las estaciones de aforo y muestreo se fijarán de acuerdo al siguiente criterio:

1. Se muestrearán todas las descargas de aguas residuales y efluentes que lleguen al cuerpo de agua en estudio.
2. Sobre la corriente se fijarán las estaciones de muestreo, antes y después de cada una de las secciones siguientes:
 - a) Descarga de aguas residuales.
 - b) Entrada de corrientes tributarias.
 - c) Salida del canal.
 - d) Presa, represa, mar o sitio de descarga.
 - e) Cambio fuerte de sección.
 - f) Caídas o cascadas.
 - g) Zonas cubiertas de lirios.

Se debe de aforar en todas las estaciones de muestreo seleccionadas, ya que el grado de contaminación está íntimamente ligado con los volúmenes de agua por el factor de dilución. Para tal fin se seleccionará un punto cercano a la estación de muestreo.

E) RAZONES DE TRATAMIENTO.

Existe actualmente varias razones de por qué grandes cantidades de dinero son destinados en el tratamiento de la descarga de desechos de nuestras ciudades e industrias.

Las más importantes son por razones de salud y de contaminación. Se sabe también, desde tiempos remotos, que los desechos humanos son fuente de contaminación y pestilencia, por lo que, en aquellas épocas se promulgaron leyes explícitas para la purificación del cuerpo y a la disposición de los desechos. Con la llegada de la medicina moderna, se estableció que varias enfermedades estaban relacionadas directamente con el agua que se ingería y con el agua de uso relativo. Las enfermedades más importantes transmitidas por el agua son las antes mencionadas. A parte de la transmisión directa de estas enfermedades, el estancamiento de desechos líquidos provee lugares propicios para la reproducción de insectos, los cuales son focos de enfermedades. Los insectos más perjudiciales son los mosquitos portadores de la malaria y fiebre amarilla, así como las moscas que transmiten varios tipos de disenteria.

No hay duda alguna de que la acumulación de desechos líquidos no tratados está relacionada directamente con la salud de poblaciones. Conforme la población urbana aumente, el problema se agudiza, por lo que, el tratamiento de desechos es esencial por razones de salud y contaminación.

El punto más inmediato a resolver por el hombre es el aspecto estético del tratamiento de los desechos. Los bancos de lodos en los ríos son desagradables a la vista, así como su descomposición anaeróbica al olfato, demandándose una acción del gobierno al respecto. El agua de desecho no tratada, cuando se descarga a los lagos o ríos se vuelve de un color verde para luego tornar a un color negro, ocasionando con ésto la muerte de los peces.

Otra de las razones para el tratamiento de las aguas negras es la económica. Conforme la población aumenta, la demanda de agua es mayor y su reuso se vuelve primordial.

F) TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS Y SU ORIGEN.

Las aguas negras son fundamentalmente las aguas de abastecimiento de una población, después de haber sido impurificadas por diversos usos, que resultan

de la combinación de los líquidos o desechos arrastrados por el agua.

La cantidad o volumen de aguas negras que se produzcan varían de acuerdo con la población, y depende de muy variados factores.

Las aguas negras tienen su origen en diversos factores como son:

-Desechos animales y humanos. Son las exoneraciones corporales que llegan a formar parte de las aguas negras, mediante los sistemas hidráulicos de los retretes y de los procedentes de los animales, que van a dar a las alcantarillas — al ser lavados en el suelo o en las calles.

-Desperdicios caseros. Proceden de las manipulaciones domésticas del lavado — de ropa, del baño, desperdicios caseros de cocina, etc. casi todos estos desechos contienen, jabones, detergentes, y partículas de alimentos y grasas.

-Agua de lavado de las calles y corrientes pluviales. Las precipitaciones pluviales depositan variables cantidades de agua en la tierra y gran parte de ésta lava la superficie, al escurrir va arrastrando polvo, arena y toda basura que se encuentre a su paso.

-Infiltraciones de agua subterránea. El drenaje o alcantarillado va soterrado, y en muchos casos queda por debajo del nivel de los mantos de agua subterránea; como las juntas entre las secciones de la tubería que forman las alcantarillas no quedan perfectamente ajustadas, hay la posibilidad de que se filtre el agua subterránea.

-Desechos industriales. Los productos de desecho de los procesos fabriles son parte importante de las aguas negras de una población y deben tomarse las precauciones necesarias para su eliminación.

Las aguas negras son líquidos turbios que contienen casi siempre sólidos — en suspensión. Cuando son frescas, su color es gris y tienen un olor a moho no desagradable. Flotan en estas cantidades variadas de materia fecal, trozos de alimentos, basura, papel, maderas y otros materiales de las actividades cotidianas de los habitantes de una comunidad. Con el transcurso del tiempo, el calor cambia gradualmente del gris al negro; desarrollándose un olor ofensivo y desagradable; y comienza a presentarse unos sólidos negros que permanecen flotando en la superficie.

Las aguas negras consisten de: agua, de sólidos disueltos y de sólidos suspendidos; así como pequeñas y variables concentraciones de gases disueltos e incontables organismos vivos.

El tratamiento de las aguas negras es un proceso por el cual los sólidos — son separados parcialmente, haciendo que el resto de los sólidos orgánicos com-

plejos fácil de descomponerse queden convertidos en sólidos minerales u orgánicos relativamente estables. La magnitud de este cambio depende del proceso — de tratamiento empleado.

A pesar de que son muchos los métodos empleados para el proceso de tratamiento de aguas negras, los más comunes son:

1. Tratamiento preliminar o preparatorio.
 2. Tratamiento primario.
 3. Tratamiento secundario.
 4. Cloración.
 5. Tratamiento de lodos.
1. Tratamiento preliminar.

Este tratamiento sirve para proteger al equipo de bombeo y hacer más fáciles los procesos subsecuentes del tratamiento. Los dispositivos para el tratamiento preparatorio están destinados a eliminar o separar los sólidos flotantes y de mayor tamaño, a eliminar los sólidos inorgánicos pesados, a eliminar cantidades excesivas de grasas y aceites.

Para alcanzar los objetivos de un tratamiento preparatorio se emplean comúnmente los siguientes dispositivos:

- a) Rejillas manuales o mecánicas.
- b) Cribas.
- c) Desarenadores.
- d) Desmenuzadoras.

2. Tratamiento primario.

En este tratamiento se separan y/o eliminan la mayoría de los sólidos suspendidos en las aguas negras, aproximadamente de un 40 a 60%, mediante el proceso físico de asentamiento en un tanque de sedimentación. La actividad biológica durante este proceso tiene escasa importancia.

Los principales dispositivos para el tratamiento primario son los tanques de sedimentación.

Otro de los objetivos de la sedimentación primaria es igualar la concentración de las aguas negras durante el tiempo de retención del tanque, y por último, detectar las características particulares de las aguas crudas y de tal manera poder definir el control en el resto de las unidades de la planta.

El proceso de sedimentación o clarificación se realiza con unidades de tipo de flujo continuo.

Los sólidos que se suspenden en este equipo pueden ser granular o flocu-

lentos. Los sólidos granulares sedimentan a velocidad constante, independientemente más que otras sin tener un cambio en el tamaño, forma o peso. Los sólidos floculentos, tienden a adherirse durante la sedimentación, con cambios en el tamaño, forma y densidad relativa.

Estos sólidos sedimentables forman parte del material que se asienta en condiciones estáticas en un tiempo razonable.

3. Tratamiento secundario.

Este tratamiento debe de llevarse a cabo aún cuando las aguas negras contienen, después del tratamiento primario, más sólidos orgánicos en suspensión o solución que los que puedan ser asimilados por las aguas receptoras sin oponerse a su uso normal adecuado.

Este tratamiento, depende principalmente de los organismos aerobios, para la descomposición de los sólidos orgánicos hasta transformarlos en sólidos inorgánicos o en sólidos orgánicos estables.

La característica primordial de los métodos secundarios del tratamiento de aguas, en contraste con los primarios o aún con los terciarios, es su naturaleza biológica. En cierta forma, los desechos divididos en solubles y menudos son expuestos a una población microbiana en presencia del oxígeno disuelto, los procesos de metabolismo de los microorganismos actúan sobre los desechos hasta transformarlos en CO_2 y agua.

Dentro de los procesos de tratamiento secundario, los desechos pueden ponerse en contacto con la población microbiana por medio de un método que nos indica que la masa microbiana puede adherirse a un medio de sustentación y el desecho líquido circular en una capa delgada sobre los organismos de purificación, siendo el filtro rociador el que se encargue de llevar a cabo este proceso.

La sedimentación secundaria, va posteriormente a los filtros rociadores, por lo que también se le considera un tratamiento secundario.

La sedimentación secundaria, tiene como objetivo mantener la calidad de las aguas producidas por los procesos previos, otro objetivo, es el de controlar los lodos y retomar una fracción al sistema de tratamiento, y por último, mantener el lodo biológico activo eliminándolo en forma continua o por lo menos a intervalos frecuentes. Los factores que influyen en este proceso son semejantes a los mencionados en la sedimentación primaria.

En este equipo se obtiene un lodo más ligero y con menor volumen de natas que en el primario.

Los filtros rociadores consisten de un lecho de roca, concreto, bloques, hojas de plástico u otros medios filtrantes sobre la cual el agua se filtra — a una película delgada, sobre la superficie del medio de rociado se desarrolla un crecimiento biológico de jalea como baboza.

La baboza esta compuesta de bacterias, hongos, algas, protozoos, gusanos, y larvas de insectos. También, consisten de los desechos absorbidos. A medida que los desechos se rocían sobre esta película biológica, éste es absorbido — por la película y utilizado como alimento por las diversas formas de vida.

Es probable, que las bacterias sean responsables de la mayor parte de — la purificación que toma un lugar a pesar de que las otras formas de vida tienen la función de mantener la eficiencia del filtro. No existe una filtración-mecánica o acción de colado como ocurre con los filtros de arena empleados en una planta de tratamiento de agua potable, por lo que el término de filtro está, en cierta forma, mal empleado, sin embargo, debido al extenso uso que tiene la palabra filtro, ésta continuará en uso.

Las aberturas que se encuentran entre las piedras son lo bastante gran— de para permitir que circule el agua libremente a través del lecho, y más importante aún, para permitir que circule el aire hasta el lecho. La circulación del aire es esencial, ya que toda la función del proceso depende de la absorción de oxígeno que tenga la película de agua a medida que ésta se rocía sobre el medio filtrante. Si las aberturas llegarán a obstruirse, el filtro deja — de funcionar adecuadamente, o sea, que éste rebalsará y se volvera anaeróbico.

4. Cloración.

Las aguas de desecho contienen organismos que provienen de personas sanas y enfermas, las cuales descargan sus desechos en el sistema de alcantarillado. Los organismos que causan las enfermedades están potencialmente presentes en — todas las aguas de desecho y éstos deben eliminarse antes que las aguas tratadas se descarguen a los cuerpos receptores. El proposito de la desinfección es destruir los organismos patógenos y así de este modo prevenir las epidemias de enfermedades hídricas.

Los procesos convencionales de tratamiento de desechos, descritos ante— riormente, eliminan los organismos patógenos del agua con diferentes eficien— cias. La destrucción y eliminación de éstos se efectúa de varias formas:

1. Eliminación física mediante sedimentación y filtración.
2. Destrucción ocasionada por productos químicos introducidos en el tratamien— to.

Aunque el número de microorganismos en aguas contaminadas se reduce con los procesos de tratamiento y con purificación natural, el término de desinfección se emplea en la práctica para describir los procesos de tratamiento que tienen como principal objetivo eliminar los organismos patógenos. Debido a la capacidad biocida del cloro y de algunos de sus compuestos, y a su costo razonable, los otros agentes biocidas no son empleados.

El principal uso del cloro en el tratamiento de aguas de desecho doméstico es de desinfección. Estrictamente hablando, la desinfección es la destrucción de todos los organismos patógenos, mientras que la esterilización es la destrucción total de todos los microorganismos. Cuando las aguas de desecho se descargan a las corrientes receptoras, las cuales pueden emplearse como fuentes de suministro de aguas a las municipalidades, a las áreas de cultivo, a las de recreación, se requiere del tratamiento. Esto es, la destrucción de los organismos patógenos, con el objeto de minimizar los posibles riesgos para la salud pública causada por la contaminación de estas aguas receptoras.

La cloración, (figura 3), con propósitos biocidas, requiere esencialmente la eliminación de todos los organismos patógenos de los desechos domésticos. Muchos otros organismos en contacto con el cloro también se eliminan. Ningún intento se hace para esterilizar a las aguas de desecho, lo cual es innecesario e impráctico.

Para obtener la desinfección, debe agregarse suficiente cloro para satisfacer la demanda de cloro y dejar el cloro residual que destruirá la bacteria. El cloro residual debe mantenerse durante un tiempo de contacto suficiente con el objeto de asegurar la destrucción de los organismos patógenos.

Otro propósito de la desinfección es la prevención de la descomposición de las aguas negras, para controlar los malos olores y protección de las estructuras de la planta. También sirve como auxiliar en la operación de la planta para una mejor sedimentación y ajuste del DBO.

5. Tratamiento aeróbico y lodos activados.

El tratamiento aeróbico es aquel en el cual los microorganismos realizan su actividad en un medio ambiente que contiene oxígeno disuelto, el cual se emplea en las reacciones metabólicas. El metabolismo es el proceso bioquímico que llevan a cabo los organismos vivientes para generar energía, la cual es empleada posteriormente en una síntesis, movimiento, respiración y en general para sobrevivir.

Los lodos activados de las aguas negras están constituidos por los sólidos que se eliminan en las unidades de tratamiento primario y secundario, jun-

to con el agua que se separa de ellos. Mientras que en algunos casos es satisfactoria la disposición de ellos sin someterlos a tratamiento, generalmente, es necesario tratarlos en alguna forma para prepararlos o acondicionarlos para disponer de ellos sin originar condiciones inconvenientes. Este tratamiento de lodos tiene dos objetivos, siendo el primero: eliminar parcial o totalmente el agua que contienen los lodos, para disminuir su volumen en fuerte proporción y segundo, para que se descompongan todos los sólidos orgánicos putrescibles, transformándose en sólidos minerales o en orgánicos relativamente estables, — y así de esta forma ser retornados al medio ambiente sin peligro de contaminación.

En el proceso de lodos activados en suspensión, es de particular importancia asegurar que los sólidos suspendidos de la mezcla de lodos activados y aguas negras (licor mezclado) se mantenga en suspensión por suficiente turbulencia y que se tengan presentes concentraciones adecuadas de oxígeno. Esto se hace normalmente por medio de difusión de aire u oxígeno o también adoptando algunos de los diversos sistemas de aereación, hidráulica o combinaciones. Por lo que la agitación facilita un mejor y mayor contacto entre los organismos que se encargan de la estabilización de la materia, permitiendo un proceso más rápido y más eficiente. Si el sistema se trata de mantener bajo ciertas condiciones aerobias, la agitación, a parte de promover el contacto comida-microorganismo, nos permite la transferencia de oxígeno para ser empleado en el proceso metabólico. Por lo que otros objetivos de la digestión aeróbica son: oxidar la materia orgánica de los lodos; obtener productos finales estables; reducir-masa y volumen de los lodos, y por último, acondicionar los lodos para su manejo o disposición posterior.

El término "activados" se debe a que los flóculos biológicos son muy activos en la adsorción de material suspendidos (coloidal) y disuelto. Se hace hincapié en que para controlar el proceso debe entenderse que el lodo activado es un cultivo de microorganismos aerobios cuyo elemento se obtiene del agua negra, siendo indispensable un balance entre el alimento disponible y la población de microorganismos en un medio con oxígeno disuelto.

El proceso de lodos activados se emplea para el tratamiento secundario como para los tratamientos completos de las aguas residuales. En este proceso, los desechos líquidos son alimentados continuamente a un tanque aereado, donde los microorganismos metabolizan y biológicamente flocculan a los compuestos orgánicos.

En el sedimentador primario los lodos activados son sedimentados bajo —

ciertas condiciones estáticas para posteriormente colocarlos en el tanque de aereación o digestor aeróbico.

Al contenido del tanque se le denomina licor mezclado, ya que contiene, primordialmente, microorganismos en suspensión, parte de éstos son desechados del sistema parcialmente estabilizados, después de ciertos periodos que están sujetos a una respiración endógena.

En el proceso de lodos activados, la bacteria es el microorganismo de mayor relevancia, ya que es la responsable de descomponer a la materia orgánica en el influente.

El principal dispositivo para el tratamiento de lodos activados es el digestor y separador de lodos.

G) IMPORTANCIA DE LOS ANALISIS DE LABORATORIO EN UNA PLANTA DE AGUAS RESIDUALES.

Los exámenes de un agua negra en un laboratorio se lleva a cabo por muchos motivos. Probablemente el más frecuente es el de ayudar a formar una opinión acerca de lo adecuado que sea el agua de un abastecimiento para el uso público. Esto implica que se deben de considerar diversos factores; si es de confianza para el consumo humano, según lo revele la presencia o ausencia de contaminación, si es corrosiva para la tubería o es capaz de formar incrustaciones en los sistemas de agua fría o caliente; si es agradable en su apariencia y sabor; si es satisfactoria para utilizarse en el lavado doméstico, o sea, para la ropa y loza; o si se puede emplearse para fines industriales. Son de vital importancia los análisis rutinarios del laboratorio para controlar los procesos de tratamiento de aguas y garantizar un efluente de buena calidad en todo momento. Las diferentes pruebas son realmente unos recursos que nos completan y amplifican los sentidos humanos.

Los exámenes del laboratorio pueden ser clasificados en cuatro grandes grupos, como son:

1. Exámenes físicos.
2. Exámenes químicos.
3. Exámenes bacteriológicos.
4. Exámenes microscópicos.

Los exámenes físicos miden y registran todas las propiedades que pueden ser observadas por los sentidos. Los análisis químicos determinan las cantidades de material mineral u orgánico que contenga el agua y que pueden afectar la calidad de la misma, proporcionando datos acerca de contaminaciones o mostrando las variaciones ocasionadas por el tratamiento, lo cual es indispensable

ble para controlar un proceso de tratamiento. Los exámenes bacteriológicos, indican la presencia de bacterias, características de la contaminación, y consiguientemente, la calidad del agua para su consumo. Los exámenes microscópicos proporcionan información relativa a las proliferaciones en el agua que frecuentemente son las que causan sabores y olores desagradables u obstrucción de filtros.

A continuación se mencionarán, de una manera breve, los análisis más importantes realizados en un laboratorio de aguas negras, así como los problemas que estos causan:

- a) OXIGENO DISUELTO, (OD).
- b) DEMANDA BIOQUÍMICA DE OXIGENO, (DBO).
- c) SÓLIDOS, (S).
- d) TEMPERATURA, (T°C).
- e) POTENCIAL DE HIDROGENO, (pH).
- f) CLORO RESIDUAL.

De acuerdo a la S.R.H.¹⁸, los parámetros deseados, para el control en los análisis de laboratorio de una planta de tratamiento de aguas negras domésticas y pocos desechos industriales, se presentan en la tabla 3-1.

a) OXIGENO DISUELTO.

Todo organismo vivo necesita del oxígeno, en una u otra forma, para mantener su proceso metabólico del cual obtienen la energía necesaria para su crecimiento y reproducción.

Tanto el nitrógeno como el oxígeno están clasificados como gases poco solubles, y como no reaccionan químicamente con el agua, su solubilidad está en función de sus presiones parciales de vapor saturado y de la temperatura a la cual se encuentra el agua. En general, existen 3 factores que afectan la concentración de OD en un cuerpo de agua natural que son:

1. Presión atmosférica.
2. Temperatura.
3. Salinidad o contenido de sólidos disueltos.

La solubilidad del oxígeno atmosférico en agua dulce varía desde 14.6 mg por lt a 0°C hasta 7 mg/lt 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 demanda de oxígeno, por otra parte, en condiciones de alta temperatura, el oxígeno es menos soluble. Debido a estas razones, la ma-

yoría de las condiciones críticas relacionadas con la deficiencia de oxígeno disuelto ocurren durante los meses de verano, cuando la temperatura es alta. Por eso, se debe considerar un nivel de 4 mg/lit de oxígeno como mínimo durante las épocas críticas.

La solubilidad del oxígeno atmosférico varía directamente con la presión atmosférica a cualquier temperatura y sigue el comportamiento de los gases ideales, pudiéndose calcular por medio de la ley de Henry²⁰.

La baja solubilidad del oxígeno en el agua es el factor principal que limita la capacidad de autopurificación de las aguas residuales, de ahí la necesidad que existe por dar un tratamiento a los desechos líquidos, tanto domésticos como industriales, si no se quiere ver a las corrientes de agua en un estado lamentable de contaminación.

SIGNIFICADO SANITARIO DEL OXIGENO DISUELTO.

El oxígeno disuelto es el factor que determina el tipo de transformaciones biológicas que tiene lugar en su seno, efectuadas por microorganismos aerobios y anaerobios, según halla la presencia o ausencia de oxígeno disuelto.

La presencia de oxígeno disuelto previene o elimina el inicio de la putrefacción y la producción de cantidades objetables de sulfuros, mercaptanos, y otros compuestos de olor desagradable, ya que los microorganismos aerobios utilizan el oxígeno disuelto para la oxidación de la materia orgánica e inorgánica produciendo sustancias finales inofensivas tales como son el CO₂ y agua; en cambio los microorganismos anaerobios efectúan la oxidación utilizando el oxígeno de ciertas sustancias inorgánicas, obteniéndose productos malolientes. 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.

Los niveles de oxígeno disuelto pueden usarse como indicadores de la contaminación excesiva por desechos, en base a la demanda de oxígeno disuelto de tales desechos, y por consiguiente, las concentraciones bajas de oxígeno disuelto se asociarían, en general, con aguas de baja calidad, mientras que las concentraciones altas estarán asociadas con agua de buena calidad.

El oxígeno disuelto, también es esencial para la estabilización final de las aguas de desecho. Los cambios que sufra con respecto al tiempo, profundidad o sección de una masa de agua son útiles para indicar el grado de estabilidad o las características de mezclado.

En aguas crudas, el oxígeno disuelto ayuda a la eliminación de constitu-

yentes indeseables, como son el fierro y manganeso, mediante la precipitación de la forma oxidada.

Muestreo y almacenamiento.

Se utiliza el muestreador de oxígeno disuelto que contiene en su interior una botella de 300 ml, que se sumerge en el punto de muestreo. Al llenar se el muestreador (cuando cese el burbujeo, debido al desalojamiento de aire por el agua), se saca el cuerpo de agua y se extrae la botella, previa colocación de su tapón. Se debe de evitar que la muestra esté en contacto con el aire o que sea agitada. Inmediatamente se procede a medir la temperatura y a efectuar la fijación de oxígeno en el campo.

Las muestras que contengan una demanda apreciable de oxígeno deben analizarse inmediatamente, las muestras sin demanda de oxígeno pueden almacenarse después de la fijación, siempre que sean protegidas de la luz del sol y conservadas en hielo.

Puntos de muestreo.

Los puntos de muestreo en una planta de tratamiento de aguas negras para obtener el oxígeno disuelto son los siguientes:

- 1) Influyente del sedimentador primario.
- 2) Efluente del sedimentador primario-influyente de filtros rociadores.
- 3) Efluente de filtros rociadores-influyente del sedimentador secundario.
- 4) Efluente del sedimentador secundario-influyente del tanque de contacto.
- 5) Digestor.

Cada frasco se debe de fijar inmediatamente después de haber obtenido la muestra, con los siguientes reactivos:

2 ml de sulfato manganoso

+

2 ml de álcalí-ioduro-azida

+

2 ml de ácido sulfúrico

+

agitar durante 30 minutos

Procedimiento ³.

Después de haber fijado, se debe de agitar hasta la total disolución del precipitado café, que nos indica que hay oxígeno disuelto, o un precipitado de color blanco que nos indica la ausencia de oxígeno disuelto, se toma —

una alícuota de 100 ml y colocamos en un matraz erlenmeyer de 250 ml y procedemos a titular con una solución valorada de tiosulfato de sodio, 0.025 N, hasta un color amarillo paja, luego se agregan de 1 a 2 ml de almidón y se continúa la titulación hasta la primera desaparición del color azul.

Cálculos.

Para la obtención del oxígeno disuelto se hace lo siguiente:

$$\text{mg de OD} = \frac{\text{ml de Na}_2\text{S}_2\text{O}_3 \times N \times 8 \times 1000}{\text{volumen de muestra (ml)}}$$

En donde:

N = normalidad del tiosulfato de sodio.

Corrección por la adición de reactivos:

Reactivos adicionados = 4 (2 ml de sulfato manganoso + 2 ml de álcali-ioduro-azida) en 300 ml de muestra original.

Se toman 100 ml de muestra:

$$\frac{300}{300 - 4} \cdot \frac{100}{x} = x = 98.7$$

Sustituyendo y rectificando el volumen de muestra:

$$\text{mg/lt de OD} = \frac{\text{ml de Na}_2\text{S}_2\text{O}_3 \times 0.025 \times 8 \times 1000}{98.7}$$

Para obtener el % de reducción de oxígeno disuelto:

$$\% \text{ de reducción} = \frac{\text{OD}_{\text{influyente}} - \text{OD}_{\text{efluente}}}{\text{OD}_{\text{influyente}}} \times 100$$

b) DEMANDA BIOQUÍMICA DE OXÍGENO.

La prueba analítica de la DBO estima la cantidad de oxígeno que se requiere para oxidar la materia orgánica de una muestra de agua residual, por medio de una población microbiana heterogénea.

La información obtenida en la prueba de la DBO es de la materia orgánica-biodegradable que se encuentra en el agua.

En la reacción bioquímica de la DBO se producen nuevas células, agua, gas carbónico más un residuo no biodegradable.

mat. org. + O₂ + nutrientes $\xrightarrow{\text{bacterias}}$ nuevas células + CO₂ + H₂O + no biodeg.

Esta ecuación es una representación general de todas las complejas reacciones bioquímicas que suceden en un río o en un cierto cuerpo de agua.

La cantidad de oxígeno disuelto utilizada por unidad de volumen en la mezcla de desecho, puede usarse como medida relativa de la contemplación de materia orgánica, ya que la cantidad de oxígeno utilizada está en función del grado de desarrollo de la reacción bioquímica así como de la cantidad original de la materia orgánica.

Significado sanitario de la DBO.

La DBO es una medida del oxígeno requerido para la estabilización química y biológica de la materia orgánica en un intervalo científico. Entre más sea la cantidad de materia orgánica vertida en un cuerpo de agua, mayor será la necesidad de oxígeno para su descomposición, por lo tanto, habrá una baja en el oxígeno disuelto creando condiciones que van en deterioro de la vida acuática y otros puntos benéficos.

En ciertos casos provocan la completa extinción del OD en las corrientes, dando por resultado la extinción de peces y otras formas de vida acuática.

En tales condiciones el cuerpo de agua es antiestético.

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

Se siguen los mismos pasos de muestreo que en el OD, y de manera igual, los puntos de muestreo, exceptó en el digestor aeróbico.

Procedimiento⁸.

El método que se ha seleccionado para el análisis del DBO, es el de dilución.

Se debe de ajustar el pH a las aguas de desecho entre 6.8 a 7.2.

Cuando las muestras de agua tengan DBO mayores a 7 mg/lt, se toman alícuotas apropiadas de muestra y se diluyen con agua saturada de oxígeno y el contenido de OD es determinado después de la dilución y del periodo de incubación. La diferencia de la concentración de OD en mg/lt, se divide entre el % de dilución de la muestra y lo que nos proporcionará la DBO de ésta.

Para aguas residuales domésticas las diluciones recomendadas⁸ son: Para un DBO entre 100 y 500 mg/lt se tiene un % de dilución de 1.0 a 5.0.

Como la DBO estimada cae en un ámbito amplio, es deseable hacer de 2 a 3 diluciones de la muestra, y la dilución que consuma del 40 al 80% del conteni-

do del OD inicial será la más representativa.

En una probeta de 1000 ml se mide la cantidad de muestra correspondiente al % de dilución escogida y se diluye a un litro con el agua de dilución usando un sifón para transferir ésta al garrafón-probeta. Se mezcla bien con un agitador, evitar el arrastre de aire y burbujas, llenar dos botellas de DBO con la muestra diluida, empleando un sifón, para transferir la muestra a las botellas, a una de éstas, se le determina el OD inicial y la otra se incuba durante 5 días a 20°C. Después de este tiempo, determinar el OD final.

Cálculos.

Para obtener los valores de OD inicial y final se sigue el mismo procedimiento de titulación que en el OD.

$$\text{mg/lit DBO} = \frac{(\text{OD inicial} - \text{OD final}) \text{ mg/lit}}{\% \text{ de dilución}}$$

El porcentaje de dilución está expresado en decimales.

% de reducción:

Para obtener el % de reducción se hace de la siguiente manera:

$$\% \text{ de reducción de DBO} = \frac{\text{DBO}_{\text{influyente}} - \text{DBO}_{\text{efluente}}}{\text{DBO}_{\text{influyente}}} \times 100$$

c) SÓLIDOS.

La definición usual de sólidos se refiere a la mayoría de la materia que permanece como residuo después de evaporar una muestra de agua y secarla a una temperatura definida. Todos los materiales que ejercen una presión de vapor significativa a tales temperaturas, se pierden durante los procesos de evaporación y secado. El residuo remanente se presenta solo en aquellos materiales que tienen una presión de vapor insignificante a 105°C.

La temperatura a la cual se seca el residuo, tiene una relación importante en los resultados, puesto que la pérdida de peso se debe a la volatilidad de la materia orgánica, al agua mecánicamente absorbida, al agua de cristalización y a los gases de descomposición química que se produce por el calor, así como también al peso ganado en la oxidación que depende de la temperatura y del período de calentamiento.

Las principales determinaciones están encaminadas a obtener información sobre la cantidad de sólidos totales, suspendidos, sedimentables y volátiles.

Significado sanitario.

Las aguas con alto contenido de sólidos pueden ser laxantes, pierden calidades organolépticas y pueden ocasionar molestias en personas no acostumbradas a su digestión.

Se recomienda un contenido de sólidos totales de 500 mg/lt para aguas que se destinen al uso doméstico y se fija un límite de 1000 mg/lt.

Es importante conocer los sólidos totales volátiles, pues nos da una medida de materia orgánica que está presente en la reacción sólida de las aguas residuales domésticas e industriales y en muestras de lodos.

La evaluación de sólidos suspendidos es extremadamente valiosa en los análisis de aguas contaminadas y de aguas residuales. Es uno de los mejores parámetros 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 sedimentables, siendo el tiempo un factor determinante.

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 importante como el DBO.

Muestreo y almacenamiento.

Para evitar alguna interferencia, debemos de eliminar de la muestra todo el material voluminoso que flote o se aglomere en el recipiente.

Cuando se tome la muestra se debe de dispersar el aceite y la grasa que esté presente en la superficie del líquido.

Se deben de emplear frascos de vidrio duro y prevenir el contacto del oxígeno con la muestra.

Puntos de muestreo.

Los tipos de sólidos que se van a analizar son: suspendidos totales, sedimentables, totales y totales volátiles.

Los 2 primeros se muestrean en los puntos 1, 2, 3 y 4.

Los 2 últimos se muestrean en el digestor y separador de lodos.

Procedimiento⁸.

Sólidos totales. Se calcinan las cápsulas de porcelana, se dejan enfriar en el desecador y se pesan hasta peso constante, (1). Se toman 100 ml de la muestra y se pasan a la cápsula de porcelana, se deja evaporar hasta sequedad en baño maría, evitar proyecciones, se mete a la estufa a 103-105°C durante una hora, luego se deja enfriar en el desecador y se pesa (2). Luego se vuelve introducir a la mufla a una temperatura de 550-600°C durante 20 minutos, se de

ja enfriar en el desecador y se pesa (3).

Sólidos suspendidos. En un crisol Gooch se coloca un disco de fibra de vidrio, se coloca en un kitasato y depositar la muestra, lavar con agua destilada, introducir a la mufla a 550-600°C durante una hora, dejar enfriar y pesar- (4). Colocar el crisol con el disco en el kitasato y aplicar vacío, lavar — con agua destilada, medir 100 ml de la muestra y filtrar a través del disco, — luego pasar a la estufa a 103-105°C durante una hora, dejar enfriar y pesar, — (5).

Sólidos sedimentables. La muestra bien agitada se pasa a un cono Imhoff.- Agitar cada 15 minutos suavemente, esto es con el fin de que los sólidos que se adhieran a las paredes se desprendan, la lectura se hace directamente en el cono al cabo de una hora en ml/lt.

Cálculos.

Para sólidos totales:

$$ST = \frac{(2 - 1) \text{ mg} \times 1000}{\text{ml de muestra}}$$

Para sólidos totales volátiles:

$$STV = \frac{(2 - 3) \text{ mg} \times 1000}{\text{ml de muestra}}$$

Para sólidos suspendidos totales:

$$SST = \frac{(5 - 4) \text{ mg} \times 1000}{\text{ml de muestra}}$$

% de reducción.

Para la obtención del % de reducción en los sólidos, es de la misma manera que los dos anteriores, exceptó los sólidos volátiles.

$$\% \text{ de reducción de SS} = \frac{\text{Sol. influente} - \text{Sol. efluente}}{\text{Sol. influente}} \times 100$$

$$\% \text{ de reducción de SV} = \frac{A - B}{A - (A \times B)} \times 100$$

A = fracción peso de sólidos volátiles en el influente primario.

B = fracción peso de sólidos volátiles en el digestor o cárcamo de lodos.

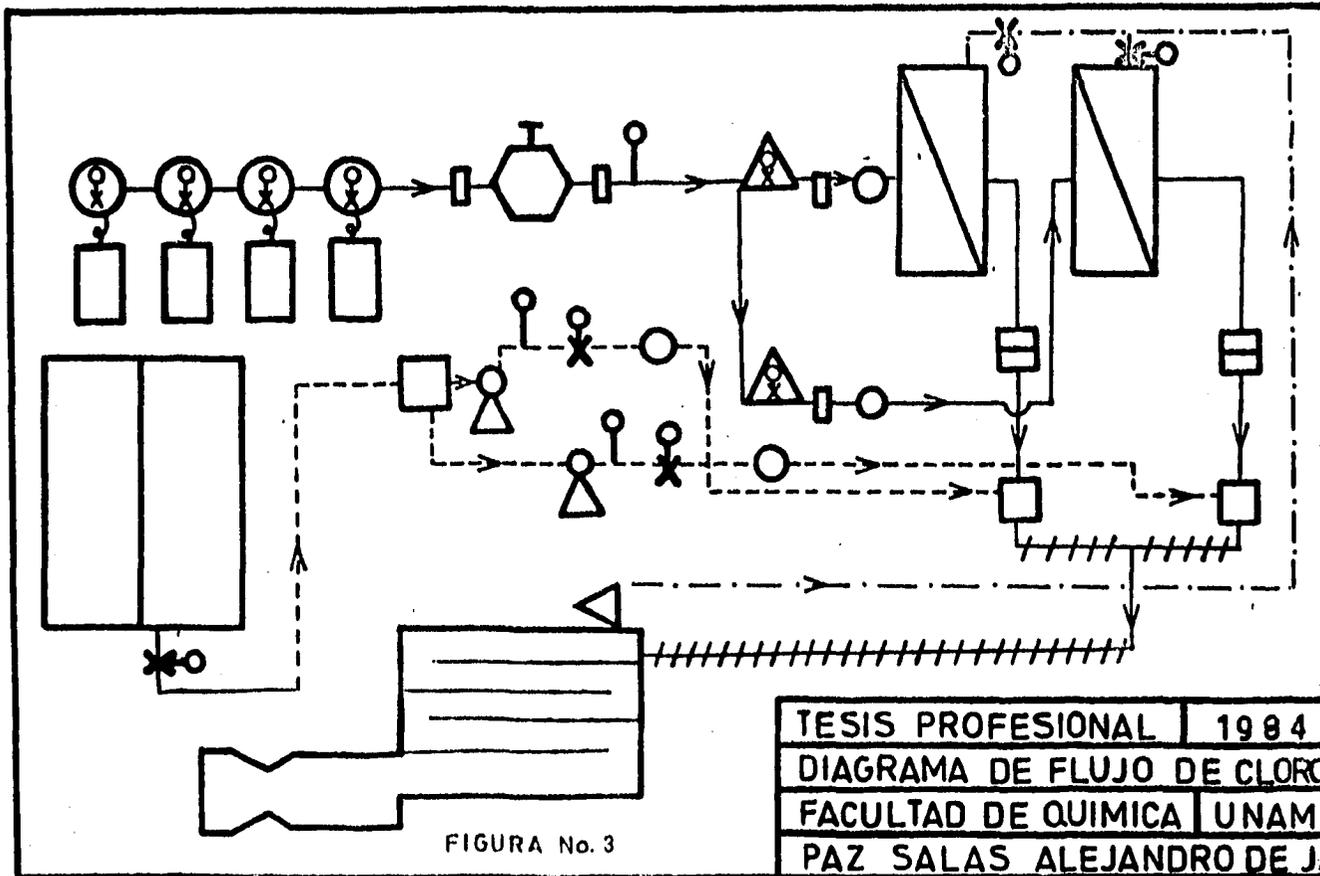


FIGURA No. 3

TESIS PROFESIONAL	1984
DIAGRAMA DE FLUJO DE CLORO	
FACULTAD DE QUIMICA	UNAM
PAZ SALAS ALEJANDRO DE J.	

SIMBOLOGIA



CANALETA PARSHALL



VALVULA AUXILIAR



CILINDRO DE GAS CLORO



UNION TIPO AMONIACO



VALVULA REDUCTORA DE PRESION



MANOMETRO



VALVULA DE ALTA PRESION



FILTRO DE CLORO



DOSIFICADOR DE CLORO



TUERCA UNION



VALVULA DE BOLA



INYECTOR



SEDIMENTADOR SECUNDARIO



TANQUE DE CONTACTO DE CLORO



DEPOSITO DE AGUA



MEDIDOR DE FLUJO



LINEA DE GAS CLORO (SOLUCION)



LINEA DE SEÑAL DE VACIO



LINEA DE GAS CLORO



LINEA DE AGUA



BOMBA DE AYUDA

D) TEMPERATURA.

La temperatura es una manifestación de la energía cinética molecular dentro de un cuerpo. El término temperatura se emplea para conocer el grado relativo de calentamiento o enfriamiento de un cuerpo.

Los cambios de temperatura de un cuerpo de agua están gobernados por — la vegetación, por las condiciones climatológicas y el grado de mezclado existente.

La importancia de la determinación de temperatura se debe a la relación que guarda este parámetro con las reacciones químicas, el cambio en las propiedades físicas y con una mayor complejidad, con las reacciones biológicas — que se producen en el cuerpo de agua.

Significado sanitario.

Los siguientes aspectos resumen la importancia de la temperatura en los cuerpos de agua:

- a) La temperatura en el cuerpo de agua influye en los procesos de evaporación, transpiración y condensación que forman parte del ciclo hidrológico.
 - b) En estudios limnológicos, es de suma importancia, conocer la temperatura — del agua a diferentes profundidades, ya que en épocas de calor, la reserva de oxígeno se agota en el fondo., y en épocas de frío, el oxígeno circula hacia — el fondo.
 - c) Los parámetros físicos y químicos de importancia sanitaria, tales como la densidad se ven afectados por variaciones de temperatura.
 - d) La velocidad de las reacciones químicas aumentan con la temperatura. Esta — regla se cumple en la autopurificación de los desechos orgánicos.
 - e) Efecto de la temperatura de los microorganismos responsables de la degradación — de la materia orgánica. Los cambios de temperatura en el medio acuático — afectan los procesos de purificación natural. El contenido microbiano de las — aguas naturales es proporcional a la cantidad de materia orgánica presente. — Los organismos encontrados en las aguas naturales son saprófitos y tienen — un ámbito óptimo de temperaturas entre 22-28°C.
- Al aumentar la temperatura en los cuerpos de agua, aumenta la velocidad — de multiplicación bacteriana, siempre y cuando el medio ambiente sea favora — ble y exista una cantidad suficiente de alimento.
- f) Efecto de la temperatura en los cuerpos de agua en el nivel de saturación — del O₂. A presión atmosférica constante, el nivel de saturación del oxígeno — disuelto disminuye al aumentar la temperatura.

E) POTENCIAL DE HIDROGENO.

El pH es un término que se emplea universalmente para definir las condiciones de acidez o alcalinidad que se encuentra en una solución. Su concepto, proviene del desarrollo de una serie de teorías que permiten un mejor entendimiento de las soluciones ácidas y básicas.

Los ácidos y las bases se caracterizaron en un principio por sus propiedades físicas; a los ácidos se les considera como sustancias que al disociarse liberan iones hidrógeno, y las bases como sustancias que se disocian en iones oxidrilo.

La acidez, la alcalinidad y la concentración de iones hidrógeno en una solución están dados en términos de pH, la escala de pH provee un sistema donde la acidez de una solución puede ser medida con números enteros pequeños; - prácticamente la escala se extiende de 0 a 14 con un punto neutro a la mitad.

Significado sanitario.

La determinación de la concentración de iones hidrógeno, es una práctica muy valiosa, por ejemplo: en un sistema de abastecimiento de agua, el pH influye en los procesos de coagulación química, desinfección, ablandamiento y control de la corrosión; en los procesos biológicos de tratamiento de aguas residuales, debe ser mantenido dentro de un cierto ámbito que sea favorable a los organismos comprendidos en el sistema; las alteraciones de un pH en el ecosistema puede causar la muerte de los peces y esterilizar una corriente acuosa natural; las aguas de bajo pH pueden aumentar la corrosión de las estructuras de acero o de concreto; los procesos químicos para secar los lodos o para oxidar ciertas sustancias como el ion cianuro, requieren un estrecho control de pH.

