



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

CURSOS INSTITUCIONALES

*CONCEPTO BÁSICO PARA
LA OPERACIÓN DE UNA
PLANTA DE TRATAMIENTO*

Del 04 al 08 de Noviembre de 2002

APUNTES GENERALES

CI - 434

Instructora: Q.F.B. Sandra Cortes Zayas
DGCOH
NOVIEMBRE DEL 2002

INTRODUCCION

El agua es uno de los recursos naturales más valiosos en nuestro planeta, ya que ahí se originó la vida. Todos los procesos vitales de los seres vivos están asociados con el agua como se muestra en la tabla 1.

El cuerpo humano, está formado en un 75% por agua. La mayor parte de la superficie de la Tierra (71%) está cubierta por agua, sin embargo el 97.2% es agua salada y sólo el 2.8% restante es agua dulce, aunque la mayor parte de ésta se encuentra en forma de hielo en los casquetes polares y en las cimas de las montañas más elevadas (National Geography, 2002), como se muestra en la figura 1..

Se considera entonces que el volumen disponible para las actividades humanas es el que se encuentra en ríos, lagos, arroyos, manantiales y depósitos subterráneos, lo que representa el 0.63% del total de agua del planeta (Leal y Larralde, 1996).

El agua subterránea es la principal fuente de agua en América Latina y el Caribe, se estima que el 50% de las comunidades de la Región usan agua subterránea como principal fuente de abastecimiento incluyendo algunas grandes ciudades como Lima, México y Santiago (OPS, 1996).

Para el caso de México, actualmente los acuíferos se encuentran sobreexplotados y las pocas fuentes de agua superficial se encuentran en alto riesgo de ser contaminadas. Las actividades humanas e industriales en las cuencas hidrográficas afectan la calidad natural de los cuerpos de agua, en la tabla 2 presento una clasificación de las fuentes de contaminación del agua.

Tabla 1. La vida no podría existir sin el agua

1.- El agua es un bien escaso y un recurso natural escaso.
2.- Es indispensable tanto para la vida interna como externa.
3.- Es indispensable también para el desarrollo de los seres vivos.
4.- Es indispensable para la inmensa mayoría de las actividades económicas.
5.- Es un medio irremplazable.
6.- Es un medio que no se puede aumentar por la voluntad humana.
7.- Es irregular en su forma de presentación en el tiempo y en el espacio.
8.- Es un medio fácilmente vulnerable.
9.- Es susceptible de usos sucesivos.
10.- Constituye un recurso unitario que se renueva a través del ciclo hidrológico, conservándose una cuantía casi constante dentro de cada una de las cuencas hidrográficas.
11.- Es el único compuesto inorgánico que es esencial para el mantenimiento de la vida orgánica; debido a su naturaleza físico-química, a su abundancia y a su distribución, es la especie química más conocida de todas.
12.- Sus temperaturas de solidificación y evaporación están en un punto en el que le permiten estar en los tres estados.
13.- Es el componente mayoritario de los seres vivos.
14.- Es el vehículo utilizado por la naturaleza como portador de nutrientes.
15.- Es el medio universal y único en el que se realizan las reacciones organo biológicas.
16.- La calidad condiciona la calidad de los alimentos.
17.- Es el medio para la realización de procesos geoquímicos.
18.- Ejerce una gran influencia en el desarrollo de la agricultura, de la industria y de las fuentes de energía.

El problema del deterioro ambiental del recurso agua, es la contaminación del medio debido a la carga biológica que generan los desechos domésticos, los tóxicos orgánicos e inorgánicos que se generan en diversas actividades antropogénicas, y contaminantes persistentes (Fig. 2).

Los efectos que la utilización y consiguiente contaminación del agua presentan al medio son: pérdida de este recurso, alteración de su calidad, concentración de tóxicos en las cadenas alimentarias con los consiguientes efectos en la salud humana (Minamata, Japón, 1970) y la proliferación de flora y fauna nocivas que han dado lugar a crecimiento de malezas y procesos de eutroficación en cuerpos de agua de las diversas cuencas hidrológicas del país (Fig. 2).

La tabla 2 muestra a las principales cuencas contaminadas en el país tomando en cuenta la DBO total estimada por la C.N.A.

El agua al ser utilizada con diversos fines, se contamina con diversos tipos de contaminantes como metales pesados, detergentes, químicos tóxicos, plaguicidas:

Al respecto, la Tabla 3. Principales fuentes de contaminación del agua derivados de las actividades antropogénicas.

EL PROBLEMA DEL DETERIORO AMBIENTAL

RECURSO AGUA

**CONTAMINACION
DEL MEDIO**



CARGA BIOLÓGICA

**TOXICOS ORGANICOS E
INORGANICOS**

CONTAMINANTES PERSISTENTES

LA CONTAMINACION DEL AGUA

PERDIDA DEL RECURSO

EFFECTOS

CONCENTRACION DE TOXICOS
EN LAS CADENAS ALIMENTARIAS

PROLIFERACION DE
FLORA Y FAUNA NOCIVAS

PRINCIPALES CUENCAS CONTAMINADAS

CUENCA	DBO TOTAL (kg/año)	% NACIONAL
PANUCO	590'167,236	26.59
LERMA SANTIAGO	319'975,409	14.42
SAN JUAN	135'516,065	6.11
BALSAS	120'450,126	5.43
BLANCO	116'511,385	5.25
PAPALOAPAN	113'241,148	5.10
CULIACAN	85'701,069	3.86
COATZACOALCOS	82'444,989	3.71
FUERTE	64'454,682	2.90
JAMAPA	46'182,315	2.08
LA ANTIGUA	40'720,411	1.83
GUAYALEJO	33'647,897	1.52
GRIJALVA	24'549,580	1.11
NAZAS	23'657,693	1.07

Tabla 3. Principales fuentes de contaminación del a

Contaminantes domésticos:	las aguas servidas o municipales son la causa principal de contaminación de agua en América Latina.
Contaminantes industriales	son desechos que se descargan directamente en ríos y arroyos o al drenaje y puede variar desde productos químicos tóxicos hasta agua servidas sin tratar
Contaminantes agrícolas y pecuarios	Los contaminantes agrícolas son los plaguicidas, herbicidas fertilizantes y otros compuestos

PROBLEMÁTICA GENERAL DE LAS AGUAS RESIDUALES EN MEXICO

En la Ciudad de México, el problema de suministro de agua está asociado a factores tales como el acelerado ritmo de crecimiento demográfico caracterizado por una desigual distribución de la población en el territorio nacional aunado a ello la demanda de agua aumenta día con día y consecuentemente se incrementa la generación de aguas de desecho procedentes de los usos doméstico e industrial.