F) CLORO RESIDUAL.

La determinación del cloro residual debe de llevarse a cabo periódicamente sobre las aguas después de que se ha efectuado el tratamiento de cloración.

El proceso de cloración y de desinfección, es complementario en el tratamiento primario; se efectúa con el fin de que el efluente pueda ser reutilizado en la agricultura, de preferencia en la industria u otro uso.

La cloración del agua, puede ser controlada eficazmente a través de una serie de determinaciones continuas de cloro residual.

Punto de muestreo.

El muestreo del cloro residual se debe de llevar a cabo en el efluente final del proceso de tratamiento.

Cálculos.

El cálculo del cloro residual se lleva a cabo por medio de un comparador visual de cloro residual con ámbito de 0-10 mg/lt. Agregando 8 gotas de la solución de ortotolidina, se mezcla con la muestra y se compara directamente con los patrones del comparador, y la lectura se obtiene directamente en mg por litro.

H) CARACTERISTICAS DE LAS AGUAS RESIDUALES.

El proceso de tratamiento de aguas residuales se ve afectado por la concentración y envejecimiento de las aguas negras, por la temperatura de las mismas, por la cantidad de éstas y por el tipo de desechos industriales y domésticos que presentan, así como también, por las características físicas de las partículas. Las aguas concentradas sedimentan más rápidamente que las aguas más diluidas. Las aguas envejecidas sedimentan más lentamente que las aguas negras nuevas debido a la reducción del tamaño de las partículas por la degradación biológica y, también, por que las partículas tienden a flotar por el gas, una partícula densa sedimenta más rápido que una ligera, una partícula con una área superficial grande en relación con su peso sedimenta lentamente, y una con forma irregular tiene un mayor arrastre a la fricción, por lo tanto, sedimenta más lentamente que una partícula con una forma más regular.

La concentración de las aguas negras es una característica del área tributaria. La concentración es función primordialmente de la mezcla de contribuciones de los comercios, industrias y casa-habitación. Otros factores son del tipo y condición del sistema de alcantarillado. Un sistema combinado producirá más arena, y habrá mayores variaciones en la carga orgánica. Una red de alcantarillado antigua tendrá grandes filtraciones. con lo que las aguas negras se diluyen.

El factor de envejecimiento es una función del sistema de alcantarillado. El tiempo en que las aguas negras permanecen en la red se define por las características físicas del sistema, tales como son: la pendiente, su longitud, el número de las estaciones de bombeo y su forma de operar. También puede afectar los desechos industriales que demanden oxígeno inmediato.

En verano se incrementa la tasa de actividad biológica, se hace más factible la septicidad en el sistema y se puede reducir la sedimentación de sólidos nuevos por medio de la gasificación, sin embargo, en agua templada es mayor que en agua fría. Todo esto se debe a los cambios bruscos de temperatura-

y a la viscosidad del agua que es mayor a temperaturas bajas, por lo que también se reduce la velocidad de sedimentación.

Más explícitamente, se tiene que las características del agua residual - pueden ser físicas y químicas, siendo que las físicas de un agua de desecho: contenido total de sólidos, el cual involucra a la materia flotante, materia en suspensión, materia en solución y coloidal, otros tipos serán el color, - la temperatura, el olor y la turbiedad.

Las aguas residuales frescas son usualmente de un color gris, sin embargo, a medida que los compuestos orgánicos son digeridos por la bacteria, el - OD en las aguas se reduce a 0, por lo tanto, cambia a negro. En estas condiciones, se dice que el desecho presenta condiciones sépticas.

Los malos olores en un desecho se debe a los gases producidos por la degradación que sufre la materia orgánica. Los desechos frescos contienen un - olor distintivo, olor desagradable, pero son menos molestos que los olores - sépticos. El olor que se desprende de los desechos es producto del sulfuro de hidrógeno que es producido por los microorganismos anaerobios, por lo que - se reducen los sulfatos a sulfuros.

La turbiedad se aplica a las aguas que contienen materia suspendida, y - esta interfiere con el paso de la luz a través del agua. La turbiedad es causada por una amplia variedad de materia suspendida, ésta varía en tamaño co- loidal a dispersiones ordinarias, ya que la materia coloidal absorbe o disper- sa la luz, por lo que evita su transmisión.

Características químicas.

El contenido orgánico de las aguas negras domésticas es de 75% en sólidos suspendidos y 40% en los sólidos filtrables aproximadamente. Los compuestos orgánicos son combinaciones de C, H, O y N, otros elementos importantes - son el S, P y Fe.

Las principales sustancias orgánicas que se han encontrado en los dese- chos domésticos son:

Proteínas, que corresponden de un 40-60%; carbohidratos con 25-50%; y grasas- y/o aceites con 10%. Además de estos compuestos, las aguas negras contienen - cantidades pequeñas de compuestos orgánicos sintéticos como son los surfac- tantes, los fenoles y los pesticidas agrícolas. La presencia de estos compues- tos sintéticos han complicado los procesos de tratamiento, debido a que la ma- yor parte de ellos no son biodegradables, o si lo son, son muy lentamente des- compuestos por los sistemas biológicos de tratamiento.

TABLA 3-1

VALORES DESEABLES DE PARAMETROS

FUENTE: S. R. H. SISTEMAS ECONOMICOS DE TRAT. DE AGUAS RESIDUALES. MEXICO, D.F. ENERO 1975. PAGINA 39.

PARAMETRO EQUIPO	SOLIDOS SUSPENDIDOS	SOLIDOS SEDIMENTAB	SOLIDOS VOLATILES	D B O	pH	OXIGENO DISUELTO
SEDIMENTADOR 1º	40-60 ‰	90-95 ‰		15-25 ‰	6.8-8.0	
FILTROS ROCIADORES	60-150 mg/lt	5-0.5 mg/lt		15-160 mg/lt		1-2 mg/lt
SEDIMENTADOR 2º	15-40 mg/lt			15-10 mg/lt	6.5-8.0	0-2 mg/lt
DIGESTOR AEROBICO			40-50 ‰		4.5-7.5	1-2 mg/lt
SEPARADOR DE Lodos	9-800 mg/lt			5-350 mg/lt	5.7-8.0	
TANQUE DE CONTACTO	CLORO RESIDUAL 0-1 mg/lt					

CAPITULO IV

INGENIERIA DE PROCESO

- A) DESCRIPCION GENERAL DEL PROCESO.
- B) DESCRIPCION DE OPERACIONES.
 - 1. Caja disipadora de energía.
 - 2. Rejillas.
 - 3. Desarenador.
 - 4. Cárcamo de bombeo de aguas crudas.
 - 5. Sedimentador primario.
 - 6. Digestor aeróbico.
 - 7. Separador de lodos.
 - 8. Sedimentador secundario.
 - 9. Filtros rociadores.
 - 10. Tanque de contacto de cloro.
 - 11. Dosificadores de cloro.
 - 12. Canaleta Parshall.
- C) MANTENIMIENTO PREVENTIVO Y CORRECTIVO.
- D) ESPECIFICACIONES DE EQUIPO.
- E) SERVICIOS AUXILIARES.
- F) INTEGRACION.
- G) FINES DEL EXAMEN DEL AGUA NEGRA.

A) DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROCESO.

Las aguas negras que desecha la Ciudad de Tuxtla Gutiérrez, son captadas por la red de drenaje sanitario, éstas se recolectan en un módulo denominado caja disipadora de energía, esto es con la finalidad de disminuir la energía cinética del agua, para posteriormente ser conducidas a través de un sistema de limpieza manual por medio de una rejillas, y así de ésta manera, eliminar los sólidos voluminosos. Durante su conducción hacia el cárcamo de bombeo, pasa a través de un desarenador, cuya función es la de separar, por medio de sedimentación, los materiales pesados, conduciéndose posteriormente por canales distribuidores.

El envío desde el cárcamo de bombeo hacia el sedimentador primario se efectúa mediante bombas verticales de escurrimiento mixto, en este sedimentador se tiene la separación de los sólidos sedimentables y natas de la superficie. Los sólidos sedimentables son desplazados a una tolva por medio de un barrido uniforme y son enviados a un digestor aeróbico por efecto de sifón conjuntamente con las natas, y el agua de rebosamiento es conducida a una caja distribuidora y de ahí a dos filtros rociadores.

Los sólidos en el digestor aeróbico son degradados biológicamente debido a la oxigenación provocada por aereadores que se encuentran en el interior del tanque, pasando por rebosamiento al separador de lodos, cuya función es la de separar la fracción sólida de la líquida; la primera es enviada a un cárcamo de recirculación de lodos digeridos, el cual tiene la opción de ser recirculados al digestor o ser enviados a una garza para el llenado de pipas, la segunda, es enviada por rebosamiento hacia el cárcamo de bombeo de aguas crudas o directamente al río.

Las natas y el clarificado, al pasar por los filtros rociadores, son aereados para obtener una mejor sedimentación de los sólidos suspendidos, así como para su degradación biológica. La aereación es provocada, primeramente, por el rociado mediante unos brazos rotatorios y por la acción del contacto con el aire que pasa a través del seno de las piedras contenidas en éste.

La descarga de los filtros es conducida al tanque de sedimentación secundaria por medio de unos canales, en este sedimentador se persigue una total sedimentación de los sólidos que no lograron una sedimentación primaria, éstos sólidos son depositados por medio de aspersores a una canaleta lateral del mismo y así ser enviados por gravedad al cárcamo de bombeo de aguas crudas, esto es con el fin de volverlos al tratamiento. El clarificado se recolecta por rebosamiento y se canaliza a una tubería la cual esta conectada

al tanque de contacto de cloro en donde recibirá el tratamiento de desinfección. El suministro de cloro esta controlado por un sistema de dosificación - conectado a un medidor de flujo, lo que nos garantiza que la cantidad de cloro por suministrar será directamente proporcional al gasto de agua tratada. Y por último, esta agua es enviada, por gravedad, al río sabinal, conducido por medio de una tubería de concreto.

B) DESCRIPCIÓN DE OPERACIONES.

1. Caja disipadora de energía.

Este es el primer equipo integrado a la planta de tratamiento, aquí es donde descarga el drenaje de la Ciudad; como su nombre lo indica, este equipo tiene como función principal la de disminuir la energía cinética que trae el agua, para efecto de la diferencia de diámetros a su descarga. En su parte interna se encuentra un sistema de compuertas de agujas conectadas a una tubería de concreto que descarga al río; esto es con el objeto de aliviar las corrientes de aguas que sobrepasan la capacidad de la planta de tratamiento, también, para el vaciado total o parcial de todos los equipos estructurales, esto sería en un caso de emergencia o cuando se tenga que llevar a cabo un mantenimiento mayor. De igual manera, está interconectado a un canal que conduce al cárcamo de bombeo. De igual manera, está integrada una salida lateral controlada por una compuerta que conduce a un registro, mismo que descarga al río, esta compuerta será empleada cuando el flujo sea mayor y el sistema de agujas no sea lo suficiente capaz de desalojar dichos excesos.

2. Rejillas.

Las rejillas constan de 2 unidades separadas entre sí por un muro longitudinal, se encuentran localizadas al extremo del canal que comunica a la caja disipadora y al desarenador, se componen de barras verticales de sección rectangular, con 2 pulgadas de separación entre barra y barra con intervalos iguales, están colocadas transversalmente en dirección del flujo.

Las rejillas tienen como principal objetivo evitar las obstrucciones en las tuberías, canales, etc., otro objetivo y más importante que el primero, es impedir los atascamientos y daños al equipo mecánico.

Antes y después de las rejillas se coloca un sistema de compuertas de agujas, esto es con el fin de proporcionar un mantenimiento preventivo adecuado.

La posición normal de las compuertas será a 50 cm de la base, permitiendo con esto que el caudal se efectúe sobre la parte inferior. Esta separación del fondo a la compuerta, se logrará mediante seguros, que si bien por una parte permiten un flujo, también representarán los excesos que serán canalizados a través de la salida lateral del canal, que por medio de un registro descargan al río. Las compuertas podrán cerrar totalmente para sacar de servicio a las rejillas o canalizar el flujo solamente a través de una de ellas.

3. Desarenador.

Este sistema está integrado por 3 secciones independientes entre sí y conectadas al flujo total que pasa a través de las rejillas. Estas secciones están provistas de compuertas en su alimentación que presentan la opción de ser utilizadas todas a la vez o parcialmente. El uso parcial es con la finalidad, por una parte, de mantener una velocidad tal que permita la sedimentación exclusivamente de partículas gruesas y finas de arena, grava u otro material, - pero que no se descompongan fácilmente, por otra parte, el poder aislarlas para proporcionarles un mantenimiento. A la descarga de cada sección se presenta una reducción del cuerpo del canal, esto es con el fin de incrementar la velocidad del flujo hacia el cárcamo de aguas crudas.

El principal objetivo de este equipo es:

- a) Protección del equipo mecánico móvil de abrasión y del excesivo desgaste.
- b) Reducción de obstrucciones en las tuberías causadas por depósitos de las partículas antes mencionadas o por lodo pesado en tuberías y canales, particularmente, en los cambios de dirección.
- c) Reducción en la frecuencia de limpieza para digestores y sedimentadores, - resultado de una excesiva acumulación de arena.

4. Cárcamo de bombeo de aguas crudas.

Este es el colector de las corrientes que provienen del desarenador. A dicho colector está integrado un juego de 4 bombas de escurrimiento mixto, - las cuales alimentarán al sedimentador primario.

5. Sedimentador primario.

El propósito de este equipo es el de separar los sólidos sedimentables y suspendidos de las aguas residuales. El sedimentador elimina los sólidos de gran tamaño que contiene el agua residual antes de depositarlas para su tratamiento secundario.

Este tiene como objetivo eliminar los sólidos finamente dispersos por la formación de flóculos con partículas grandes. Otro objetivo, es la eliminación de la materia coloidal vía adsorción de partículas grandes, por último, - la eliminación de materia flotante.

Este sedimentador es de forma rectangular, dividido en 2 secciones. El sedimento es desplazado a una tolva que se encuentra en el extremo sur del tanque. Ésto se lleva a cabo por medio de una rastra del tipo de puente móvil que va apoyado sobre un muro longitudinal, ésta es una estructura que abarca-

el ancho de la unidad, tiene un ajuste vertical y basculante, en el extremo inferior tiene instalada la rastra que nos sirve para barrer los lodos sedimentados, y en el extremo superior se encuentra el sistema desnatador. El puente esta montado sobre unos rieles y éstos sobre el muro antes mencionado, su movimiento es accionado por medio de un motoreductor que va instalado en el puente que actua sobre una rueda motriz y auxiliado por 2 interruptores termomagnéticos, ésto es con el fin de lograr un movimiento reversible.

Las rastras cuentan con un sistema guía en la parte inferior del tanque que nos permite de tal manera que el viaje de retorno lo haga con la rastra en posición paralela al fondo del sedimentador, logrando evitar el barrido de lodos hacia el extremo opuesto de las tolvas de recolección de lodos.

En la parte superior sobre los muros opuestos a la alimentación se colecta, por medio de una canaleta de rebosamiento, la fase líquida de menor contenido de sólidos, o sea, el clarificado, el cual es conducido a una caja distribuidora que alimentará a los filtros rociadores.

En las canaletas situadas en la parte superior sur del tanque, localizadas en el mismo extremo en donde se ubican las tolvas, se conecta una tubería que se encargará de conducir los sólidos procedentes de las tolvas hacia el digestor por efecto de sifón.

6. Digestor aeróbico.

Este equipo tiene como principal objetivo la estabilización de la materia orgánica por medio de su metabolización bacteriana que trae como consecuencia una reducción en el volumen y masa de los lodos, permitiendo un fácil manejo y eliminación de los olores desagradables.

Para llevar a cabo una buena oxigenación, se instalaron 3 aereadores de alta velocidad. La transferencia de oxígeno será de 200 Kg/hora, esto a condiciones normales y la capacidad de mezclado es, tal que, nos permite mantener a todas las partículas sólidas en suspensión, esto se debe a la distribución de sus unidades dentro del digestor.

El tiempo en que los lodos permanecerán dentro del digestor varía entre 15 y 60 días, tiempo suficiente para lograr los objetivos perseguidos mediante los criterios siguientes:

Bajo ciertas condiciones de exceso de oxígeno, las bacterias aerobias metabolizan a la materia orgánica solubilizadas formandose CO_2 , agua y nuevas células bacterianas. Al inducirse la escasez de orgánicos solubles, las células bacterianas inician su autodestrucción, con lo que se logra una destrucción biológica. Los lodos, conforme van logrando su estabilidad, tiende su

disminuir, por lo que éstos tienden a desplazarse a la superficie.

En la periferia del digestor se encuentra una canaleta perimetral en donde se va depositando el material suspendido, a ésta llegan precisamente los lodos digeridos de menor densidad, los cuales son conducidos hacia el separador de lodos.

7. Separador de lodos.

Aquí se lleva a cabo la separación de la fase sólida de la líquida, la fase sólida es canalizada a un cárcamo de bombeo con opción de ser enviados fuera de la planta o recirculados al digestor, la fase líquida se retorna al cárcamo de bombeo de aguas crudas.

Este separador de lodos es de forma circular, tomando forma cónica hacia el fondo. Los lodos provenientes del digestor se depositarán en el centro del tanque y se conducirán hacia el fondo en forma vertical, por medio de una tubería, cuyo extremo en la parte inferior, coincide con el ducto que sacará los sólidos y que está orientado hacia arriba en forma diagonal, paralelo a la pared cónica; la unión permitirá el ascenso de la parte líquida que será captada en la superficie por una canaleta perimetral de rebosamiento, la cual por medio de una tubería será conducida al cárcamo de aguas crudas.

8. Filtros rociadores.

Los filtros rociadores tienen la función de proporcionar el oxígeno necesario a la corriente líquida para oxidar a la materia orgánica por medio de la acción de los microorganismos. Con esta oxidación se logra incrementar la propiedad de sedimentación de los sólidos que en el tratamiento no fueron eliminados.

Este equipo consta de 2 unidades de forma circular provistas cada una de 4 brazos acoplados a una base central y de un medio filtrante compuesto de piedra de boleo del tamaño adecuado para permitir el paso del agua y su contacto con el aire para su oxigenación. El fluido es enviado de la caja distribuidora hacia la parte central de los filtros en donde emerge por el ducto que lo conduce a los brazos, que finalmente serán los encargados de rociar de manera uniforme toda el área ocupada por el filtro. Su movimiento rotatorio es inducido por el mismo fluido al contacto con los brazos. El líquido se recolecta en el fondo del filtro y es conducido por medio de canales hasta el cárcamo de recirculación, lo que dá opción a enviarse al sedimentador secundario o a recircularse en los filtros.

9. Sedimentador secundario.

Este clarificador, al igual que el primario, tiene como finalidad concentrar y/o separar los sólidos sedimentables.

Una función importante, es la de mantener la calidad del agua residual — producida por el proceso unitario anterior. Un segundo objetivo para un sistema de lodos activados, es la eliminación y retorno de los lodos al cárcamo — de aguas crudas.

El tratamiento biológico en este sedimentador tiene como objetivo común — la conversión de sólidos disueltos y no sedimentables a partículas que se sedimentarán como un lodo secundario. Para conjuntar los sólidos producidos, el sedimentador colectará y eliminará los lodos, y en algunos casos trazas de aceite, grasas o espuma que puedan estar flotando en la superficie. Normalmente — las grasas y aceites son eliminados en la sedimentación primaria.

Este sedimentador es de forma rectangular, dividido en 2 secciones iguales y está diseñado para una sedimentación natural. No presenta grandes diferencias con respecto al primario, siendo las principales, su localización en — el proceso, la densidad de los sólidos sedimentables y el volumen de espuma. — Esta provisto de un equipo de succión de lodos que opera por vacío inicial y — se desplaza a lo largo del tanque con movimiento armónico simple por medio de un puente móvil flotante. El cabezal de succión está suspendido hasta 5 cm del fondo del sedimentador, barriendo toda la superficie inferior en su movimiento esta provisto de una serie de orificios con espacimientos tal que proporcionen un área de succión igual al 10% de la superficie del cabezal.

Los lodos succionados son depositados a una canaleta de recolección localizada longitudinalmente al sedimentador y donde son enviados por medio de una tubería al cárcamo de aguas crudas. A lo ancho del tanque, al lado opuesto de la alimentación, se ubica una canaleta a una altura inferior a la recolección de lodos, que por medio de rebosamiento capta el agua clarificada que es conducida al tanque de contacto de cloro para su desinfección correspondiente.

10. Tanque de contacto de cloro.

El cloro es un biocida que se empleará en la planta de tratamiento, ya — que éste es muy efectivo, confiable y es la alternativa de desinfección más — económica, sin embargo, es un material peligroso; décadas de desarrollo y — prácticas cuidadosas han hecho de la cloración un proceso seguro y eficiente.

El tiempo de contacto de cloro y el agua residual es esencial para garantizar la destrucción bacteriana. Se ha considerado un tiempo de 15 minutos¹⁹ —

para un gasto máximo de la planta. La dosificación del biocida en pruebas de laboratorio efectuadas deberá ser de 6 mg/lit de agua residual, este valor es factible de modificación, ya que también se recomienda que para un tratamiento de aguas residuales con carácter doméstico la dosificación debe ser de 6 a 7 mg/lit³.

El tanque de contacto de cloro es de forma rectangular de 3 pasos con de flectores internos, construidos para garantizar una total homogenización, así como el tiempo de contacto adecuado.

El suministro de cloro estará en función del gasto de agua tratada, el cual esta regulado por la señal transmitida por el medidor de gasto, instalado a la salida del tanque de contacto de cloro al dosificador del mismo.

11. Dosificadores de cloro.

El gas cloro puede ser suministrado por medio de 2 métodos:

- a) Alimentación por solución.
- b) Alimentación directa.

La alimentación por solución, es la comúnmente practicada, en la cual el gas se controla, se mide y se introduce a una corriente de agua de inyección, posteriormente, conducirse como solución al punto de aplicación.

La alimentación directa es conocida también con el nombre de alimenta—ción seca, aquí el gas se introduce directamente por un difusor adecuado en el punto de aplicación. Esta alimentación se emplea cuando no se dispone de una fuente de agua de inyección.

El dosificador que se ha seleccionado es el de alimentación por solución, este tipo de equipo, (figura 4), comprende más del 90% de todo el equipo de cloración de gas en servicio actual en las operaciones de tratamiento de — aguas negras y potables. Una de las principales ventajas de la operación de — vacío, es la seguridad, ya que si se presentará una falla o rotura en el sistema de vacío, el dosificador detiene automáticamente el flujo de gas que — va al equipo o permite que entre aire al sistema de vacío en vez de dejar que el gas escape a la atmósfera. En caso de que falle el mecanismo de aire de en trada de gas, una válvula descarga el gas de entrada a la parte exterior del edificio de cloración.

El vacío de operación se suministra por medio de un inyector hidráulico. El agua de operación del inyector absorbe el gas y la solución de cloro resul tante es conducida a un difusor de cloro a través de un conducto resistente a la corrosión. Este dosificador cuenta con una válvula reguladora de vacío que

nos amortigua las fluctuaciones para operar sin problemas. Otra válvula que se localiza en el clorador es la de alivio, ésta nos evita el vacío excesivo — que pueda existir dentro del mismo.

El gas fluye de un recipiente de cloro hacia la entrada del dosificador, — posteriormente, éste pasa por la válvula reguladora de presión que es operada — por un resorte que mantiene la presión de operación apropiada. Se emplea un — rotámetro, que viene graduado e integrado al clorador, para indicar la canti— dad de gas cloro que hay que suministrar en Kg/día, esta cantidad se contro— la por un orificio variable de muesca en "V". El gas circula hacia la válvu— la de alivio de vacío-presión y de aquí al inyector en donde se disuelve en — agua, y sale del clorador como solución de cloro y lista para su aplicación.

Como se mencionó anteriormente, para las aguas negras domésticas, con 6 a 7 mg/lt es más que suficiente para obtener la desinfección, por lo que los Kg por día aplicados se obtienen de la siguiente manera:

$$\text{Para un gasto de } 333.3 \text{ lt/segundo, se tiene que: } 333.3 \text{ lt/seg} = 28797120.0 \frac{\text{lt}}{\text{día}}$$

$$6 \text{ mg/lt} \times 1 \text{ kg}/1000000 \text{ mg} = 6.0 \times 10^{-6} \text{ kg/lt}$$

Por lo que, la dosificación correspondiente es:

$$6.0 \times 10^{-6} \text{ kg/lt} \times 28797120.0 \text{ lt/día} = 172.8 \text{ Kg/día.}$$

Otra manera de obtener los kg/día, es empleando un nomograma, (figura 5).

Para el manejo del nomograma se hace lo siguiente:

1. Trazar una recta apoyada en un punto sobre el eje A, que representa al flujo, y sobre un punto del eje B, que representa el cloro requerido, leer sobre el eje C, punto que nos establece la dosificación de gas cloro correspondiente.
2. Si los valores exceden al máximo indicado en las escalas A, B y C, se introduce el factor apropiado de 10 o un múltiplo de ellos.

12. Canaleta Parshall.

Esta canaleta es una de las formas más comunes de producir una mezcla hidráulica. Debido a su forma, la velocidad de flujo comienza y aumenta en la — sección de aproximación y pasa por la profundidad crítica al comienzo de la — garganta. El incremento brusco de la pendiente acelera el agua creando un régi— men supercrítico, el cual se convierte en un salto hidráulico al encontrarse — la pendiente negativa de la sección final, en la que el régimen es subcrítico. Este salto se puede emplear como un sistema de mezcla. Con el fin de que traba

je en forma eficiente, la canaleta debe funcionar con descarga libre.

A este equipo también se le conoce con el nombre de medidor Vénturi mejorado, esto se debe a una modificación del mismo. Esta constituido por 3 partes esenciales que son:

- a) Entrada.
- b) Garganta.
- c) Salida.

La entrada esta formada por 2 paredes verticales simétricas que convergen entre sí en el fondo horizontal.

La garganta esta formada por 2 paredes verticales paralelas, el fondo es inclinado hacia abajo con una pendiente de 2.67:1.

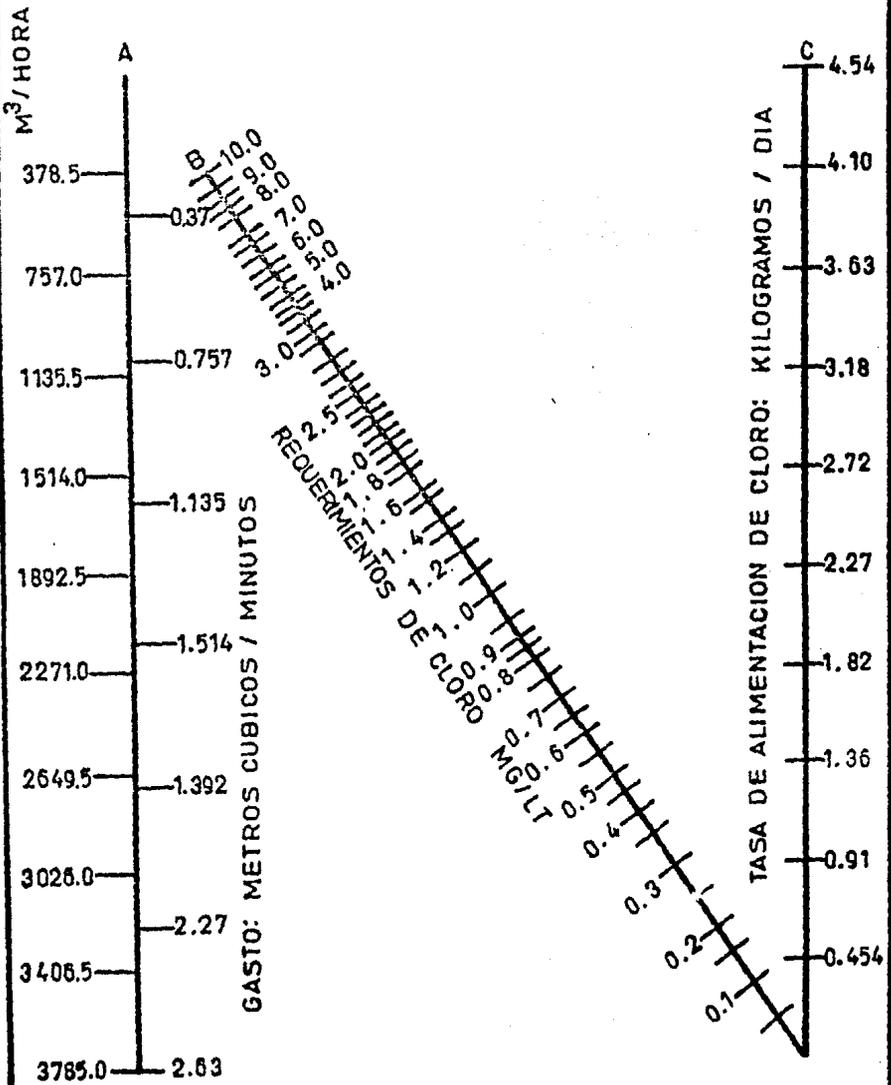
La salida esta formada por 2 paredes verticales divergentes entre si y el fondo es ligeramente inclinado hacia arriba.

Esta estructura contiene 2 pozos amortiguadores que sirven para medir las cargas antes y después de la cresta, éstas se encuentran colocadas a los lados de la estructura y comunicadas a éstas una tubería o canal que se conecta a unos puntos bien definidos a la entrada y a la garganta. En esta cámara se alojan los flotadores limnógrafos y su caseta de albergue.

Al entrar el líquido en el medidor, debido a que la sección va reduciéndose, su velocidad va en aumento, al llegar a la cresta del medidor se precipitan siguiendo el piso descendiente de la garganta, al salir de ésta comienza a perder velocidad y como ésta es menor en el canal aguas abajos, se produce un salto hidráulico cerca del extremo interior de la garganta. La localización de este salto dependerá del gasto, verificándose más cerca a la garganta cuando el flujo es más pequeño, esto hace que varíe la carga H_b .

Quando la carga H_b es considerablemente menor que la H_a se dice que la canaleta trabaja con descarga libre, por lo que, a estas condiciones el gasto es función únicamente de H_a y cuando H_b difiere un poco de H_a , se dice que trabaja con sumersión, por lo que el gasto es función de ambas cargas.

NOMOGRAMA DE CLORACION



FUENTE: WATER POLLUTION CONTROL FEDERATION. WASHINGTON, D.C. 1968. PAGINA 75.

FIGURA No 5

C) MANTENIMIENTO.

La implantación de un programa de mantenimiento incrementará la eficiencia del proceso de tratamiento, ya sea primario, secundario, etc; esto es con la consecuente obtención de una mejor calidad del efluente de la planta.

El programa debe de incluir una carta de plan de mantenimiento preventivo, tabla 4-1, 4-2, de todo el equipo mecánico, eléctrico y estructural, haciendo una inspección, rectificación, sustitución y limpieza de las distintas partes constituyentes del proceso, y protección contra la corrosión de las partes metálicas.

Aereadores.

Este equipo no requiere ningún mantenimiento preventivo, y si lo hay será correctivo, ya que son equipos de gran durabilidad lo que nos representa ventajas considerables en este tipo de tratamiento.

Rastras del tipo de puente móvil.

Este equipo requiere de un mantenimiento preventivo periódicamente, ya que sus partes están en contacto con el agua y de igual manera las que no lo están, se debe de verificar constantemente su funcionamiento, se deben de lubricar sus puntos importantes como son las poleas, cadena de transmisión, ruedas, coronas dentadas, revisar nivel de aceite del motoreductor, rieles de guías, instalación eléctrica, tablero de control.

Filtros rociadores.

Estos equipos, al igual que todos los que se emplean en el proceso son de gran durabilidad y de poco mantenimiento. Para mantenerlos en buen estado, este debe de permanecer siempre lubricado en sus partes interiores como exteriores, o sea, sus baleros inferiores y superiores, se debe de hacer una inspección rutinaria de acuerdo a la limpieza que se le deba de aplicar a los brazos rociadores, como son las boquillas de aspersión, esto consiste en destapar el brazo para que se eliminen toda clase de basura que se acumula dentro de éstos y de igual manera destapar las boquillas, ya que si éstas no se encuentran libres nos impiden un rociado uniforme sobre la superficie del filtro.

Rastras del tipo de succión.

El mantenimiento que se le puede proporcionar a este equipo de lodos, es verificar y cambiar el aceite del motoreductor, engrasar los baleros de la flecha, alinearlos cuando sea necesario, revisar los flotadores que sostienen al equipo, ya que si éstos son mal operados sufren roturas, lo que provoca que se

inunden y hagan que el equipo se sumerja e impida un barrido uniforme.

Sistema de bombeo.

Este es uno de los equipos que se deben de vigilar constantemente, y de igual forma, mantenerlos en buen estado para obtener de ellos una buena eficiencia, se debe de verificar constantemente su funcionamiento, se debe de revisar el nivel de aceite, tanto de la bomba como del motor, verificar que los sistemas de lubricación operen adecuadamente, cambiar los anclajes de éstas - cada vez que sea necesario.

Cloradores.

El mantenimiento de un clorador se simplifica al tomarse ciertas precauciones, éstas se traducen en normas más fáciles de llevar a cabo y de esta manera eliminar los mantenimientos y reparaciones costosas, en este equipo se deben de eliminar las fugas de cloro, así como las de agua, se debe de evitar la humedad en sus partes internas, se deben de mantener en buena forma aplicando una limpieza en sus partes internas y externas, como son: válvulas, tuberías, orificios, rotámetro, gabinete, etc.

Rejillas.

Esta parte del proceso se debe de mantener siempre limpia, eliminando la basura que se va colectando en ellas, haciéndolo cada vez que se requiera.

D) ESPECIFICACIONES DEL EQUIPO ESTRUCTURAL Y ELECTROMECÁNICO.

Para un gasto de 333.3 lt/seg, 1983, se contará con el siguiente equipo.

Tanto el equipo estructural como electromecánico, se verá incrementado - en 1986, o sea, que para este año se habrá completado la cantidad propuesta a tratar; 1333.3 lt/segundo.

EQUIPO ESTRUCTURAL

Cantidad	Clave de identificación	Descripción
1	SP	Sedimentador primario, figuras 6 y 6.1. Diseñado en forma rectangular de concreto reforzado de 25 m de ancho x 30 m de largo x 2.4 m de profundidad y con bordo libre de 0.30 m, dividido en 2 secciones, con 3 tolvas por sección.
2	FR	Filtros rociadores, figura 7. Diseñado en forma circular de concreto reforzado de 30 m de \varnothing y con una profundidad de 3 m.
1	CR	Cárcamo de recirculación de FR. Diseñado en forma rectangular de concreto reforzado de 3 m de ancho x 6 m de largo x 4.2 m de profundidad.
1	SS	Sedimentador secundario. Figuras 8 y 8.1. Diseñado en forma rectangular de concreto reforzado de 30 m de ancho x 40 m de largo x 3 m de profundidad, dividido en 2 secciones.
1	TCC	Tanque de contacto de cloro, figura 9. Diseñado en forma rectangular de concreto reforzado de 22 m de ancho x 20 m de largo x 3 m de profundidad, con 10 canales, divididos por muros intermedios.

Cantidad	Clave de identificación	Descripción
1	CP	Canal Parshall. figuras 10 y 10.1. - Tanque de estructura de concreto reforzado con tanque amortiguador de ondas, una estructura Parshall de fibra de vidrio y un tanque colector.
1	DA	Digestor aeróbico, figuras 11 y 11.1, diseñado en forma cuadrada de concreto reforzado de 25 m x lado y con profundidad de 3 m y bordo libre de 93 cm.
1	SL	Separador de lodos, figura 12. Diseñado en forma circular en forma troncocónica de concreto reforzado, con \emptyset de 8 m y una profundidad de 4 m.
1	D	Desarenador, figura 13. Este es de 17 m de largo x 2.14 m de ancho/sección y 2.60 m de profundidad, con 3 secciones.
1	CRL	Cárcamo de recirculación de lodos. - Estructura de concreto reforzado, de forma rectangular de 2 x 3 m y con una profundidad de 2.5 m.
1	DE	Disipador de energía. Estructura de concreto reforzado de 40 m de largo x 3 m de ancho x 3 m de profundidad.
1	CAC	Cárcamo de bombeo de aguas crudas. - Estructura de concreto reforzado con 5 m de altura x 2 m de ancho x 6 m de largo.

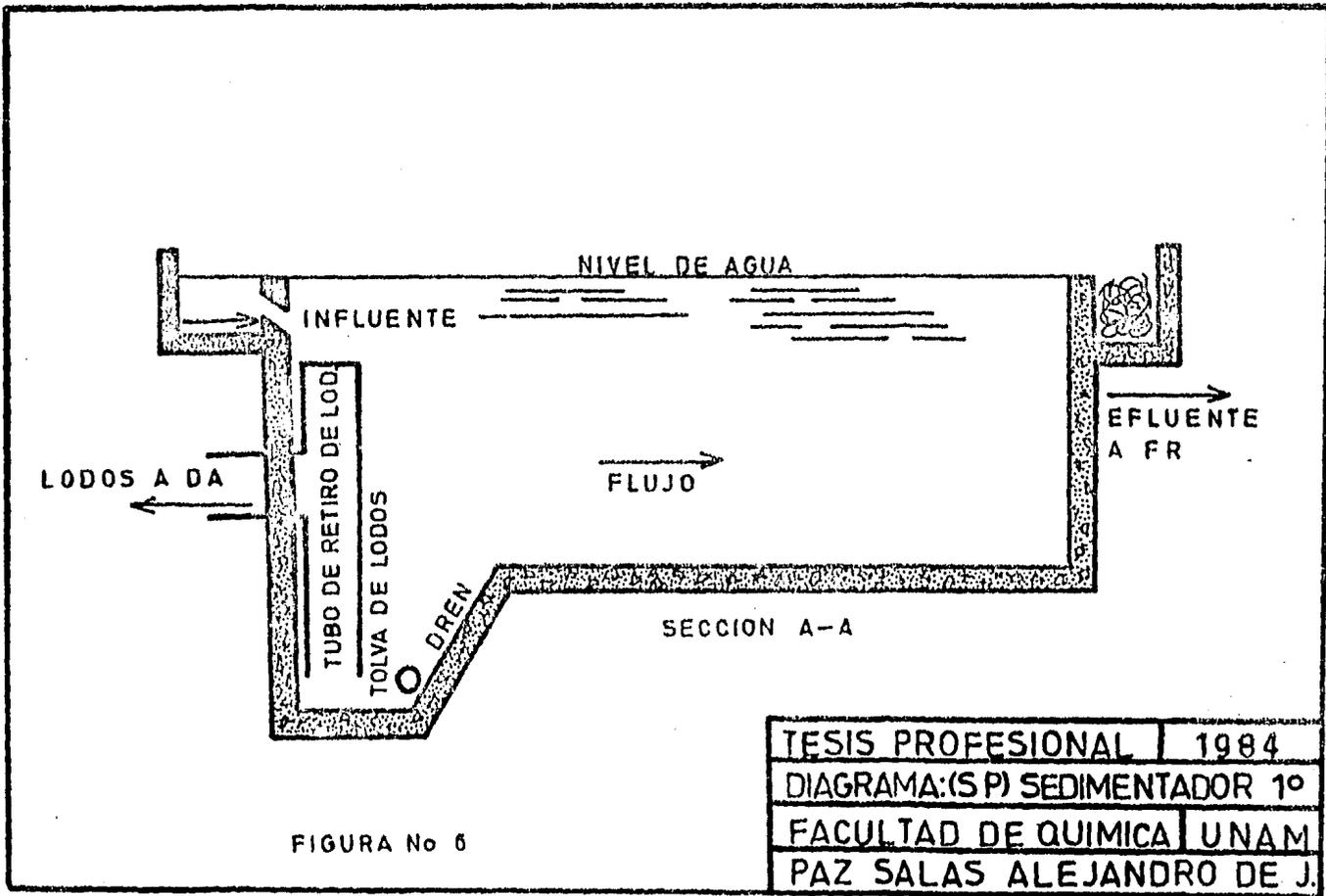
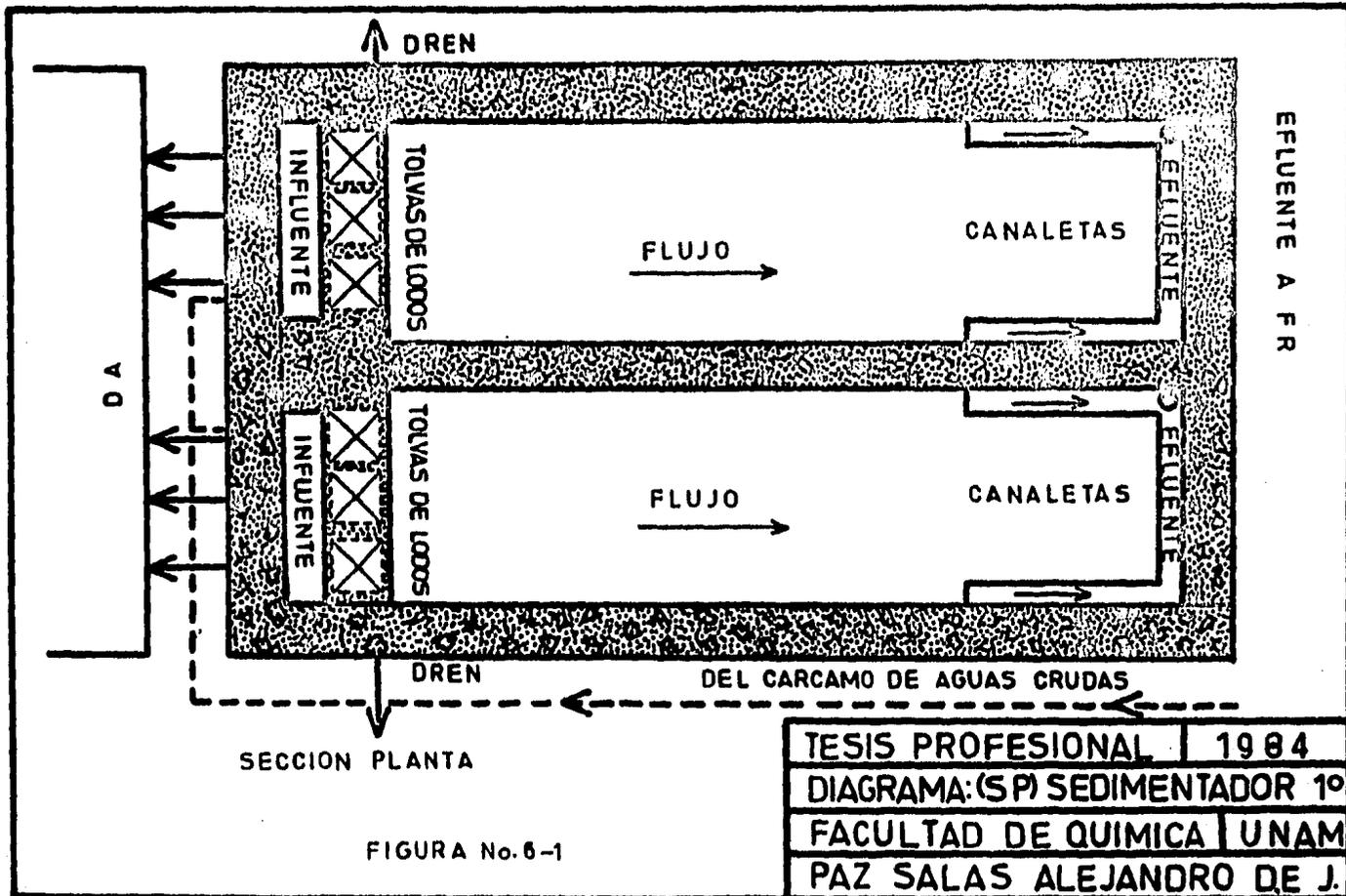


FIGURA No 6

TESIS PROFESIONAL	1984
DIAGRAMA: (S P) SEDIMENTADOR 1º	
FACULTAD DE QUIMICA	UNAM
PAZ SALAS ALEJANDRO DE J.	



SECCION PLANTA

FIGURA No. 6-1

TESIS PROFESIONAL	1984
DIAGRAMA: (SP) SEDIMENTADOR 1º	
FACULTAD DE QUIMICA UNAM	
PAZ SALAS ALEJANDRO DE J.	

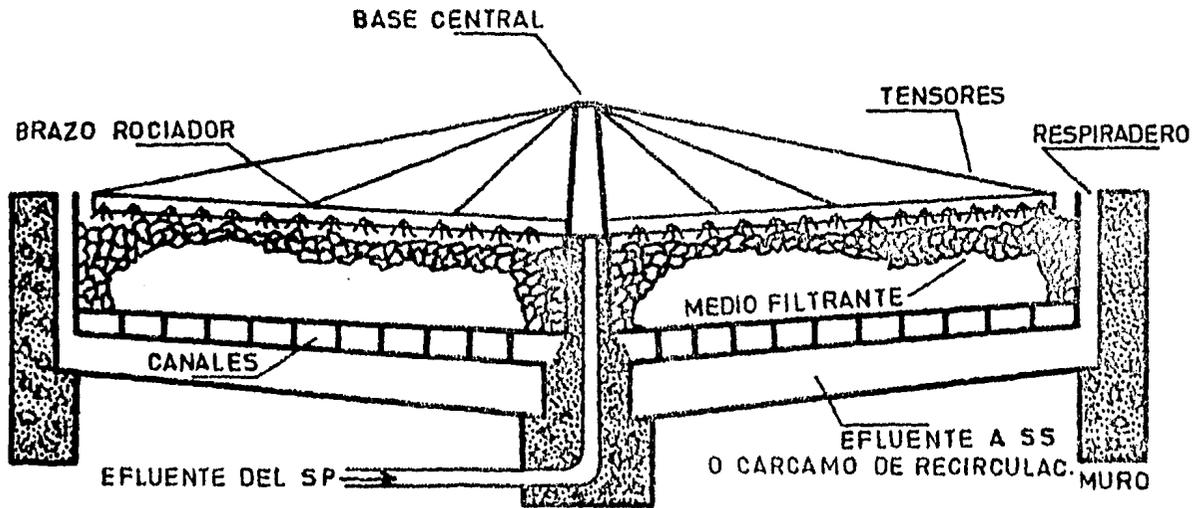


FIGURA No. 7

TESIS PROFESIONAL	1984
DIAGRAMA: (FR) FILTRO ROCIADOR	
FACULTAD DE QUIMICA	UNAM
PAZ SALAS ALEJANDRO DE J.	

EFLUENTE DE FR

NIVEL DE AGUA

FLUJO →

EFLUENTE
A TCC

SECCION A-A

FIGURA No. 8

TESIS PROFESIONAL	1984
DIAGRAMA (SS) SEDIMENTADOR 2º	
FACULTAD DE QUIMICA	UNFM
PAZ SALAS ALEJANDRO DE J.	

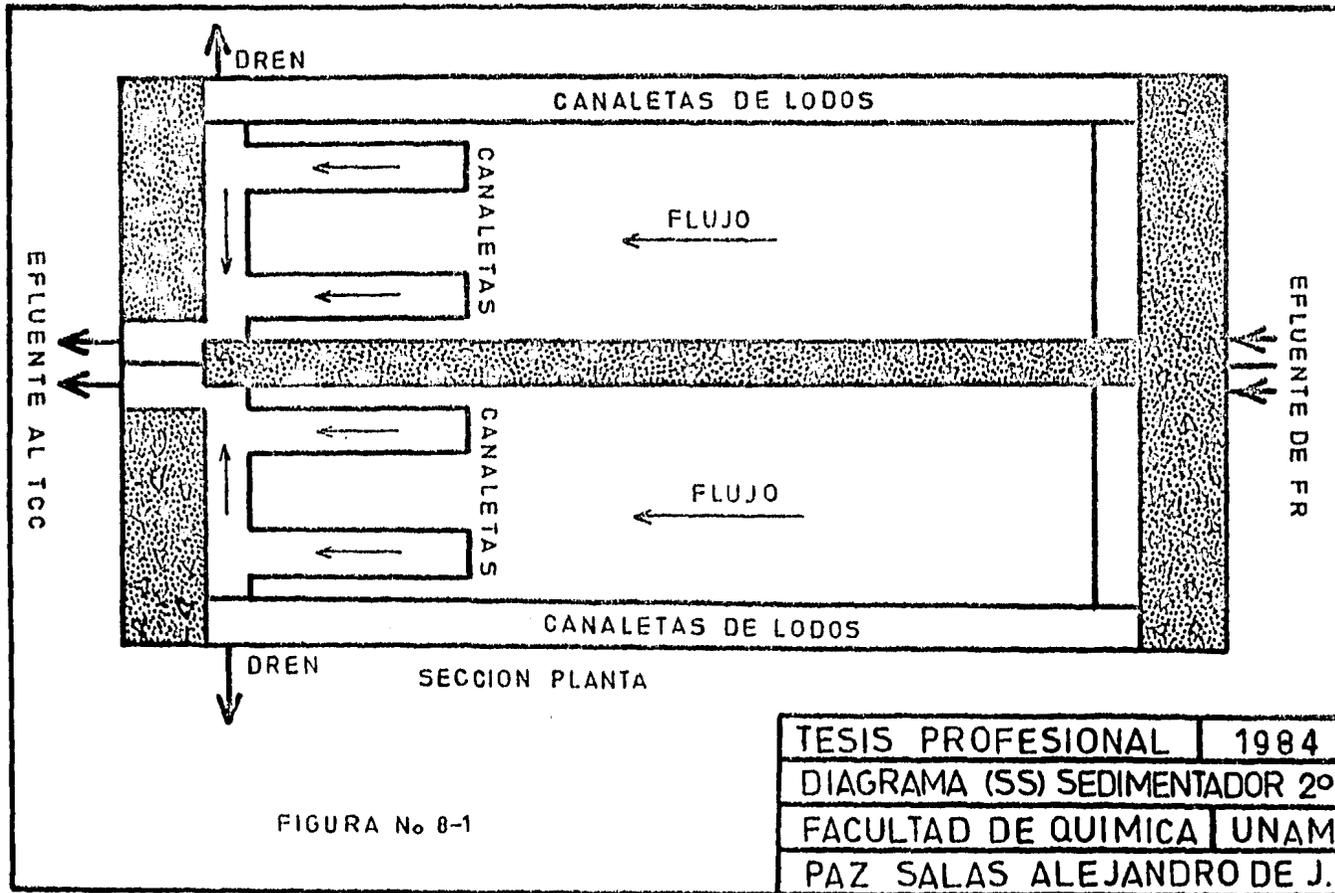
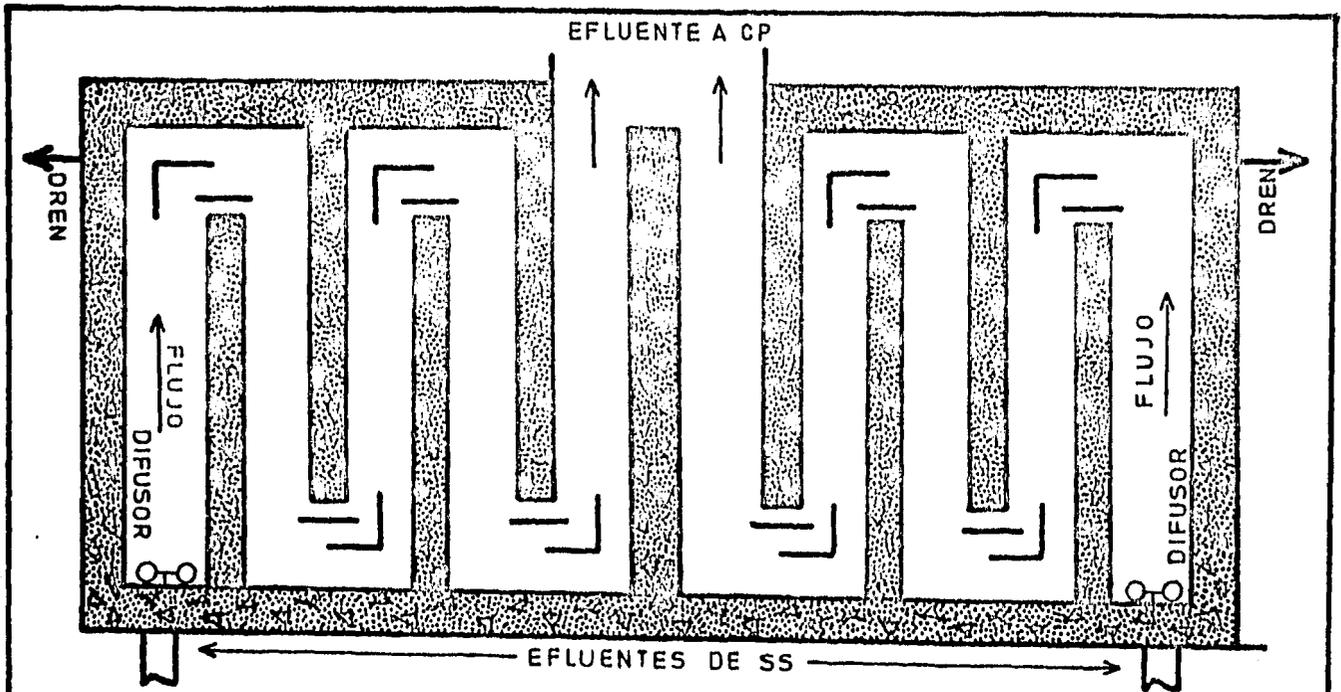


FIGURA No 8-1

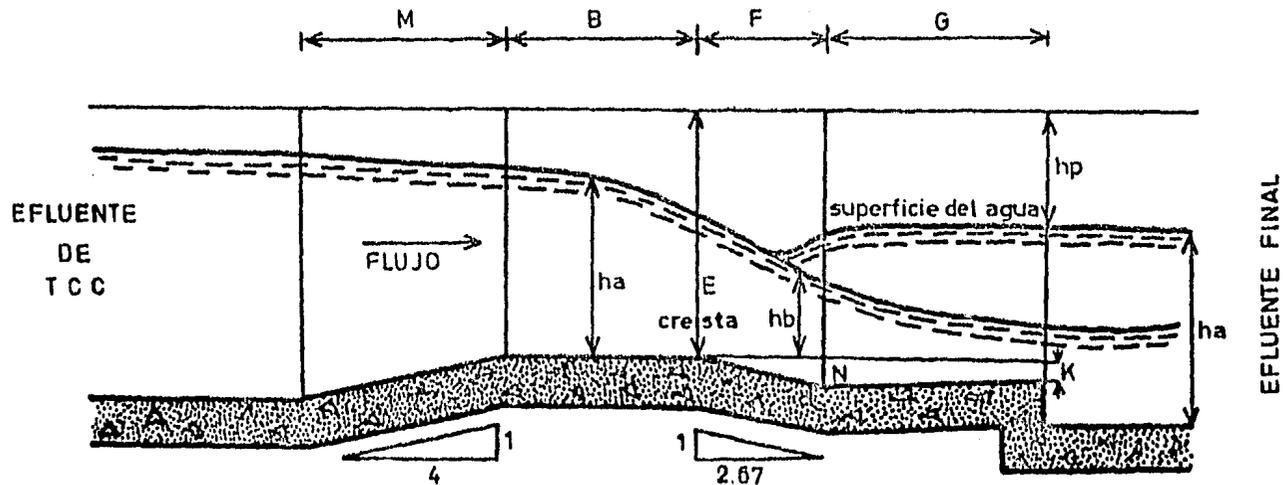
TESIS PROFESIONAL	1984
DIAGRAMA (SS) SEDIMENTADOR 2º	
FACULTAD DE QUIMICA	UNAM
PAZ SALAS ALEJANDRO DE J.	



SECCION PLANTA

FIGURA No.9

TESIS PROFESIONAL	1984
DIAGRAMA (TCC) TANQUE DE CONT.	
FACULTAD DE QUIMICA	UNAM
PAZ SALAS ALEJANDRO DE J.	



DIMENSIONES PARA UNA CANALETA PARSHALL CON W DE 150 CM.

A	B	C	D	E	F	G	K	M	N	P	2/3 A
197.0	193.0	180.5	226.9	120.0	61.0	91.5	7.6	30.5	22.8	300.0	122.0

SECCION A-A

UNIDADES EN CMS.

CAPACIDAD DE FLUJO LIBRE:

Mínimo = 0.49 m/seg.

Máximo = 26.11 m/seg.

FIGURA No 10

TESIS PROFESIONAL	1984
DIAGRAMA (CP) CANAL PARSHALL	
FACULTAD DE QUIMICA	UNA M
PAZ SALAS ALEJANDRO DE J.	

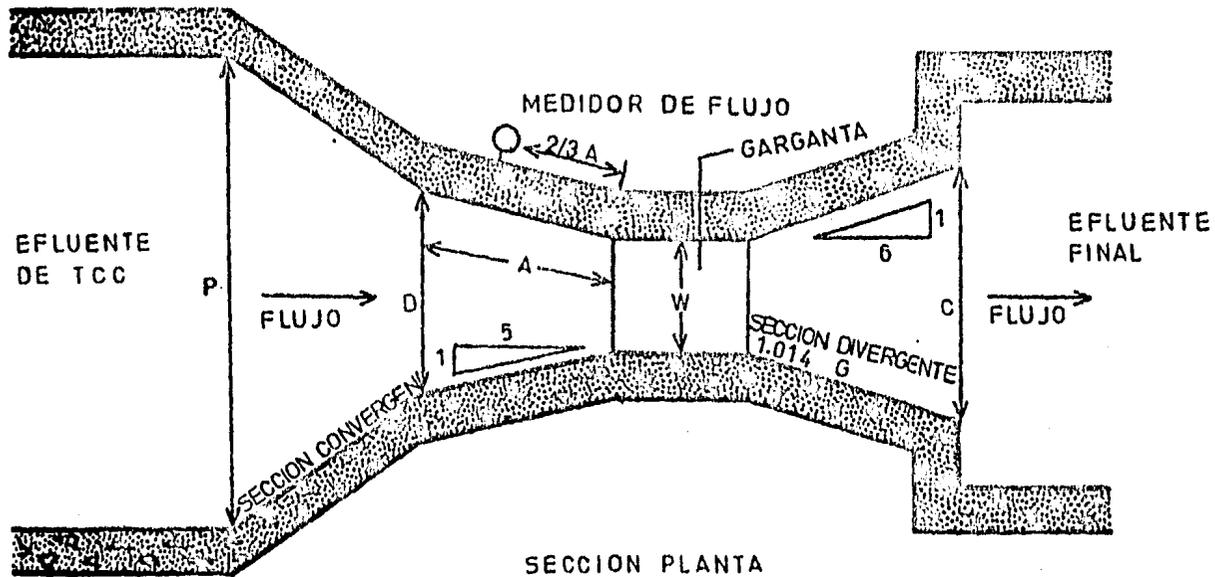
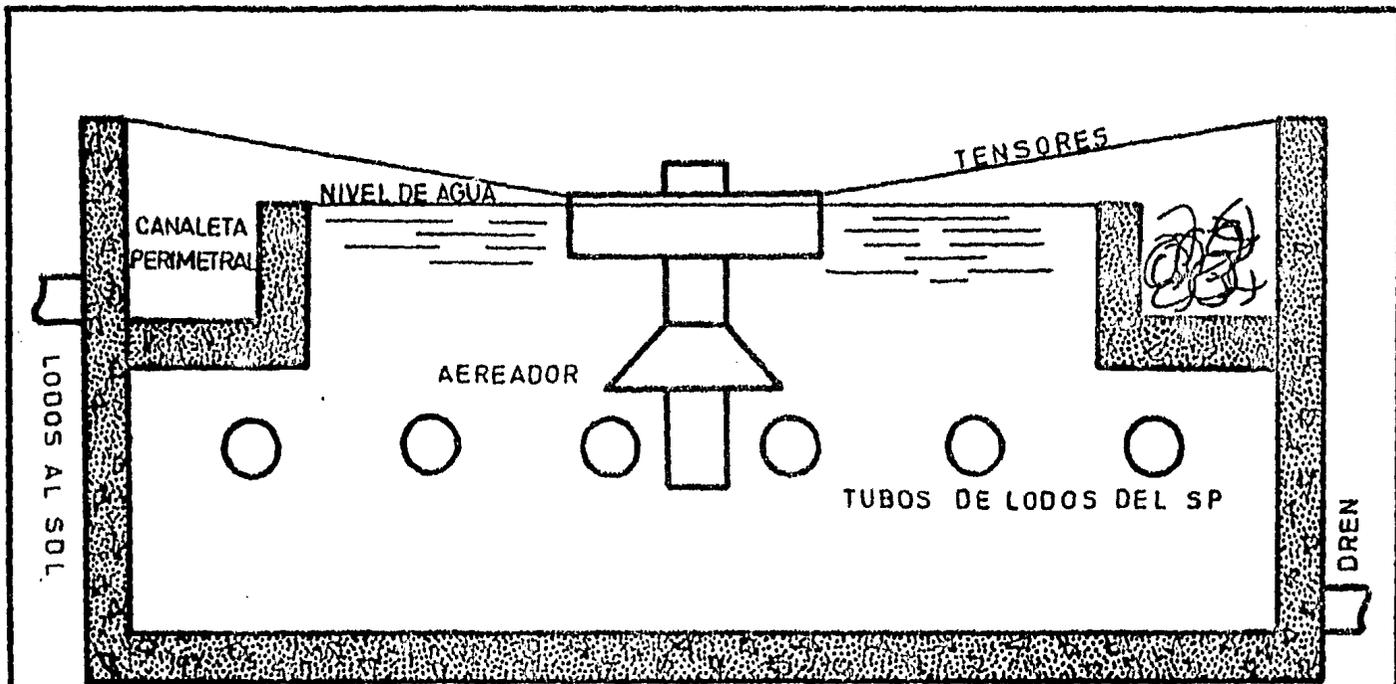


FIGURA No.10.1

TESIS PROFESIONAL	1984
DIAGRAMA (CP) CANAL PARSHALL	
FACULTAD DE QUIMICA	UNAM
PAZ SALAS ALEJANDRO DE J.	



SECCION A-A

FIGURA No.11

TESIS PROFESIONAL	1984
DIAGRAMA (DA) DIGESTOR AEROBICO	
FACULTAD DE QUIMICA	UNAM
PAZ SALAS ALEJANDRO DE J.	

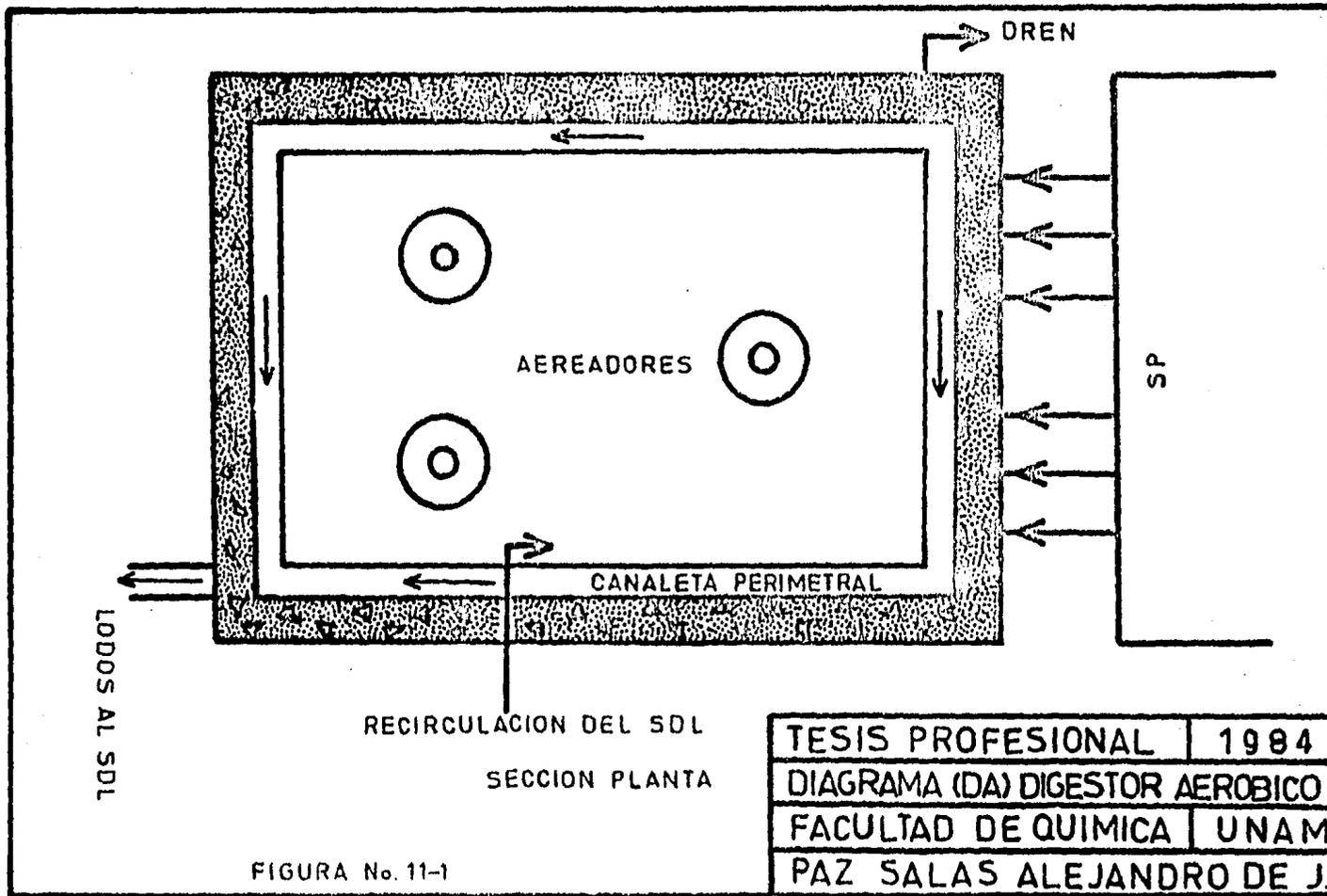
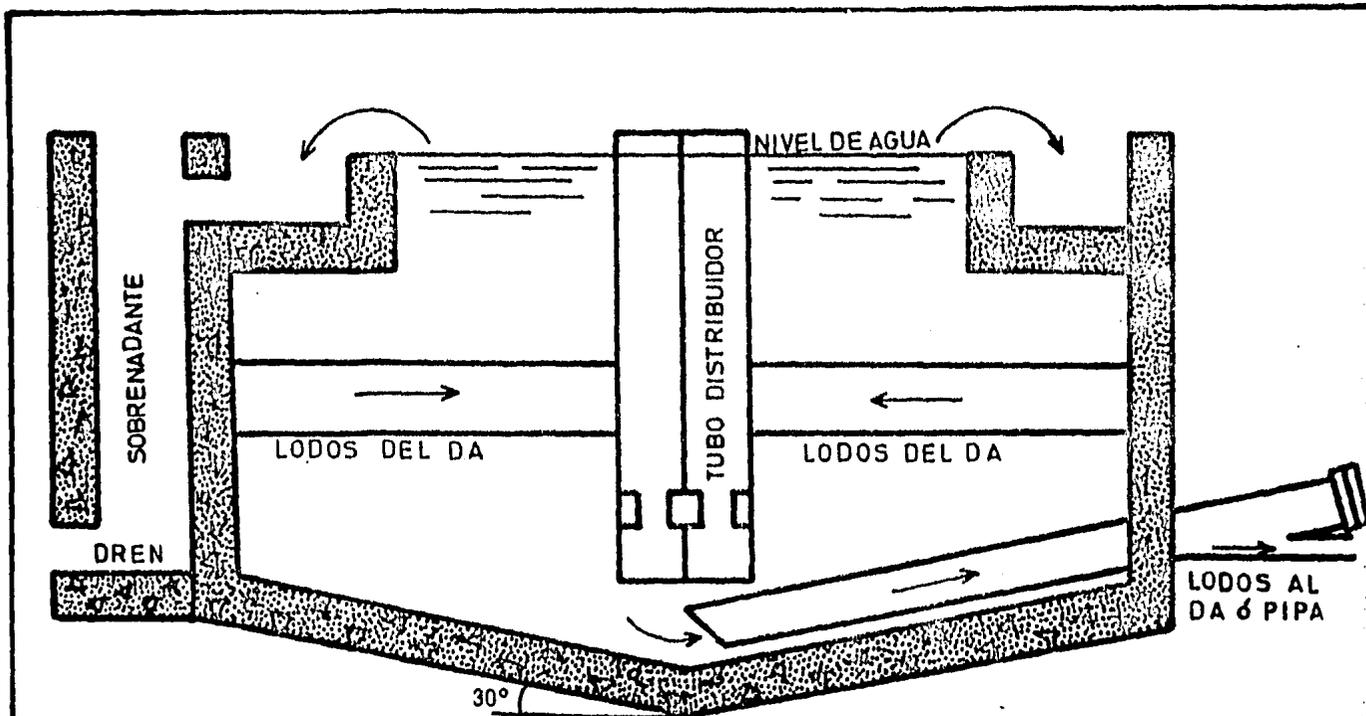


FIGURA No. 11-1

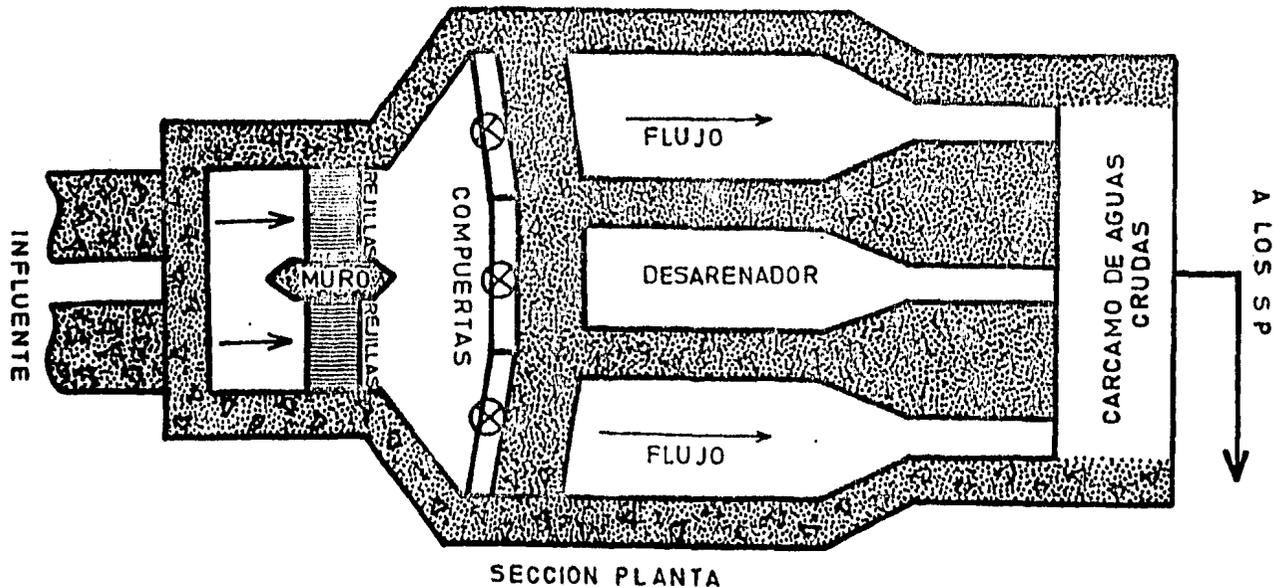
TESIS PROFESIONAL	1984
DIAGRAMA (DA) DIGESTOR AEROBICO	
FACULTAD DE QUIMICA	UNAM
PAZ SALAS ALEJANDRO DE J.	



SECCION A-A

FIGURA No. 12

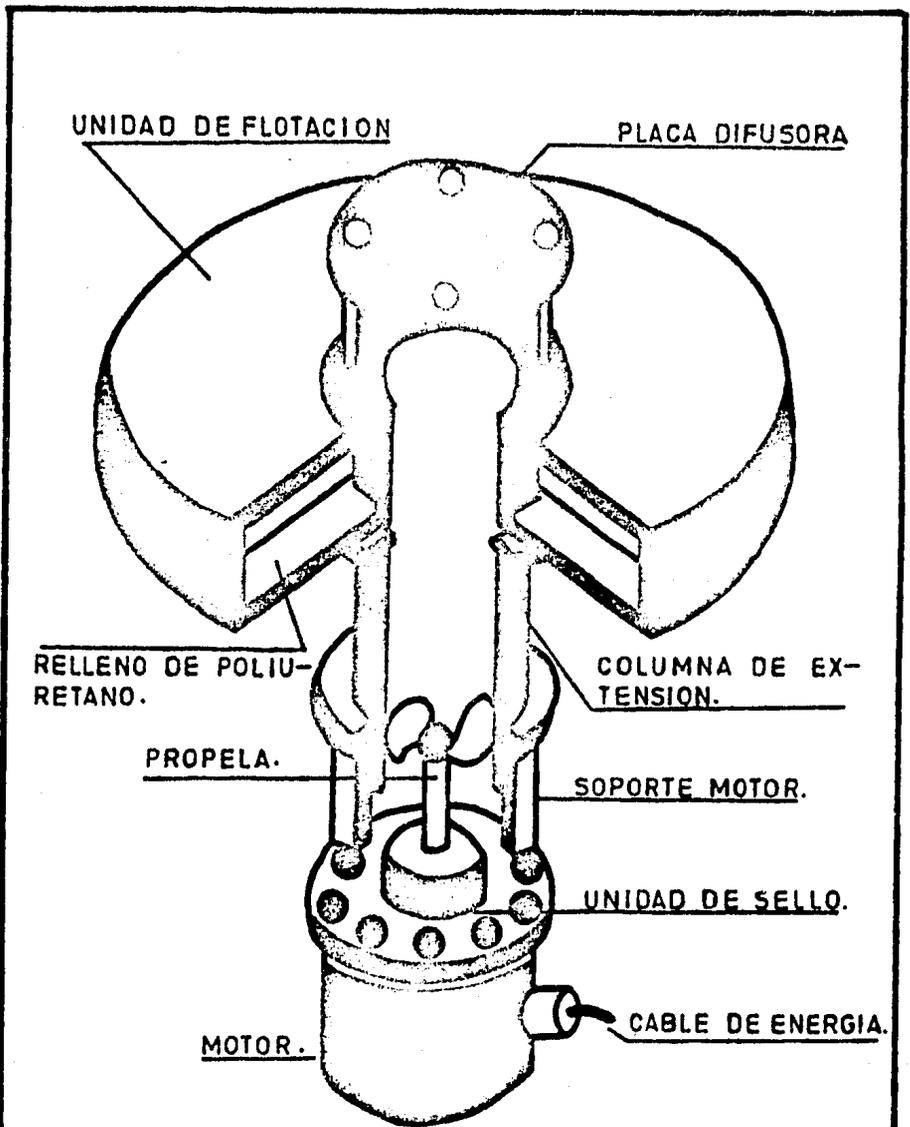
TESIS PROFESIONAL	1984
DIAGRAMA (SDL) SEPAR. DE LODOS	
FACULTAD DE QUIMICA UNAM	
PAZ SALAS ALEJANDRO DE J.	



SECCION PLANTA

FIGURA No. 13

TESIS PROFESIONAL	1984
DIAGRAMA (D) DESARENADOR	
FACULTAD DE QUIMICA	UNAM
PAZ SALAS ALEJANDRO DE J.	



FUENTE: S.I.M.A, MEXICO, D.F. 1982. PAGINA 9.

FIGURA No. 14

TESIS PROFESIONAL	1984
DIAGRAMA: AERADOR SUPER.	
FACULTAD DE QUIMICA	UNAM
PAZ SALAS ALEJANDRO DE J.	

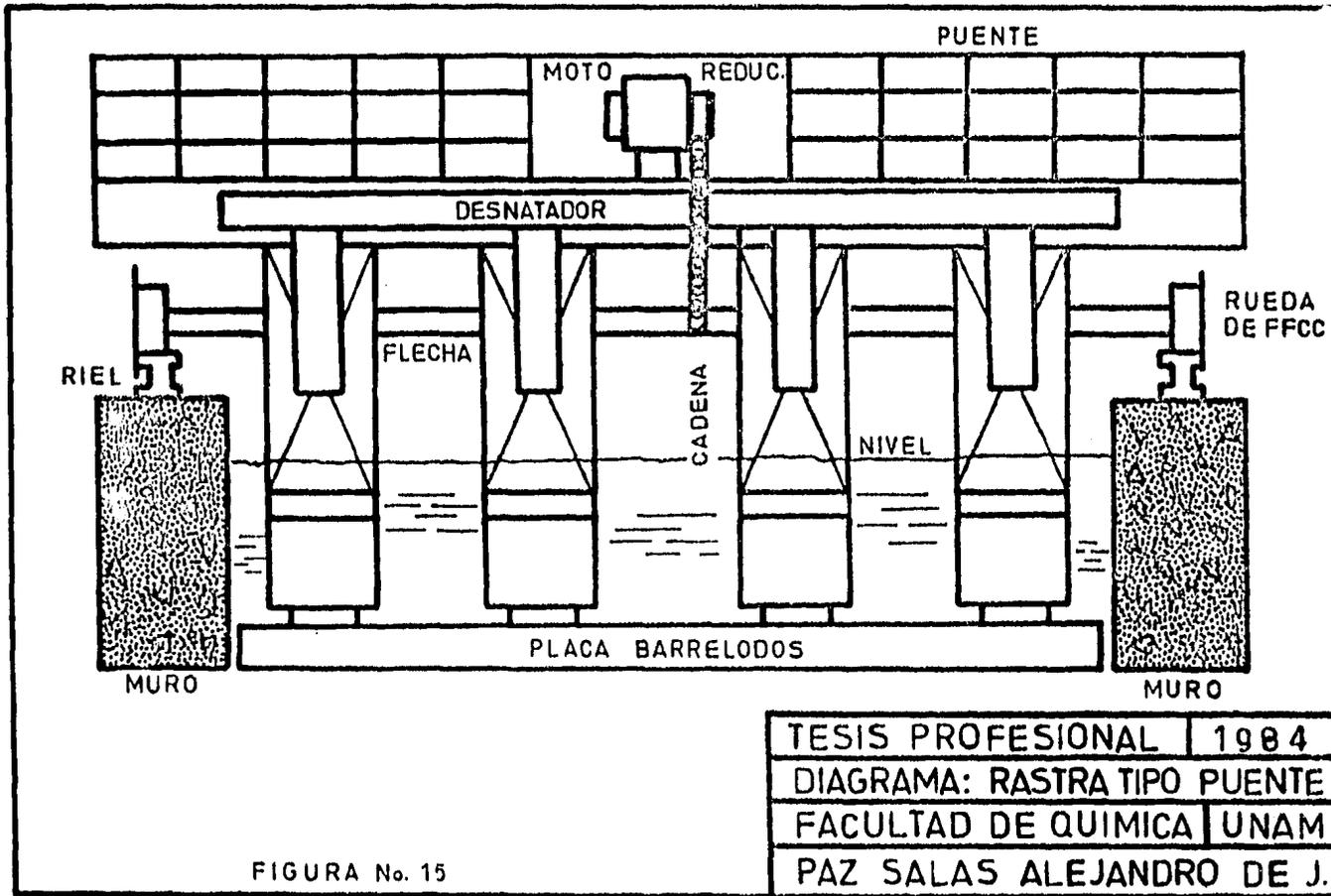
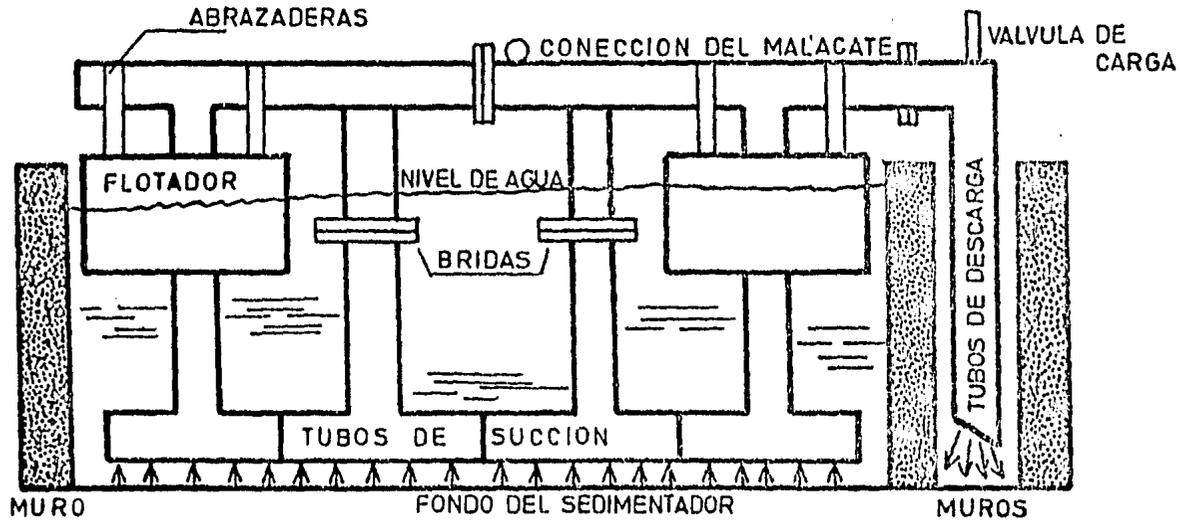


FIGURA No. 15

TESIS PROFESIONAL	1984
DIAGRAMA: RASTRA TIPO PUNTE	
FACULTAD DE QUIMICA	UNAM
PAZ SALAS ALEJANDRO DE J.	



TESIS PROFESIONAL	1984
DIAGRAMA: RASTRA TIPO SUCCION	
FACULTAD DE QUIMICA	UNAM
PAZ SALAS ALEJANDRO DE J.	

FIGURA No.16

EQUIPO ELECTROMECANICO.