La mayor parte de esta agua no reciben ningún tratamiento antes de ser vertidas al drenaje de la Ciudad.

La mayoría de las fuentes de abastecimiento del país son de origen subterráneo. Para el caso de la Zona Metropolitana de la Ciudad de México, por ejemplo, del volumen total de agua que la abastece, el 71% se extrae de los mantos acuíferos, el 26% de las cuencas de los ríos Lerma y Cutzamala y el resto de las pocas fuentes superficiales que aún quedan en la cuenca de México como el río Magdalena y la presa Madín.

A nivel nacional se cuenta con un total de 793 plantas de tratamiento de aguas residuales con una capacidad instalada de 54.8 m³/s. De estas, se encuentran en operación 595 plantas con una capacidad de tratamiento de 51.7 m³/s. las 198 que están fuera de operación tienen una capacidad instalada de 3.1 m³/s. Por otra parte, en las plantas de tratamiento que están en operación únicamente se aprovecha el 65.5% de la capacidad instalada, tratándose el 19 % de los 180 m³/s estimados de aguas residuales que se generan a nivel nacional (CNA,1996).

Durante 1996 se registraron 13 plantas en proceso de rehabilitación con una capacidad de tratamiento de 297l/s. Además en 1996 estaban en proceso de construcción 268 plantas para el tratamiento de 51.9 m³/s y 103 en proyecto con una capacidad diseñada de 9.1 m³/s (CNA, 1996). Los sistemas de depuración con que cuenta el país tienen una variedad de procesos. Los sistemas con lagunas son los más numerosos, de esta manera, 416 plantas de tratamiento tienen como proceso principal lagunas de estabilización, en segundo lugar, en 174 sistemas de depuración el proceso empleado es lodos activados convencional. Entre estos dos sistemas se tiene más del 70%

de las plantas de tratamiento (CNA,1997). Al respecto, la tabla 4 presenta la infraestructura municipal para tratamiento de aguas residuales de 1988 a 1996 en el país.

Aguas residuales en la Zona Metropolitana de la Ciudad de México

La Zona Metropolitana de la Ciudad de México constituye una de las mayores concentraciones urbanas del planeta y la más grande localizada a más de 2000 metros sobre el nivel del mar. Es el principal usuario de agua, principal fuente de contaminación y desequilibrio ambiental, no sólo de las cuencas de la región sino también de aquellas que complementan su abastecimiento y reciben sus descargas.

Actualmente, la infraestructura de tratamiento de aguas residuales en el Distrito Federal, cuenta con 15 plantas operadas por la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica, 4 concesionadas, 1 operada por la UNAM, 2 operadas por la SEDENA y 44 más manejadas por los mismos usuarios. Adicionalmente la DGCOH estaba construyendo en 1997 otra planta, en la zona poniente y 3 más en la zona oriente del Distrito Federal, con lo que se tiene un total de 69 plantas registradas (Rodríguez, 1997).

MARCO REGULATORIO DE LAS AGUAS RESIDUALES Y LAS PLANTAS DE TRATAMIENTO.

Las siguientes tablas muestran el marco regulatorio de las aguas residuales y las plantas de tratamiento y presentan algunas fracciones de la Ley General del Equilibrio Ecológico y

**INFRAESTRUCTURA MUNICIPAL
PARA TRATAMIENTO DE AGUAS
RESIDUALES**

AÑO	NUMERO DE PLANTAS	VOL. TRATADO (m3/s)	REMOCION ESPERADA (ton BDO/dia)
1988	223	14.0	302
1989	256	15.2	343
1990	310	19.3	418
1991	361	25.1	541
1992	577	29.1	627
1993	650	34.8	750
1994	666	35.7	771
1995	666	35.7	771
1996	787	52.8	1,140

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MÉXICO
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA
PALACIO DE MINERIA

CONCEPTOS BÁSICOS DE OPERACIÓN DE PLANTAS
DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
QFB SANDRA SABRINA CORTES ZAYAS
CURSO IMPARTIDO DEL 4 AL 8 DE NOVIEMBRE DE 2002

Protección al Ambiente, así como de la Ley de Aguas Nacionales, su reglamento y las normas oficiales mexicanas con los límites máximos permisibles determinados por ellas.

EL OPERADOR DE PLANTAS DE TRATAMIENTO

El tratamiento de aguas residuales, como todos los servicios hidráulicos de la ingeniería ambiental, tiene un carácter eminentemente multidisciplinario y multisectorial. La capacitación, es en este caso un recurso institucional de primera necesidad (Romero et al., 1996).

Los operadores de plantas de tratamiento de agua residual necesitan un intervalo amplio de conocimientos y habilidades para operar de forma segura y efectiva la planta; debe ser capaz de coleccionar y analizar muestras del influente y efluente así como de realizar monitoreos en el funcionamiento de los procesos de tratamiento, y requerir conocimientos de química y biología con la capacidad para la interpretación de los resultados en las pruebas de laboratorio. Así mismo poseer conocimientos y habilidades de mecánica de electricidad . Cuando la planta no funciona como se tenía previsto, el operador debe hacer uso de todos estos conocimientos identificando la causa del problema y seleccionando la apropiada solución (Kerri, 1993).

Características del agua residual

Las aguas residuales se caracterizan por su composición física, química y biológica. Los principales contaminantes físicos, químicos y biológicos se muestran en la figura 3.

Por otra parte, es importante señalar que las principales consideraciones para establecer la calidad del agua se basan tanto en las características físicas como en las químicas y biológicas.

Las propiedades físicas comúnmente empleadas para determinar las impurezas en el agua y agua residual son turbiedad, color, olor temperatura que se especifican en la tabla 3.

En cuanto a la presencia de sólidos: sólidos totales, sólidos totales volátiles, sólidos suspendidos fijos, sólidos suspendidos volátiles, sólidos disueltos totales, sólidos sedimentables,

Tabla 3. Análisis físicos empleados en el agua residual

PRUEBA	CARACTERÍSTICA	USO
Turbiedad	UTN	Para asegurar la calidad del agua
Sólidos Sólidos totales Sólidos totales volátiles Sólidos suspendidos fijos Sólidos suspendidos volátiles Sólidos disueltos totales Sólidos sedimentables	ST STV SSF SSV SDT Sse	Los valores de la prueba se usan para facilitar el diseño de los sedimentadores. Determina la calidad del agua residual
Color	Varios tonos de luz amarilla, café gris y negro	Para determinar la presencia de agentes coloridos sintéticos
Olor	LMCO (Límite mínimo de la	Determina si el nivel de olor

	concentración de olor detectado	puede ser un problema.
Temperatura	Grados centígrados (oC)	Para diseñar los procesos de tratamiento, determina la concentración de saturación de los gases y la actividad microbiana.

La figura 4 muestra los principales contaminantes físicos como la temperatura turbiedad color y olor; la figura 5 los contaminantes químicos como pH, grasas y aceites, sólidos presentes, tóxicos orgánicos, nutrientes, demanda química de oxígeno y demanda bioquímica de oxígeno y la figura 6 los principales contaminantes biológicos y por último la figura 6 muestra la procedencia de los contaminantes físicos y biológicos generados por las actividades humanas en las fuentes fijas artificiales.

Sólidos totales: los sólidos de las aguas negras se clasifican por su composición química o por sus características físicas:

Los sólidos totales se refieren a los sólidos presentes en una muestra de agua, suspendidos y disueltos, orgánicos e inorgánicos. Este parámetro se determina evaporando una muestra de agua a 103-105 oC hasta lograr un peso constante del residuo seco. La cantidad total de residuo no evaporado se expresa en miligramos de materia seca (SST) por litro de agua residual

Los compuestos orgánicos están formados normalmente por combinaciones de carbono hidrógeno y oxígeno, con la presencia en determinados casos de nitrógeno. También pueden estar presentes otros elementos como hierro, azufre y fósforo.

Una gran diversidad de compuestos orgánicos son solubles en agua. Los principales grupos de sustancias orgánicas presentes en el agua residual son las proteínas (40-60%) hidratos de carbono (25-50%) y grasas y aceites (10%). También contiene moléculas orgánicas sintéticas cuya estructura puede ser desde muy simple a muy compleja (Metcalf y Eddy, 1996).

Como menciono anteriormente, otra forma de clasificación de los sólidos de las aguas negras son en cuanto a su composición química como: sólidos orgánicos e inorgánicos. Los sólidos orgánicos en general son de origen animal o vegetal que incluyen los productos de desecho de la vida animal y vegetal, la materia animal muerta, organismos o tejidos vegetales, y están sujetos a degradación o descomposición por la actividad de las bacterias y otros organismos vivos. Pueden ser utilizados como combustibles como sustancias que contienen carbono, hidrógeno y oxígeno combinadas o no con diversos elementos como nitrógeno, azufre o fósforo y pueden ser compuestos orgánicos sintetizados por el ser humano como algunos polímeros.

Los sólidos inorgánicos, son sustancias inertes que no están sujetas a la degradación por microorganismos, excepto algunos como los sulfatos. A los sólidos inorgánicos se les conoce como sustancias minerales: arena, grava, cieno y sales minerales que producen su dureza y contenido salino.

Son varios los componentes inorgánicos de las aguas residuales y naturales que tienen importancia para la determinación y control de la calidad del agua. La concentración de las sustancias inorgánicas en el agua aumenta tanto por el contacto del agua con las diferentes formaciones geológicas, como por las aguas residuales, tratadas o sin tratar, que a ella se descarga. Las aguas residuales salvo el caso de determinados residuos industriales, no se tratan con el objetivo específico de eliminar los componentes inorgánicos que se incorporan durante el ciclo de uso, puesto que la concentración de los diferentes constituyentes inorgánicos pueden afectar notablemente los usos del agua, conviene examinar su naturaleza.

Concentración de iones de Hidrógeno pH

La intensidad de acidez o alcalinidad de una muestra, se mide en la escala de pH, que en realidad mide la concentración de los iones de hidrógeno presentes en el agua y se mide en la escala 1 a 14 siendo el 7 el que indica neutralidad sin acidez o alcalinidad.

El pH puede afectar a los métodos de tratamiento y al equipo metálico expuesto con el agua residual. La alcalinidad natural del agua residual en muchos casos actuará como amortiguador suficiente para conservar un pH neutro (7), necesario para la actividad biológica. Si el pH se sale de un intervalo de 6.5 y 8.5, el tratamiento biológico por medio de bacterias no será posible. Además de que se generan problemas de corrosión.

El pH de los sistemas acuosos puede medirse convenientemente con un potenciómetro (aparato

medidor de pH). Para el mismo procedimiento de medición también se emplean soluciones indicadores y papeles de pH que cambian de color a determinados valores de pH. El color de la solución o del papel se compara entonces con el color de series normalizadas.

Alcalinidad

Es la capacidad de agua para neutralizar ácidos. La alcalinidad de un agua residual se debe a la presencia de bicarbonatos (HCO_3^-), carbonatos (CO_3^{2-}) e hidroxidos (OH^-) de elementos como calcio, magnesio, sodio, potasio o amoníaco. La alcalinidad se determina por titulación con un ácido normalizado, expresando los resultados en carbonato de calcio CaCO_3 . La concentración de alcalinidad en un agua residual es importante en aquellos casos en los que se empleen tratamientos químicos y en la eliminación biológica de nutrientes.

Nitrógeno

El nitrógeno es un elemento importante ya que las relaciones biológicas sólo pueden efectuarse en presencia de suficiente nitrógeno. El contenido total en nitrógeno está compuesto por nitrógeno orgánico, amoníaco, nitrito y nitrato.

El nitrógeno orgánico existe en la forma de proteínas, aminoácidos y urea. El contenido de nitrógeno orgánico se determina con el método Kjeldahl. Se hace ebulir la muestra acuosa con el objeto de eliminar el amoníaco, para dar paso al proceso de digestión en el que el nitrógeno orgánico se convierte en amoníaco.

Materia orgánica

Los compuestos orgánicos están formados normalmente por combinaciones de carbono hidrógeno y oxígeno, con la presencia en determinados casos de nitrógeno. También pueden estar presentes otros elementos como hierro, azufre y fósforo.