Cantidad	Descripción
2	Bombas verticales de escurrimiento axial con paso de sólidos de 4 pulgadas de \varnothing , con un gasto de 350 lt/seg, potencia de 100 HP, columna de 16" x 2.5" x 1.5".
2	Bombas verticales de escurrimiento axial con paso de sólidos de 4 pulgadas de \varnothing , con un gasto de 175 lt/seg, potencia de 50 HP, columna de 14" x 2" x 1 3/16".
2	Bombas verticales de escurrimiento axial con paso de sólidos de 4 pulgadas de \varnothing , con un gasto de 350 lt/seg, potencia de 75 HP, columna de 16" x 2.5" x 1.5".
Estas bombas, son lubricadas por aceite, tanto en el motor como la bomba.	
2	Dosificadores de cloro, de operación manual y/o automática, operan por vacío, con una capacidad de dosificación de 908 kg/día.
2	Bombas de ayuda centrifugas, de 5 lt/segundo, con una potencia de 10 HP, lubricadas por agua.
10	Cilindros para almacenamiento de gas cloro con una capacidad de 1000 kg c/u.
1	Polipasto eléctrico de 1 HP, con carga de 3 ton.
1	Medidor de flujo, de operación variable, con un rango de 0-3 m ³ /seg, con escalas de 50 lt/seg.
2	Bombas sumergibles inastascables con paso de esferas de 2" de \varnothing , con una potencia de 2 HP y un gasto de 5 lt/seg.
2	Equipos de eliminación de lodos, de aluminio, con flotadores de poliuretano, con tubos de succión y de descarga, con motoredutores de 1/2 HP, guiados por un cable intermedio a lo largo del tanque, figura 16.
2	Rastras del tipo de puente móvil, de fierro, con estructura sumergible, apoyadas sobre un riel de fcc, con un motor reductor de 3 HP, figura 15.

Cantidad	Descripción
2	Equipos de brazos rociadores, con base central y 4 brazos- por equipo, sostenido por tensores, figura 7.
2	Juegos de rejillas de limpieza manual, de fierro, con abe- tura de 2" entre barra y barra, figura 13.
3	aereadores de alta velocidad con una potencia de 60 HP c/u de acero inoxidable, figura 14.

E) DESCRIPCION DE LOS SERVICIOS AUXILIARES.

Los servicios auxiliares son parte vital en un proceso de tratamiento de aguas residuales, y no solo en ésta, sino en cualquier planta de proceso, ya que sin éstos no se podría llevar a cabo la operación del equipo, por lo que, no se contaría con la fuerza motriz adecuada y requerida.

Los servicios que se emplearían son:

AGUA POTABLE

En la planta de tratamiento, se empleará únicamente para el consumo propio.

ELECTRICIDAD

La energía eléctrica será suministrada por la Comisión Federal de Electricidad.

Se utilizará en todos los equipos de tratamiento, a excepción de los filtros rociadores, se empleará también en las instalaciones de integración para los servicios de fuerza y alumbrado al voltaje necesario, se proporcionará corriente de 110, 220 y 440 volt.

F) INTEGRACION.

El concepto de integración comprende a todas las instalaciones que quedan fuera de los límites del área de proceso de tratamiento y que prestan servicio para que aquellos puedan operar satisfactoriamente.

Normalmente, dentro de la integración, se incluyen los servicios auxiliares. En este trabajo se ha llevado a cabo un estudio en forma independiente.

Las instalaciones para integración son:

- a) Urbanización.
- b) Edificios.
- c) Red de alumbrado.

Urbanización.

La urbanización comprende: vías de acceso, vialidades dentro de la planta, banquetas, pavimento, drenaje, alumbrado, áreas verdes, barda perimetral, y los trabajos previos de la nivelación del terreno.

De ésta manera, el terreno destinado a la planta quedará formado por las siguientes especificaciones; en donde se construirán las diferentes instalaciones o equipo estructural, edificios, estacionamientos y servicios auxiliares.

Edificios.

Los edificios con los que contará la planta de tratamiento serán:

Administrativo, que a su vez estará integrado por los siguientes departamentos: oficinas, vestíbulo, almacén, comedor, baños, etc.

De cloración, contará con sala de cloración, patio de descarga, bodega, baño, cuarto de almacenamiento de cilindros de cloro.

De control eléctrico, contará con bodega y cuarto de control.

Red de alumbrado.

Se incluye en este renglón, el transformador de enlace con la Comisión Federal de Electricidad, transformador de potencia de 1000 Kva, 33000/13200, trifásico de 60 Hz, transformador de distribución de 500 Kva, 13200-440-254 V, trifásico de 60 Hz, así como también las instalaciones para su distribución por toda la planta.

G) FINES DEL EXAMEN DEL AGUA NEGRA.

La razón principal de analizar las aguas de desecho es con el fin de determinar cual será el tratamiento a seguir, y así permitir la aplicación de los métodos más efectivos.

Los análisis de laboratorio únicamente nos proporcionarán una parte de los datos necesarios, por lo que deberán ir acompañados de las pruebas de campo y de ciertas observaciones, o sea, los exámenes de un laboratorio muestran la situación en el momento particular en que se lleve a cabo la toma de muestra, pero estas pueden proporcionar poca o ninguna indicación de las condiciones que existen realmente en el campo.

Una característica, con respecto a las condiciones sanitarias del agua, es que no deberán de estar basadas en apariencia o en sabor, tampoco se puede determinar de este modo otras características nocivas del agua. Por lo que, los análisis de un laboratorio son esenciales para los siguientes fines:

a) Para determinar las características del agua sin tratamiento alguno, de modo que se puedan tomar toda clase de precauciones apropiadas para el tratamiento necesario mediante los métodos más efectivos y económicos.

b) Proporcionar una cierta base para la estimación del costo del proceso de tratamiento que fuese necesario, de modo alguno, haciendo comparaciones de costos con otras posibles fuentes y aguas similares que se encuentran bajo tratamiento en cualquier lugar.

En el diseño de una planta de tratamiento, un factor de suma importancia es la determinación de aquellos componentes que integran dicho líquido y que pueda influir en el tipo de tratamiento que se seleccionen, y así de esta manera, proteger la salud y evitar las molestias que ocasiona una contaminación, también, son de gran importancia las pruebas que nos proporcionan las informaciones para fundamentar la operación de una planta. En una planta de tratamiento, solamente se llevan a cabo los análisis físico-químicos, y no así los bacteriológicos, ya que no son de gran valor, debido a que casi siempre después del tratamiento las aguas permanecen con un gran número de bacterias, de igual manera, los análisis microscópicos, ya que las aguas negras contienen materia en suspensión que hace innecesario su análisis, por lo que, las pruebas de un laboratorio sean exclusivamente de carácter sanitario, o sea, físicas y químicas.

Por lo tanto, aplicando los análisis sanitarios durante 30 días se obtuvieron los siguientes resultados:

INFLUENTE

DIA	DBO (mg/lit)	SOL. SEDIM. (mg/lit)	SOL. VOL. TOT. (mg/lit)	SOL. SUSP. (mg/lit)	SOL. TOTAL. (mg/lit)
1	214	1.0	794	232	1146
2	216	0.7	702	220	1182
3	252	2.0	547	228	872
4	198	3.5	572	104	958
5	225	1.0	614	186	1054
6	276	1.5	766	236	1202
7	212	3.5	906	168	1450
8	196	1.5	644	90	1136
9	226	3.0	716	136	1130
10	245	0.5	794	200	1146
11	246	5.5	548	194	1152
12	228	2.0	672	204	1044
13	214	0.2	310	196	652
14	256	2.0	872	168	1344
15	220	1.5	620	214	1304
16	232	2.5	292	198	226
17	240	2.5	644	184	1076
18	236	1.4	724	144	1170
19	250	3.5	702	122	1282
20	248	1.1	694	122	1146
21	277	1.0	516	120	1030
22	256	4.0	566	134	994
23	267	3.5	424	130	804
24	218	3.0	640	208	1240
25	262	1.25	1024	140	1564
26	256	2.6	784	296	1630
27	237	2.5	832	196	1588
28	277	5.5	616	182	1030
29	251	4.2	192	250	426
30	214	2.0	564	276	954

EFLUENTE

DIA	DBO	SOL. SED.	SOL. SUSP.	CLORO RES.	SOL. TOT.1	SOL. VOL.1	SOL. TOT.2	SOL. VOL.2
1	30	0	34	0.2	8194	4440	14750	8358
2	6	0	28	0.2	8296	3802	9628	4118
3	46	0	30	0.2	6160	3124	18076	9250
4	8	0	0	0.2	6148	3020	7086	3280
5	35	0	36	0.3	3667	1657	1314	624
6	8	0	45	0.3	3630	1772	4307	2142
7	40	0	0	0.2	6226	2778	4718	2378
8	24	0	16	0.2	4166	1748	5508	2122
9	22	0	26	0.3	5922	2980	9706	4920
10	48	0	42	0.2	8194	4448	14750	8358
11	64	0	24	0.2	7246	2654	15436	5350
12	40	0	32	0.2	6040	3022	3452	1657
13	24	0	35	0.2	6656	2218	6178	2155
14	16	0	30	0.2	7040	3522	5452	2657
15	28	0	44	0.3	9156	3218	9178	3155
16	44	0	8	0.3	6498	2844	15678	6676
17	34	0	22	0.3	7760	3550	16987	7992
18	36	0	28	0.2	7420	3580	7420	3480
19	30	0	20	0.3	8296	3502	7618	3118
20	35	0	24	0.2	9194	4448	14750	7058
21	51	0	6	0.2	5126	1778	5716	2122
22	45	0	28	0.2	4818	2142	4480	1938
23	40	0	22	0.2	9926	1416	9880	3808
24	31	0	22	0.2	8742	3262	1732	620
25	49	0	27	0.2	5468	2868	6580	3476
26	29	0	35	0.2	7760	2674	1480	484
27	38	0	26	0.2	23304	9116	1420	576
28	37	0	20	0.2	6126	2678	4616	2278
29	45	0	48	0.2	6398	2744	2057	6576
30	42	0	8	0.2	3567	1557	1214	524

Sólidos totales y volátiles 1; digestor.

Sólidos totales y volátiles 2; separador de lodos.

Cloro residual en mg/lt.

% DE REDUCCION

DIA	DBO	SOL. SUSP.	EF. GLOBAL	DIGESTOR	SEP. DE L.	EF. GLOBAL
1	86	85	85.5	47	40	43.5
2	97	87	92.0	41	37	39.0
3	82	87	84.5	39	39	39.0
4	96	100	98.0	35	43	39.0
5	84	81	82.5	41	36	38.5
6	97	81	89.0	45	44	44.5
7	81	100	80.5	45	36	40.5
8	88	82	85.5	51	52	51.5
9	90	81	85.5	39	42	40.5
10	80	79	79.5	47	40	43.5
11	74	88	81.0	37	41	39.0
12	82	84	83.0	44	48	46.0
13	89	87	88.0	47	42	44.5
14	94	82	88.0	46	39	42.5
15	87	79	83.0	42	44	43.0
16	81	96	88.5	38	41	39.5
17	86	88	87.0	42	41	41.5
18	85	81	83.0	43	49	46.0
19	88	84	86.0	41	43	42.0
20	86	80	83.0	42	41	41.5
21	82	95	88.0	48	41	44.5
22	82	79	80.5	41	43	42.0
23	85	83	84.0	39	43	41.0
24	86	89	87.5	46	48	47.0
25	81	81	81.0	42	39	40.5
26	89	81	85.0	45	47	46.0
27	84	87	85.5	41	38	39.5
28	84	89	86.5	47	36	41.5
29	82	81	81.5	48	42	45.0
30	80	97	88.5	45	48	46.5

Con el fin de poder apreciar de una mejor manera el comportamiento del funcionamiento de la planta de tratamiento, se procederá a graficar los datos obtenidos anteriormente contra el tiempo, siendo estos de la siguiente manera:

GRAFICA 1. % DE REDUCCION DE DBO CONTRA DIAS.

GRAFICA 2. % DE REDUCCION DE SOLIDOS SUSPENDIDOS CONTRA DIAS.

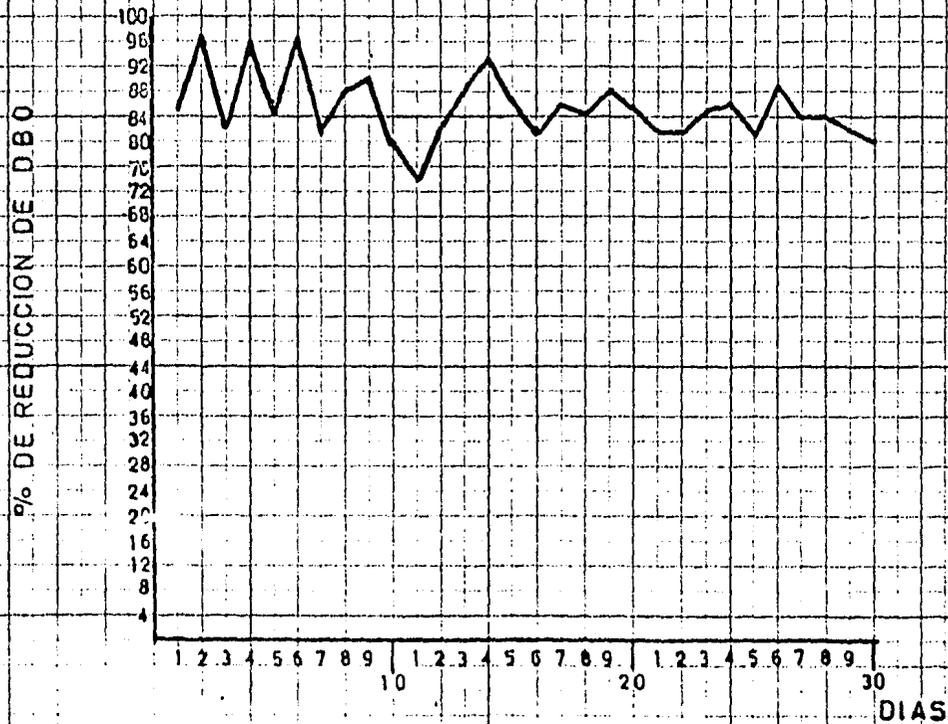
GRAFICA 3. % DE REDUCCION DE SOLIDOS VOLATILES EN EL CARCAMO DE LODOS CONTRA DIAS.

GRAFICA 4. % DE REDUCCION DE SOLIDOS VOLATILES EN EL DIGESTOR CONTRA DIAS.

GRAFICA 5. % DE EFICIENCIA GLOBAL DE DBO Y SOLIDOS SUSPENDIDOS CONTRA DIAS.

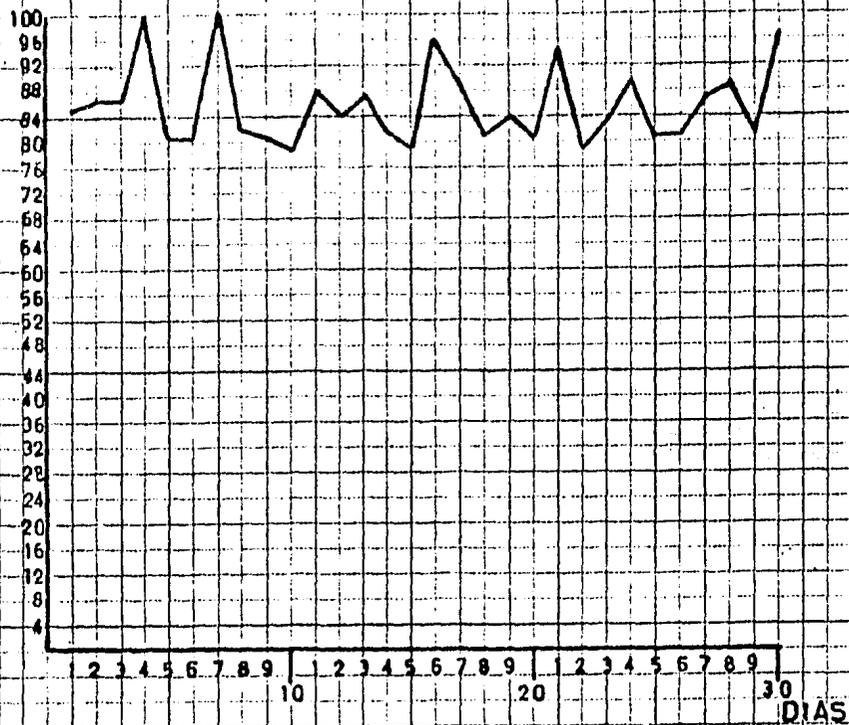
GRAFICA 6. % DE EFICIENCIA GLOBAL DE SOLIDOS VOLATILES CONTRA DIAS.

GRAFICA 1



GRAFICA 2

% DE REDUCCION DE SOLIDOS SUSPENDIDOS



GRAFICA 3

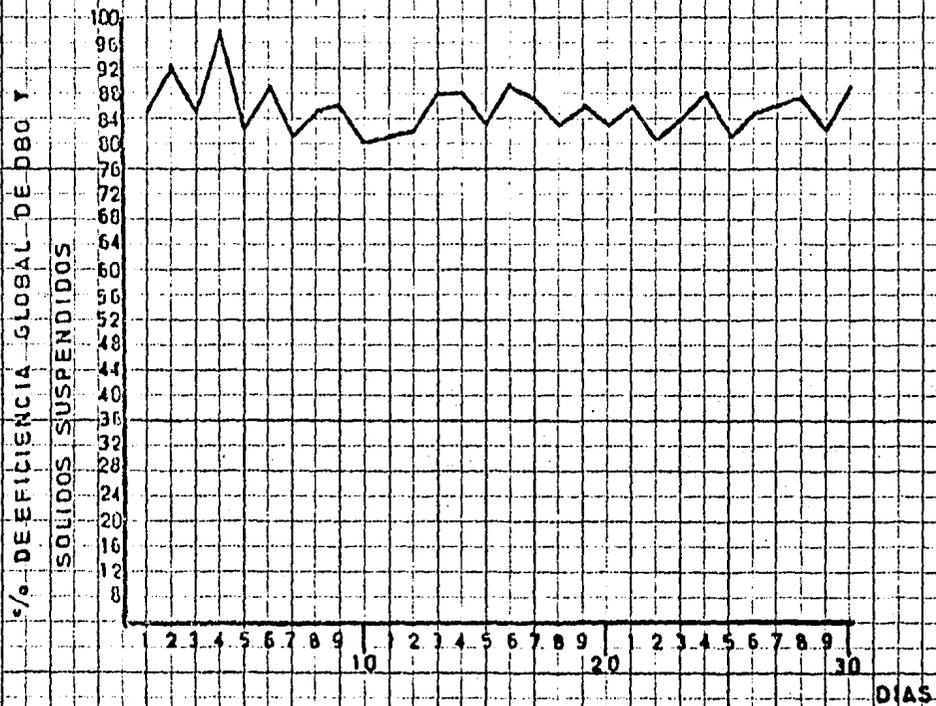


GRAFICA 4

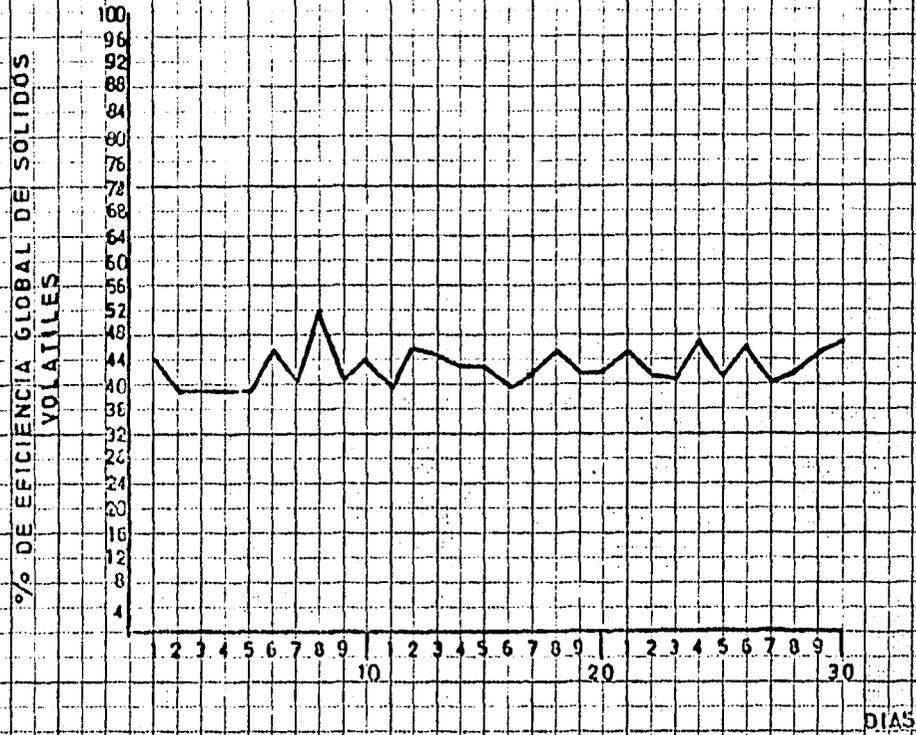
% DE REDUCCION DE SOLIDOS VOLATILES EN
EL DIGESTOR



GRAFICA 5



GRAFICA 6



CAPITULO V

INGENIERIA DE PROYECTO

- A) DIGESTOR AEROBICO.
- B) SEPARADOR DE LODOS.
- C) SEDIMENTADOR PRIMARIO.
- D) SEDIMENTADOR SECUNDARIO.
- E) BOMBEO.
- F) TANQUE DE CONTACTO DE CLORO.
- G) DESARENADOR.
- H) FILTROS ROCIADORES.
- I) CANALETA PARSHALL.
- J) LINEAS DE CONDUCCION.

A) DIGESTOR AEROBICO.

En virtud de que en el diseño de la digestión aerobia influye el tipo de operación, se ha seleccionado el de operación continua, esto es por el tamaño de la instalación y la facilidad de llevarla a cabo.

Esta operación es similar a un proceso de lodos activados. Los lodos activados primarios se conducen directamente de los sedimentadores a los digestores aeróbicos, que operan a nivel fijo recolectándose por derrame del lodo-digerido que se conduce a unos tanques de separación.

Los lodos concentrados y estabilizados se recirculan a los digestores o se eliminan del proceso para su disposición final o secado.

El cálculo de un digestor se basa en las siguientes condiciones:

a) Producción de lodos.

$$\begin{array}{r} \text{primarios} = 140 \text{ kg}/1000 \text{ m}^3 \\ \text{humus} \quad = 70 \text{ kg}/1000 \text{ m}^3 \\ \hline 210 \text{ kg}/1000 \text{ m}^3 \end{array}$$

Para un gasto de $28\,797.12 \text{ m}^3/\text{día}$, la producción diaria es:

$$210 \text{ kg}/1000 \text{ m}^3 = 0.21 \text{ kg}/\text{m}^3$$

$$0.21 \text{ kg}/\text{m}^3 \times 28\,797.12 \text{ m}^3/\text{día} = 6047.4 \text{ kg}/\text{día}.$$

Considerando a los sólidos volátiles como:

65% de lodos primarios

75% de lodos activados (humus)

Por lo tanto:

$$0.14 \text{ kg}/\text{m}^3 \times 0.65 \times 28\,797.12 \text{ m}^3/\text{día} = 2620.5 \text{ kg}/\text{día}$$

$$0.07 \text{ kg}/\text{m}^3 \times 0.75 \times 28\,797.12 \text{ m}^3/\text{día} = 1511.8 \text{ kg}/\text{día}$$

Por lo que, el total de sólidos volátiles es de:

$$2620.5 + 1511.8 = 4132.3 \text{ kg}/\text{día}$$

En la digestión, la reducción de sólidos volátiles tiene un valor común del 40%, por lo que:

$$4132.3 \text{ kg}/\text{día} \times 0.4 = 1652.9 \text{ kg}/\text{día}$$

Para calcular el volumen de los digestores, que tratan lodos primarios más el exceso de lodos activados, de acuerdo a Metcalf & Eddy⁴, éstos se calculan so

bre un tiempo de retención de 15 a 20 días.

Considerando una concentración del 4% en los lodos extraídos de los sedimentadores primarios:

$$\text{Volumen de lodos} = 6047.4 \text{ kg/día} / 40 \text{ kg/m}^3 = 151.1 \text{ m}^3/\text{día}.$$

Tomando como base un promedio del tiempo de retención:

$$tr = 15 + 20/2 = 17.5 \text{ días}$$

Por lo que:

$$17.5 \text{ días} \times 151.1 \text{ m}^3/\text{día} = 2644.2 \text{ m}^3$$

Dimensiones del tanque:

$$\text{Area} = 2644.2 \text{ m}^3 / 3 \text{ m} = 881.0 \text{ m}^2$$

$$\text{Largo} = \sqrt{881.0 \text{ m}^2} = 29.7 \text{ m/lado}; \text{ajustandose a } 30.0 \text{ metros/lado}.$$

$$\text{Altura} = 2644.2 \text{ m}^3 / 881.0 \text{ m}^2 = 3.0 \text{ metros}.$$

por lo que, el volumen del tanque es de:

$$(30.0 \text{ m/lado})^2 \times 3 \text{ m} = 2700.0 \text{ m}^3$$

Los requisitos de oxígeno, de acuerdo a Metcalf & Eddy⁴, el valor utilizado para calcularlos es de 2 kg/kg de sólidos volátiles destruidos.

Lo que:

$$\text{kg de O}_2/\text{día} = 1652.9 \text{ kg/día} \times 2 \text{ kg/kg} = 3305.8 \text{ kg/día}$$

pasamos a Kg/hr:

$$3305.8 \text{ kg/día} \times 1 \text{ día}/24 \text{ horas} = 137.7 \text{ kg/hora}$$

La mayoría de los equipos de aereación que se fabrican en México⁵, expresan la eficiencia de sus unidades para transferir oxígeno en términos de kg de O₂/HP al freno (BHP) en condiciones estándar (agua limpia, concentración nula de oxígeno disuelto al nivel del mar y a 20°C).

Considerando que los aereadores tienen distintas eficiencias, conforme varía el tamaño y la potencia, a lo que se recomienda calcular el coeficiente de transferencia para las condiciones en que se vayan a operar los equipos de aereación. Este coeficiente se aplica a las distintas eficiencias, pudiendo seleccionar la combinación más apropiada.

Una de las fórmulas más apropiadas y usuales que se aplican para ajustar la transferencia a condiciones de campo es⁵:

$$N = N_0 \frac{BC - CL}{9.17} (1.024)^T - 20 \infty$$

En donde:

N = Kg de O_2 /HP. Transferido en condiciones de campo.

N_0 = Kg de O_2 /HP. Transferido en el agua a $20^\circ C$ y cero O_2 disuelto.

B = Factor de corrección, salinidad-tensión superficial (0.95-1.0).

C = Concentración de saturación para las condiciones de campo, en mg/lt.

CL = Concentración de O_2 deseada en los digestores, en mg/lt.

T = Temperatura, en $^\circ C$.

α = Factor de corrección de transferencia de O_2 para el lodo, aproximadamente 0.85.

Sustituyendo y despejando:

$$N_0 = 137.8 \text{ kg}/O_2/\text{hr} \left(\frac{9.17}{8.71-0.95} \right) \frac{(1.024)^2}{0.85} = 200.0 \text{ kg } O_2/\text{hora}$$

Para el suministro de oxígeno, se necesitará un aereador superficial, — con potencia entre 180 y 117 HP, con las siguientes transferencias:

a) $200 \text{ kg } O_2/\text{hora} / 180 \text{ HP} = 1.11 \text{ kg de } O_2/\text{hr}/\text{HP}$.

b) $200 \text{ kg } O_2/\text{hora} / 117 \text{ HP} = 1.71 \text{ kg de } O_2/\text{hr}/\text{HP}$.

Revisando las condiciones de mezcla tenemos que:

1. Utilizando aereadores de alta velocidad, con 180 HP, se puede mantener una mezcla completa en un digestor de 2700.0 m^3 , con un contenido de sólidos del 3%.

2. Utilizando aereadores de baja velocidad, se requiere 117 HP, para mantener una mezcla completa en un digestor de 2700.0 m^3 , con un contenido del 3% de sólidos.

Por lo que, se pueden utilizar 3 aereadores de 60 HP c/u, para (1), y para (2) se pueden emplear 2 aereadores de 60 HP c/u, por lo tanto, se optó por emplear los de alta velocidad debido a que son más económicos que los de baja velocidad.

a) $3 \text{ aereadores} \times 60 \frac{\text{HP}}{\text{aereador}} \times 1.11 \text{ kg de } O_2/\text{hr}/\text{HP} = 199.8 \text{ kg de } O_2/\text{hr}$

b) $2 \text{ aereadores} \times 60 \frac{\text{HP}}{\text{aereador}} \times 1.71 \text{ kg de } O_2/\text{hr}/\text{HP} = 205.2 \text{ kg de } O_2/\text{hr}$

$199.8 \approx 200 \text{ kg de } O_2/\text{hr}; \quad \circ^\circ \quad (a) = N_0$

B) SEPARADOR DE LODOS.

En la digestión aeróbica, el diseño de un separador de lodos se basa en una carga superficial menor de $8.16 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$.

Entonces, para un gasto del volumen de lodos por digestor = $151.1 \text{ m}^3/\text{día}$, se requiere un tanque con las siguientes características:

Considerando una carga superficial de $3.0 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$ por digestor y una altura de 4.0 m /separador de lodos, tenemos que:

$$\text{Area superficial} = \text{volumen de lodos, m}^3/\text{día} / \text{carga superficial, m}^3/\text{m}^2/\text{día}.$$

$$\text{Area superficial} = 151.1 \text{ m}^3/\text{día} / 3.0 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}/\text{digestor} = 50.37 \text{ m}^2/\text{digestor},$$

por lo que, el diámetro es de:

$$\phi = \text{Area superficial} / 3.1416 \text{ (h)}$$

$$\phi = 50.37 \text{ m}^2/\text{digestor} / 3.1416 \text{ (4.0 m)} = 4.01 \text{ m}/\text{digestor}.$$

por lo tanto: $\phi = 4.01 \text{ m}/\text{digestor} \times 2 \text{ digestores}/\text{separador de lodos} = 8.02 \text{ m}/\text{separador de lodos}.$

Por lo tanto, se tendrá un ϕ de $8.0 \text{ m}/\text{separador}$ con una profundidad de $4.0 \text{ m}/\text{separador}$ y una carga superficial de:

$$3.0 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}/\text{digestor} \times 2 \text{ digestores}/\text{separador} = 6.0 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}/\text{separador}$$

Por lo que, el fondo del separador de lodos deberá ser atolvado, considerando un ángulo de 30° .

Recirculación de lodos y disposición del sobrenadante.

Por balance de masas en el separador de lodos se tiene:

$$(R + Q_i) x = (R + Q_w) X_u + Q_d X_e$$

En donde:

R = Volumen de recirculación, en $\text{m}^3/\text{días}$.

Q_i = Volumen de lodos entrantes, en $\text{m}^3/\text{días}$.

x = Sólidos suspendidos en el digestor, en mg/lt .

Q_w = Lodos digeridos a disposición final, en $\text{m}^3/\text{día}$.

X_u = Concentración de lodo extraído del separador, en mg/lt .

Q_d = Volumen del licor sobrenadante en $\text{m}^3/\text{día}$.

X_e = Sólidos suspendidos en el licor sobrenadante.

$$\text{Desarrollando: } R x + Q_i x = R X_u + Q_w X_u + Q_d X_e$$

$$\text{Pero: } Q_w X_u + Q_d X_e = x V / \text{E.L.}$$

E.L. = edad del lodo. V = volumen del digestor.

Para 40% de reducción de sólidos suspendidos, se requiere 475 días-grados⁷.

Si se considera una temperatura mínima del lodo de 15°C, por lo tanto:

$$E.L. = 475 \text{ días-grado} / 15^\circ\text{C} = 31.7 \text{ días.}$$

Despejando a X_u , para una recirculación de 6 lt/seg:

$$6 \text{ lt/seg} \times 60 \text{ seg/min} \times 60 \text{ min/hr} \times 24 \text{ hr/día} = 518\,400.0 \text{ lt/día.}$$

$$R = 518\,400.0 \text{ lt/día} \times 1 \text{ m}^3 / 1000 \text{ lt} = 518.4 \text{ m}^3/\text{día.}$$

$$X_u = \frac{X (Q_i + R - V / E.L.)}{R}$$

$$\text{Si } X = 40 \% = 40\,000.0 \text{ mg/lt}$$

$$E.L. = 31.7 \text{ días.}$$

$$R = 518.4 \text{ m}^3/\text{día.}$$

$$Q_i = 302.2 \text{ m}^3/\text{día.}$$

$$V = 2644.2 \text{ m}^3.$$

Sustituyendo:

$$X_u = \frac{40\,000.0 (302.2 + 518.4 - 2644.2 / 31.7)}{518.4} = 56\,881.7 \text{ mg/lt}$$

Con este valor se obtiene el volumen de lodo que habrá de disponerse, — así como el volumen del licor sobrenadante.

Llamando a "f" a la fracción del influente del digestor retenido, y 1-f a la fracción que sale como sobrenadante.

$$f = \frac{X_i}{X_u} = \text{fracción de sólidos no destruidos.}$$

X_i , es la concentración de sólidos suspendidos en los lodos entrantes. Por lo que, la fracción de sólidos no destruidos es:

$$f = 6047.4 \text{ kg/día} - 1652.9 \text{ kg/día} / 6047.4 \text{ kg/día} = 0.73$$

Por lo tanto, si $X_i = 40\,000.0 \text{ mg/lt}$:

$$f = (40\,000.0 \text{ mg/lt} / 56\,881.7 \text{ mg/lt}) 0.73 = 0.51$$

$$0.51 \times 302.2 \text{ m}^3/\text{día} = 154.1 \text{ m}^3/\text{día}$$

De los $302.2 \text{ m}^3/\text{día}$, se extraerán $154.1 \text{ m}^3/\text{día}$, y se obtendrá un volumen de licor sobrenadante de:

$$302.2 - 154.1 = 148.1 \text{ m}^3/\text{día}$$

Con los valores obtenidos se puede hacer el ajuste de la recirculación, obteniéndose un valor de:

$$f = 0.51 \quad \text{y} \quad 1 - f = 1 - 0.51 = 0.49$$

Por lo tanto, la capacidad de las bombas del licor sobrenadante será de 5 lt/seg , se eligió esta capacidad debido a que no hay en el mercado bombas de 6 lt/seg , también, por tener una mejor flexibilidad de operación intermitente.

C) SEDIMENTADOR PRIMARIO.

Las partículas que se sedimentarán en éste tipo de clarificador son del tipo III, o sea, coalescentes con poca concentración. Metcalf & Eddy⁴, clasifican a estas partículas del tipo II, ya que éstas son exclusivamente para aguas residuales de carácter doméstico, uno de los parámetros de diseño para este tipo de equipo es la carga superficial, teniendo un poco de influencia el tipo de retención. Tratándose de algunas prácticamente sin residuos industriales, los factores que tienen poca o ninguna influencia incluyen: oportunidad de contacto, que varían con la carga superficial, la profundidad del tanque, los gradientes de velocidad, la concentración de partículas y el rango del tamaño de ellas. Los efectos de éstas variables son despreciables. Como se mencionó anteriormente, las aguas a tratar son de carácter doméstico, por lo que se emplearán parámetros de diseño correspondiente.

Normalmente, los sedimentadores primarios se diseñan para proporcionar de 30 a 90 minutos de tiempo de retención, ésto es en base al gasto medio de aguas negras y aún cuando se emplee la sedimentación primaria previa al tratamiento biológico.

Las cargas superficiales recomendables por Metcalf & Eddy⁴, para un gasto medio son entre 24.3 y 48.6 m³/m²/día. Con un mínimo de 2.10 m o preferentemente 2.50 m de profundidad.

La carga sobre vertedores de salida se fija sobre la base de valores menores de 2.15 lt/seg/m, aunque recomiendan que en la sedimentación primaria el valor no es crítico y puede utilizarse valores mayores del orden de 7.2 lt por seg/m, o de 125 a 500 m³/m/día.

Recomiendan también, un bordo libre en los lugares en donde predominen los vientos ligeros, por lo que debe de estimarse 0.30 m como mínimo.

Cálculo de unidades.

- a) Número de unidades = 1.
- b) Gasto medio/unidad = 166.6 lt/seg.
- c) Gasto máximo/unidad = 333.3 lt/seg.
- d) Carga superficial para gasto medio = se considera una carga de 40 m³ por m²/día.
- e) Tiempo de retención = se considera un tiempo de 1.5 horas.
- f) Carga superficial real = se considera una carga de 38.5 m³/m²/día.

Para un gasto medio/unidad se tiene:

$$166.6 \text{ lt/seg} \times 60 \text{ seg/min} \times 60 \text{ min/hr} \times 24 \text{ hr/día} = 14\ 394\ 240.0 \text{ lt/día}$$

$$14\ 394\ 240.0\ \text{lt/día} = 14\ 394.24\ \text{m}^3/\text{día}$$

Area superficial:

As = gasto/carga superficial.

$$As = 14\ 394.24\ \text{m}^3/\text{día} / 40\ \text{m}^3/\text{m}^2/\text{día} = 360\ \text{m}^2$$

Carga superficial real:

$$38.5\ \text{m}^3/\text{m}^2/\text{día}$$

Con éstos datos se procede a calcular las dimensiones del sedimentador - primario, por lo que:

Altura = carga superficial real x tiempo de retención

$$= 38.5\ \text{m}^3/\text{m}^2/\text{día} \times 1.5\ \text{horas} \times 1\ \text{día}/24\ \text{horas} = 2.4\ \text{metros}$$

ajustando a 2.50 metros de altura parcial.

Por lo que:

$$\text{altura total} = 2.50\ \text{m} + 0.30\ \text{m} = 2.80\ \text{metros}$$

Longitud:

Considerando un valor de carga sobre vertedores de $500\ \text{m}^3/\text{m}/\text{día}$.

Longitud = gasto/carga sobre vertedores.

$$= 14\ 394.24\ \text{m}^3/\text{día} / 500\ \text{m}^3/\text{m}/\text{día} = 28.8\ \text{m}$$

ajustando a 30.0 m de longitud total.

Ancho:

Ancho = longitud / altura

$$= 30.0\ \text{m} / 2.40\ \text{m} = 12.5\ \text{metros.}$$

Por lo que, el volumen del sedimentador primario es de:

$$2.50\ \text{m} \times 30.0\ \text{m} \times 12.5\ \text{m} = 937.5\ \text{m}^3/\text{sección.}$$

Tiempo de tensión real:

$$166.6\ \text{lt/seg} \times 60\ \text{seg/min} \times 60\ \text{min/hora} = 599\ 760.0\ \text{lt/hora}$$

$$599\ 760.0\ \text{lt/hora} = 599.76\ \text{m}^3/\text{hora}$$

Por lo tanto, el tiempo de retención real es:

tr = volumen del tanque / gasto

$$= 937.5\ \text{m}^3/\text{sección} / 599.7\ \text{m}^3/\text{hora} = 1.56\ \text{horas/sección.}$$

Y por último, la carga superficial a un gasto máximo es de:

$$38.5 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}/\text{sección} \times 2 \text{ secciones} = 77 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}.$$

D) SEDIMENTADOR SECUNDARIO.

La función de un sedimentador secundario, que sigue de los filtros rociadores, es el producir un efluente clarificado. Difieren de los tanques de sedimentación de lodos activados en la carencia de recirculación de lodos y del tipo de partícula, semejantes a los del tipo III de los primarios, por lo que el diseño es similar al de ellos, exepcto, que la carga superficial se basa en el gasto de la planta más la recirculación menos el gasto de extracción de lodos.

Las cargas superficiales comunmente empleadas son de 16 a 24 m³/m²/día - para un gasto medio, y para un gasto máximo de 40 a 48 m³/m²/día.

La carga sobre el vertedor será la recomendada por la Ten States Standar de 360 m³/m/día¹³.

El tiempo de retención es mayor que en los sedimentadores primarios, empleándose generalmente de 2 a 3 horas.

Cálculo de unidades.

a) Número de unidades = 1.

b) Gasto medio/sección = 166.6 lt/seg.

c) Gasto máximo/sección = 333.3 lt/seg.

d) Carga superficial para gasto medio = se considera una carga de 24 m³/m² - por día.

e) Carga superficial sin gasto máximo = se considera una carga de 48 m³/m² - por día.

f) Tiempo de retención = se considera un tiempo de 3 horas.

Al igual que en el primario, se tendrá un gasto medio/sección de :

$$14\ 394.24\ \text{m}^3/\text{día}$$

Area superficial:

As = gasto/carga superficial

$$= 14\ 394.24\ \text{m}^3/\text{día} / 24\ \text{m}^3/\text{m}^2/\text{día} = 600\ \text{m}^2$$

Dimensiones del sedimentador secundario:

Altura = carga superficial x tiempo de retención

$$= 24\ \text{m}^3/\text{m}^2/\text{día} \times 3\ \text{horas} \times 1\ \text{día}/24\ \text{horas} = 3.0\ \text{metros.}$$

Longitud = gasto medio/sección / carga sobre vertedores

$$= 14\ 394.24\ \text{m}^3/\text{día} / 360\ \text{m}^3/\text{m}/\text{día} = 40.0\ \text{metros.}$$

Ancho:

A = longitud / altura

$$= 40.0 / 3.0 = 13.3 \text{ metros}$$

Por razones de anchura mínima se ajusta a 15.0 metros.

Por lo que, el volumen del sedimentador secundario es de:

$$3.0 \text{ m} \times 15.0 \text{ m} \times 40.0 \text{ m} = 1800.0 \text{ m}^3/\text{sección}$$

Tiempo de retención real: $599.7 \text{ m}^3/\text{hora} = 600 \text{ m}^3/\text{hora}$

t_r = volumen del tanque / gasto

$$= 1800.0 \text{ m}^3/\text{sección} / 600 \text{ m}^3 / \text{hora} = 3 \text{ horas/sección}$$

E) BOMBEO.