Una gran diversidad de compuestos orgánicos son solubles en agua. Los principales grupos de sustancias orgánicas presentes en el agua residual son las proteínas (40-60%) hidratos de carbono (25-50%) y grasas y aceites (10%). También contiene moléculas orgánicas sintéticas cuya estructura puede ser desde muy simple a muy compleja (Metcalf y Eddy, 1996).

Como menciono anteriormente, otra forma de clasificación de los sólidos de las aguas negras son en cuanto a su composición química como: sólidos orgánicos e inorgánicos. Los sólidos orgánicos en general son de origen animal o vegetal que incluyen los productos de desecho de la vida animal y vegetal, la materia animal muerta, organismos o tejidos vegetales, y están sujetos a degradación o descomposición por la actividad de las bacterias y otros organismos vivos. Pueden ser utilizados como combustibles como sustancias que contienen carbono, hidrógeno y oxígeno combinadas o no con diversos elementos como nitrógeno, azufre o fósforo y pueden ser compuestos orgánicos sintetizados por el ser humano como algunos polímeros.

Los sólidos inorgánicos, son sustancias inertes que no están sujetas a la degradación por microorganismos, excepto algunos como los sulfatos. A los sólidos inorgánicos se les conoce

como sustancias minerales: arena, grava, cieno y sales minerales que producen su dureza y contenido salino.

Temperatura

La temperatura del agua residual es por lo general más elevada que la del agua de suministro, debido principalmente a la descarga de agua caliente procedente de las aguas residuales municipales e industriales.

La temperatura del agua es un parámetro muy importante dada su influencia, tanto sobre el desarrollo de la vida acuática como sobre las reacciones químicas y velocidades de reacción. Por otro lado, el oxígeno es menos soluble en agua caliente. El aumento de la velocidad de reacción química que produce un aumento de temperatura, combinado con la reducción del oxígeno presente en las aguas superficiales es causa frecuente de agotamiento de las concentraciones de oxígeno disuelto en los cuerpos receptores. Las temperaturas anormalmente elevadas pueden dar lugar a una indeseada proliferación de plantas acuáticas y hongos.

La temperatura óptima para el desarrollo de la actividad bacteriana se sitúa entre los 25 y los 35 °C

Los procesos de digestión aerobia y desnitrificación se detienen cuando se alcanzan los 50°C. A temperaturas de alrededor de 15°C, las bacterias productoras de metano cesan su actividad, mientras que las bacterias nitrificantes autótrofas dejan de actuar cuando la temperatura alcanza valores cercanos a los 5°C. Si se alcanzan temperaturas del orden de 2°C, incluso las bacterias quimioheterótrofas que actúan sobre la materia carbonosa dejan de actuar,

Turbiedad

La medición de la turbiedad se realiza mediante la comparación entre la intensidad de la luz dispersa en la muestra y la intensidad registrada en una suspensión de referencia en las mismas condiciones, generalmente en el laboratorio se emplean turbidímetros. Un alto grado de turbiedad que sobrepase 5 UTN (Unidades de Turbiedad Nefelométricas) puede proteger a los microorganismos de los efectos de desinfección e incluso estimular el desarrollo bacteriano.

Materia orgánica biodegradable consiste de compuestos orgánicos que pueden utilizarse como nutrientes por los microorganismos bajo condiciones adecuadas. En forma disuelta son producto de la descomposición microbiana de tejidos de plantas o animales arrastrados por las corrientes o las descargas de agua residual.

Medición de la materia orgánica biodegradable o DBO

La DBO o demanda bioquímica de oxígeno constituye la materia orgánica que los organismos y microorganismos puede utilizar es el parámetro de contaminación orgánica más ampliamente utilizado, aplicado tanto a aguas residuales como a aguas superficiales. La DBO mide la cantidad de oxígeno consumida durante las reacciones metabólicas responsables del tratamiento biológico de las aguas residuales. Es una medida de la cantidad de materia orgánica susceptible de ser eliminada por microorganismos.

La DBO se mide determinando el oxígeno consumido por los microorganismos en una muestra de

agua residual contenida en una botella sin paso de aire, incubada en la oscuridad a 20°C por 5 días. La luz debe evitarse para prevenir crecimientos de algas que pueden producir oxígeno en la botella.

Materia orgánica no biodegradable

Existen compuestos orgánicos cuya degradación biológica es tan lenta que se consideran no biodegradables, tal es el caso de sustancias derivadas de la industria maderera por ejemplo. Existen algunas sustancias orgánicas que por su estructura química son resistentes al tratamiento biológico como los detergentes; los pesticidas, herbicidas y otros productos químicos de uso agrícola, son tóxicos para la mayor parte de las formas de vida y constituyen contaminantes peligrosos de las aguas superficiales, son comunes en ellas y se incorporan como consecuencia del lavado de campos agrícolas, escurrimiento de parques y jardines.

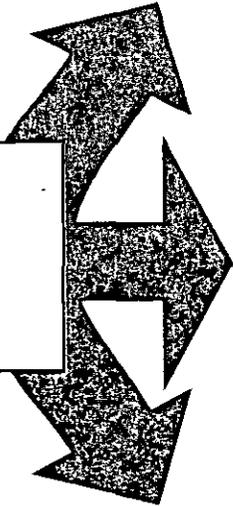
Medición del contenido total de materia orgánica (DQO)

Una forma más rápida que la DBO para obtener un valor indicativo del contenido de materia orgánica se hace realizando la prueba de la demanda química de oxígeno DQO. En tres horas se puede obtener la cantidad de materia orgánica susceptible de oxidación en un medio ácido. Es decir, incluye la oxidación de la parte biodegradable medida mediante la DBO y además, la de aquella materia orgánica resistente que se considera no biodegradable.

Materia inorgánica

CONTAMINANTES

**FUENTES FIJAS
ARTIFICIALES**



FISICOS

DESCARGAS INDUSTRIALES

DESCARGAS DE SERVICIOS

QUIMICOS

DESCARGAS INDUSTRIALES

DESCARGAS DE SERVICIOS

DESCARGAS AGRICOLAS

DESCARGAS DOMESTICAS

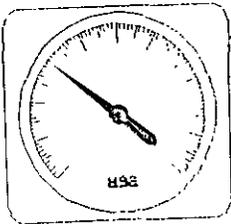
BIOLOGICOS

DESCARGAS PECUARIAS

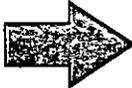
DESCARGAS SANITARIAS

CONTAMINANTES

FISICOS



TEMPERATURA



**PUEDE CAUSAR
DESAPARICION DE FLORA Y
FAUNA AL MODIFICARSE
EL HABITAT**



TURBIEDAD

COLOR



**PUEDEN CAUSAR DESAPARICION
DE FLORA Y FAUNA AL
MODIFICAR EL PROCESO
FOTOQUIMICO**

OLOR



MOLESTIAS

LEY GENERAL DEL EQUILIBRIO ECOLOGICO Y LA PROTECCION AL AMBIENTE

ARTICULOS 117 a 133

PROTECCION AL AMBIENTE:AGUA (2/3)

RESTRICCIONES BASICAS

PARA EVITAR LA CONTAMINACIÓN DEL AGUA, QUEDAN SUJETOS A REGULACIÓN FEDERAL O LOCAL:

- I. LAS DESCARGAS DE ORIGEN INDUSTRIAL;
- II. LAS DESCARGAS DE ORIGEN MUNICIPAL Y SU MEZCLA INCONTROLADA CON OTRAS DESCARGAS;
- III. LAS DESCARGAS DERIVADAS DE ACTIVIDADES AGROPECUARIAS;
- IV. LAS DESCARGAS DE DESECHOS, SUSTANCIAS O RESIDUOS GENERADOS EN ACTIVIDADES DE EXTRACCIÓN DE RECURSOS NO RENOVABLES;
- V. LA APLICACIÓN DE PLAGUICIDAS, FERTILIZANTES Y SUSTANCIAS TÓXICAS;
- VI. LAS INFILTRACIONES QUE AFECTEN LOS MANTOS ACUÍFEROS, Y
- VII. EL VERTIMIENTO DE RESIDUOS SÓLIDOS, MATERIALES PELIGROSOS Y LODOS PROVENIENTES DEL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES, EN CUERPOS Y CORRIENTES DE AGUA.

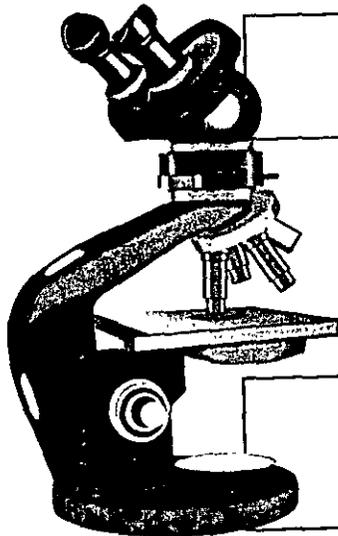


NO PODRÁN DESCARGARSE O INFILTRARSE EN CUALQUIER CUERPO O CORRIENTE DE AGUA O EN EL SUELO O SUBSUELO, AGUAS RESIDUALES QUE CONTENGAN CONTAMINANTES, SIN PREVIO TRATAMIENTO Y EL PERMISO O AUTORIZACIÓN LOCAL EN LOS CASOS DE DESCARGAS O EN AGUAS DE JURISDICCIÓN LOCAL O A LOS SISTEMAS DE DRENAJE Y ALCANTARILLADO DE LOS CENTRO DE POBLACIÓN.

CONTAMINANTES

BIOLOGICOS

CONSISTEN DE MICROORGANISMOS PRESENTES EN EL AGUA RESIDUAL PROVENIENTES DE LOS RESIDUOS BIOLOGICOS DESCARGADOS EN ELLAS, TAMBIEN PUEDEN INCLUIR ORGANISMOS NO MICROSCOPICOS



MICROORGANISMOS

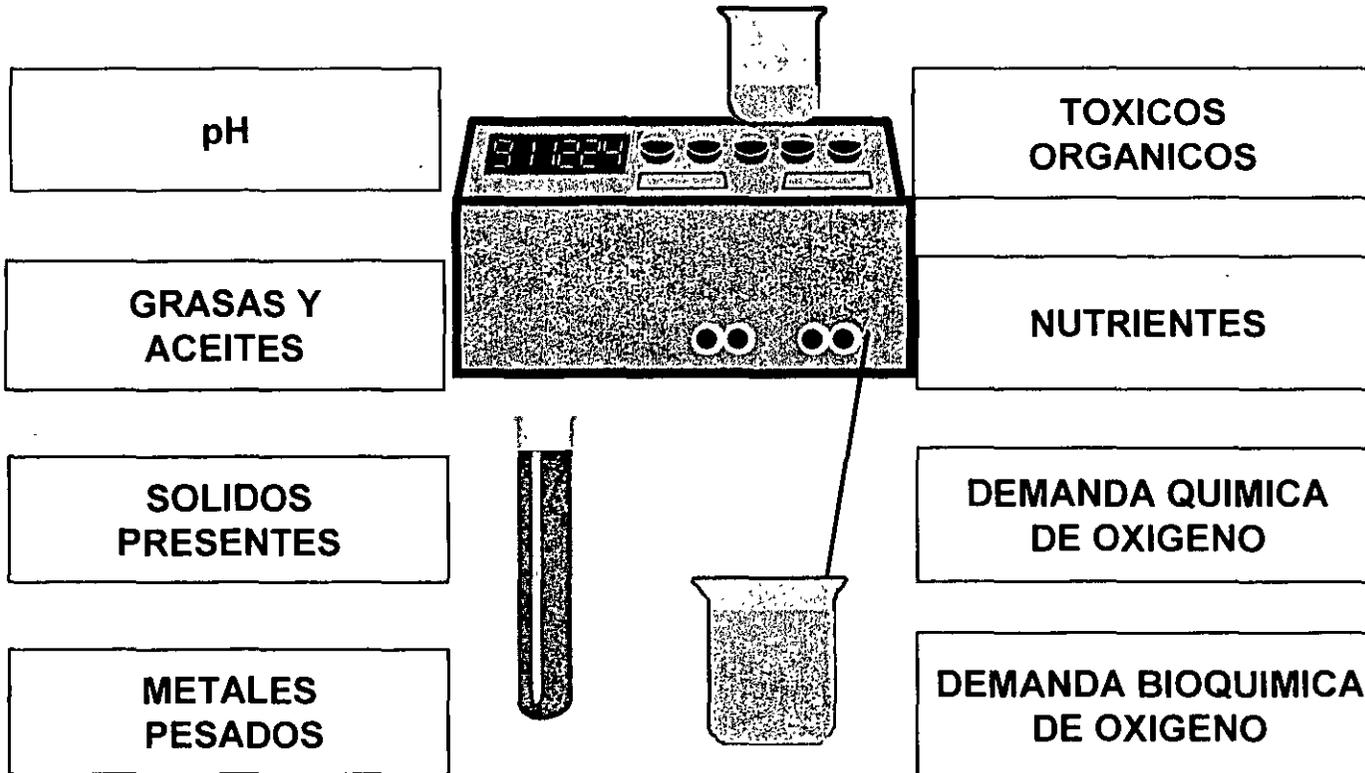
**COLIFORMES TOTALES
COLIFORMES FECALES
OTROS PATOGENOS (COLERA, TIFOIDEA, etc)**