CARCAMO DE BOMBEO DE AGUAS CRUDAS.

Para el cálculo de las bombas se basa en conocer ciertas condiciones de criterio de diseño como son:

Carga dinámica total o Columna estática total, que comprende la elevación de succión estática, tirante hidráulico y columna de descarga; se debe de conocer los HP necesarios para poder mandar el fluido de un punto a otro; también, se debe de conocer la eficiencia, la cual es proporcionada por el fabricante.

Se ha considerado dos tipos diferentes de gasto:

1. Gasto medio = 166.6 lt/seg.
2. Gasto máximo = 333.3 lt/seg.

Para tratar estas aguas, y considerando que el fabricante no proporciona las bombas con dichos gastos, se optó por ajustar a los siguientes:

de 166.6 lt/seg a 175 lt/seg

de 333.3 lt/seg a 350 lt/seg

En la figura 17, se presentan el arreglo físico de la carga dinámica para calcular la potencia de las bombas.

El diseñador debe de proporcionar al fabricante los HP necesarios para satisfacer la demanda de bombeo que se requiere, de igual manera, la altura de elevación de succión estática y el gasto de cada bomba.

Por lo tanto:

Columna estática total (CET) = a + b + c

CET = 5.10 m + 5.64 m + 4.8 m = 15.54 m

Para seleccionar los HP necesarios, se lleva a cabo por medio de la siguiente ecuación⁹:

$$HP = \frac{G \times H \times G.E.}{3960 \times \text{efic.}}$$

En donde:

G = Gasto, en gal/min.

H = Carga dinámica total, en pies

GE = Gravedad específica del agua residual.

Efic. = eficiencia de la bomba.

Para las bombas de 350 lt/seg:

74

$$350 \text{ lt/seg} \times 60 \text{ seg/min} = 21\,000.0 \text{ lt/seg} = 5600.0 \text{ gal/min.}$$

Por lo que: se tiene un gasto de 5600.0 gal/min.

La carga dinámica será de:

$$15.54 \text{ m} \times 3.29 \text{ pies/m} = 51.13 \text{ pies}$$

Gravedad específica:

Para la estimación del lodo producido se consideran valores medios de -- aguas negras de carácter doméstico, de acuerdo con un sistema separado del al cantarillado y de concentración media de las aguas, lo que nos da una gravedad específica de 1.05^{10} .

Eficiencia.

La eficiencia proporcionada por el fabricante para este tipo de equipo es del 75%.

Entonces, sustituyendo en la ecuación tenemos que:

$$HP = \frac{5600 \times 51.13 \times 1.05}{3960 \times 0.75} = 101.1$$

Por lo que se requiere de una bomba con las siguientes características:

Potencia de la bomba = 100.0 HP

Gasto a tratar = 350 lt/seg

Para las bombas de 175 lt/seg, se tiene una carga dinámica total de:

$$CET = 4.56 \text{ m} + 5.64 \text{ m} + 4.80 \text{ m} = 15.0 \text{ m}$$

Gasto:

$$175 \text{ lt/seg} \times 60 \text{ seg/min} = 10\,500.0 \text{ lt/seg} = 2800.0 \text{ gal/min}$$

Carga dinámica:

$$15.0 \text{ m} \times 3.29 \text{ pies/m} = 49.35 \text{ pies}$$

Gravedad específica:

1.05

Eficiencia:

Para este tipo de bomba, también se proporciona una eficiencia del 75%.

Sustituyendo en la ecuación, tenemos que:

$$HP = \frac{2800 \times 49.35 \times 1.05}{3960 \times 0.75} = 48.85$$

Por lo que, se requiere de una bomba con las siguientes características:

Potencia de la bomba = 48.85 HP = 50.0 HP

Gasto a tratar = 175 lt/seg

CARCAMO DE RECIRCULACION DE FILTROS ROCIADORES.

Aquí como el factor de recirculación a emplear es de 1:1, se considera 1 bomba de 350 lt/seg.

Carga dinámica total: 10.37 m = 34.12 pies.

Gasto a tratar = 5600.0 gal/min.

Gravedad específica = 1.05

Eficiencia de la bomba = 75%

Sustituyendo en la ecuación, se tiene que la bomba debe de contar con las siguientes características:

Potencia de la bomba = 75 HP.

Gasto a tratar = 350 lt/seg.

CARCAMO DE RECIRCULACION DE LODOS.

De acuerdo a la cantidad de licor del sobrenadante en el separador de los dos, se optó que la bomba que debe de manejar este tipo de licor debe de ser sumergible y con una capacidad de bombeo de 5 lt/seg.

De acuerdo al arreglo físico de la figura 17.1, se tiene una CET de 11 m = 36.19 pies.

Gasto igual a 80 gal/min.

Gravedad específica = 1.05 a 20°C.

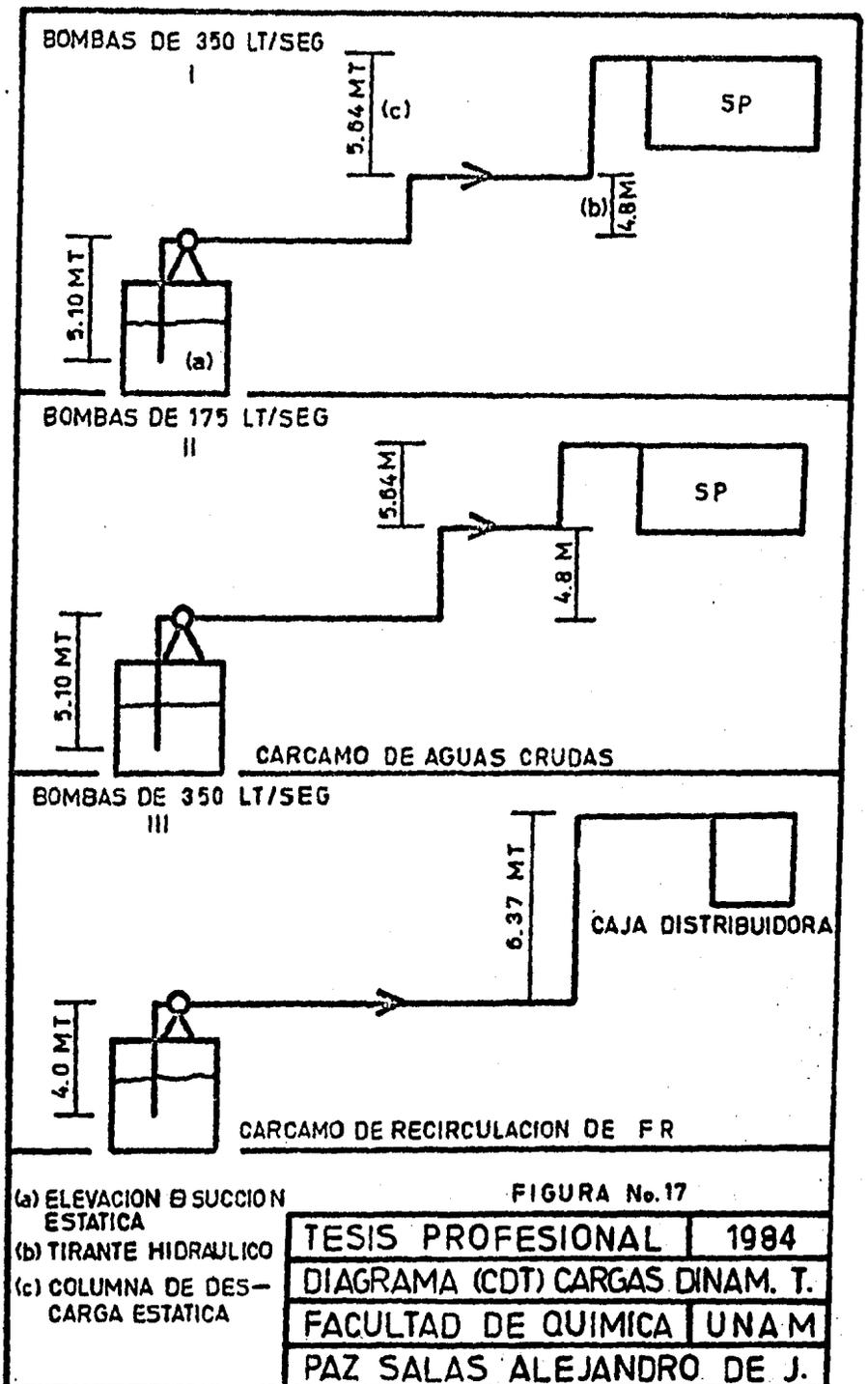
Eficiencia de la bomba = 75%.

Entonces:

$$HP = \frac{80 \times 36.19 \times 1.05}{3960 \times 0.75} = 1.02$$

Por lo tanto:

Potencia de la bomba = 1.0 HP. se ajusta a 2 HP.



- (a) ELEVACION Ø SUCCION ESTATICA
- (b) TIRANTE HIDRAULICO
- (c) COLUMNA DE DES-CARGA ESTATICA

FIGURA No. 17

TESIS PROFESIONAL	1984
DIAGRAMA (CDT) CARGAS DINAM. T.	
FACULTAD DE QUIMICA	UNA M
PAZ SALAS ALEJANDRO DE J.	

gasto a tratar = 5 lt/seg.

BOMBAS DE AYUDA EN CLORACION.

Se considera un gasto de 5 lt/seg = 80 gal/min.

De acuerdo a la figura 17.1, se tiene una CET = 11.0 m = 36.19 pies.

Eficiencia = 70 %.

Gravedad específica = 1.0.

Sustituyendo en la ecuación se obtiene una potencia de 1.0 HP.

Gasto a tratar = 5.0 lt/seg.

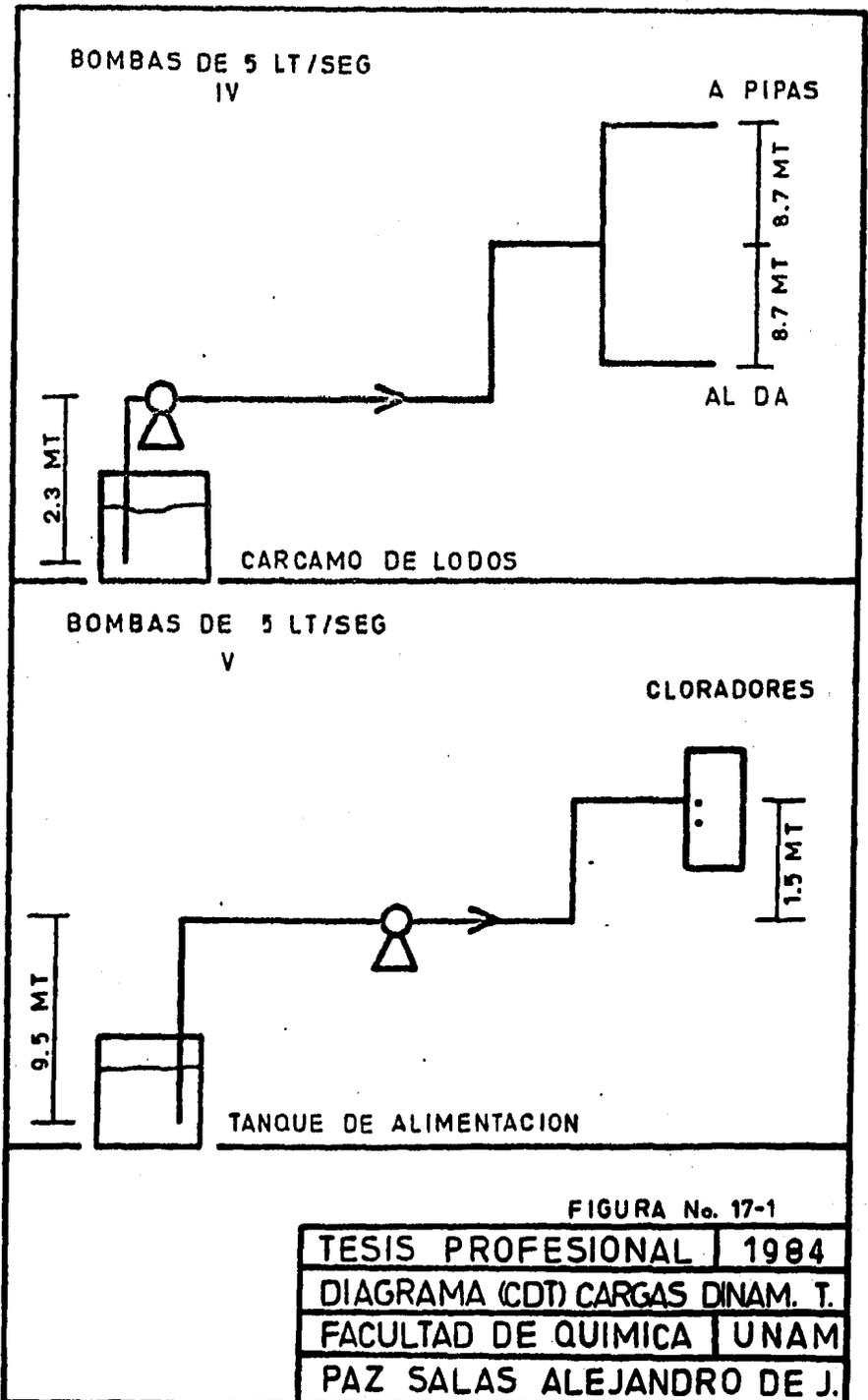


FIGURA No. 17-1

TESIS PROFESIONAL	1984
DIAGRAMA (CDT) CARGAS DINAM. T.	
FACULTAD DE QUIMICA	UNAM
PAZ SALAS ALEJANDRO DE J.	

F) TANQUE DE CONTACTO DE CLORO.

En este tanque, con desviadores, se va a tratar 30 719 232.0 gal/día. El tanque esta dividido en 2 secciones por medio de un muro longitudinal intermedio.

Se ha establecido un periodo de mezclado de 15 minutos¹⁹, y a una velocidad de flujo de 0.75 pies/seg, ya que el CEPIS¹¹, recomienda una velocidad de 0.5 a 1.5 pies/seg. La distancia total necesaria a través de la cual debe fluir el agua es de:

$$0.75 \text{ pies/seg} \times 60 \text{ seg/min} = 45 \text{ pies/min}$$

$$45 \text{ pies/min} \times 15 \text{ min} = 675.0 \text{ pies} = 204 \text{ m}$$

Por lo que, el volumen de agua que se mezclará cada 15 minutos es:

$$30\,719\,232.0 \text{ gal/día} \times \frac{15 \text{ min}}{60 \text{ min/hr} \times 24 \text{ hr/día}} = 319\,992.0 \text{ gal}$$

Entonces, el área recta necesaria en un canal entre desviadores es:

Pasamos de gal a pies³

$$319\,992 \text{ gal} / 7.48 \text{ gal/pie}^3 = 42\,779.6 \text{ pies}^3$$

Por lo tanto:

$$42\,779.6 \text{ pies}^3 / 675.0 \text{ pies} = 63.3 \text{ pies}^2$$

Si la distancia permisible entre desviadores es de 6.5 pies = 2.0 m, por lo que la profundidad del tanque deberá ser de:

$$\text{Altura} = 63.3 \text{ pies}^2 / 6.5 \text{ pies} = 9.75 \text{ pies} = 3.0 \text{ m}$$

Para la obtención de la longitud efectiva de cada canal, se supone que es de 70 pies = 22 m de ancho, por lo que:

$$\begin{aligned} \text{Longitud} &= 70 \text{ pies} - 6.5 \text{ pies} = 63.5 \text{ pies} \\ &= 63.5 \text{ pies} \times 1 \text{ m} / 3.29 \text{ pies} = 19.3 \text{ m} \end{aligned}$$

A lo que, el número de canales necesarios para proporcionar una longitud de flujo de 675 pies es:

$$\text{No. de canales} = 675 \text{ pies} / 63.5 \text{ pies/canal} = 10.3 \text{ canales}$$

Como se tienen 2 secciones, a cada sección le corresponde 5 canales.

La distancia entre la pared y la punta de concreto del desviador es:

$$\text{Sección del canal:} \quad A = Q/V$$

En donde:

$$Q = \text{Gasto a tratar} = 1333.3 \text{ lt/seg} = 1.333 \text{ m}^3/\text{seg}.$$

$$V = \text{Velocidad de flujo} = 0.75 \text{ pies/seg} = 0.23 \text{ m/seg}.$$

Sustituyendo en la ecuación:

$$A = 1.333 \text{ m}^3/\text{seg} / 0.23 \text{ m/seg} = 5.8 \text{ m}^2$$

Utilizando concreto plano de $0.20 \times 2.65 \text{ m}$, con bordo libre de 0.35 m , - tenemos que la distancia es de:

$$2.65 \text{ m} - 0.20 \text{ m} - 0.35 \text{ m} = 2.10 \text{ m}$$

Por lo que, la distancia entre la pared y la punta de concreto del desviador es:

$$d = 5.8 \text{ m}^2 / 2.10 \text{ m} = 2.7 \text{ m}$$

El ancho parcial del tanque será: como se tienen 10 canales y cada espacio entre canal y canal es de:

$$6.5 \text{ pies} \times 1 \text{ m} / 3.29 \text{ pies} = 1.98 \text{ m} = 2.0 \text{ m}$$

$$2.0 \text{ m/canal} \times 10 \text{ canales} = 20 \text{ m}$$

Por lo que, el ancho total del tanque es de:

Como se tendrán 9 muros intermedios con 0.20 m de espesor por cada uno:

$$9 \text{ muros} \times 0.20 \text{ m/muro} = 1.80 \text{ m}$$

Entonces:

$$\text{Ancho total} = 20 \text{ m} + 1.8 \text{ m} = 21.8 \text{ m} = 70.0 \text{ pies}$$

G) DESARENADOR.

El tipo de desarenador que se va a utilizar es de limpieza manual, en este tipo de equipo se proporciona, de manera general, 2 o más tanques de retención, siendo dicho periodo de 1 min. y una velocidad de 1 pie/seg, la longitud que recomienda el CEPIS¹¹, es de 60 pies como máximo. El área recta es fijada por el volumen de flujo con el que se va a trabajar. Como el flujo esta variando considerablemente, se puede emplear un control de salida

del tipo vertedor proporcional, o se puede proporcionar 2 canales, uno para flujos altos y otros para bajos. Se debe de proporcionar una profundidad mínima de 1 pie abajo de la plantilla de alcantarillado, pero con frecuencia, se emplean canales más profundos.

Considerando un flujo mínimo de 333.3 lt/seg.

Considerando un flujo promedio de 666.6 lt/seg.

Considerando un flujo máximo de 1333.3 lt/seg.

La velocidad deseable mínima para este tipo de equipo es de 0.8 a 1.0 pies/seg, ya que a velocidades menores la materia orgánica se decantaría.

Para el flujo de 1333.3 lt/seg:

$$1333.3 \text{ lt/seg} \times 60 \text{ seg/min} \times 60 \text{ min/hora} \times 24 \text{ horas/día} = 115 \ 197 \ 120.0 \frac{\text{lt}}{\text{día}}$$

$$= 30 \ 719 \ 232.0 \text{ gal/día} = 47.53 \text{ pies}^3/\text{seg.}$$

Se considera un minuto como tiempo de retención y una velocidad de 0.90 pies/seg.

Para obtener la longitud del desarenador:

Longitud = velocidad x tiempo de retención.

$$= 0.90 \text{ pies/seg} \times 60 \text{ seg} = 54 \text{ pies} = 16.46 \text{ mts.}$$

Ajustamos a 17.0 metros/desarenador.

Se supone una profundidad considerada para la retención de las aguas residuales de 3 pies como altura máxima y 0.50 pies para el almacenamiento de las arenillas, 4.40 pies de bordo libre, por lo que la profundidad total es:

$$P_{\text{total}} = 3.0 \text{ pies} + 0.50 \text{ pies} + 4.40 \text{ pies} = 7.9 \text{ pies} = 2.41 \text{ mts.}$$

Con esta profundidad, y una longitud de 54 pies, se procede a obtener el ancho del desarenador con 1 minuto de retención:

$$\text{Ancho del canal} = 47.57 \text{ pies}^3/\text{seg} \times 60 \text{ seg} / 54 \text{ pies} \times 7.9 \text{ pies} = 6.68 \text{ pies} = 2.03 \text{ metros/desarenador.}$$

H) FILTROS ROCIADORES.

Los filtros rociadores se emplean para tratar los residuos líquidos domésticos e industriales. El proceso consiste en reducir el DBO rociando el líquido sobre una bacterias existentes en un medio filtrante compuestos por rocas o plásticos.

Los filtros rociadores fueron empleados por primera vez en Inglaterra, en el año de 1893. Desde entonces se les ha utilizado en todo el mundo, tanto para el tratamiento de residuos industriales como domésticos.

Básicamente existen 2 métodos de cálculo:

1. Método del Consejo Nacional de Investigación, (CNI).
2. Método de K. L. Schulze.

METODO DEL CONSEJO NACIONAL DE INVESTIGACION¹².

Datos.

Gasto medio/unidad = 166.6 lt/seg.

Gasto máximo/unidad = 333.3 lt/seg.

Número de unidades = 2.

DBO en aguas crudas = 280 mg/lt.

Factor de recirculación = 1:1.

DBO₅ en el efluente = 33 mg/lt.

Para llevar a cabo el diseño de un filtro, por el método del CNI, se debe de conocer ciertos parámetros como son:

- a) % de DBO eliminado.
- b) DBO aplicados al filtro, en lb/día.
- c) Total del gasto de aguas residuales aplicadas al filtro, en millones de galones por acre por día, (MGaD).
- a) % de DBO eliminado.

La CNI formuló una ecuación para representar la eficiencia de un filtro-rociador, siendo ésta de la siguiente manera:

$$E = \frac{100}{1 + 0.0085 \sqrt{u}}$$

En donde:

E = Eficiencia del filtro, en términos de porcentaje de DBO eliminado.

u = Carga orgánica, en libras de DBO/acre/pie aplicadas al filtro.

por lo que:

$$u = W / VF$$

En donde:

W = DBO total, en libras.

V = Volumen del filtro, en acres/pie.

F = Factor de recirculación.

Para obtener el factor de recirculación se obtiene de la siguiente manera:

$$F = 1 + R / (1 + 0.1 R)^2$$

En donde:

R = Relación de recirculación.

Sustituyendo los datos:

$$F = 1 + 1 / (1 + 0.1(1))^2 = 1.65$$

La DBO total en libras de las aguas negras es:

$$W = 280 \text{ mg/lt} \times 3.8 \text{ Mgal/día} \times 8.34 \text{ lb/gal} = 8\,873.7 \text{ lb/día}$$

M = millones.

Se supone una carga de 2500.0 lb de DBO/acres/pie en las aguas crudas, lo que el volumen del filtro es:

$$V = W / \text{carga}$$

Sustituyendo:

$$V = 8\,873.7 \text{ lb/día} / 2500.0 \text{ lb/acres/pie} = 3.5 \text{ acres/pie/día}$$

Suponiendo que un 33% de la DBO va a eliminarse en el sedimentador primario, entonces, la cantidad aplicada al filtro es:

$$W = 8\,873.7 \text{ lb/día} (1 - 0.33) = 5\,945.3 \text{ lb/día}$$

La carga unitaria sobre el filtro es:

$$W / VF$$

$$u = 5\,945.3 \text{ lb/día} / (3.5 \text{ acres/pie/día} \times 1.65) = 1\,029.5 \text{ lb/acres/pie}$$

Por lo tanto, sustituyendo este valor en:

$$E = \frac{100}{1 + 0.0085 \sqrt{u}} = \frac{100}{1 + 0.0085 \sqrt{1029.5}} = 78.6 \%$$

Ajustamos a 80.0 %

Por lo que, el DBO del efluente de la planta es:

$$\text{DBO}_{\text{efluente}} = 280 (1 - 0.33) (1 - 0.80) = 37.5 \text{ mg/lit.}$$

b) DBO aplicados al filtro en lb/día.

Se obtiene el gasto en $\text{m}^3/\text{día}$:

$$\begin{aligned} Q &= 166.6 \text{ lt/seg} \times 60 \text{ seg/min} \times 60 \text{ min/hr} \times 24 \text{ hrs/día} \times 1 \text{ m}^3/1000 \text{ lt} = \\ &= 14\,394.24 \text{ m}^3/\text{día} \end{aligned}$$

Libras de DBO:

$$33 \text{ mg/lit} \times 1 \text{ Kg}/1000000 \text{ mg} = 3.3 \times 10^{-5} \text{ Kg/lit}$$

$$3.3 \times 10^{-5} \text{ Kg/lit} \times 1000 \text{ lt/m}^3 = 0.03 \text{ Kg/m}^3$$

$$0.03 \text{ Kg/m}^3 \times 14\,394.24 \text{ m}^3/\text{día} = 475.0 \text{ Kg/día}$$

Convertimos a libras/día:

$$475.0 \text{ Kg/día} \times 1 \text{ lb}/0.454 \text{ Kg} = 1046.6 \text{ lb/día}$$

c) Tenemos el gasto en $\text{m}^3/\text{día}$, los cuales los pasamos a gal/día:

$$Q = 14\,394.24 \text{ m}^3/\text{día} \times 264.2 \text{ gal/m}^3 = 3\,802\,958.2 \text{ gal/día}$$

Pasamos a galones/acre/día:

$$14\,394.24 \text{ m}^3/\text{día} / 0.07068 \text{ hectáreas} = 203\,653.6 \text{ m}^3/\text{hect}/\text{día}$$

$$203\,653.6 \text{ m}^3/\text{hect}/\text{día} \times 1 \text{ hect}/2.471 \text{ acres} = 82\,417.5 \text{ m}^3/\text{acre}/\text{día}$$

$$82\,417.5 \text{ m}^3/\text{acre}/\text{día} \times 264.2 \text{ gal/m}^3 = 21\,774\,703.5 \text{ gal/acre}/\text{día}$$

Conocidos estos 4 valores, es posible revisar y seleccionar las diferentes dimensiones: profundidad, gastos de aplicación, diámetro y recirculación que se requiera.

Manejo de nomograma. (Figura 20).

Solución del diseño por medio de un nomograma.

El propósito de éste nomograma, es principalmente para reducir los tiempos de cálculo de una investigación preliminar para obtener las dimensiones de un filtro para una planta de tratamiento de residuos líquidos. Mientras que las soluciones nomográficas no pueden ofrecer la precisión de los cálculos matemáticos, éstos pueden dar una estimación rápida de las dimensiones. El nomograma para el diseño de los filtros es esencialmente correcta en términos de representación para la fórmula del CNI, simplemente, las grandes preci

siones no son encontradas en las escalas de distribución. Consecuentemente, esto sugiere que el nomograma pueda ser empleado principalmente para estimaciones iniciales o totales de las dimensiones de un filtro rociador.

Otro uso, es para el cálculo del porcentaje teórico del DEO eliminado en el filtro, también, para obtener el diámetro del mismo, la profundidad, el factor de recirculación y las libras de DEO aplicadas/día. Los cálculos de las dimensiones del filtro pueden ser realizadas conjuntamente con el % de DBO eliminado y las libras de DBO que se aplican al filtro/día. El diámetro del lecho, la profundidad y el radio de recirculación pueden ser determinados por éste. El límite del diseño no son indicados en el nomograma, se sugiere que se utilice la gráfica para familiarizarnos con las limitaciones apropiadas.

Etapa 1.

A través de la escala % de DBO eliminado, se localiza el % de DBO a ser eliminado del filtro.

Etapa 2.

Se extiende la línea a través del valor hasta la escala de % de DBO eliminado a través de la intersección R-R y T-T hasta el punto de toque en la escala de libras de DBO aplicadas/acre/pie, o en la escala de libras de DBO aplicadas/1000 pies³.

Etapa 3.

Se une el punto conocido de las libras de DBO aplicadas al filtro/día con el punto localizado en la etapa 2 y se anota la intersección de la escala R-R.

Etapa 4.

Se proyecta éste punto en la escala R-R a lo largo de la línea paralela hacia el punto de intersección de la escala T-T.

Etapa 5.

El punto localizado en la etapa 4, está el punto pivote para relacionar la profundidad y el área a encontrar. Con una línea recta, que pasa a un lado de la línea a través del punto pivote en la escala T-T se leen los valores para la profundidad efectiva y diámetro del lecho.

El concepto de profundidad efectiva está relacionada con la recirculación en una filtración de alto gasto.

Etapa 6.

La selección práctica de la profundidad y los valores del área-diámetro, depende solo de los criterios de diseño y de las consideraciones económicas que se evalúan por el diseñador.

Etapa 7.

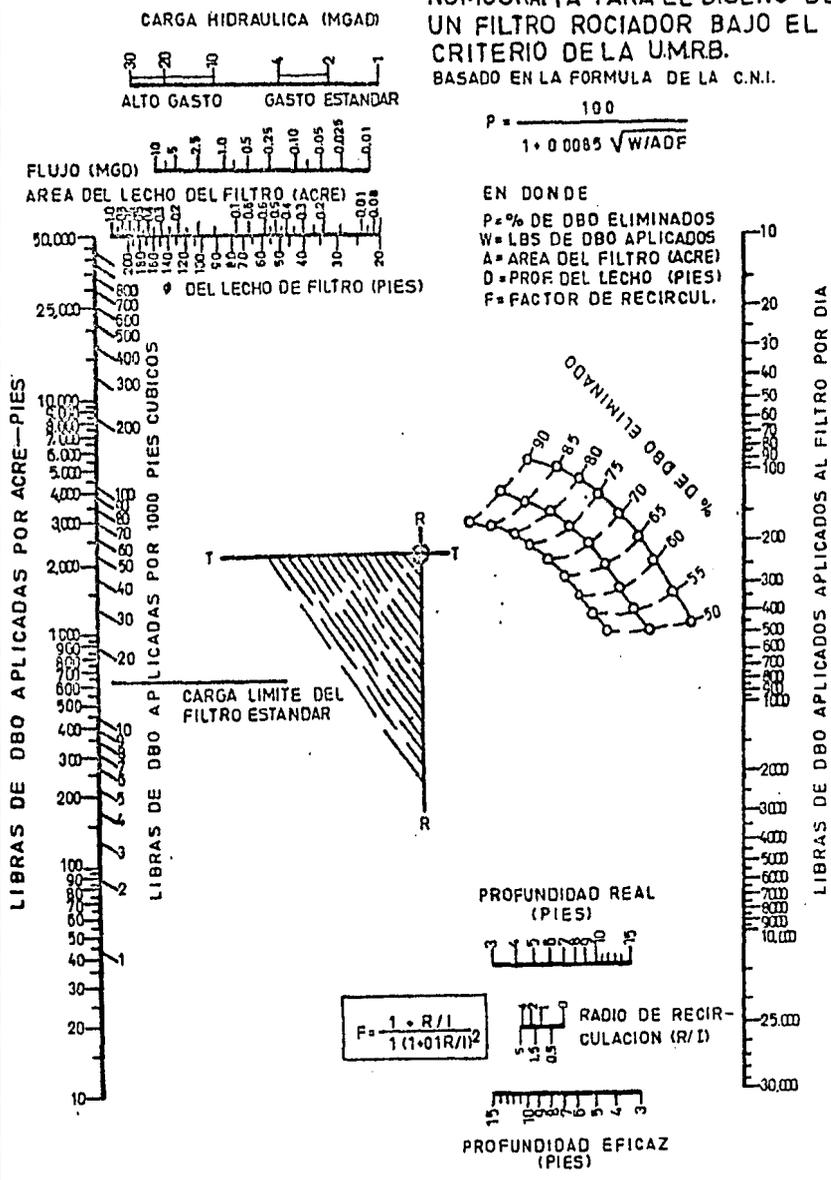
La carga hidráulica puede ser corregida trazando una línea a través del diámetro del lecho, como se seleccionó en la etapa 6, y del flujo diario de la planta (MGD) en la escala de la carga hidráulica (MGaD). La combinación de área y flujo puede caer dentro de la categoría de alto gasto o estándar, dependiendo de los criterios que se seleccionen. Este arreglo no puede ocurrir para el diámetro del filtro y profundidad, puede ser acomodado para la carga hidráulica cuando existe un filtro en operación y de la eficiencia teórica que puede ser fácilmente calculada con este nomograma, todos los factores pueden ser conocidos en los siguientes parámetros:

1. Diámetro del filtro.
2. Profundidad.
3. Radio de recirculación.
4. Libras de DBO aplicadas al filtro.

NOMOGRAMA PARA EL DISEÑO DE UN FILTRO ROCIADOR BAJO EL CRITERIO DE LA U.M.R.B. BASADO EN LA FORMULA DE LA C.N.I.

$$P = \frac{100}{1 + 0.0085 \sqrt{W/ADF}}$$

EN DONDE
 P = % DE DBO ELIMINADOS
 W = LBS DE DBO APLICADOS
 A = AREA DEL FILTRO (ACRE)
 D = PROF DEL LECHO (PIES)
 F = FACTOR DE RECIRCUL.



FUENTE: HANDBOOK OF TRICKLING FILTER DESIGN. RIDGEWOOD, NEW JERSEY, 1970. PAGINA 13.

FIGURA No. 20

Matemáticamente se expresa de la siguiente manera:

$$Le / Li = e^{-kt} \qquad t = D/Q^{0.67}$$

En donde:

Le = DBO₅ del efluente, en mg/lt.

Li = DBO del influente, en mg/lt.

t = tiempo de contacto.

D = Profundidad del filtro, en pies.

Q = Carga hidráulica en millones de gal/acre/día, (MGaD).

k = Constante, 0.3.

Carga hidráulica:

$$Q = 166.6 \text{ lt/seg} \times 1 \text{ gal}/3.75 \text{ lt} = 44.4 \text{ gal/seg.}$$

$$44.4 \text{ gal/seg} \times 3600 \text{ seg/hora} \times 24 \text{ horas/día} = 3\ 836\ 160.0 \text{ gal/día}$$

Una vez que se ha calculado el gasto, el volumen se determina aplicando la siguiente ecuación:

$$V = Gd / QD$$

En donde:

V = volumen, en acres/pies.

Gd = Flujo, en millones de galones/día.

D = profundidad, en pies.

Al igual que en el método CNI, se tiene un gasto de 14 394.24 m³/día. De igual manera una carga hidráulica de 21 774 698.9 gal/acre/día.

Por lo que podemos aplicar en la fórmula anterior. Como se emplea un filtro de alto gasto, se recomienda¹⁰ de 3 a 15 pies de profundidad, por lo que se considera una profundidad de 10.0 pies = 3.0 metros.

$$V = 3\ 836\ 160 \text{ gal/día} / 21\ 774\ 698.9 \text{ gal/acre/día} \times 10.0 \text{ pies} = 1.76 \text{ acres}$$

Pasamos de acres/pies a m³:

$$1.76 \text{ acres/pies} \times 1238.0 \text{ m}^3/\text{acre/pie} = 2178.8 \text{ m}^3$$

Por lo que, el volumen del filtro rociador es de 2178.8 m³.

Obtenido el volumen, se procede a obtener el diámetro del filtro:

Aplicando la siguiente fórmula:

$$\phi = (4A/3.1416)^{1/2}$$

En donde:

A = Area de superficie.

Area de superficie = Volumen del filtro, m^3 / profundidad, m.

$$\text{Area de superficie} = 2\,178.8\,m^3 / 3.0\,m = 726.2\,m^2$$

Por lo tanto, sustituyendo:

$$\phi = (4(726.2\,m^2)/3.1416)^{0.5} = 30.4\,m$$

Por lo que, el diámetro del filtro es de 30.0 m y una profundidad de 3.0 metros.

El volumen del medio filtrante se puede calcular por la siguiente expresión:

$$V_{mf} = 3.1416 (d)^2/4 \times h_{mf}$$

En donde:

V_{mf} = Volumen del medio filtrante, m^3 .

d = Diámetro del filtro, m.

h_{mf} = Altura del medio filtrante, m.

Sustituyendo:

$$V_{mf} = 3.1416 (30.0\,m)^2/4 \times 2.80\,m = 1979.2\,m^3$$

Las libras de DBO que se aplican al filtro se pueden estimar por la siguiente ecuación:

$$W = Q \cdot L_e$$

En donde:

W = libras de DBO que se aplican al filtro, lb/día.

Q = Gasto, m^3 /día aplicados al filtro.

L_e = DBO del efluente, Kg/m^3 .

Sustituyendo en la ecuación, tenemos que:

$$W = 14\,394.24\,m^3/día \times 0.033\,Kg/m^3 \times 1\,lb/0.454\,Kg = 1046.3\,lb/día$$

Por lo que, la carga de DBO en el filtro en lb de DBO/día/ m^3 es:

$$\text{Carga}_{\text{DBO}} = W/V_{mf} = 1046.3\,lb/día / 1979.2\,m^3 = 0.53\,lb\,de\,DBO/día/m^3.$$

% DE DBO ELIMINADO.

Aplicando el criterio de Eckenfelder, podemos obtener el % de DBO eliminado, por lo que:

$$Se/So = Le/Li = \left(\frac{1}{1 + 2.5 (D^{0.67}/Q^{0.5})} \right)$$

En donde:

Se = Le = Concentración de DBO en el influente del filtro, mg/lt.

So = Li = Concentración de DBO aplicado al filtro, mg/lt.

D = Profundidad del filtro, pies.

Q = Gasto, gal/acre/día.

Desarrollando:

$$Le = Li = \left(\frac{1}{1 + 2.5 (D^{0.67}/Q^{0.5})} \right) = 196 \left(\frac{1}{1 + 2.5 (10^{0.67}/21.77^{0.5})} \right) = 56.0$$

$$\% \text{ de DBO} = 280 - 56/280 (100) = 80.0 \%$$

Entonces, Tabulando ambos métodos se tiene que:

PARAMETROS	CNI	SCHULZE
1. Gasto, gal/día	3 802 958.2	3 836 160.0
2. DBO _{influyente} , mg/lt	280.0	280.0
3. DBO _{efluente} , mg/lt	37.5	33.0
4. % de DBO eliminado, %	80.0	80.0
5. Carga hidráulica, gal/acre/día	21 774 703.5	21 774 698.9
6. Libras de DBO aplicadas/día	1 046.6	1 046.3
7. Volumen del filtro, m ³	—————	2 178.8
8. Diámetro del filtro, m	30.0	30.0
9. Profundidad, m	3.0	3.0
10. Volumen del medio filtrante, m ³	—————	1 979.2
11. Factor de recirculación	1:1	1:1

I) CANALETA PARSHALL.

De acuerdo a las recomendaciones proporcionadas por el CEPIS¹¹, se recomienda que para obtener una mejor eficiencia en este tipo de estructura se debe de trabajar con descarga libre, o sea, que la relación H_b/H_a debe ser menor a 0.60 m, esto se le conoce con el nombre de grado de sumersión.

Por lo que, se trabajará con descarga libre. La garganta se selecciona de acuerdo al gasto total a tratar, utilizando, la figura 19, se localiza el gasto en lt/seg, se consideran a tratar 1500 lt/seg, después de haber localizado este valor se traza la línea vertical hasta topar con la línea que nos indica la garganta de 150.0 cm, de este punto se obtiene la carga H_a , trazando una línea horizontal hacia la escala que nos indica la carga H_a , obteniéndose de 54 cm.

Por lo que, corrigiendo, si esta garganta es la aceptable se obtiene por medio de la ecuación siguiente¹⁴, para W que esta entre 0.3 y 2.5 m, se tiene que:

$$Q = 4 W H_a^{1.522} W^{0.026}$$

En donde:

Q = Es el gasto a tratar con descarga libre, en pies³.

W = Es la garganta del canal, en pies.

H_a = Es la carga, en pies.

Por lo tanto:

$W = 150$ cm.

$H_a = 54$ cm.

Pasando a pies:

$$W = 150 \text{ cm} \times 1 \text{ pie}/30.5 \text{ cm} = 4.92 \text{ pies}$$

$$H_a = 54 \text{ cm} \times 1 \text{ pie}/30.5 \text{ cms} = 1.77 \text{ pies}$$

Sustituyendo en la ecuación tenemos que:

$$Q = 4 (4.92) (1.77)^{1.522} (4.92)^{0.026} = 48.79 \text{ pies}^3$$

Entonces:

$$48.79 \text{ pies}^3 \times 28,32 \text{ lt/pie}^3 = 1381.7 \text{ lt/seg}$$

Por lo que, como vemos, la garganta seleccionada de 150 cm es la adecua-

da a tratar 1333.3 lt/seg, y de acuerdo a un tabulador¹⁵, se obtienen los siguientes datos para completar las dimensiones que debe de llevar el canal — Parshall¹⁶.

DIMENSIONES ADICIONALES.

Para una garganta de 150 cm, se tienen las siguientes:

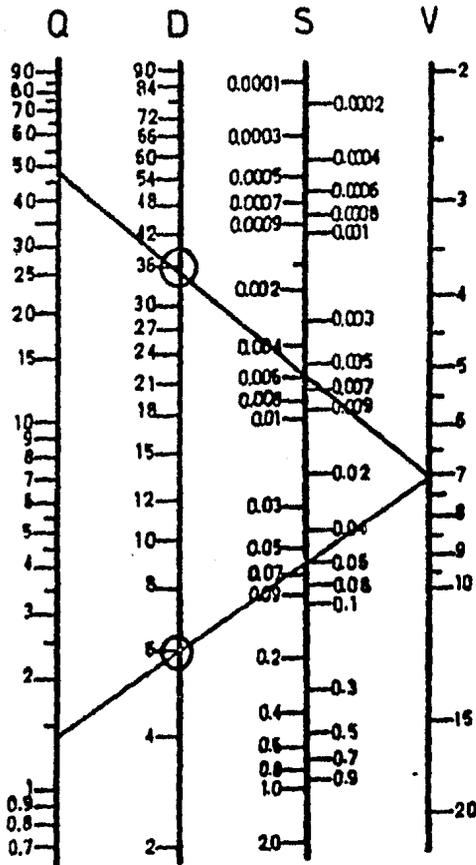
A	2/3 A	B	C	D	E	F	G	K	M	N	P
197	122	193	180.5	226.9	120	61	91.5	7.6	30.5	22.8	300.0

Todas en centímetros.