OTROS ORGANISMOS

**HUEVOS Y LARVAS DE PARASITOS
(AMIBAS, NEMATODOS, PLATELMINTOS, etc.)**

CONTAMINANTES

QUIMICOS



CONTAMINANTES

FISICOS

TEMPERATURA, TURBIEDAD, COLOR, OLOR

QUIMICOS

**CARGA ORGANICA, CONTAMINANTES INORGANICOS
TOXICOS QUIMICOS, pH**

BIOLOGICOS

**MICROORGANISMOS Y ORGANISMOS
EN GENERAL**

CONTENIDO

- 1 COMPRENSIÓN DEL FUNCIONAMIENTO DE LOS SBR**
 - 1.1 Eficiencia del proceso biológico en la remoción de materia orgánica**
 - 1.1.1 Determinación de la DBO**
 - 1.1.2 Determinación de la DQO**
 - 1.2 Eficiencia del proceso biológico en la remoción de sólidos.**
 - 1.3 Eficiencia del proceso biológico en la remoción de nutrientes**
 - 1.3.1 Determinación del nitrógeno amoniacal**
 - 1.3.2 Determinación de nitratos y nitritos.**
- 2 ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DEL REACTOR CON RESPECTO AL TIEMPO**
 - 2.1 Trazado de la curva de las cinéticas de eliminación del nitrógeno amoniacal y de la materia orgánica**
- 3 CONCLUSIONES**
- 4 CUESTIONARIO**
- 5 LECTURAS RECOMENDADAS**

1. COMPRESIÓN DEL FUNCIONAMIENTO DE LOS SBR

1.1 Eficiencia del proceso biológico en la remoción de materia orgánica

1.1.1 Determinación de la Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO)

La remoción de materia orgánica de un agua residual (o de cualquier agua) tratada mediante un proceso biológico se realiza con la ayuda de las bacterias presentes ya que estas la utilizan como alimento. Si el sistema es aerobio debe disponerse de oxígeno para la respiración, entonces la capacidad de las bacterias para digerir materia orgánica se mide con la prueba de la DBO.

En el proceso SBR la degradación de los compuestos se realiza en función del tiempo. En la tabla 1 se presentan los tiempos necesarios para llevar a cabo la biodegradación de la materia orgánica y la nitrificación, es posible que además se obtenga una desnitrificación con la estrategia propuesta.

Tabla 1. Parámetros de operación para cada ciclo

Fase	Tiempo (horas)
Alimentación con mezclado	1.0
Alimentación con aeración	1.0
Reacción	4.0
Sedimentación	1.0
Vaciado	0.5
Tiempo muerto	1.0
Tiempo total por ciclo	8.5

- Material y equipo

- El material y equipo requerido para esta práctica se presenta en el apéndice I en donde se describe la técnica para la determinación de DBO.
- Recipientes de plástico de 500 ml con tapa
- Vasos de precipitado de 200 ml

- Desarrollo

En esta práctica la toma de muestras se llevará a cabo cada media hora durante las fases de alimentación, reacción y sedimentación. La primera muestra se debe tomar antes de que el agua residual entre al reactor SBR, esta muestra corresponderá al tiempo cero (t_0). Las siguientes muestras se toman directamente en el reactor SBR cada media hora, por lo tanto la última muestra se tomará después de 7 horas, antes de comenzar la fase de vaciado del reactor. En total se tomarán 15 muestras de 500ml cada una. Las muestras se tomarán en los recipientes de plástico y deben permanecer en refrigeración hasta el momento de su análisis. En este momento, en los vasos de precipitado se toma el volumen requerido de muestra, el cual se indica en el apéndice I. En la figura 1 se representa la toma de muestras para cada corrida experimental.

Todas las muestras se tratarán de forma idéntica con el procedimiento descrito en el apéndice I para la determinación de DBO soluble.

• Resultados

1. El alumno deberá reportar en forma tabular la DBO soluble en mg/l para cada tiempo
2. La eficiencia de remoción del proceso se determina comparando las concentraciones de DBO al inicio y al final del proceso con la siguiente ecuación.

$$\%E = \frac{DBO_i - DBO_o}{DBO_i} * 100$$

donde:

DBO_i es la DBO en mg/l al inicio del proceso (t=0)

DBO_o es la DBO en mg/l al final del proceso (t=7)

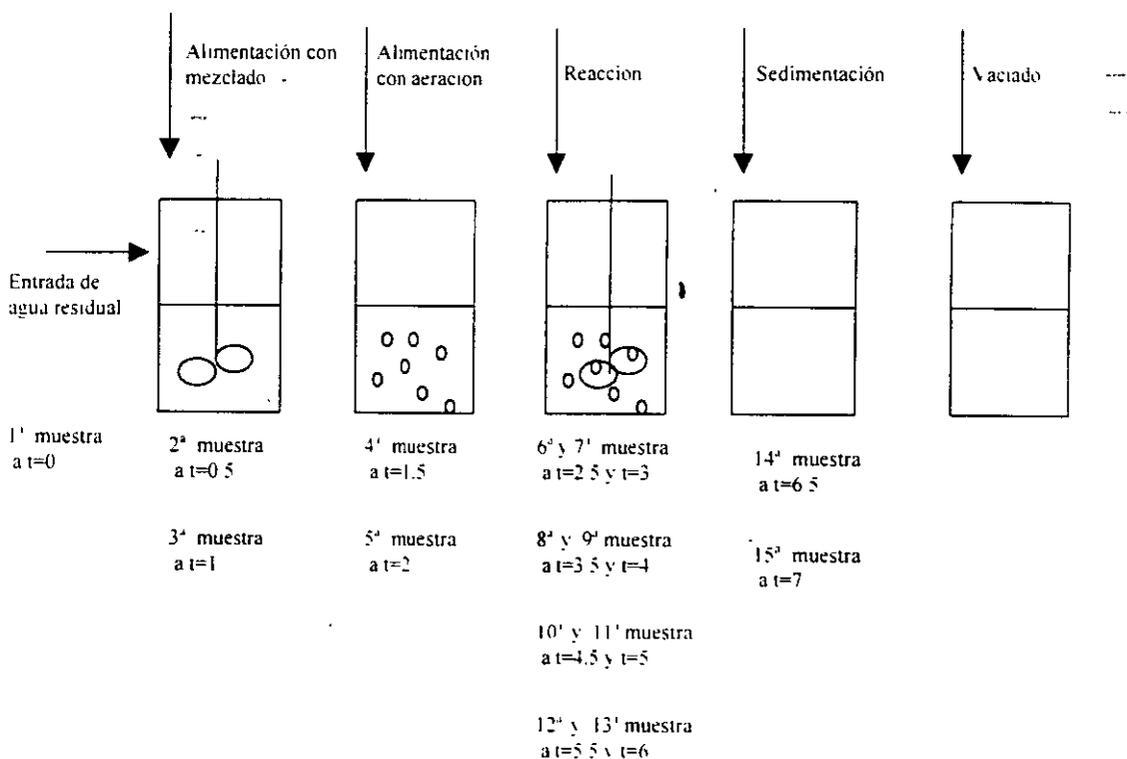


Figura 1. Toma de muestras en el reactor SBR

1.1.2 Determinación de la Demanda Química de Oxígeno (DQO)

No toda la materia orgánica puede eliminarse mediante la digestión microbiana, la materia orgánica susceptible de oxidación se determina mediante la prueba de la DQO

• Material y equipo

- El material y equipo requerido para esta práctica se presenta en el apéndice I en donde se describe la técnica para la determinación de DQO
- Recipientes de plástico de 500 ml con tapa
- Vasos de precipitado de 200 ml

• Desarrollo

1. Las muestras para determinar la DQO del proceso se toman de la misma forma que en la determinación de DBO.
2. Todas las muestras se tratarán de forma idéntica con el procedimiento descrito en el apéndice I para determinar DQO soluble

• Resultados

1. El alumno deberá reportar en forma tabular la DQO soluble en mg/l para cada tiempo.
2. La eficiencia de remoción del proceso se determina comparando las concentraciones de DQO al inicio y al final del proceso con la siguiente ecuación:

$$\%E = \frac{DQO_i - DQO_o}{DQO_i} * 100$$

donde:

DQO_i es la DQO en mg/l al inicio del proceso (t=0)

DQO_o es la DQO en mg/l al final del proceso (t=7)

1.2 Eficiencia del proceso biológico en la remoción de sólidos

1.2.1 Determinación de Sólidos Suspendidos Totales (SST)

La característica física más importante de un agua residual es su contenido total de sólidos, los cuales se componen de materia flotante, materia sedimentable, materia coloidal y materia en solución

En esta práctica se realizará la determinación de los SST al inicio y al final del proceso para obtener la eficiencia de remoción del sistema, así mismo también se determinarán los SST en el tanque SBR para conocer las condiciones de la biomasa. En los reactores SBR se debe tener 2500mg/l de SST para obtener una mejor degradación de los compuestos

- **Material y equipo**

- El material y equipo requerido para esta práctica se presenta en el apéndice I en donde se describe la técnica para la determinación de SST
- Recipientes de plástico de 500 ml con tapa
- Vasos de precipitado

- **Desarrollo**

Para determinar la eficiencia de remoción de SST en el proceso biológico y las condiciones en las que se encuentra la biomasa, el alumno deberá tomar tres muestras de 500ml cada una. En el apéndice I se describe el procedimiento y equipo necesario para la toma de muestras.

La primera muestra se toma antes de la descarga de agua residual al reactor SBR, la segunda muestra de toma después de 7 horas de funcionamiento antes de comenzar la fase de vaciado del reactor (ver figura 1). La tercera muestra se toma después de tres horas de que se alimentó el reactor.

Las tres muestras se tratarán de forma idéntica con el procedimiento descrito en el apéndice I para la determinación de sólidos suspendidos totales

La primera y segunda muestra se usarán para determinar la eficiencia del proceso en la remoción de SST, mientras que la tercera muestra será para conocer las condiciones en las que se encuentra la biomasa

- **Resultados**

- 1 El alumno deberá presentar de forma tabular los valores de SST en mg/l para cada muestra
- 2 La eficiencia de remoción de sólidos del proceso biológico se determina comparando las concentraciones de SST al inicio y al final del proceso (valores correspondientes a la primera y segunda muestra) con la siguiente ecuación:

$$\%E = \frac{SST_i - SST_o}{SST_i} * 100$$

donde:

SST_i son los SST en mg/l al inicio del proceso (t=0)

SST_o son los SST en mg/l al final del proceso (t=7)

1.3 Eficiencia del proceso en la remoción de nutrientes

1.3.1 Determinación del nitrógeno amoniacal (N-NH₃)

Los compuestos de nitrógeno se encuentran entre los principales contaminantes del agua, y se pueden encontrar en los residuos acuosos de varias industrias, en los residuos

agrícolas y en los residuos domésticos. Los compuestos de nitrógeno se presentan en las corrientes residuales como amoníaco, nitratos y nitritos, compuestos orgánicos solubles y materia orgánica en suspensión o en forma de partículas.

Aunque parte del amoníaco se asimila a la biomasa en los sistemas biológicos de tratamiento, el proceso biológico más significativo para la remoción del amoníaco es la oxidación bacteriana del amoníaco a nitratos y nitritos, conocida como nitrificación. La nitrificación suministra la fuente de energía para las bacterias nitrificantes aerobias y autótrofas y se consume gran cantidad de amoníaco para el crecimiento de las bacterias nitrificantes. Se observará que, si bien la nitrificación elimina amoníaco, no remueve nitrógeno, sino que lo convierte en una forma diferente.