NOMENCLATURA

- A) Longitud de la pared de la sección convergente.
- B) Longitud axial de la sección convergente.
- C) Anchura del canal corriente aguas abajo.
- D) Anchura del canal corriente aguas arriba.
- E) Profundidad del medidor.
- F) Longitud de la garganta.
- G) Longitud de la sección divergente.
- K) Diferencia de elevación entre la terminal final del medidor y la cresta.
- M) Longitud del piso de acceso.
- N) Profundidad de la depresión en la garganta abajo de la cresta.
- P) Anchura entre las terminales de las paredes rectas.
- W) Ancho de la garganta del medidor.
- hp) Pérdida de carga.
- ha) Altura del líquido en la sección convergente.
- hb) Distancia vertical perpendicular entre la proyección de la cresta y la superficie del líquido.
- 2/3 A) Distancia del medidor a la cresta.

NOMOGRAMA DE MANNING PARA
 $n = 0.013$



Q : CAPACIDAD O GASTO EN PIES³ POR SEGUNDO.

D : DIAMETRO DEL CONDUCTO EN PULGADAS.

S : PENDIENTE HIDRAULICA.

V : VELOCIDAD EN PIES POR SEGUNDO.

FUENTE: INGENIERIA SANITARIA. MEXICO. 1981. PAGINA 87.

FIGURA No. 18

J) LINEAS DE CONDUCCION.

Uno de los principales requisitos para transportar un fluido, es la existencia de una línea de conducción, en donde se efectúa el movimiento de los mismo.

Se ha seleccionado, para este tipo de fluido, tubería de hierro fundido, ya que son los aptos para colocarse debajo de la superficie y son los más costosos y más pesados que otros.

Para el cálculo del diámetro de la línea de conducción, se ha llevado a cabo por medio del método de Manning¹⁷.

$$D = \left(\frac{2.16 Q n}{\sqrt{s}} \right)^{3/8} \dots\dots (1)$$

En donde:

s = Pendiente del ducto.

D = Diámetro de la tubería, en pies.

Q = Gasto a tratar, en pies³/seg.

n = Factor de rugosidad.

Para tubos de fierro fundido se tiene un factor de rugosidad de:

$$n = 0.013$$

Para obtener la pendiente, basada en la fórmula de Manning¹⁷, se hace — por medio de la siguiente ecuación:

$$V = \frac{1.49}{n} r^{2/3} s^{1/2} \dots\dots (2)$$

En donde:

V = velocidad del flujo, en pies/seg.

r = Radio hidráulico, en pies.

El radio hidráulico, como se trabaja a tubo lleno, se considera de 0.25.

Por lo tanto:

$$r = 0.25 \times 4 = 1 \text{ pie}$$

De la ecuación 2, despejamos a "s" para obtener la pendiente:

$$s = \left(\frac{V n}{1.49 r^{2/3}} \right)^2 \dots\dots (3)$$

Entonces:

$$Q = 1333.3 \text{ lt/seg} \times 0.03531 \text{ pies}^3/\text{lt} = 47.08 \text{ pies}^3/\text{seg}$$

$$Q = 4 \times 47.08 \text{ pies}^3/\text{seg} = 188.3 \text{ pies}^3/\text{seg}$$

Se considera una velocidad del flujo de 7.0 pies/seg.

$$n = 0.013$$

$$r = 1.0 \text{ pie}$$

Sustituyendo estos valores en la ecuación (3), se tiene que:

$$s = \left(\frac{(7) (0.013)}{1.49 \times 1^{0.67}} \right) = 0.06$$

Sustituyendo en la ecuación (1), se tiene que:

$$D = \left(\frac{2.16 (188.3) (0.013)}{\sqrt{0.06}} \right)^{0.38} = 3.04 \text{ pies}$$

Por lo que:

$$D = 3.04 \text{ pies} \times 30.5 \text{ cm/pie} \times 1 \text{ pulg}/2.54 \text{ cm} = 36.0 \text{ pulgadas.}$$

Para corregir este resultado, se puede emplear el nomograma de la figura 18, para $n = 0.013$; $V = 7 \text{ pies/seg}$; $s = 0.006$; $Q = 47.08 \text{ pies}^3/\text{seg}$.

Para la tubería del separador de lodos al cárcamo de bombeo y de éste al digestor o disposición final, se considerarán los siguientes datos:

$$V = 7 \text{ pies/seg.}$$

$$r = 1 \text{ pie.}$$

$$n = 0.013$$

$$s = 0.06$$

Entonces, para un gasto de 10 lt/seg:

$$Q = 10 \text{ lt/seg} \times 0.03531 \text{ pies}^3/\text{lt} = 0.35 \text{ pies}^3/\text{seg}$$

Como se trabaja a tubo lleno:

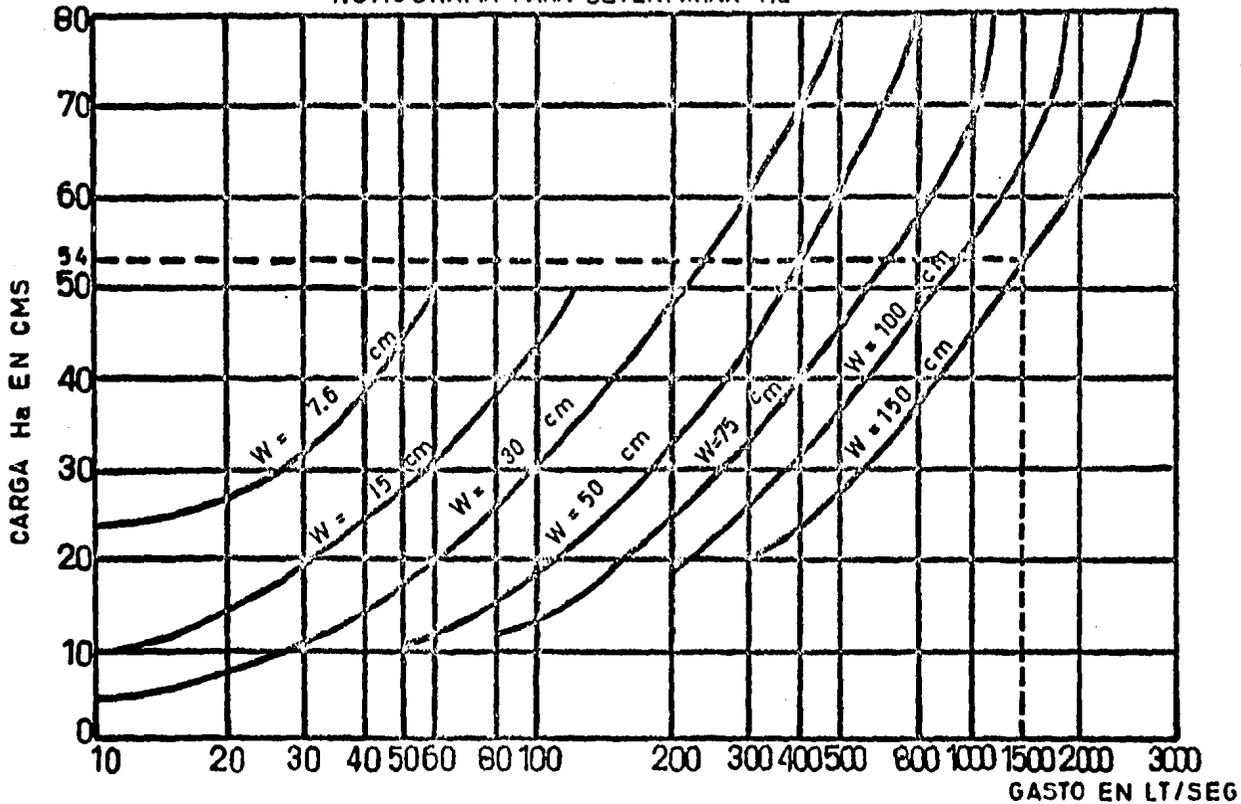
$$Q = 4 \times 0.35 \text{ pies}^3/\text{seg} = 1.41 \text{ pies}^3/\text{seg}$$

Sustituyendo estos valores en la ecuación (1):

$$D = \left(\frac{2.16 (1.41) (0.013)}{\sqrt{0.06}} \right)^{0.38} = 0.50 \text{ pies}$$

$$D = 0.50 \text{ pies} \times 30.5 \text{ cm/pie} \times 1 \text{ pulg}/2.54 \text{ cm} = 6.0 \text{ pulgadas}$$

NOMOGRAMA PARA DETERMINAR H_a



FUENTE: CENTRO PANAMERICANO DE INGENIERIA SANITARIA Y CIENCIAS DEL AMBIENTE. (CEPIS). LIMA, PERU. 1975. PAGINA 106.

FIGURA No. 19

CAPITULO VI

CONTROL Y ADMINISTRACION DE PLANTAS DE TRATAMIENTO

I. FORMAS DE ADMINISTRACION DE PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS.

- A) Formas administrativas.
- B) Evaluación de las formas de control de descarga.

II. ESTRUCTURA GENERAL DE LA ORGANIZACION ADMINISTRATIVA Y OPERACIONAL DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO.

- A) Organigramas.
- B) Descripción de los puestos y niveles técnicos.
- C) Criterios para estructurar la organización.

III. CONTROL DE LAS PLANTAS DE TRATAMIENTO.

- A) Control de proceso.
- B) Programa de trabajo de los operadores y funcionamiento de los equipos.
- C) Control de mantenimiento preventivo y correctivo.

IV. ANALISIS DE LOS COSTOS DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO.

- A) Estructura de la inversión.
- B) Criterios para la estimación de los costos de operación y mantenimiento.

V. CONSIDERACIONES ECONOMICAS.

- A) Estimación de los costos.
- B) Inversión.

VI. RECUPERACION DE LOS COSTOS DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO.

- A) Criterios de evaluación del sistema de recuperación de costos.
- B) Metodología de asignación propuesta.
- C) Procedimiento de cálculo para la recuperación de costos.

CAPITULO VI

CONTROL Y ADMINISTRACION DE PLANTAS DE TRATAMIENTO

I. FORMA DE ADMINISTRACION DE PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS.

A) Formas de administración.

Las aguas residuales que son producto de cualquier actividad, se hacen pasar por unidades de tratamiento por 2 razones fundamentales:

1. Control de la contaminación en los cuerpos receptores de los desechos como son: ríos, lagos, océanos, mantos acuíferos y sus áreas de influencia.
2. Reutilización del agua tratada, esto es con el fin de poder reducir los volúmenes de agua de primer uso demandado y de los volúmenes de residuos que requieran controlarse por medio de un tratamiento.

Existen ciertas formas para la administración del control de la contaminación, esto se aplica mucho en nuestro país y se pueden clasificar en 2 clases:

1. Sistema de control individual.
2. Sistema de control colectivo. Esta clase de administración puede llevarse a cabo a nivel regional y municipal.

El sistema de control individual se encarga de controlar las aguas residuales que se descargan en forma individual y representan la responsabilidad para que éstas permanezcan dentro de los límites cualitativos previamente establecidos.

El sistema de tratamiento colectivo a nivel regional es el que se forma a partir de distritos o cooperativas regionales para controlar la calidad del agua y el reuso de éstos en la misma región. A nivel municipal, las autoridades municipales tratan los desechos de las industrias, de las empresas comerciales y domésticas en sus unidades de tratamiento.

En el sistema de control individual, cada usuario tiene la obligación de controlar la calidad del agua en la descarga. En esta forma, cada descarga tiene que reunir las propiedades que deben ser de acuerdo a su localización, medio de recolección y de las características del cuerpo receptor. El establecer estas condiciones, se acompaña de muchas y muy variadas complicaciones. Sin duda alguna, el agua tiene variados usos y si se alteran estas variaciones, es decir, si no se lleva a cabo un empleo racional del agua, todas las demás variaciones se verán afectadas o ya no pertenecerán a éstas. -

Con este hecho se está privando a los usuarios posteriores el derecho de utilizar para su beneficio y mejor subsistencia del agua. La prohibición de las descargas, con justa razón, es al parecer un problema muy ligado a los usos competitivos del agua. Además, de los usos domésticos, industriales, recreativos, agrícolas, para generar energía eléctrica, el uso del agua se emplea como medio de dilución y transporte de los desechos de las actividades del hombre.

Al principio, este sistema de control individual tuvo gran aceptación, sin embargo, el desarrollo industrial y administrativo han quitado popularidad a este sistema.

En el sistema de control colectivo a nivel regional, los costos por unidad de volumen de los cuerpos de tratamiento decrecen a medida que se vayan tratando mayores cantidades de aguas. A lo anterior se le sobrepone el hecho de que si se hace un análisis económico completo, de acuerdo a las características de cada región, el costo total del manejo de las aguas de una región serán mínimas.

En el sistema de control colectivo a nivel municipal, el municipio tiene la obligación y necesidad de tratar sus aguas instalando una o varias plantas de tratamiento. Estas plantas pueden ser aprovechadas por algunas industrias cuya localización y características les permitan tener acceso al servicio, bajo cierto convenio de industria con municipio.

Por lo tanto, esta forma de control es sin duda el método más flexible que se pueda aplicar a una región. Esta alternativa tiene como meta fundamental el minimizar los costos de control de calidad del agua.

B) Evaluación de las formas de control de descargas.

El sistema de control individual ha perdido mucha popularidad en las últimas décadas. Esto se debe fundamentalmente a que mediante esta forma existe la necesidad de construir un número grande de plantas de tratamiento, lo cual encarece de sobremanera el mejoramiento y control de la calidad del agua de los efluentes, ya que es necesario vigilar las descargas que van directamente al cuerpo receptor.

II. ESTRUCTURA GENERAL DE LA ORGANIZACION ADMINISTRATIVA Y OPERACIONAL DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO.

A) Organigramas.

En las figuras 21, 22, 23 y 24, se presentan los organigramas que regirán en 1983, 84, 85 y 86. Desde luego que no todos los sistemas de tratamiento van a tener la misma estructura, pero en términos generales, son los puestos principales que se requirieren.

La estructura general y particular de la organización de un sistema dependerá de la complejidad del mismo y del control que se pretenda efectuar.

B) Descripción de los puestos y niveles técnicos.

El objeto de este párrafo, es el de presentar en forma práctica cuales son las funciones de las personas que se encargarán de los puestos técnicos y administrativos de la organización, de modo alguno, se pretende dar un instructivo por puestos.

1. Jefe de planta.

Obviamente, es el responsable directo de todo lo que acontece dentro de la planta. Es el responsable de controlar tanto el aspecto operacional del proceso como el administrativo, es decir, que operen adecuadamente los equipos, que se le proporcione un mantenimiento adecuado, que el tratamiento se lleve a cabo en forma general, de acuerdo a las indicaciones del proceso, que los sistemas contables y administrativos sean los correctos, que los pagos a los empleados sean puntuales y correctos.

2. Secretaria.

Es un asistente administrativo del jefe de planta.

3. Administrador.

Es la persona encargada de llevar todos los registros, formas de egresos, registro de personal, altas y bajas del mismo, pago a empleados, cuotas y cálculos de salarios, etc.

4. Mecánico.

Es el responsable de que todas las unidades estén aptas para un buen funcionamiento, llevando un programa de mantenimiento preventivo y correctivo.

5. Jefe de turno.

Es la persona que debe de conocer perfectamente el funcionamiento de la planta, por lo que, debe de estar enterado de la operación de los equipos

y de las instalaciones. En resumen, son los que se encargarán propiamente del proceso.

6. Laboratorista.

Es la persona que debe de realizar los análisis que se van a llevar a cabo de las aguas a tratar y tratadas.

7. Operadores.

Son las personas que se encargarán directamente de operar los equipos.

8. Electricistas.

Son las personas que llevarán a cabo el manejo del control de la caseta eléctrica, se encargarán del mantenimiento preventivo y correctivo de todas las instalaciones eléctricas, siempre apoyado por el jefe de planta y mecánico.

9. Soldador.

Es la persona que se encargará de colaborar con el mecánico en los trabajos de su área.

C) Criterios para estructurar la organización.

El criterio general para llevar a cabo la estructuración de la organización es hacer una evaluación de necesidades: cuantos equipos se tienen que controlar, a cuantos motores hay que darles mantenimiento. Para ello es necesario contar con una persona técnica en mantenimiento, electricidad y administración. Para integrar el cuerpo de mantenimiento, mecánico y eléctrico se necesita estimar las necesidades de mantenimiento preventivo y correctivo en base al número de equipos y a la periodicidad de fallas.

El personal de operación necesario se determina de acuerdo a la complejidad del proceso, controles existentes y al número de turnos que trabaje la planta de tratamiento.

De igual forma, se determina las necesidades del personal administrativo.

Los procesos que generalmente requieren de personal de control en forma continua son los que tienen un alto grado de mecanización, como son: lodos activados, tratamiento químico, lagunas de aereación; y en cambio, para las lagunas de estabilización, fosas sépticas, tanques imhoff y filtros percolados, requieren de menor personal para su operación.

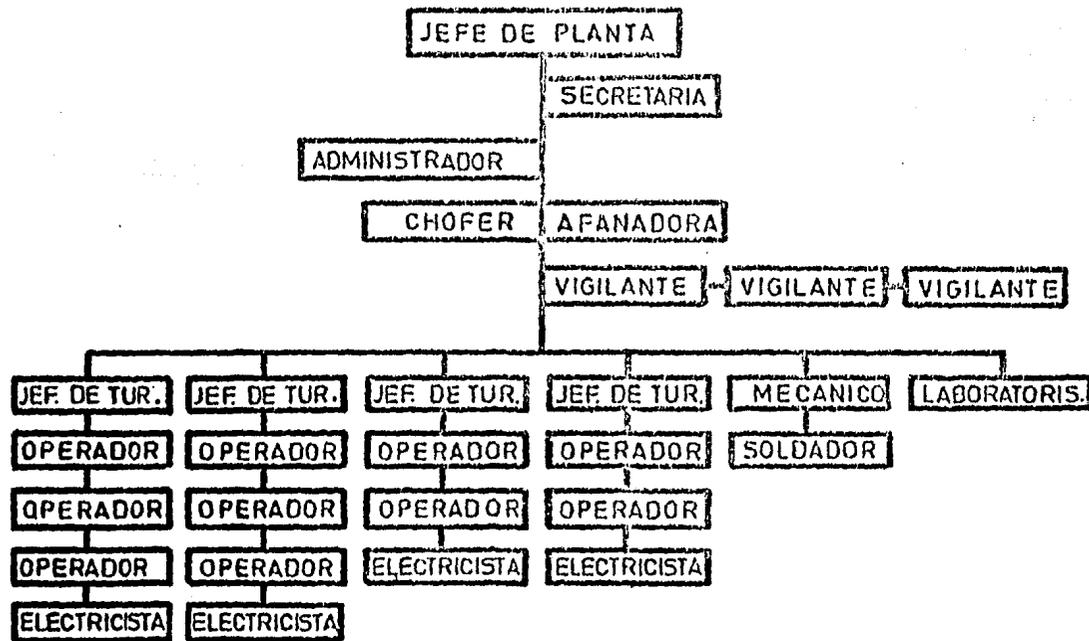
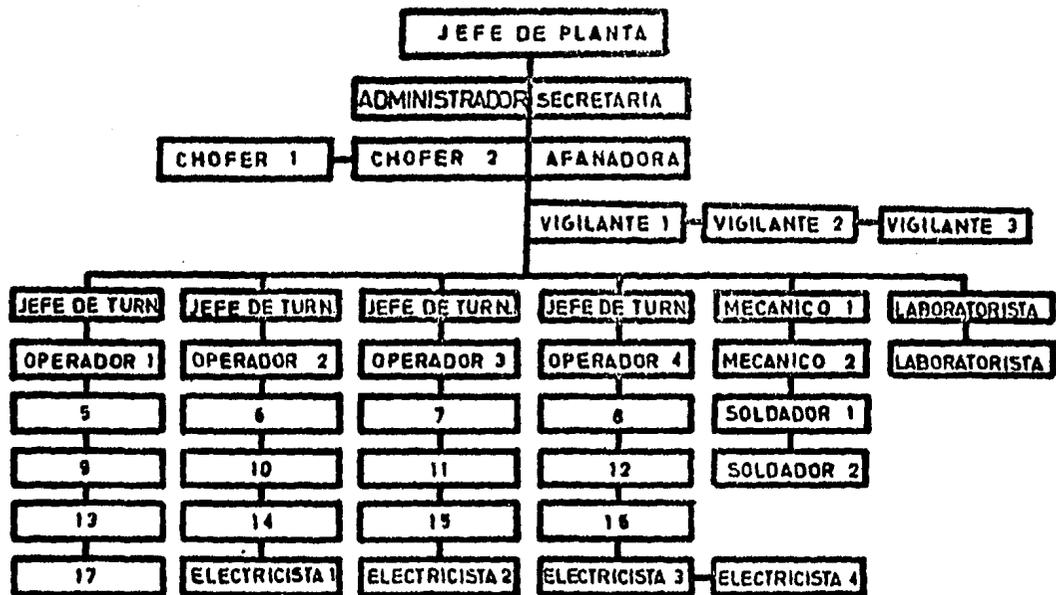


FIGURA No. 21

TESIS PROFESIONAL	1984
DIAGRAMA: ORGANIGRAMA	1983
FACULTAD DE QUIMICA	UNAM
PAZ SALAS ALEJANDRO DE J.	



TESIS PROFESIONAL	1984
DIAGRAMA: ORGANIGRAMA 1984	
FACULTAD DE QUIMICA	UNAM
PAZ SALAS ALEJANDRO DE J.	

FIGURA No. 22

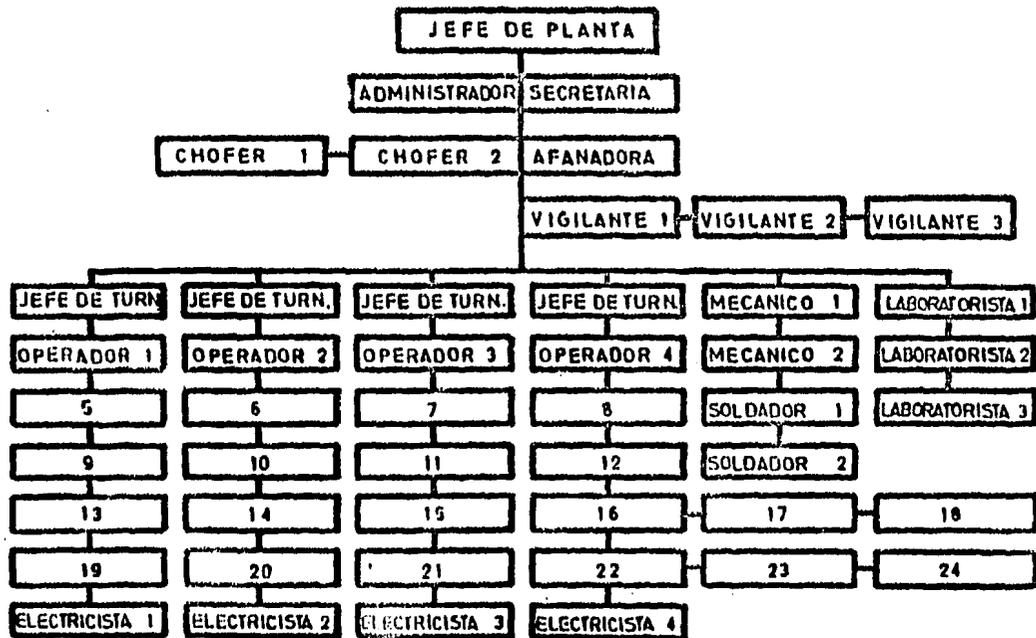


FIGURA No. 23

TESIS PROFESIONAL	1984
DIAGRAMA: ORGANIGRAMA	1985
FACULTAD DE QUIMICA	UNAM
PAZ SALAS ALEJANDRO DE J.	

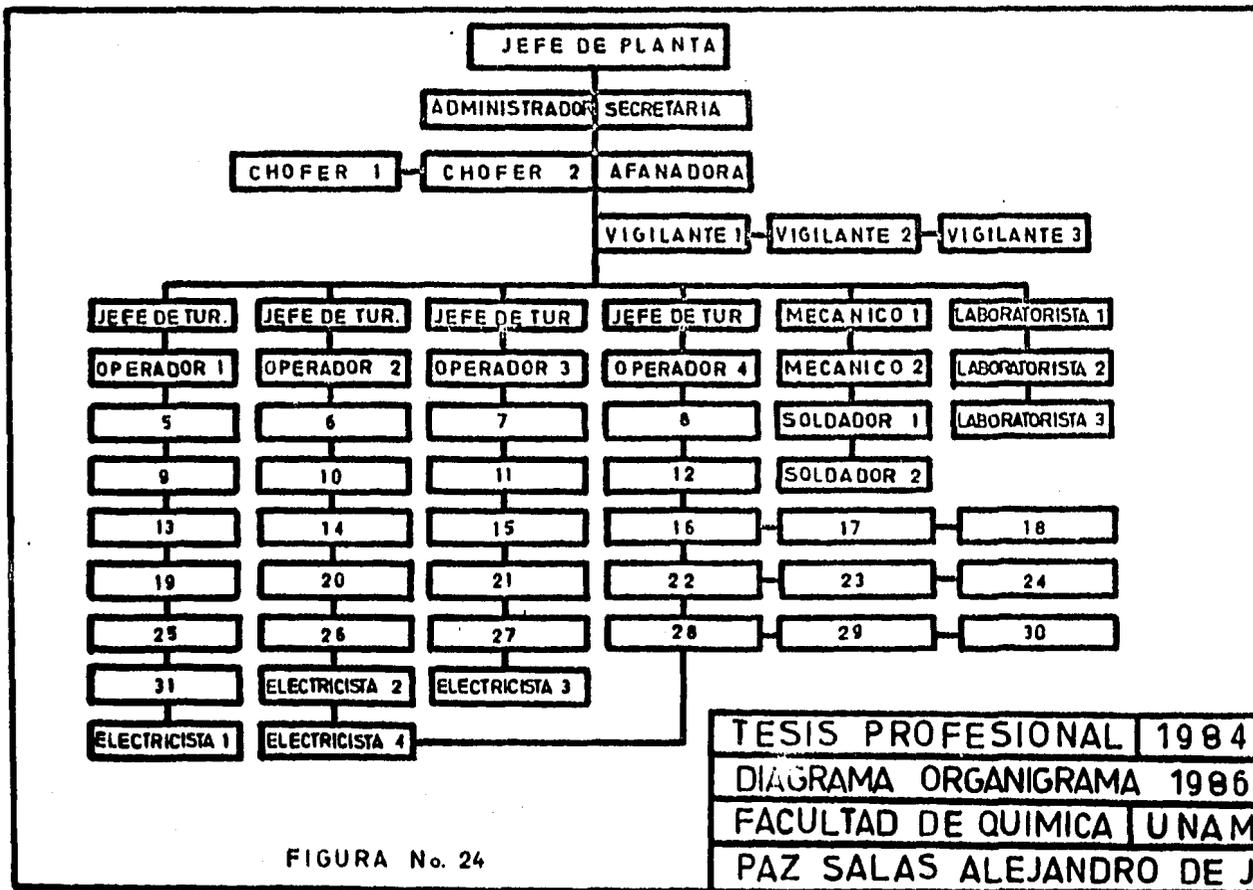


FIGURA No. 24

III. CONTROL DE LAS PLANTAS DE TRATAMIENTO.

A) Control de proceso.

De acuerdo al tipo de proceso que se va a llevar cabo en la planta de tratamiento, se tienen que determinar los parámetros que se van a efectuar para el control del funcionamiento; se pueden hablar del control global del proceso, o bien, del control de cada una de las operaciones unitarias que lo integran. A continuación se presentan algunas de ellas.

Uno de los parámetros fundamentales en el control de una planta de tratamiento es el caudal que se está procesando, por ello, es muy importante contar con unidades que lo estén registrando en forma continua, aunque sea en forma indirecta.

Las calidades del agua del influente y efluente, es quizás lo más importante. Si se tiene una planta de tratamiento para cumplir una función, la forma de evaluar esta función es comparando lo que sale con lo que entra. Por otro lado, se cuenta con un marco de referencia de la eficiencia con la que debe trabajar la planta, por lo que, con la información obtenida se sabe si ésta planta está operando adecuadamente; por ejemplo, para un proceso secundario, generalmente, es obligado registrar la DBO, SS, pH y temperatura, la DQO la debemos registrar en caso de que las aguas contengan productos químicos, o bien para determinar la relación DBO/DQO.

Es recomendable llevar registros diseñados especialmente de las características medidas al influente y efluente. También se pueden elaborar gráficas de la variación de cada parámetro con respecto al tiempo; con ello, aparte de detectar la forma en que se comporta a través del tiempo, se pueden correlacionar los parámetros entre sí, ya sea en forma visual o con modelos matemáticos, en caso de que se estimen necesarios.

Para el caso de una planta de tratamiento primario, los parámetros de control más sencillos son: pH, temperatura y sólidos sedimentables; aunque también será necesario registrar grasas, aceites y materia flotante, para información completa sobre los 5 parámetros que limita el Reglamento para la Prevención y Control de la Contaminación de aguas ³³.

Hablando del control de operaciones unitarias, si es un tratamiento químico, se tendrán que controlar las dosificaciones de productos químicos, la formación del floc, que haya una buena sedimentación y que el color del agua sea de acuerdo al tipo de proceso.

Si es un proceso biológico, por ejemplo; lodos activados, lo que es la unidad biológica, en la práctica se controla generalmente por 2 indicadores:

(1) los sólidos suspendidos volátiles en el licor mezclado (SSVLM), y (2) los sólidos sedimentables.

Sin embargo, la determinación de los SSVLM requiere de más tiempo y equipo que la de los sólidos sedimentables, por tal razón, es más común emplear - éste último. Lo que se recomienda hacer es determinar ambos valores durante - un periodo determinado y correlacionarlos después para estar en posibilidades de medir solo los sólidos sedimentables y, mediante una gráfica tener la facilidad de estimar los SSVLM.

Si hay valores bajos de SSVLM quiere decir: (1) que se están desechando demasiados lodos y puede ocurrir que la carga Kg DBO₅/día/Kg de SSVLM está - fuera del rango deseable de operación y del proceso; (2) que la alimentación es menor a la estimada; (3) o bien, que hay algún efecto tóxico en las aguas.

Cuando la relación SSV a SST en el licor mezclado es bajo, indica que - los microorganismos son mínimos con respecto a los sólidos inorgánicos, entonces, es recomendable desechar los lodos del tanque de aereación e introducir lodos nuevos para recuperar la masa biológica.

Además de los SSVLM, es importante controlar la temperatura, el pH y el OD en diferentes puntos de la unidad.

B) Programa de trabajo de los operadores y funcionamiento de los equipos.

El programa de funcionamiento de los equipos es muy importante, por que, en algunas operaciones del sistema uno trabaja y otro esta en reserva, si no se establece un programa de funcionamiento alterno, la vida útil tanto de los equipos que trabajan como los que no lo hacen, será mucho menor a la esperada. Los equipos más comunes que incluyen unidades de reserva son las bombas y dosificadores de cloro.

El programa de trabajo de los operadores puede ser semanal o mensual, o - bien cíclico de acuerdo al número de personas con que se cuente; debe incluir días de trabajo y descanso de cada operador cubriendo todos los turnos que se tengan en la planta y garantizándose que siempre estará debidamente atendida; es conveniente establecer con precisión las horas de relevo de cada turno y - los procedimientos de sustitución del personal que falte.

En caso de que se trabaje los 3 turnos, es conveniente establecer un programa de rotación para que las horas de la noche no graviten sobre las mismas personas. Sin embargo, esto depende de las políticas de la organización.

C) Control de mantenimiento preventivo y correctivo.

Para el control del mantenimiento preventivo y correctivo, como ya se -

mencionó anteriormente, se debe de establecer un programa de mantenimiento para cada equipo, para la planta en general; no solo en lo que se refiere al equipo electromecánico si no también al estructural y área en general de todas las instalaciones; mantenimiento; corte de césped; pintura protectora de las estructuras, limpieza, etc; para ello se deben de diseñar formas especiales donde se pueda registrar la fecha, la unidad de que se trate y que tipo de mantenimiento se le aplicó.

IV. ANALISIS DE LOS COSTOS DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO.

A) Estructura de la inversión.

Las cuotas que aportarán los usuarios del sistema de tratamiento conjunto deberán ser cantidades suficientes para cubrirlas, incluso, el importe total de la inversión necesaria. El conjunto de bienes obtenidos mediante la inversión, que no serán objetos de transacciones corrientes de la empresa y que se denominan activo fijo, se utilizarán durante la vida útil del proyecto, — constituyéndose así en el capital fijo de la empresa. Los elementos que integran la inversión en las obras son:

1. Realización del proyecto ejecutivo.
2. Adquisición de equipo.
3. Obra civil, mecánica y eléctrica.
4. Adquisición de terreno.
5. Gastos de ingeniería y administración.
6. Montaje de equipo y puesta en marcha.
7. Costo de capital durante el periodo de las actividades anteriores.
8. Imprevistos.

A continuación se exponen ideas aclaratorias sobre cada uno de los puntos presentados.

1. Toda obra de estudios previos que lleven, a determinar la factibilidad técnica y económica de la misma. Esta etapa es de las más importantes del proyecto, sin embargo, en muchas ocasiones no se lleva a cabo, algunas veces por — ahorrarse el importe de la misma, y otras por negligencias; en ambos casos se pueden incurrir en errores muy costosos. Posteriormente, se debe realizar — el proyecto ejecutivo del sistema, es decir, aquel mediante el cual se obtienen los planos constructivos, dimensiones de unidades, especificaciones de — equipo, y todo lo necesario para la construcción y fabricación de equipos.

2. El concepto de equipos incluye aquellos que se requieren para las unidades de tratamiento y casi siempre son de naturaleza y características muy particulares. La adquisición se efectúa generalmente, mediante concursos de proveedores o fabricantes previamente seleccionados. Los precios de los equipos deben de considerarse L.A.B. en el sistema de la planta, y se deberá vigilar el estricto cumplimiento de las especificaciones del proyecto.

3. La obra civil comprende todas las estructuras que se construyan, tales como: edificios, tanques de tratamiento, cárcamos, vialidades, etc. La obra me-

cánica y eléctrica, esta integrada por las tuberías, válvulas, cables, arrancadores, tableros y subestación eléctrica. La contratación se efectúa al igual que lo anterior, mediante previo concurso y debiendo vigilarse el cumplimiento de las especificaciones del proyecto.

4. La extensión de terreno esta en función del caudal de aguas residuales a tratar y del tipo de proceso que se aplique, variando desde fracciones de hectáreas hasta decenas o centenas de ellas. En todos los casos, el precio del terreno deberá ser su valor comercial y si no se conoce deberá recurrirse a un perito valuador.

5. La empresa encargada de la administración del proyecto será la responsable de la supervisión de los contratistas, para lo cual tendrá que disponer del personal técnico y administrativo necesario para esta tarea. Los sueldos de todo el personal y gastos de oficina en que se incurra durante la construcción del sistema de tratamiento, se conoce como gastos de ingeniería y administración.

6. Una vez concluida la obra civil, mecánica y eléctrica o, por lo menos que se este en condiciones de montar los equipos, se debe de proceder a realizar esta tarea. En esta actividad, es muy importante que todos los proveedores de equipo, para garantizar su éxito, lo más recomendable es que se encarguen de ello, sin embargo, en muchos casos se niegan y es necesario recurrir a una firma especializada que garantice el cumplimiento de las especificaciones. Inmediatamente después se debe de proceder a la prueba de cada equipo, debiendo contarse con la presencia de técnicos representantes de los fabricantes; solo de esta manera se pueden evitar problemas futuros, con respecto a la garantía que debe de respaldar a cada unidad, debe de entregarse al comprador mencionado las cláusulas que proteja a la unidad. La última actividad, antes de la operación normal del sistema de tratamiento, es su puesta en marcha. Para ello, se hace necesario verificar que todos los equipos, instalaciones y estructuras cumplan con las especificaciones del proyecto; se deberá revisar físicamente cada unidad siguiendo el recorrido del flujo de agua residual, llevando a cabo pruebas con agua clara para detectar filtraciones o fugas en el sistema. Posteriormente se pone en marcha el proceso, debiendose llevar registros especialmente diseñados de las calidades del agua de entrada, de salida y puntos intermedios, del flujo, comportamiento individual de los equipos, fecha de arranque de cada uno de ellos y las observaciones pertinentes. El importe de esta actividad será aquella que previamente se haya realizado con

los contratistas.

7. Es común que los contratistas requieran de un anticipo para iniciar los trabajos que se les recomiendan, además de pagos periódicos contra estimaciones de avances o contra entregas parciales de los equipos, por tal razón el importe total de una obra es superior al global contratado, ya que se deben pagar los intereses que resultan de acuerdo al flujo de caja durante el periodo de construcción del sistema de tratamiento, este costo será mayor a medida que se aumente el tiempo de construcción de la obra y puede ser tan alto como el 10% o más de la inversión global; de ahí que sea importante considerarlo.

8. Por último se incluye el renglón de imprevistos, el cual debe cubrir factores inflacionarios, variaciones de cantidades de obra y equipo, y en general, los gastos menores en que se incurren durante la construcción.

B) Criterios para la estimación de los costos de operación y mantenimiento.

Debido a que las empresas de tratamiento en conjunto obtienen sus recursos de las cuotas de los usuarios, se hace indispensable estimar los costos por periodo en que incurrirán en su operación para definir los montos que tendrá que aportar cada usuario. El carácter dinámico de las descargas de las aguas residuales de los usuarios demandan que se realicen revisiones periódicas de las cuotas asignadas de cada uno de ellos; para ello se requiere conocer, además de los cambios en las características de sus descargas, el presupuesto de los gastos esperados para el próximo periodo de operación.

Dada la situación actual, cualquier intento de pronosticar los costos que se tendrán a mediano y largo plazo nos darán resultados con pocas posibilidades de acercarse a la realidad. La incertidumbre se debe a la tasa alta inflacionaria que ha soportado el país y a la dificultad de estimar, por falta de precedentes, el incremento de los precios se deben a las 3 últimas devaluaciones que ha sufrido nuestra moneda. Por tal razón, es necesario hacer unas revisiones periódicas de las cuotas, a lo que se recomienda hacer estimaciones de los costos en la misma forma y al final del periodo para así realizar los ajustes necesarios.

Como es de suponerse, la estimación de los costos del primer periodo de operación, que es en el año de 1983, tendrá un grado mayor de dificultad que los siguientes; 1984, 1985 y 1986, ya que habrá cierta incertidumbre en cuanto a las necesidades reales del personal y del comportamiento del sistema. —

Sin embargo, además de los cuadros teóricos que se preparen, de acuerdo al funcionamiento del sistema, se puede recurrir a ciertos organismos que se encarguen de administrar plantas de tratamiento.

Los costos en que se incurre durante la operación del sistema de tratamiento se pueden clasificar en costos de operación, administración y mantenimiento. La importancia relativa en costos de operación pueden variar de acuerdo a las características del sistema y de su antigüedad. Por ejemplo, si se cuenta con instalaciones altamente automatizadas, la mano de obra de operación será menor a lo que los costos por ese concepto serán también menores, en cambio, si las instalaciones existentes están cerca de ser obsoletas, los costos de mantenimiento tenderán a ser extremadamente altos.

1. Costos de operación.

Este tipo de costo comprende al personal; a la energía eléctrica que se estará consumiendo durante el proceso de tratamiento; a los combustibles, que solamente se utilizarán para los vehículos de combustión interna, ya que no se contará con equipo que amerite su uso; productos químicos y reactivos del laboratorio para el tratamiento de las aguas.

Para determinar los gastos por el personal de operación se hace necesario elaborar el organigrama por puestos del sistema en base a las necesidades mínimas del mismo. Por lo que de esta manera se podrá obtener el número de empleados que se tendrá y su nivel de preparación y experiencia, asignándoles su sueldo mensual o semanal y las prestaciones en función de esa formación. Además de los sueldos y salarios que se tendrán que pagar al personal y obreros, se deben de considerar los egresos siguientes: prima vacacional, gratificaciones de fin de año, tiempo extra; etc; todos ellos obtenidos de acuerdo a la Ley Federal del Trabajo³²; así como el impuesto sobre el producto de trabajo, cuotas al IMSS y al INFONAVIT.

Los gastos de energía eléctrica se podrán obtener fácilmente en base a la potencia de los equipos e instalaciones y a las horas de operación, calculándose se el consumo total y aplicándose la tarifa correspondiente.

Dependiendo de la naturaleza del tipo de tratamiento, es posible que se presente la necesidad de aplicar productos químicos a las aguas residuales o a los lodos que se generen. En tal caso, solo se requiere calcular el consumo de estos productos, en base a las dosificaciones que se apliquen y así cotizar el precio vigente en el mercado.

2. Gastos de administración.

Estos están muy ligados a los de operación, de tal forma que es difícil-diferenciar que personal del sistema o que proporción de su tiempo están destinados a las actividades administrativas puras. Sin embargo, debido a que — los gastos administrativos puros son independientes de las características de las descargas de los usuarios, es decir, que el mismo control administrativo— que demanda un usuario que descarga grandes volúmenes de agua a otro que arroje menores cantidades, se considera necesario tratar de diferenciar los de — aquellos gastos que se puedan distribuir de acuerdo a las características — de las descargas. Por lo que, en el procedimiento de cálculo de las cuotas se hablan de una parte fija, correspondiente a la administración, y de otra variable de acuerdo al uso del sistema.

Dentro de estos gastos están los sueldos y salarios del personal que — se dedica a las actividades administrativas, tales como son: jefe de planta,— administrador, secretaria, personal de limpieza, impuestos, seguros, etc.

3. Costos de mantenimiento.

El mantenimiento o conservación de las instalaciones, es fundamental para garantizar su duración y buen servicio, el mantenimiento puede ser de 2 tipos: preventivo y correctivo.

Para realizar la estimación de los costos de mantenimiento se debe de solicitar información detallada de los equipos a los fabricantes y constructo—res de las obras. Para los equipos; se debe de obtener tipo de lubricantes, — frecuencia de lubricación, relación de las piezas de mayor desgaste, ya sea,— por estar en contacto con agentes abrasivos o por la misma operación del equipo y su tiempo de servicio estimado, recubrimiento o pintura que requiera y — frecuencia de aplicación. Con relación a la obra civil, se deberá obtener in—formación sobre el mantenimiento general de las estructuras, ventanas, marcos y barandales.

El presupuesto que se programe para el mantenimiento, en base a la infor—mación obtenida, deberá ajustarse periódicamente de acuerdo a los registros — que serán necesarios llevar a cabo de los trabajos realizados para el manteni—miento de los equipos, los cuales deberán ser claros, concisos y presentar — los datos suficientes.

V. CONSIDERACIONES ECONOMICAS.

A) Estimación de costos.

En la determinación de los costos para un proyecto casi nunca se tienen a la mano exactamente la información que se desea. No obstante, es evidente — que el problema debe resolverse y que deben tomarse descisiones que frecuentemente no pueden aplazarse hasta que sea recopilada toda la información pertinente. Por otra parte, no debe tomarse una descisión si falta una comprobación vital y factible de obtenerse. Por lo que, esta estimación de costo se basa en la determinación de los mismos para reducirlos, regularlos y no averiguarlos directamente.

El capital fijo representa la inversión hecha para construir una planta de tratamiento para lavar las aguas negras de una comunidad, y el capital de trabajo es la cantidad requerida para operar la planta.

Se conoce como estimación de costo total a la parte vital del cálculo de la inversión, haciendo que los numerosos parámetros que constituyen ésta, puedan ser asociadas en forma simplificada de tal manera que la rentabilidad de la planta pueda ser calculada y analizada, y de esta forma decidir sobre la — conveniencia de llevar a la práctica el proyecto.

El costo del capital de un proyecto, consiste en el activo fijo, más el capital de trabajo más el costo del terreno y otros costos no depreciables.

El costo del capital fijo o activos fijos incluye a los equipos principales del tratamiento, la instalación de los mismos, tuberías de proceso, instrumentación, mejoras al sitio o terreno, edificios y estructuras, ingeniería y construcción, y por último los honorarios al contratista.

Por su parte, el capital de trabajo incluye materia prima para la puesta en marcha, stock de refacciones, herramientas, materiales, efectivo útil para emergencias y cualquier efectivo adicional requerido para operar la planta.

Con respecto al costo del terreno y bienes no depreciables, en la práctica se ha visto que forman solamente una pequeña proporción del costo total del capital.

En la estimación influye la cantidad de capital y tiempo que se le van a dedicar, esto determina el método de estimación más probable.

La Asociación Americana de Ingenieros de Costos²⁵, nombra 5 tipos de estimaciones de inversiones y costos, los cuales son:

TIPO	% DE ERROR PROBABLE			
Orden de magnitud	+	o	-	40
Estudio	+	o	-	25
Preliminar para autorización de fondos	+	o	-	12
Definitiva	+	o	-	6
Detallada o en firme	+	o	-	3

Todos estos métodos requieren de algunos conocimientos de la planta propuesta, Cabe mencionar que no importando el tipo de estimación, el costo de la planta depende de la experiencia, pericia y particulares puntos de vista del ingeniero de diseño en el proyecto. El tipo de estimación que se llevó a cabo en este trabajo fue del tipo estudio, se dispuso de este debido a que se contaba con datos de fuentes apropiadas que son necesarias para llevar a cabo una estimación más precisa.

Para este tipo de estimación se requiere de la siguiente información:

1. Sitio: localización del terreno.
2. Diagramas de flujo: bocetos muy precisos.
3. Lista de equipos: tamaño y especificaciones de material.
4. Edificios y estructuras: dimensiones aproximadas y tipos de construcción.
5. Servicios auxiliares: cantidades no muy precisas.
6. Tuberías: diagramas de flujos y especificaciones preliminares.
7. Electricidad: lista preliminar de motores y tamaños apropiados.
8. Horas-hombre: de ingeniería y dibujo.

Obteniendo los costos, se obtienen los porcentajes de los activos fijos:

a) EQUIPOS DE PROCESO	%
Equipo electromecánico	19.82
Obra eléctrica	5.59
Tuberías	8.12
b) INTEGRACION	
Terreno	6.80
Urbanización	9.75
Edificios	5.39
c) CONSTRUCCION	
Contratista	16.86
Construcción	13.82
Materiales	9.2
d) INGENIERIA BASICA Y DE DETALLE	1.59
e) ADMINISTRACION	<u>3.06</u>
TOTAL DE INVERSION DE ACTIVOS FIJOS 100.00	

El tipo de estimación estudio, se basa en los datos o cotizaciones de los equipos principales, para después ir obteniendo por medio de porcentajes los costos de los demás renglones que forman el activo fijo, manejándolos o perfeccionándolos de acuerdo a los datos ya mencionados.

EQUIPO PRINCIPAL	COSTO INCLUYENDO FLETES (I)
3 Aereadores	\$ 2 631 255.00
2 Rastras del tipo puente	\$ 4 021 434.00
2 Rastras del tipo succión	\$ 4 342 547.00
2 Distribuidores rotatorios	\$ 2 518 230.00
2 Dosificadores de cloro	\$ 1 696 252.00
10 Bombas	<u>\$10 699 252.00</u>
COSTO TOTAL PARA 1983	\$ 25 908 970.00

De acuerdo a los porcentajes presentados y el costo de adquisición de — los equipos mencionados, se tiene una inversión en activos fijos:

\$ 130 739 633.20

Como se presenta en la tabla VI-1 (1983), VI-7 (1984), VI-12 (1985), y VI-18 (1986).

(I) Estimados para el año de 1983.

B) Inversión.

La estimación de costos determina que la inversión para este proyecto en activos fijos es de \$ 130 739 633.20. La VI-2, VI-8, VI-13 y VI-19, muestran el desglose de la inversión por instalaciones.

Mano de obra.

Representa los sueldos, salarios y prestaciones de todo el personal que se encargará de la operación de la planta, tal como se muestra en la VI-5, va luada según el diario oficial para la zona 100, correspondiente a la Ciudad de Tuxtla Gutiérrez, para el año de 1983, se considera que su valor se irá in crementando un 25% anual, tal como se muestra en las tablas VI-10, VI-16 y VI-21.

Mantenimiento.

El mantenimiento se calcula tomando en cuenta que representa 3.0%/año de la inversión en activos fijos para la planta de tratamiento, y 2.5%/año para las demás instalaciones, por lo que el costo sería como lo muestran las tablas VI-3, VI-9, VI-14 y VI-20.

Costos indirectos.

Este concepto se refiere a materiales y equipo de laboratorio, equipo de seguridad, ropa de trabajo, papelería, mobiliario de laboratorio y de oficinas, estos costos se estimarán en \$ 5 244 639.00 para 1983, y se considera que su valor se irá incrementando 6.0% anual. De estos costos indirectos, úni camente tendremos una erogación fuerte en el año de 1983; para los siguientes años; 1984,85,86, solamente se erogará el 6% por concepto de papelería y artículos de oficina.

Depreciación.

Se considera un 10.0 % lineal anual sobre la inversión en activos fijos.

Sustancias químicas.

Las sustancias químicas que se emplearán serán del tipo biocidas para el agua tratada y los reactivos para los análisis del laboratorio.

El costo del desinfectante por tonelada es de \$ 16 560.00, y se considera que su valor se incrementará un 6.0% anual, mientras que el costo mensual de los reactivos será de \$ 15 000.00 y se considera que su incremento anual será del 30.0%.

Servicios auxiliares.

El análisis de los egresos se efectuó en base a un desglose de cada una de las erogaciones, por lo que se tiene a parte el cloro utilizado para la de sinfección y de los reactivos de laboratorio. El costo del agua potable sería por instalación, material y consumo.

Los reactivos empleados en el laboratorio se encuentran en el renglón co rrespondiente a sustancias químicas, su manejo esta considerado en la mano de obra. La energía eléctrica utilizada, que es la más importante, será de:

\$ 4 592 457.10 / año

Mientras que el costo del agua potable es únicamente por el volumen consumido que será de:

\$ 8 176.00 / año

Ya que el costo de material e instalación se incluye en el renglón de ur banización y materiales.

Combustibles.

El tipo de combustible que se requerirá será gasolina y diesel, exclusi- vamente para los vehículos de combustión interna. La gasolina se valora con el costo actual del año de 1983, o sea, \$ 24.00 por litro, mientras que para el diesel será de \$ 14.00 por litro.

Lubricantes.

El tipo de lubricación que se empleará será la grasa para el equipo mecá nico, y aceite SAE 10 y SAE 90 para el equipo de bombeo.

Prestaciones y obligaciones.

Dentro de las prestaciones y obligaciones, se considerarán los siguientes egresos, para el mejoramiento del personal y todos basados de acuerdo a la Ley Federal de Trabajo³².

1. Prima vacacional.

En este renglón se proporcionará las vacaciones con goce de sueldo a todo el personal que haya laborado durante 1 año como mínimo, a lo que le co rresponderá por ley 6 días/año, más el 30% de su sueldo mensual.

2. Gratificaciones.

Las gratificaciones, se considerarán como premio a su disciplina y puntualidad.

3. Tiempo extraordinario.

Como se sabe, el tiempo extra corresponde a la persona que se queda a laborar después de que ha cumplido con su horario habitual.

4. Cuotas al Instituto Mexicano del Seguro Social.

Cuota que se proporciona al IMSS para beneficio del trabajador, siendo ésta del 8.75% del salario semanal, catorcenal o quincenal.

5. Cuotas al INFONAVIT.

Cuota que se proporciona al INFONAVIT, al igual que al IMSS, siendo ésta del 5.0% del salario semanal, catorcenal o quincenal.

6. Impuesto sobre producto de trabajo.

Otra obligación del trabajador es la aportación de una cierta cuota de su salario hacia el ISPT.

7. Aguinaldo.

El aguinaldo se considera como una gratificación de fin de año para el personal que ha laborado durante un año, a lo que por ley le corresponde 15 días de salario a aquellas personas que han laborado durante los 365 días, o bien, si la persona ha trabajado menos de un año, le corresponde una parte proporcional de los meses trabajados.

TABLA VI-I
PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
PROGRAMA DE INVERSIONES
1983

	%	\$
PLANTA DE PROCESO	74.46	97 345 604.88
SERVICIOS AUXILIARES	3.52	4 601 601.00
INTEGRACION	22.02	28 792 427.32
	<hr/>	<hr/>
TOTAL	100.00	130 739 633.20

TABLA VI-2
 PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
 DESGLOSE DE LA INVERSION
 (PESOS MN)
 1983

	%	\$
EQUIPO (I)	33.52	43 825 684.00
CONSTRUCCION Y MATERIAL	61.83	80 837 282.56
INGENIERIA	1.59	2 076 666.64
ADMINISTRACION	<u>3.06</u>	<u>4 000 000.00</u>
TOTAL	100.00	130 739 633.20

TABLA VI-3
PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
COSTO DE MANTENIMIENTO
1983

ÁREA DE PROCESO	\$ 2 920 368.15
SERVICIOS AUXILIARES	\$ 115 040.00
INTEGRACION	<u>\$ 719 810.68</u>
TOTAL	\$ 3 755 218.86

TABLA VI-4
PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
CONSUMO Y VALOR DEL COMBUSTIBLE
1983

AÑO	CONSUMO	\$ (PESOS)
1983	400 lts.	316 800.00

TABLA VI-5
 PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
 MANO DE OBRA
 1983

PLANTA DE PROCESO	\$ PESOS MN
4 Supervisores	1 200 000.00
1 Mecánico	213 525.00
1 Soldador	199 190.00
4 Eléctricos	854 100.00
10 Operadores	1 898 000.00
	<hr/>
SUB-TOTAL	\$ 4 364 915.00
GENERALES	
1 Jefe de planta	839 500.00
1 Secretaria	219 000.00
1 Afanadora	136 437.00
1 Chofer	173 192.00
3 Vigilantes	427 050.00
1 Laboratorista	304 045.00
1 Administrador	504 000.00
	<hr/>
SUB-TOTAL	\$ 2 639 224.00
	<hr/>
TOTAL	\$ 7 004 139.00

TABLA VI-6
 PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA RESIDUALES
 COSTO ANUAL POR OPERACION

1983

SALARIO ORDINARIO DEL PERSONAL DE PLANTA	\$ 7 004 139.00
SALARIO DE SERVICIOS POR LABORAR EN DOMINGO	\$ 260 000.00
VACACIONES Y PRIMA VACACIONAL	\$ 252 926.00
GRATIFICACIONES DE FIN DE AÑO	\$ 400 000.00
CUOTAS AL IMSS	\$ 612 862.16
CUOTAS AL INFONAVIT	\$ 350 206.95
VIATICOS	\$ 120 000.00
PAPELERIA Y ARTICULOS DE OFICINA	\$ 60 000.00
CONSUMO DE CLORO	\$ 1 040 688.00
CONSUMO DE COMBUSTIBLES	\$ 316 800.00
CONSUMO DE LUBRICANTES	\$ 95 520.00
CONSUMO DE ENERGIA ELECTRICA	\$ 4 592 437.10
CONSUMO DE AGUA POTABLE	\$ 8 176.00
REACTIVOS DE LABORATORIO	\$ 15 000.00
TIEMPO EXTRAORDINARIO	\$ 1 200 000.00
MANTENIMIENTO PREVENTIVO Y CORRECTIVO	\$ 3 755 218.15
IMPREVISTOS	\$ 1 500 000.00
TOTAL	<u>\$ 21 583 993.36</u>

CALCULO DEL COSTO DEL M³ DE AGUA TRATADA

1983

Para este año se tendrá:

$$333.3 \text{ lt/seg} \times 1 \text{ m}^3/1000 \text{ lt} \times 86\,400 \text{ seg/día} \times 365 \text{ días/año} = 10\,510\,948.8 \frac{\text{m}^3}{\text{año}}$$

Por lo tanto, el agua tratada durante el año de 1983 es de:

$$10\,510\,948.8 \text{ m}^3/\text{año}$$

Por lo que el costo del m³ de agua tratada es de:

$$21\,583\,993.36 \text{ \$/año} / 10\,510\,948.8 \text{ m}^3/\text{año} = 2.05 \text{ \$/m}^3$$

CALCULO DEL CONSUMO DEL COMBUSTIBLE.

Para el año de 1983:

Se contará con 4 unidades de combustión interna, 3 de éstas serán de diesel y una de gasolina.

Se considera que cada unidad consume 100 lt de combustible/semana, por lo que:

$$400 \text{ lt/semana} \times 48 \text{ semanas/año} = 19\ 200 \text{ lt/año}$$

Para la unidad de gasolina:

$$100 \text{ lt/semana} \times 48 \text{ semanas/año} = 4\ 800 \text{ lt/año}$$

$$4800 \text{ lt/año} \times 24.00 \text{ \$/lt} = 115\ 200.0 \text{ \$/año}$$

Para las 3 unidades de diesel:

$$300 \text{ lt/semana} \times 48 \text{ semanas/año} = 14\ 400 \text{ lt/año}$$

$$14400 \text{ lt/año} \times 14.00 \text{ \$/lt} = 201\ 600.0 \text{ \$/año}$$

Por lo que el costo total del combustible en 1983 es de:

$$115\ 200.0 \text{ \$/año} + 201\ 600.0 \text{ \$/año} = 316\ 800.0 \text{ \$/año}$$

CALCULO DEL CONSUMO DE AGUA POTABLE.

Para este año, 1983, se considera que cada habitante consume 100 lt de agua, aproximadamente/día.

Se contará con un total de 28 personas, por lo que:

$$28 \text{ hab/día} \times 100 \text{ lt/hab/día} = 2800 \text{ lt/día} = 2.8 \text{ m}^3/\text{día}$$

Se estima que el m^3 de agua es de \$ 8.00:

$$2.8 \text{ m}^3/\text{día} \times 8.00 \text{ \$/m}^3 = 22.40 \text{ \$/día}$$

Por lo que:

$$22.40 \text{ \$/día} \times 365 \text{ días/año} = 8\ 176.0 \text{ \$/año}$$

CALCULO DEL CONSUMO DE LUBRICANTES.

Para el año de 1983:

El tipo de lubricante, como ya se mencionó anteriormente, que se va a emplear es aceite SAE-10, SAE-90 y grasa.

El aceite se destinará para la lubricación de las bombas y motores eléctricos, se cuenta con 6 bombas, su consumo es de 1/2 litro/semana/bomba, por lo que; para el aceite SAE-10, se tiene que:

$$6 \text{ bombas} \times 0.5 \text{ lt/semana/bomba} = 3.0 \text{ lt/semana}$$

$$3 \text{ litros/semana} \times 108.0 \text{ \$/lt} = 324.0 \text{ \$/semana}$$

$$324.0 \text{ \$/semana} \times 4 \text{ semanas/mes} \times 12 \text{ mes/año} = 15\,552.0 \text{ \$/año}$$

Para el aceite SAE-90:

Cada motor eléctrico consume 1 lt/semana:

$$6 \text{ motores} \times 1 \text{ lt/motor} = 6 \text{ lt/semana}$$

$$6 \text{ lt/semana} \times 240.0 \text{ \$/lt} = 1\,440.0 \text{ \$/semana}$$

$$1\,440.0 \text{ \$/semana} \times 4 \text{ semanas/mes} \times 12 \text{ meses/año} = 69\,120.0 \text{ \$/año}$$

Grasas.

La grasa que se consumirá será en la lubricación de los equipos mecánicos, por lo que:

Se consumen 2.0 Kg de éste lubricante/semana:

$$2.0 \text{ Kg/semana} \times 4 \text{ semanas/mes} = 8.0 \text{ Kg/mes}$$

$$8.0 \text{ Kg/mes} \times 113.0 \text{ \$/Kg} = 904.0 \text{ \$/mes}$$

$$904.0 \text{ \$/mes} \times 12 \text{ meses/año} = 10\,848.0 \text{ \$/año}$$

Por lo que:

El total de lubricantes al año es de:

$$15\,552.0 \text{ \$/año} + 69\,120.0 \text{ \$/año} + 10\,848.0 \text{ \$/año} = 95\,520.00 \text{ \$/año}$$

CALCULO DEL CONSUMO DE CLORO.

Para el año de 1983, se tendrá la siguiente cantidad de agua tratada:

$$333.3 \text{ lt/seg} \times 60 \text{ seg/min} \times 60 \text{ min/hr} \times 24 \text{ hrs/día} = 28\,797\,120.0 \text{ lt/día}$$

De acuerdo a la literatura³, las aguas residuales con carácter doméstico se deben de tratar con una dosificación de cloro a razón de 6-7 mg/lt, por lo que:

$$28\,797\,120.0 \text{ lt/día} \times 6 \text{ mg/lt} \times 30 \text{ días} = 5.18348 \times 10^7 \text{ mg}$$

$$5.18348 \times 10^9 \text{ mg/mes} \times 1 \text{ Kg}/1000000 \text{ mg} = 5.18348 \times 10^3 \text{ Kg/mes}$$

A lo que la dosificación de cloro por día es de:

$$5.18348 \times 10^3 \text{ Kg/mes} / 1 \text{ mes} / 30 \text{ días} = 172.8 \text{ Kg/día.}$$

El consumo de cloro anual será:

$$172.8 \text{ Kg/día} \times 365 \text{ días/año} = 63\,072.0 \text{ Kg/año} = 63.072 \text{ ton/año}$$

Costo del cloro anual:

Considerando que la tonelada de cloro se cotiza en \$ 16 500.00

$$16\,500.00 \text{ \$/ton} \times 63.072 \text{ ton/año} = 1\,040\,688.00 \text{ \$/año}$$

CALCULO DEL CONSUMO DE ENERGIA ELECTRICA.

Para el cálculo de energía eléctrica y el consumo para el año de 1983 es como se verá a continuación:

Se tendrá una carga de 493.0 KW para el siguiente equipo:

2 bombas de 100 HP c/u = 200 HP	200 HP = 149.2 KW
2 bombas de 50 HP c/u = 100 HP	100 HP = 74.6 KW
2 bombas de 75 HP c/u = 150 HP	150 HP = 111.9 KW
2 bombas de 10 HP c/u = 20 HP	20 HP = 14.0 KW
2 bombas de 2 HP c/u = 4 HP	4 HP = 2.9 KW
2 motoreductores de 0.5 HP c/u = 1 HP	1 HP = 0.7 KW
2 motoreductores de 3.0 HP c/u = 6 HP	6 HP = 4.5 KW
3 aereadores de 60 HP c/u = 180 HP	180 HP = 134.3 KW

Por lo que, el total de HP = 661.0 = 493.1 KW

En el edificio administrativo se tendrá una carga de:

11.224 KW

En el edificio de cloración y caseta eléctrica se tendrá una carga de:

0.504 KW

Para el alumbrado de la planta se contará con 66 lámparas de 250 W c/u,- por lo tanto:

$$66 \text{ lámparas} \times 250 \text{ W/lámparas} = 16\,500 \text{ w} = 16.5 \text{ KW}$$

Por lo tanto, el total de KW instalados en la planta es de:

$$493.1 \text{ KW} + 11.224 \text{ KW} + 0.504 \text{ KW} + 16.5 \text{ KW} = 521.3 \text{ KW}$$

Pero tomando en cuenta que no todo el equipo operará las 24 horas, por lo que se hace un desglose del equipo que operará/día.

EQUIPO	TIEMPO DE OPERACION/DIA
1 bomba de 100 HP	8.0 horas
1 bomba de 50 HP	16.0 horas
1 bomba de 75 HP	16.0 horas
1 bomba de 10 HP	24.0 horas
1 bomba de 2 HP	12.0 horas
2 motoreductores de 1/2 HP c/u	24.0 horas
2 motoreductores de 3.0 HP c/u	24.0 horas
3 aereadores de 60 HP c/u	24.0 horas

Total de HP/día del equipo = 424 HP = 316.3 KW

Para la bomba de 100 HP:

$$100 \text{ HP} \times 0.746 \text{ KW/HP} \times 8 \text{ horas/día} \times 30 \text{ días/mes} = 17\ 904 \text{ KWH/mes}$$

Se contará con un factor de potencia del 80%, por lo que:

$$17\ 904 \text{ KWH/mes} \times 0.8 = 14\ 323.2 \text{ KWH/mes}$$

Para la bomba de 50 HP:

$$14\ 323.2 \text{ KWH/mes}$$

Para la bomba de 75 HP:

$$21\ 484.8 \text{ KWH/mes}$$

Para la bomba de 10 HP:

$$4\ 296.9 \text{ KWH/mes}$$

Para la bomba de 2 HP:

$$429.6 \text{ KWH/mes}$$

Para los aereadores de 60 HP c/u:

$$77\ 345.2 \text{ KWH/mes}$$

Para los motoreductores de 1/2 HP c/u:

$$429.0 \text{ KWH/mes}$$

Para los motoreductores de 3.0 HP c/u:

$$2\ 578.0 \text{ KWH/mes}$$

Por lo que, el total de KWH/mes del equipo es = 135 210.0 KWH/mes

Para el edificio administrativo, se tiene los siguientes KW:

$$11.224 \text{ KW} \times 12 \text{ horas/día} \times 30 \text{ días/mes} = 4\ 040.6 \text{ KWH/mes}$$

$$4\ 040.6 \text{ KWH/mes} \times 0.8 = 3\ 232.5 \text{ KWH/mes}$$

Para el edificio de cloración y caseta de control eléctrico:

$$0.504 \text{ KW} \times 12 \text{ horas/día} \times 30 \text{ días/mes} = 181.4 \text{ KWH/mes}$$

$$181.4 \text{ KWH/mes} \times 0.8 = 145.1 \text{ KWH/mes}$$

Para el alumbrado de planta:

$$16.5 \text{ KW} \times 12 \text{ horas/día} \times 30 \text{ días/mes} = 5\ 940.0 \text{ KWH/mes}$$

$$5\ 940 \text{ KWH/mes} \times 0.8 = 4\ 752.0 \text{ KWH/mes}$$

Por lo que, la carga instalada/mes es la siguiente:

$$135\ 210.0 + 3\ 232.5 + 145.1 + 4\ 752.0 = 143\ 339.6 \text{ KWH/mes}$$

De acuerdo a la política que prevalece dentro de la Comisión Federal de Electricidad, ésta ha establecido que el costo de consumo de energía eléctrica en KWH se deberá de ir incrementando cada mes, o sea:

Para el mes de enero el KWH es de 0.665 \$, y para febrero la misma cantidad, por lo que, para los 2 primeros meses se tendrá el KWH a 1.33 \$.

Para marzo-abril a 2.6 \$/KWH: para mayo-junio a 4.0 \$/KWH: para julio-agosto a 5.32 \$/KWH: para septiembre-octubre a 6.65 \$/KWH: para noviembre-diciembre a 7.9 \$/KWH.

Calculando:

Enero-febrero.

$$143\ 339.6 \text{ KWH/mes} \times 0.665 \text{ \$/KWH} = 95\ 320.80 \text{ \$/mes}$$

$$95\ 320.80 \text{ \$/mes} \times 2 \text{ meses} = 190\ 641.60 \text{ \$/mes}$$

$$190\ 641.60 \text{ \$/mes} \times 1.15 \% \text{ IVA} = 219\ 237.90 \text{ \$/enero-febrero.}$$

Marzo-abril.

$$143\ 339.6 \text{ KWH/mes} \times 2 \text{ meses} \times 1.35 \text{ \$/KWH} = 387\ 016.90 \text{ \$/mes}$$

$$387\ 016.90 \text{ \$/mes} \times 1.15 \% \text{ IVA} = 445\ 069.40 \text{ \$/marzo-abril.}$$

Mayo-junio.

$$143\ 339.6 \text{ KWH/mes} \times 2 \text{ meses} \times 2.0 \text{ \$/KWH} = 573\ 358.40 \text{ \$/mes}$$

$$573\ 358.40 \text{ \$/mes} \times 1.15 \% \text{ IVA} = 659\ 362.10 \text{ \$/mayo-junio.}$$

Julio-agosto.

143 339.6 KWH/mes x 2 meses x 2.66 \$/KWH = 764 000.00 \$/mes

764 000.0 \$/mes x 1.15 % IVA = 878 600.00 \$/julio agosto

Septiembre-octubre.

143 339.6 KWH/mes x 2 meses x 3.3 \$/KWH = 946 041.30 \$/mes

946 041.30 \$/mes x 1.15 % IVA = 1 087 947.50 \$/septiembre-octubre.

Noviembre-diciembre.

143 339.6 KWH/mes x 2 mese x 3.95 \$/KWH = 1 132 382.80 \$/mes

1 132 382.80 \$/mes x 1.15 % IVA = 1 302 240.20 \$/noviembre-diciembre.

El total del costo de energía eléctrica/año es de:

219 237.90 + 445 069.40 + 659 362.10 + 878 600.00 + 1 087 947.50 +

1 302 240.20 = 4 592 457.10 \$/año.

1984

Para éste año, se considera que los equipos de proceso se incrementará - su costo de 15 a 35%, considerando una tasa media del 20%, por lo que se obtiene la siguiente estimación de inversión en activos fijos.

a) EQUIPOS DE PROCESO (I)	8
Equipo electromecánico	29.9
Obra eléctrica	5.8
b) CONSTRUCCION	
Materiales de construcción	20.6
Contratista	36.5
c) ADMINISTRACION	7.2
	<hr/>
TOTAL DE INVERSION	100.0

(I) INCLUYE FLETES.

El equipo electromecánico que se adquirirá será el siguiente:

3 aereadores	\$ 3 157 506.00
2 rastras del tipo puente	\$ 4 825 720.00
2 rastras del tipo succión	\$ 5 211 056.00
2 distribuidores rotatorios	\$ 3 021 876.00
fletes	\$ 4 498 837.00
materiales de construcción	\$ 14 280 002.00
contratista	\$ 25 300 000.00
instalación eléctrica	\$ 4 000 000.00
administración	\$ 5 000 000.00
	<hr/>
COSTO TOTAL	\$ 69 294 997.00

De acuerdo a los porcentajes presentados y el costo de adquisición de los equipos mencionados, se tiene una inversión en activos fijos de:

\$ 69 294 997.00

TABLA VI-7
PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
PROGRAMA DE INVERSIONES

	1984	
	%	\$
PLANTA DE PROCESO	81.1	56 246 996.00
SERVICIOS AUXILIARES	18.9	13 048 001.00
	<hr/>	<hr/>
TOTAL	100.0	69 294 997.00

TABLA VI-8
 PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
 DESGLOSE DE LA INVERSION

	1984	
	%	MONTO TOTAL
EQUIPO (I)	35.6	\$ 24 714 995.00
CONSTRUCCION Y MATERIAL	57.1	\$ 39 580 002.00
ADMINISTRACION	7.21	\$ 5 000 000.00
	<hr/>	<hr/>
TOTAL	100.00	\$ 69 294 997.00

(I) INCLUYE FLETES

TABLA VI - 9
PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
COSTO DE MANTENIMIENTO
1984

AREA DE PROCESO	1 687 409.88
SERVICIOS AUXILIARES	<u>326 200.03</u>
TOTAL	2 013 609.91

TABLA VI-10
 PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
 MANO DE OBRA
 1984

PLANTA DE PROCESO	\$ PESOS MN
4 Supervisores	1 500 000.00
2 Mecánicos	533 812.50
2 Soldadores	498 225.00
4 Eléctricos	1 067 625.00
17 Operadores	4 033 250.00
	<hr/>
SUB-TOTAL	\$ 7 632 912.50
GENERALES	
1 Jefe de planta	1 049 375.00
1 Secretaria	273 750.00
1 Afanadora	170 546.25
2 Choferes	432 980.00
3 vigilantes	533 812.50
2 Laboratoristas	760 112.50
1 Administrador	675 000.00
	<hr/>
SUB-TOTAL	\$ 3 895 576.25
	<hr/>
TOTAL	\$ 11 528 488.75

TABLA VI - 11
 PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
 COSTO ANUAL POR OPERACION
 (PESOS MN)
 1984

SALARIO ORDINARIO DEL PERSONAL DE PLANTA	\$ 11 528 488.75
SALARIO DE SERVICIOS POR LABORAR EN DOMINGO	\$ 600 000.00
VACACIONES Y PRIMA VACACIONAL	\$ 402 235.00
GRATIFICACIONES DE FIN DE AÑO	\$ 640 467.00
CUOTAS AL IMSS	\$ 1 008 742.75
CUOTAS AL INFONAVIT	\$ 576 424.40
VIATICOS	\$ 180 000.00
PAPELERIA Y ARTICULOS DE OFICINA	\$ 63 600.00
CONSUMO DE CLORO	\$ 2 390 850.00
CONSUMO DE LUBRICANTES	\$ 97 908.00
CONSUMO DE COMBUSTIBLES	\$ 355 056.00
CONSUMO DE ENERGIA ELECTRICA	\$ 13 033 767.60
CONSUMO DE AGUA POTABLE	\$ 14 235.00
REACTIVOS DE LABORATORIO	\$ 19 500.00
MANTENIMIENTO PREVENTIVO Y CORRECTIVO	\$ 5 768 828.74
TIEMPO EXTRAORDINARIO	\$ 1 300 000.00
IMPREVISTOS	\$ 2 000 000.00
TOTAL	\$ 39 980 103.24

CALCULO DEL COSTO DEL M³ DE AGUA TRATADA
1984

Para este año, el costo de agua tratada será el siguiente:

Se tendrán 1 727 827.20 m³/mes, por lo que al año:

$$1\ 727\ 827.20\ \text{m}^3/\text{mes} \times 12\ \text{meses/año} = 20\ 733\ 936.40\ \text{m}^3/\text{año}$$

Por lo que el costo de agua tratada es de:

$$39\ 980\ 103.24\ \$/\text{año} / 20\ 733\ 936.40\ \text{m}^3/\text{año} = 1.93\ \$/\text{m}^3$$

CALCULO DEL CONSUMO DE AGUA POTABLE.

Para este año, se habrá incrementado el personal de 28 a 39 personas, por lo que:

$$39 \text{ hab/día} \times 100 \text{ lt/día/hab} = 3\,900.0 \text{ lt/día} = 3.9 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$3.9 \text{ m}^3/\text{día} \times 10.00 \text{ \$/m}^3 = 39.00 \text{ \$/día}$$

Por lo que, al año:

$$39.00 \text{ \$/día} \times 365 \text{ días/año} = 14\,235.00 \text{ \$/año}$$

CALCULO DEL CONSUMO DE COMBUSTIBLE.

Considerando que hay un incremento de 2.5 % anual en la gasolina y 4 % en el diesel, se tiene que:

$$127\,920.00 + 227\,136.00 = 355\,056.00 \text{ \$/año}$$

CALCULO DEL CONSUMO DE LUBRICANTES.

Se considera que el aumento de lubricantes va a la par con los combustibles, por lo que:

$$95\,520.00 \text{ \$/año} \times 1.025 \% = 97\,908.00 \text{ \$/año}$$

CALCULO DEL CONSUMO DE CLORO.

Para este año, se tendrán que tratar 666.6 lt/seg, por lo que:

$$666.6 \text{ lt/seg} \times 60 \text{ min/hora} \times 60 \text{ seg/min} \times 24 \text{ horas/día} = 57\,594\,240 \text{ lt/día}$$

$$57\,594\,240 \text{ lt/día} \times 6 \text{ mg/lt} \times 30 \text{ días/mes} = 1.04 \times 10^{10} \text{ mg/mes}$$

$$1.04 \times 10^{10} \text{ mg/mes} \times 1 \text{ Kg}/10\,000\,000 \text{ mg} = 10\,366 \text{ Kg/mes}$$

$$10\,366 \text{ Kg/mes} / 30 \text{ días/mes} = 345.5 \text{ Kg/día.}$$

$$345.5 \text{ Kg/día} \times 365 \text{ días/año} = 126\,107.5 \text{ Kg/año} = 126.1 \text{ ton/año}$$

Costo del cloro anual.

$$16\,500.00 \text{ \$/ton} \times 1.15 \% \text{ de aumento} = 18\,975.00 \text{ \$/tonelada}$$

$$126.1 \text{ ton/año} \times 18\,975.00 \text{ \$/tonelada} = 2\,390\,850.00 \text{ \$/año}$$

CALCULO DEL CONSUMO DE ENERGIA ELECTRICA.

Para el año de 1984, se considera el siguiente equipo instalado con una capacidad de agua tratada de 666.6 lt/seg.

Se tendrá una carga de 860 HP = 641.5 KW repartidos de la siguiente manera:

2 bombas de 100 HP c/u = 200 HP	= 149.2 KW
2 bombas de 50 HP c/u = 100 HP	= 74.6 KW
2 bombas de 75 HP c/u = 150 HP	= 111.9 KW
2 bombas de 10 HP c/u = 20 HP	= 14.9 KW
2 bombas de 2 HP c/u = 4 HP	= 2.9 KW
6 aereadores de 60 HP c/u = 360 HP	= 268.6 KW
4 motoredutores de 1/2 HP c/u = 2 HP	= 1.4 KW
4 motoredutores de 3.0 HP c/u = 12 HP	= 9.0 KW

Por lo tanto, se tendrá 641.5 KW.

El edificio administrativo:

11.224 KW

Edificio de cloración y caseta de control eléctrico:

0.504 KW

Para el alumbrado de la planta se contará con 10 lámparas más que en 1983, o sea, 76 lámparas de 250 w c/u, por lo que:

76 lámparas x 250 w/lámpara = 19 000 w = 19.0 KW

Por lo tanto, el total de KW instalados en 1984 será de:

672.2 KW

Considerando que no todo el equipo trabajará las 24 horas, si no como se menciona a continuación:

EQUIPO	TIEMPO DE OPERACION/DIA
2 bombas de 100 HP	8.0 horas
2 bombas de 50 HP	16.0 horas
2 bombas de 75 HP	16.0 horas
1 bomba de 10 HP	24.0 horas
2 bombas de 2 HP	12.0 horas
6 aereadores de 60 HP	24.0 horas
4 motoredutores de 1/2 HP	24.0 horas
4 motoredutores de 3.0 HP	24.0 horas

El total de HP del equipo que trabaja durante las 24 horas es de 838.

Para el edificio administrativo, caseta de control eléctrico, edificio de cloración y alumbrado de planta, se toma un promedio de 12 horas/día.

Edificio de cloración y caseta de control eléctrico:

145.1 KWH

Edificio administrativo:

3 235.5 KWH

Alumbrado de planta:

76 lámparas x 250 W/lámpara = 19 000 w = 19.0 KW

19.0 KW x 12 horas/día x 30 días/mes = 6 840 KWH

6 840 KW x 0.8 = 5 472 KWH

Para el equipo instalado:

Para las bombas de 100 HP:

200 HP x 0.746 KW/HP x 8 horas/día x 30 días/mes = 35 808.0 KWH/mes

35 808.0 KWH/mes 0.8 = 28 646.4 KWH/mes

Para las bombas de 50 HP:

28 646.4 KWH/mes

Para las bombas de 75 HP:

42 969.6 KWH/mes

Para las bombas de 10 HP:

4 296.9 KWH/mes

Para las bombas de 2 HP:

859.0 KWH/mes

Para los aereadores de 60 HP:

154 690.5 KWH/mes

Para los motoreductores de 1/2 HP:

859.0 KWH/mes

Para los motoreductores de 3.0 HP:

5 156.0 KWH/mes

Por lo tanto el total de KWH/mes en la planta es de:

$3\ 232.5 + 145.1 + 5\ 472.0 + 266\ 125.0 = 274\ 974.0$ KWH/mes

Se cree que la Comisión Federal de Electricidad, para éste año mantendrá la última tarifa de 1983, o sea, 3.95 \$/KWH, por lo que:

$274\ 974$ KWH/mes x 3.95 \$/KWH x 12 meses/año = 13 033 767.60 \$/año

1985

Para éste año, se calcula que el aumento inflacionario del año pasado — con respecto a éste es de un 40%, por lo que se tienen las siguientes estimaciones de costo:

a) EQUIPOS DE PROCESO (I)	\$
Equipo electromecánico	45.2
Obra eléctrica	4.5
b) CONSTRUCCION	
Materiales de construcción	16.49
Contratista	28.91
c) ADMINISTRACION	4.9
	<hr/>
TOTAL	100.0

(I) INCLUYE FLETES.

El equipo electromecánico que se adquirirá en éste año, para completar — la capacidad a tratar de 999.9 lt/seg son:

3 aereadores	\$ 4 420 308.40
2 rastras del tipo puente	\$ 6 756 008.00
2 rastras del tipo succión	\$ 7 295 478.40
2 distribuidores rotatorios	\$ 4 230 626.40
2 bombas de 100 HP c/u	\$ 7 392 000.00
2 bombas de 2 HP c/u	\$ 646 800.00
Fletes	\$ 6 298 371.00
Materiales de construcción	\$ 19 992 002.00
Contratista	\$ 35 420 000.00
Instalación eléctrica	\$ 5 600 000.00
Administración	\$ 6 000 000.00
Tubería y accesorios	\$ 18 480 000.00
	<hr/>
TOTAL	\$ 122 531 793.00

De acuerdo a los porcentajes presentados y al costo de adquisición de — los equipos mencionados, se tiene una inversión en activos fijos de:

\$ 122 531 793.00

TABLA VI-12
PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
PROGRAMA DE INVERSIONES
1985

	%	\$
PLANTA DE PROCESO	83.7	102 526 850.00
SERVICIOS AUXILIARES	16.3	20 004 942.50
TOTAL	<u>100.0</u>	<u>122 531 793.00</u>

TABLA VI-13
 PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
 DESGLOSE DE LA INVERSION
 1983

	%	\$
EQUIPO (I)	49.7	61 119 791.00
CONSTRUCCIÓN Y MATERIAL	45.4	55 412 002.00
ADMINISTRACION	4.9	6 000 000.00
	<hr/>	<hr/>
TOTAL	100.0	122 531 793.00

TABELA VI-14

PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

COSTO DE MANTENIMIENTO

1985

AREA DE PROCESO	\$ 3 075 805.00
SERVICIOS AUXILIARES	<u>\$ 500 123.50</u>
TOTAL	\$ 3 575 928.50

TABLA VI-15
PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS
CONSUMO Y COSTO DE LOS COMBUSTIBLES Y LUBRICANTES
1985

COMBUSTIBLES	CONSUMO (LTS)	COSTO (\$)
AÑO	400	367 339.00
1985		
LUBRICANTES.		
1985		100 355.70

TABLA VI-16
 PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
 MANO DE OBRA
 1985

PLANTA DE PROCESO	PESOS (MN)
4 Jefes de turno	\$ 1 875 000.00
2 Mecánicos	\$ 667 265.00
2 Soldadores	\$ 622 781.25
4 Eléctricos	\$ 1 334 531.25
24 Operadores	\$ 7 117 500.00
	<hr/>
SUB-TOTAL	\$ 11 617 078.10
GENERALES	
1 Jefe de planta	\$ 1 311 718.00
1 Secretaria	\$ 342 187.50
1 Afanadora	\$ 213 181.81
2 Choferes	\$ 541 225.00
3 vigilantes	\$ 667 265.00
3 laboratoristas	\$ 1 425 210.00
1 Administrador	\$ 843 750.00
	<hr/>
SUB-TOTAL	\$ 5 344 538.31
	<hr/>
TOTAL	\$ 16 961 616.40

TABLA VI-17
 PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
 COSTO ANUAL POR OPERACION
 1985

SALARIO ORDINARIO DEL PERSONAL DE PLANTA	\$ 16 961 616.90
SALARIO DE SERVICIOS POR LABORAR EN DOMINGO	\$ 900 000.00
VACACIONES Y PRIMA VACACIONAL	\$ 612 497.00
GRATIFICACIONES DE FIN DE AÑO	\$ 942 308.00
CUOTAS AL IMSS	\$ 1 484 141.40
CUOTAS AL INFONAVIT	\$ 848 080.80
VIATICOS	\$ 180 000.00
PAPELERIA Y ARTICULOS DE OFICINA	\$ 67 416.00
CONSUMO DE CLORO	\$ 3 746 160.00
CONSUMO DE COMBUSTIBLES	\$ 367 339.40
CONSUMO DE LUBRICANTES	\$ 100 355.70
CONSUMO DE ENERGIA ELECTRICA	\$ 19 986 072.25
CONSUMO DE AGUA POTABLE	\$ 18 170.00
REACTIVOS DE LABORATORIO	\$ 25 350.00
TIEMPO EXTRAORDINARIO	\$ 1 500 000.00
MANTENIMIENTO PREVENTIVO Y CORRECTIVO	\$ 9 380 756.56
IMPREVISTOS	\$ 2 000 000.00
TOTAL	\$ 59 116 304.01

CALCULO DEL COSTO DEL M³ DE AGUA TRATADA

1985

Para este año, el agua tratada por mes es de:

$$2\ 591\ 740.80\ \text{m}^3/\text{mes}$$

Por lo que al año:

$$2\ 591\ 740.80\ \text{m}^3/\text{mes} \times 12\ \text{meses/año} = 31\ 100\ 889.60\ \text{m}^3/\text{año}$$

Por lo tanto, el costo de agua tratada por m³ es de:

$$59\ 116\ 304.01\ \$/\text{año} / 31\ 100\ 889.60\ \text{m}^3/\text{año} = 1.90\ \$/\text{m}^3$$

CALCULO DEL CONSUMO DE AGUA POTABLE.

Para éste año, el personal se verá incrementado de 39 a 47 personas, por lo que:

$$47 \text{ hab/día} \times 100 \text{ lt/hab/día} = 4\,700 \text{ lt/día} = 4.7 \text{ m}^3/\text{día}$$

Considerando que el m^3 de agua potable cuesta 11.00 \$/litro:

$$4.7 \text{ m}^3/\text{día} \times 11.00 \text{ \$/m}^3 = 51.70 \text{ \$/día}$$

$$51.70 \text{ \$/día} \times 365 \text{ días/año} = 18\,870.0 \text{ \$/año}$$

CALCULO DEL CONSUMO DE CLORO.

La capacidad de agua tratada en éste año es de 86 391 360.0 lt/día, y considerando que el cloro se ha incrementado un 20%/tonelada, por lo tanto:

$$86\,391\,360.0 \text{ lt/día} \times 6 \text{ mg/lt} \times 30 \text{ días/mes} = 1.55 \times 10^{10} \text{ mg/mes}$$

$$1.55 \times 10^{10} \text{ mg/mes} \times 1 \text{ Kg/1000000 mg} = 15\,550.4 \text{ Kg/mes} = 518.3 \text{ Kg/día}$$

$$518.3 \text{ Kg/día} \times 365 \text{ días/año} = 189\,197.0 \text{ Kg/año} = 189.2 \text{ ton/año}$$

Costo del cloro anual:

$$189.2 \text{ ton/año} \times 19\,800.00 \text{ \$/ton} = 3\,746\,160.00 \text{ \$/año}$$

CALCULO DEL CONSUMO DE ENERGIA ELECTRICA.

Para el año de 1985, y con una capacidad a tratar de 999.9 lt/seg, se considera el siguiente equipo:

2 bombas de 100 HP c/u = 200 HP

3 aereadores de 60 HP c/u = 180 HP

2 bombas de 75 HP c/u = 150 HP

2 bombas de 2 HP c/u = 4 HP

2 motoreductores de 1/2 HP c/u = 1 HP

2 motoreductores de 3 HP c/u = 6 HP

10 lámparas de 250 W c/u = 2500 w = 2.5 KW

Por lo tanto, este equipo nos proporcionará un total de 406 KW, y agregando los KW del año anterior tendremos una capacidad de 1 078.4 KW.

$$672.3 \text{ (1984)} + 406 \text{ (1985)} = 1\,078.4 \text{ KW}$$

Considerando que no todo el equipo opera las 24 horas, si no como se —
menciona a continuación:

EQUIPO	TIEMPO DE OPERACION/DIA
3 bombas de 100 HP	8.0 horas
3 bombas de 50 HP	16.0 horas
3 bombas de 75 HP	16.0 horas
2 bombas de 10 HP	24.0 horas
3 bombas de 2 HP	12.0 horas
9 aereadores de 60 HP	24.0 horas
6 motoreductores de 1/2 HP	24.0 horas
6 motoreductores de 3.0 HP	24.0 horas

El total de HP de estos equipos trabajando las horas antes mencionadas—
son 1262.0 HP.

Para el dificio administrativo, caseta de control, edificio de cloración
y alumbrado de planta se toma un promedio de 12 horas/día.

Edificio administrativo, caseta de control y edificio de cloración, con
tarán con la misma carga instalada que en los años anteriores, o sea:

$$3\ 377.6\ \text{KWH}$$

Para el alumbrado de planta, se contarán con 10 lámparas más que el año
anterior, o sea:

$$86\ \text{lámparas} \times 250\ \text{w/lámpara} = 21\ 500.0\ \text{w} = 21.5\ \text{KW}$$

$$21,5\ \text{KW}/12\ \text{horas/día} \times 30\ \text{días/mes} = 7\ 740.0\ \text{KWH}$$

Como los años anteriores, se mantendrá el mismo factor de potencia de —
80%:

$$7\ 740\ \text{KWH} \times 0.8 = 6\ 192.0\ \text{KWH/mes}$$

Para el equipo instalado:

Bombas de 100 HP:

$$300\ \text{HP} \times 0.746\ \text{KW/HP} \times 8\ \text{horas/día} \times 30\ \text{días/mes} = 53\ 712.0\ \text{KWH/mes}$$

$$53\ 712.0\ \text{KWH/mes} \times 0.8 = 42\ 969.0\ \text{KWH/mes}$$

$$\text{Bombas de 50 HP} = 42\ 969.0\ \text{KWH/mes}$$

$$\text{Bombas de 75 HP} = 64\ 454.0\ \text{KWH/mes}$$

$$\text{Bombas de 10 HP} = 8\ 593.0\ \text{KWH/mes}$$

Bombas de 2 HP = 1 289.0 KWH/mes

Aereadores de 60 HP = 232 035.0 KWH/mes

Motoreductores de 1/2 HP = 1 289.0 KWH/mes

Motoreductores de 3.0 HP = 7 734.0 KWH/mes

Por lo que, el total de KWH/mes en la planta para este año es de:

$$3\ 232.5 + 145.1 + 6\ 192.0 + 412\ 077.0 = 421\ 647.0 \text{ KWH/mes}$$

Considerando que la Comisión Federal de Electricidad, mantendrá para es
te año la tarifa correspondiente al año anterior de 3.95 \$/KWH.

Por lo tanto, el consumo de energía eléctrica es:

$$421\ 647.0 \text{ KWH/mes} \times 12 \text{ meses/año} \times 3.95 \text{ \$/KWH} = 19\ 986\ 072.50 \text{ \$/año}$$

1986

Se considerará que el aumento de éste año con respecto al anterior será de 15%, por lo que se tiene la siguiente estimación de inversión de costos fijos:

3 aereadores	\$ 5 083 584.60
2 rastras del tipo puente	\$ 7 769 409.26
2 rastras del tipo succión	\$ 8 389 800.16
2 distribuidores rotatorios	\$ 4 865 220.36
fletes	\$ 7 243 126.65
materiales de construcción	\$ 22 990 802.30
contratista	\$ 40 733 000.00
Instalación eléctrica	\$ 6 440 000.00
administración	\$ 6 900 000.00
	<hr/>
TOTAL	\$ 110 414 494.33

Por lo que el porcentaje de la inversión en activos fijos es:

a) EQUIPO DE PROCESO (I)	%	\$
Equipo electromecánico	30.21	33 351 141.03
Obra eléctrica	5.83	6 440 000.00
b) CONSTRUCCION	57.71	63 723 802.34
c) ADMINISTRACION	6.25	6 900 000.00
	<hr/>	<hr/>
TOTAL	100.00	110 414 944.37

(I) Incluye fletes

TABLA VI-18

PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
PROGRAMA DE INVERSIONES

	1986	
	¢	\$
PLANTA DE PROCESO	80.16	88 505 840.14
SERVICIOS AUXILIARES	19.84	21 909 104.16
TOTAL	<u>100.00</u>	<u>110 141 944.30</u>

TABLA VI-19
PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
DESGLOSE DE LA INVERSION
1986

	%	\$
EQUIPO (I)	36.04	39 791 141.03
CONSTRUCCION Y MATERIAL	57.71	63 723 802.34
ADMINISTRACION	6.25	6 900 000.00
TOTAL	<u>100.00</u>	<u>110 414 944.37</u>

TABLA VI-20
PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
COSTO DE MANTENIMIENTO
1986

AREA DE PROCESO	\$ 2 655 175.20
SERVICIOS AUXILIARES	\$ 547 727.60
	<hr/>
TOTAL	\$ 3 202 902.80

TABLA VI-21
PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

MANO DE OBRA

1986

PLANTA DE PROCESO	\$ PESOS MN
4 Jefes de turno	2 343 750.00
2 Mecánicos	834 081.25
2 Soldadores	778 476.56
4 Eléctricos	1 668 162.81
31 Operadores	11 491 796.87
	<u>17 116 267.49</u>
	SUB-TOTAL
	17 116 267.49
 GENERALES	
1 Jefe de planta	1 639 648.43
1 Secretaria	427 734.37
1 Afanadora	266 478.51
2 Choferes	676 531.25
3 Vigilantes	834 081.25
3 Laboratoristas	1 781 512.50
1 Administrador	1 054 687.50
	<u>6 680 673.81</u>
	SUB-TOTAL
	6 680 673.81
	<u>TOTAL</u>
	23 796 941.30

TABLA VI - 22

PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

COSTO ANUAL POR OPERACION

(PESOS MN)

1986

SALARIO ORDINARIO DEL PERSONAL DE PLANTA	\$ 23 796 941.30
SALARIO DE SERVICIOS POR LABORAR EN DOMINGO	\$ 1 000 000.00
VACACIONES Y PRIMA VACACIONAL	\$ 859 333.99
GRATIFICACIONES DE FIN DE AÑO	\$ 1 322 051.55
CUOTAS AL IMSS	\$ 2 082 232.36
CUOTAS AL INFONAVIT	\$ 1 189 847.00
VIATICOS	\$ 180 000.00
ARTICULOS DE OFICINA Y PAPELERIA	\$ 71 460.96
CONSUMO DE CLORO	\$ 6 492 014.10
CONSUMO DE COMBUSTIBLES	\$ 380 060.30
CONSUMO DE LUBRICANTES	\$ 102 864.59
CONSUMO DE ENERGIA ELECTRICA	\$ 21 885 452.16
CONSUMO DE AGUA POTABLE	\$ 23 652.00
REACTIVOS DE LABORATORIO	\$ 32 995.00
TIEMPO EXTRAORDINARIO	\$ 1 750 000.00
MANTENIMIENTO PREVENTIVO Y CORRECTIVO	\$ 12 583 659.36
IMPREVISTOS	\$ 2 000 000.00
TOTAL	\$ 75 752 564.67

CALCULO DEL COSTO DEL M³ DE AGUA TRATADA

1986

En este año se habrá alcanzado la capacidad nominal final de tratamiento o sea, 1333.3 lt/segundos, por lo que el agua tratada será:

$$3\ 455\ 913.6\ \text{m}^3/\text{mes} \times 12\ \text{meses/año} = 41\ 470\ 963.20\ \text{m}^3/\text{año}$$

Por lo que, el costo por m³ de agua tratada es:

$$75\ 752\ 564.67\ \$/\text{año} / 41\ 470\ 963.20\ \text{m}^3/\text{año} = 1.83\ \$/\text{m}^3$$

CALCULO DEL CONSUMO DE AGUA POTABLE.

Para este año, la capacidad total de la planta se habrá completado, por lo que se tendrá un total de 54 personas, cifra que ha sido incrementada con 7 personas más con respecto al año anterior.

$$54 \text{ hab/día} \times 100 \text{ lt/hab/día} = 5\,400.0 \text{ lt/día} = 5.4 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$5.4 \text{ m}^3/\text{día} \times 12.00 \text{ \$/m}^3 = 64.80 \text{ \$/día}$$

Por lo que al año:

$$64.80 \text{ \$/día} \times 365 \text{ días/año} = 23\,652.00 \text{ \$/año}$$

CALCULO DEL CONSUMO DE CLORO.

Se considera que para este año, el cloro se habrá incrementado un 30% más que el año anterior y de igual manera el agua tratada, o sea, 1333.3 lt/seg, - por lo tanto:

$$1333.3 \text{ lt/seg} \times 60 \text{ seg/min} \times 60 \text{ min/hr} \times 24 \text{ hrs/día} = 115\,171\,200.0 \text{ lt/día}$$

$$115\,171.200.0 \text{ lt/día} \times 6 \text{ mg/lt} \times 30 \text{ días/mes} = 2.07 \times 10^{10} \text{ mg/mes}$$

$$2.07 \times 10^{10} \text{ mg/mes} \times 1 \text{ Kg}/1000000 \text{ mg} = 20\,730.8 \text{ Kg/mes}$$

$$20\,730.8 \text{ Kg/mes} / 30 \text{ días/mes} = 691.0 \text{ Kg/día}$$

$$691.0 \text{ Kg/día} \times 365 \text{ días/año} = 252\,215.0 \text{ Kg/año} = 252.215 \text{ ton/año}$$

Por lo tanto, el costo del cloro durante el año de 1986, va a costar:

$$19\,800.00 \text{ \$/año (1985)} \times 1.30 \% = 25\,740.0 \text{ \$/ton}$$

$$252.215 \text{ ton/año} \times 25\,740.0 \text{ \$/ton} = 6\,492\,014.10 \text{ \$/año}$$

CALCULO DEL CONSUMO DE ENERGIA ELECTRICA.

Para este año, se contará con el siguiente equipo:

$$3 \text{ aereadores de } 60 \text{ HP c/u} = 180 \text{ HP}$$

$$2 \text{ motoreductores de } 1/2 \text{ HP c/u} = 1 \text{ HP}$$

$$2 \text{ motoreductores de } 3.0 \text{ HP c/u} = 6 \text{ HP}$$

Este equipo nos porpocionará 139.51 KW

Se contará con 56 lámparas más, de 250 w c/u. lo que nos proporciona un total de 142 lámparas = 35.5 KW.

Por lo tanto, el total de KW instalados que se obtendrán en este año:

$$139.5 + 35.5 = 175.0 \text{ KW.}$$

Considerando que el total de equipo instalado en los 4 módulos por tiempo de trabajo por día es:

3 bombas de 100 HP c/u	= 300 HP	= 18 horas
2 bombas de 50 HP c/u	= 100 HP	= 6 horas
4 bombas de 75 HP c/u	= 150 HP	= 6 horas
2 bombas de 10 HP c/u	= 20 HP	= 24 horas
4 bombas de 2 HP c/u	= 4 HP	= 12 horas
12 aereadores de 60 HP c/u	= 720 HP	= 24 horas
8 motoredutores de 1/2 HP c/u	= 4 HP	= 24 horas
8 motoredutores de 3.0 HP c/u	= 24 HP	= 24 horas

Entonces, el total de HP instalados es de 1 322.0 HP/día.

Para el edificio administrativo, edificio de cloración y caseta de control eléctrico se considera la misma carga instalada que en los años anteriores:

$$3 \text{ 377.6 KWH}$$

Alumbrado de planta:

$$35.5 \text{ KW/día/hrs} \times 12 \text{ horas} \times 30 \text{ días/mes} = 12 \text{ 780 KWH/mes}$$

$$12 \text{ 780.0 KWH/mes} \times 0.8 = 10 \text{ 224 KWH/mes}$$

Para el equipo instalado:

Para las bombas de 100 HP:

$$300 \text{ HP} \times 0.746 \text{ KW/HP} \times 16 \text{ horas/día} \times 30 \text{ días/mes} = 107 \text{ 424.0 KWH/mes}$$

$$107 \text{ 424.0 KWH/mes} \times 0.8 = 85 \text{ 939.0 KWH/mes}$$

$$\text{Para las bombas de 50 HP} = 10 \text{ 742.0 KWH/mes}$$

$$\text{Para las bombas de 75 HP} = 20 \text{ 142.0 KWH/mes}$$

$$\text{Para las bombas de 10 HP} = 8 \text{ 594.0 KWH/mes}$$

$$\text{Para las bombas de 2 HP} = 1 \text{ 289.0 KWH/mes}$$

$$\text{Para los aereadores de 60 HP} = 309 \text{ 381.0 KWH/mes}$$

$$\text{Para los motoredutores de 1/2 HP} = 1 \text{ 718.0 KWH/mes}$$

Para los motoredutores de 3.0 HP = 10 312.0 KWH/mes.

Por lo que, el total de KWH/mes en este año es de:

$$3\ 377.6 + 10\ 224.0 + 448\ 116.8 = 461\ 718.4\ \text{KWH/mes.}$$

Se cree que la Comisión Federal de Electricidad, seguirá considerando la tarifa de 3.95 \$/KWH, por lo que se tendrá el siguiente consumo de energía -- eléctrica.

$$461\ 718.4\ \text{KWH/mes} \times 3.95\ \$/\text{KWH} \times 12\ \text{meses/año} = 21\ 885\ 452.16\ \$/\text{año}$$

TABLA VI-23
 PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
 INVERSION GLOBAL
 (PESOS MN)

COSTOS DE CONSTRUCCION	1983	1984	1985	1986
ESTRUCTURAS	29 996 295.97	14 280 002.00	19 992 002.00	22 990 802.30
CONTRATISTA	22 048 559.43	25 300 000.00	35 420 000.00	40 733 000.00
INTEGRACION	28 792 427.32			
INGENIERIA BASICA Y DE DETALLE	2 076 666.64			
ADMINISTRACION	4 000 000.00	5 000 000.00	6 000 000.00	6 900 000.00
SUB-TOTAL	86 913 949.36	44 580 000.00	61 412 002.00	70 623 802.00
COSTO DE EQUIPO ELECTROMECHANICO				
EQUIPO DE PROCESO	15 209 718.00	20 714 995.00	29 961 616.90	33 351 141.03
OBRA ELECTRICA	7 306 790.04	4 000 000.00	5 600 000.00	6 440 000.00
TUBERIAS	10 610 000.00		18 480 000.00	
SISTEMA DE BOMBEO	10 699 176.00		8 038 800.00	
SUB-TOTAL	43 825 684.04	24 714 995.00	61 119 792.00	39 791 141.03
COSTOS DE OPERACION				
MANO DE OBRA	7 004 139.00	11 528 488.75	16 961 616.90	23 796 941.30
COSTOS INDIRECTOS	5 244 639.00	63 600.00	67 414.00	71 460.96
MANTENIMIENTO	3 755 218.86	5 768 828.74	9 344 757.24	12 547 660.04
DEPRECIACION	13 073 963.00	6 929 499.70	12 253 179.30	11 041 494.43
SERVICIOS AUXILIARES	4 600 633.10	13 048 001.00	20 004 242.50	21 909 104.16
SUSTANCIAS QUIMICAS	1 055 688.00	2 410 350.00	3 767 550.00	5 438 395.00
COMBUSTIBLES Y LUBRICANTES	438 720.00	452 964.00	467 695.10	482 930.00
SUB-TOTAL	35 173 001.29	40 201 732.19	62 866 455.04	75 287 986.89
TOTAL	\$ 165 912 634.70	\$ 109 496 729.29	\$ 185 398 249.00	\$ 185 702 929.90

VI. RECUPERACION DE LOS COSTOS DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO.

A) Criterios de evaluación del sistema de recuperación de costos.

Los criterios para evaluar un sistema de recuperación de costos se resumen en equidad, factibilidad técnica y administrativa, motivación al usuario y nivel adecuado de ingresos.

La equidad se puede concebir con la no alteración de los derechos de los usuarios; a cada uno de ellos se le debe de asignar en forma equitativa los costos que debe de cubrir.

La complejidad y monto de la información requerida en un sistema de recuperación de costos es determinante para la factibilidad técnica y administrativa del mismo. La información que se requiera debe de contener una relación con el grado de aceptación, sin embargo, se debe de procurar que el sistema sea simple para que los costos de aplicación no sean excesivos.

Un buen sistema de cuotas debe de motivar al usuario para que se controle adecuada y eficientemente las descargas.

Por último, la estructura del sistema tiene como función principal obtener los ingresos suficientes para absorber los costos de la planta de tratamiento.

B) Metodología de asignación propuesta.

El sistema de recuperación de costos, en su aceptación más general, sería de tal suerte que el organismo administrativo se encargara de la asignación de las cuotas a cada uno de los usuarios y propietarios de la región, sin embargo, el sistema se puede limitar a tratar con municipios e industrias.

El método que se presenta distribuye los costos del distrito entre todos los que reciben un servicio del mismo. Los usuarios se clasifican en domésticos, comerciales e industriales. Esta selección se ha hecho por ser más general y versátil.

El sistema de disposición de desechos se puede dividir en:

1. Red de colección.
2. Colectores.
3. Cuerpo de tratamiento.

De esta forma, habrá algunas partes del sistema cuyo costo será fácilmente asignable. La red de recolección por ejemplo, se asignará directamente a los usuarios para los que están destinados; la red de una colonia o barrio, la tendrán que pagar los habitantes de los mismos, sin embargo, surge la posi

bilidad de que proporción del costo de los colectores y del cuerpo de tratamiento deberán cubrir estos habitantes, de la naturaleza del servicio que dan estas partes del sistema a lo que hacen más compleja la asignación de sus costos.

La planta de tratamiento están constituidas por muchas unidades de diferentes funciones en cada una. Por lo que, los parámetros de diseño son igualmente diferentes, y es necesario estimar para cada uno la proporción del costo que le corresponde por unidad de la planta de tratamiento. La suma de los costos de las unidades dará la parte que corresponde a cada parámetro del costo total del sistema, por ejemplo: para una planta de tratamiento biológico, los parámetros de diseño más importantes son: demanda bioquímica de oxígeno, sólidos suspendidos, flujo, para éstos habría que obtener la proposición del costo total que le corresponde a cada uno.

Los usuarios del sistema se pueden clasificar en domésticos, industriales y comerciales. Todos éstos pagarán de acuerdo al uso en que se haga del sistema, es decir, considerando el volumen y características de las aguas residuales que desechen al sistema de disposición. Para cada parámetro de cobro, se determinará la cantidad anual que el usuario arroje al sistema a lo que éste es eliminado por la planta de tratamiento, de tal forma que mediante la aplicación de los costos unitarios o tarifas se obtendrá la cuota correspondiente.

En el caso de los usuarios comerciales y domésticos, la estimación se recomienda hacerla de manera indirecta. Los usuarios industriales deben ser objeto de estudio más completo y a varios de ellos practicarseles muestreos periódicos para determinar las características de sus aguas.

Los procedimientos de asignación a los usuarios serán de acuerdo a la clase en que se encuentren. A continuación se describen las consideraciones para cada tipo de usuario.

Usuario doméstico.

Las aguas de origen doméstico poseen características bien definidas, por consiguiente, se podrán adoptar normas y cobrar en base al agua consumida y/o al número de habitantes por vivienda. De ninguna manera se justifica en realizar muestreos de aguas residuales de origen exclusivamente domésticos. Para la fijación de las características de las aguas residuales domésticas se harán revisiones bibliográficas y probablemente será necesario tomar algunas muestras de verificación y así completar los índices existentes.

Usuarios comerciales.

La asignación de la cuota a cada comercio se puede hacer de acuerdo a una clasificación de los mismos. Para este agrupamiento se tomarán en cuenta varios factores tales como la rama de actividad comercial e importancia del establecimiento. Una posible clasificación es: oficinas, baños públicos, lavanderías, escuelas, restaurantes, tiendas, hospitales y servicios de lavado de automóviles.

Una vez establecidos los comercios, se procederá a determinar estándares o índices de las características de los desechos de cada grupo formado.

Usuarios industriales.

Las industrias generan desechos de características extremadamente variables; dentro de una misma industria, las aguas residuales presentan gran variabilidad: el tipo y cantidad de contaminantes que depende de las materias primas que se emplean en la elaboración de sus productos. Consecuentemente, en una descarga industrial se pueden encontrar volúmenes y elementos diferentes de 2 instantes considerados. Por otra parte, algunas industrias solo emplean el agua para servicios generales de la misma o en forma secundaria de su proceso, de tal manera que la naturaleza de sus desechos siguen ciertos patrones establecidos o fácilmente determinables.

Para la determinación de las características de las descargas industriales, se debe de llevar a cabo en primer lugar una selección de estas y de acuerdo a su importancia y característica se realizarán muestreos periódicos a sus descargas. El principal criterio que se aplica para ésta es que el costo de los muestreos sean en una mínima proporción de la cuota total.

C) Procedimiento de cálculo para la recuperación de costos.

El método de cálculo que se empleará para dicha recuperación es únicamente para la operación anual de la planta, la cual se llevará a cabo en cobrar en base al consumo de agua y/o a la cantidad de personas que habiten una vivienda, por lo que, la manera más aceptable para dicho cálculo, se llegó a la conclusión de que debe de ser en base al número de viviendas que hay en la Ciudad, por lo que:

Una vez que se cuente con las características de las descargas, se deberá de proceder al cálculo de la cuota correspondiente/vivienda, para lo que se recomienda el siguiente procedimiento:

Total de viviendas domésticas en la Ciudad.

Se considera que hay un promedio de 5 habitantes por vivienda, para el año de 1983, la Ciudad contará con 288 000 habitantes, como se puede apreciar en la Tabla II-1, por lo que:

$$288\ 000 \text{ habitantes} / 5 \text{ habitantes/vivienda} = 57\ 600.00 \text{ viviendas}$$

Total de viviendas comerciales en la Ciudad:

Con respecto a los usuarios comerciales se considera un cierto porcentaje con respecto al doméstico.

COMERCIO	%	COMERCIO	%
Oficinas	3.0	Escuelas	0.10
Baños públicos	0.02	Hospitales	0.05
Lavanaderías	0.05	Lavado de autos	0.07
Tiendas	2.0	Restaurantes	2.95
Mercados	0.01	Hoteles	0.14

El porcentaje total de estos comercios es de 8.39%.

$$0.0839 \times 57\ 600.0 \text{ viviendas} = 4\ 832.0 \text{ viviendas comerciales}$$

La aportación del usuario doméstico y comercial es:

$$4\ 832.0 \text{ viviendas} + 57\ 600.0 \text{ viviendas domésticas} = 62\ 432.5 \text{ viviendas.}$$

La planta potabilizadora, para este año distribuirá 500.0 lt/seg, por lo que al día será:

$$500 \text{ lt/seg} \times 60 \text{ seg/min} \times 60 \text{ min/hora} \times 24 \text{ horas/día} = 43\ 200\ 000 \text{ lt/día}$$

A cada habitante le corresponderán :

$$43\ 200\ 000.0 \text{ lt/día} / 288\ 000 \text{ habitantes} = 150.0 \text{ lt/día/habitante}$$

Por lo que, a cada vivienda le corresponden:

$$5 \text{ habitantes/vivienda} \times 150 \text{ lt/día/habitante} = 750.0 \text{ lt/día/vivienda}$$

Entonces:

Costo total anual de operación:

$$21\ 583\ 993.36 \text{ \$/año} / 12 \text{ meses/año} = 1\ 798\ 666.11 \text{ \$/mes}$$

A lo que:

$$1\ 798\ 666.11\ \$/\text{mes} \ / \ 62\ 432.5\ \text{viviendas} = 28.81\ \$/\text{mes}/\text{vivienda}.$$

Por lo tanto, esta cantidad se incrementará al valor del consumo normal - que se tenga de agua potable.

1984

Para este año se contará con las siguientes estadísticas:

Habitantes:

296 000.0

Viviendas:

Con un incremento del 2.5 %/anual = 59 040.0 viviendas.

Comercios:

Con un incremento del 1.0 %/anual = 4 880.0 comercios.

Entonces:

$$59\ 040.0 + 4\ 880.0 = 63\ 920.0\ \text{viviendas}$$

Distribución de agua potable = 600.0 lt/segundo.

Litros/habitante = 162.0 lt/habitante/día.

Litros/vivienda = 811.0 lt/vivienda/día.

Costo total anual de operación en 1984 = 39 980 103.24 \$/año

$$39\ 980\ 103.24\ \$/\text{año} \ / \ 12\ \text{meses}/\text{año} = 3\ 331\ 675.27\ \$/\text{mes}$$

Entonces:

$$3\ 331\ 675.27\ \$/\text{mes} \ / \ 63\ 920.0\ \text{viviendas} = 52.12\ \$/\text{mes}/\text{vivienda}.$$

1985

Habitantes = 310 000.0

Viviendas = 62 000.0

Comercios = 4 928.0

Entonces:

$$4\ 928.0 + 62\ 000.0 = 66\ 928.8\ \text{viviendas}$$

Litros/habitante/día = 180.0

Litros/vivienda/día = 900.0

Costo anual de operación = 59 116 304.07 \$/año

$59\ 116\ 304.07\ \$/año / 12\ meses/año = 4\ 926\ 358.69\ \$/mes$

Por lo que, el valor en 1985 que se debe de agregar a los recibos de agua potable es:

$4\ 926\ 358.69\ \$/mes / 66\ 928.8\ viviendas = 73.61\ \$/mes/vivienda$

1986

Población = 320 000.0 habitantes.

Viviendas = 64 000.0 casas-habitación.

Comercios = 4 977.0 comercios.

Entonces:

$64\ 000.0 + 4\ 977.0 = 68\ 977.0\ viviendas$

Litros/habitante/dfa = 250.0

Litros/vivienda/dfa = 1 252.0

Costo anual de operación = 75 752 564.67 \$/año

$75\ 752\ 564.67\ \$/año / 12\ meses/año = 6\ 312\ 713.72\ \$/mes$

Por lo tanto:

$6\ 312\ 713.72\ \$/mes / 68\ 977.0\ viviendas = 91.52\ \$/mes/vivienda.$

La revisión de las cuotas asignadas a los usuarios es recomendable que se lleven a cabo en forma selectiva, esto, con el objeto de detectar las variaciones en las características de sus descargas que puedan traer consigo costos adicionales en el sistema. Además, se deberán hacer los ajustes necesarios para absorber los incrementos en los costos de operación.

CONCLUSIONES

El proceso de tratamiento biológico que se llevó a cabo, en función de las condiciones bajo las cuales se estabiliza la materia orgánica, es el aerobio, en donde los organismos necesitan del oxígeno para su subsistencia, por lo que la selección de este tipo de tratamiento se basó primordialmente en las características con que cuentan las aguas de desecho de esta localidad.

Otra de las características con que se cuenta, es la utilización de filtros rociadores de alto gasto, en donde se decidió emplear como medio filtrante piedra de boleó y no material plástico, debido a que éstos permiten que se desarrolle más fácilmente el cultivo biológico, sin considerar la época del año, ya que normalmente prevalece en esta Ciudad una temperatura satisfactoria para dicho cultivo, otra de las razones por la cual se emplea es la económica, ya que sale más barato la piedra que el material plástico y es más fácil de conseguir.

En los capítulos IV y V, se mencionan y se diseñan, respectivamente, los equipos necesarios para llevar a cabo el proceso de tratamiento aeróbico, siendo éstos de fabricación 100% nacional, ya que éstos fueron diseñados adecuadamente para el buen funcionamiento de la planta.

El agua residual tratada requiere de que se eliminen los organismos patógenos, el tipo de biocida que se seleccionó como desinfectante fue el cloro, debido a que este es el mejor, por su alta capacidad desinfectante y costo razonable.

No hay que olvidar que en este tratamiento la parte principal del proceso es el constante funcionamiento de los filtros rociadores, ya que si éstos dejaran de rociar uniformemente sobre el medio filtrante provocaría una alteración en todo el proceso, por lo que es de suma importancia mantener las condiciones de operación adecuadas como son: recirculación, gasto y rotación de los brazos rociadores.

Se seleccionaron los filtros de alto gasto, debido a que éstos producen sólidos más uniformes y estables que tienden a sedimentar más rápido, mientras que los sólidos que se obtienen de los filtros rociadores del tipo estándar son más ligeros a lo que presentan problemas de sedimentación.

Se optó por trabajar con aereadores de alta velocidad por su facilidad de operación y gran durabilidad, ya que éstas condiciones representan considerables ventajas en la aplicación de sistemas de tratamiento de lodos por las diferentes razones: mantienen a los sólidos en suspensión sin permitir que és

tos se depositen en el fondo del tanque; pueden operar en 2 velocidades lo que representa un ahorro de energía; son más económicos que los de baja velocidad.

En el capítulo V, se desarrolló el diseño de equipo con que debería de contar la planta para llevar a cabo el tratamiento aerobio.

Todos los cálculos que se desarrollaron fueron en base a obtener agua residual tratada dentro de las especificaciones que el reglamento requiere, es decir, éstos no deben de alterar, después de ser tratados, los sitios donde se dispongan.

Por último, se llevó a cabo una serie de análisis correspondientes a cada parámetro de control, obteniéndose resultados que indican que la planta está operando en condiciones favorables. Como se pueden apreciar en las gráficas, ya que los % de eficiencia y de reducción caen dentro de los ámbitos especificados.

En el capítulo VI, se establecen las consideraciones económicas, en donde se puede apreciar, de una manera general, la inversión global/año, se consideró un cierto porcentaje inflacionario/año, esto en base a los problemas por el que pasa nuestro país, también se menciona la recuperación de costos, siendo ésta en base a la cantidad de personas que habitan una vivienda, ya que es más fácil guiarse por el número de personas que residen en una Ciudad que por el consumo de agua que hace cada habitante.

Se puede agregar que la planta a sus inicios erogará fuertes cantidades de capital, como se puede apreciar en la Tabla VI-23, pero a la larga, ésta proporcionará grandes beneficios; siendo el pueblo el que se encargue de mantener la operación de ésta, o sea, proporcionando una cierta cuota asignada por mes/vivienda en base a los m^3 de agua tratada/mes.

El presente trabajo, también demuestra que en nuestro país se puede llevar a cabo un tratamiento de los desechos líquidos con mano y tecnología puramente mexicana.

BIBLIOGRAFIA

1. Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos.
"Operación de plantas de tratamiento primario de aguas residuales"
Volúmenes: I y III.
Páginas: 37, 46, 60, 77, 99, 115, 285, 327, 351, 387, 421, 443.
México, D.F., 1980.
2. Secretaría de Programación y Presupuesto.
"X Censo general de población y vivienda, Chiapas, 1980"
Página: 79.
México, D.F., 1983.
3. Clifford, White.
"Desinfection of wastewater and water for reuse"
Páginas: 96, 139.
Editorial: Van Nostrand Reinhold Co.
New York, 1978.
4. Metcalf and Eddy.
"Wastewater engineering"
Páginas: 56, 228, 283, 360, 424, 433, 444, 446, 465, 481, 516, 575.
2a. edition.
Editorial: Mc Graw Hill Co.
New York, 1972.
5. Catálogo. S.I.M.A.
"Servicios de Ingeniería del Medio Ambiente"
Páginas: 1 a 6.
México, D.F. 1983.
6. Notas: ING. Arnulfo Paz Sánchez.
"Tratamiento utilizando el proceso de lodos activados"
Páginas: 1 a 6.
Facultad de Ingeniería, UNAM.
UNAM, octubre 1981.

7. Notas: Ing. Arnulfo Paz Sánchez.
"Digestión aeróbica."
Páginas: 1 a 10.
Facultad de Ingeniería, UNAM.
UNAM, octubre, 1981.
8. A.P.H.A.
"Standar methods for the examination of water and wastewater."
Páginas: 511 a 524.
13a. Edition.
Editorial: APHA, WPCF, AWWA.
Washington, D.C., 1971.
9. Benjes y Foster.
"Manual de bombas."
Páginas: 10-23 y 14-33.
Editorial: Mc Graw Hill Co.
México, 1980.
10. Notas: Ing. Octavio Castellanos López.
"Tanques de tratamiento de aguas residuales, municipales, industriales y re
usos."
Páginas: 1 a 10.
Facultad de Ingeniería, UNAM.
UNAM, octubre, 1981.
11. Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del ambiente.
"Teoría, diseño y control de los procesos de clarificación del agua."
Páginas: 104, 128, 217, 236.
Editorial: Organización Panamericana de Salud.
Lima, Peru, 1975.
12. T. F. F. I.
"Handbook of trickling filter design."
Páginas: 2, 5, 11, 16, 20.
Editorial: Public Works publications.
New Jersey, 1970.

13. D.J. O' Connor-Eckenfelder.
"Biological Waste treatment."
Páginas: 224, 235, 237.
Editorial: Pergamon press.
New York, 1961.
14. Vente Chow T.
"Open Channel hydraulics."
Página: 70.
17a. Edition.
Editorial: Mc Graw Hill Co.
New York, 1959.
15. Artículo: Ing. Ramón Xutgla.
"Medición de flujos."
Páginas: 20, 34.
Revista: IMIQ.
México, noviembre, 1981.
16. Azevedo-Acosta.
"Manual de hidráulica."
Páginas: 468.
6ta. edición.
Editorial: Harla.
México, 1976.
17. Babbitt and Baumann.
"Sewerage and sewage treatment."
Páginas: 58
8a. Edition.
Editorial: John Wiley and sons.
New York, 1952.
18. Secretaría de Recursos Hidráulicos.
"Sistema económico de tratamientos de aguas residuales."
Página: 13.
3a. Edición.
México, D.F., 1975.

19. Secretaría de Agricultura y Recursos hidráulicos.

"Manual de diseño de plantas de tratamiento de aguas negras."

Páginas: 129.

México, D.F. 1977.

20. L. Benefield and W. Randall.

"Wastewater characteristics and flows."

Página: 82.

10a. Edition.

Editorial: Prentice Hall.

New Jersey, 1980.

21. Max S. Peters and Timmerhaus.

"Plant design and economic for chemical engineers."

Página: 12, 57, 147.

3a. Edition.

Editorial: Mc Graw Hill Co.

New York, 1980.

22. Aries and Newton.

"Chemical engineers cost estimation."

Página: 1, 15, 75.

Editorial: Mc Graw Hill Co.

New York, 1955.

23. Zimmerman and Larine.

"Chemical engineers costs."

Página: 11, 278.

Editorial: Industrial Research Service.

Hannshire, 1950.

24. Max S. Peters.

"Elementary chemical engineers."

Página: 242.

Editorial. Mc Graw Hill Co.

New York, 1954.

25. Arnold Thomas H.
"New index shows plant costs trends."
Página: 11.
Editorial: Mc Graw Hill Co.
New York, 1963.
26. Hendenbergh and Rodie.
"Ingeniería sanitaria."
Página: 87.
1a, edición.
Editorial: CECSA.
México, 1981.
27. A. W. W. A.
"Water quality and treatment."
Página: 52
3a. Edition.
Editorial: Mc Graw Hill.
New York, 1971.
28. Henderson, W.
"Open Channel flow."
Páginas: 214.
Editorial: Collier Mc Millan.
Toronto, Canada, 1972.
29. Benefield and Randall.
"Biological process design for wastewater treatment."
Página: 62, 281, 457.
10a. Edition.
Editorial: Prentice Hall.
New Jersey, 1980.
30. José H. Ferrero.
"Depuración biológica de las aguas."
Página: 10, 84.
1a. Edición.
Editorial: Alhambra.
España, 1974.

31. W.P.C.F.

"Sewage treatment plant design"

Página: 75

6a. edition, volume 8.

Editorial: APHA, WPCF, AWWA.

Washington, D.C., 1968.

32. Secretaría del Trabajo y Previsión Social.

"Ley Federal del Trabajo"

Páginas: 166, 187, 191.

5a. edición.

México, D.F., abril 1982.

33. Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos.

"Reglamento Sanitario de Aguas"

Página: 80.

México, D.F., 1981.