Los nitritos y nitratos, producidos por nitrificación o presentes en aguas residuales originales se pueden eliminar por reducción microbiológica a nitrógeno gaseoso. Este proceso se conoce como desnitrificación y ocurre en condiciones anóxicas, donde ciertos microorganismos utilizan los nitritos y nitratos como una fuente optativa de oxígeno. Debido a que el producto de la desnitrificación es un gas no contaminante, liberado de la fase acuosa, la desnitrificación constituye un verdadero proceso de remoción del nitrógeno

- Material y equipo

- El material y equipo requerido para esta práctica se presenta en el apéndice I en donde se describe la técnica para la determinación de nitrógeno amoniacal.
- Recipientes de plástico de 500 ml con tapa
- Vasos de precipitado de 200 ml

- Desarrollo

El procedimiento para la toma de muestras en la determinación de nitrógeno amoniacal es el mismo que en la determinación de DBO. En el apéndice I se describe el procedimiento y equipo necesario para la toma de muestras.

Todas las muestras se tratarán de forma idéntica de acuerdo al procedimiento descrito en el apéndice I para determinar nitrógeno amoniacal.

- Resultados

1. El alumno deberá presentar de forma tabular los valores de N-NH₃ en mg/l para cada tiempo
2. La eficiencia de remoción del proceso se determina comparando las concentraciones de nitrógeno amoniacal al inicio y al final del proceso con la siguiente ecuación:

$$\%E = \frac{NH_{4i} - NH_{4o}}{NH_{4i}} * 100$$

donde

NH_{4i} es el nitrógeno amoniacal en mg/l al inicio del proceso (t=0)

NH_{4o} es el nitrógeno amoniacal en mg/l al final del proceso (t=7)

1.3.2 Determinación de nitratos y nitritos (N-NO₃, N-NO₂)

• Material y equipo

- El material y equipo requerido para esta práctica se presenta en el apéndice I en donde se describe la técnica para la determinación de nitratos y nitritos
- Recipientes de plástico de 500 ml con tapa
- Vasos de precipitado de 200 ml

• Desarrollo

El procedimiento para la toma de muestras en la determinación de nitratos y nitritos es el mismo que en la determinación de DBO. En el apéndice I se describe el procedimiento y equipo necesario para la toma de muestras.

Todas las muestras se tratarán de forma idéntica de acuerdo al procedimiento descrito en el apéndice I para determinar la concentración de nitratos y nitritos.

• Resultados

- 1 El alumno deberá presentar de forma tabular los valores de nitratos (N-NO₃) en mg/l para cada tiempo.
- 2 El alumno deberá presentar de forma tabular los valores de nitritos (N-NO₂) en mg/l para cada tiempo
- 3 La eficiencia de remoción del proceso se determina comparando las concentraciones de nitratos al inicio y al final del proceso con la siguiente ecuación:

$$\%E = \frac{NO_{3i} - NO_{3o}}{NO_{3i}} * 100$$

donde:

NO_{3i} son los nitratos en mg/l al inicio del proceso (t=0)

NO_{3o} son los nitratos en mg/l al final del proceso (t=7)

- 4 La eficiencia de remoción del proceso se determina comparando las concentraciones de nitritos al inicio y al final del proceso con la siguiente ecuación:

$$\%E = \frac{NO_{2i} - NO_{2o}}{NO_{2i}} * 100$$

donde:

NO_{2i} son los nitritos en mg/l al inicio del proceso (t=0)

NO_{2o} son los nitritos en mg/l al final del proceso (t=7)

2. ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DEL REACTOR CON EL TIEMPO

2.1 Trazado de la curva de las cinéticas de eliminación del nitrógeno amoniacal y de la materia orgánica

- Material y equipo

- Resultados de la práctica 1.1
- Resultados de la práctica 1.3
- Papel milimétrico o programa de computadora para graficar datos

- Desarrollo

Para graficar la curva de las cinéticas de eliminación se utilizarán los datos obtenidos en las practicas:

- 1.1 Eficiencia del proceso biológico en la remoción de materia orgánica
- 1.3 Eficiencia del proceso biológico en la remoción de nitrógeno amoniacal

Se tomarán los 15 valores de las concentraciones obtenidas de DQO y $N-NH_4$ (desde $t=0$ hasta $t=7$) y se graficarán de la siguiente forma:

Graficar en el eje de las "x" el tiempo en horas y en el eje de las "y" las concentraciones de materia orgánica, medida como DQO, y de nitrógeno amoniacal ($N-NH_4$) en mg/l. En la figura 2 se presenta un ejemplo de una curva de las cinéticas de eliminación.

- Resultados

El resultado de esta práctica es la curva de las cinéticas de eliminación de nitrógeno amoniacal y de la materia orgánica medida como DQO (ver figura 2).

3. CONCLUSIONES

El proceso SBR está constituido por un tanque que funciona bajo el sistema de llenado-vaciado. Esta técnica es única porque regularización, aeración y sedimentación se realizan dentro de un solo tanque a lo largo de un tiempo.

Después de llevar a cabo las prácticas descritas, el alumno operó y comprendió el funcionamiento del sistema al determinar la eficiencia de éste. Mencione las principales características de operación de los reactores SBR.

De acuerdo con datos bibliográficos la eficiencia de remoción de un proceso biológico con reactores discontinuos secuenciales es aproximadamente de noventa por ciento para DBO, DQO y SST y del 70 por ciento para los nutrientes. El alumno deberá concluir, de acuerdo con los resultados obtenidos en las prácticas, si los porcentajes de eliminación de estos parámetros presentan valores parecidos a los reportados en la bibliografía.

Durante la práctica "1.2 Eficiencia del proceso en la remoción de sólidos (SST)", el alumno determinó la concentración de SST después de 3 horas de alimentado el reactor y registró este valor en la bitácora. A partir de lo anterior el alumno deberá mencionar si la biomasa

del sistema biológico de la planta se encuentra en la concentración requerida, si no, qué se recomienda para alcanzar dicha concentración.

El trazado de las curvas de las cinéticas de eliminación es una herramienta importante para el alumno, ya que puede observar el comportamiento del reactor con respecto al tiempo. Una vez que el alumno graficó los valores obtenidos en las prácticas, deberá concluir si el reactor está operando adecuadamente de acuerdo con la estrategia propuesta en la tabla 1, mencionando el tiempo requerido para la remoción de materia orgánica y nitrógeno amoniacal.

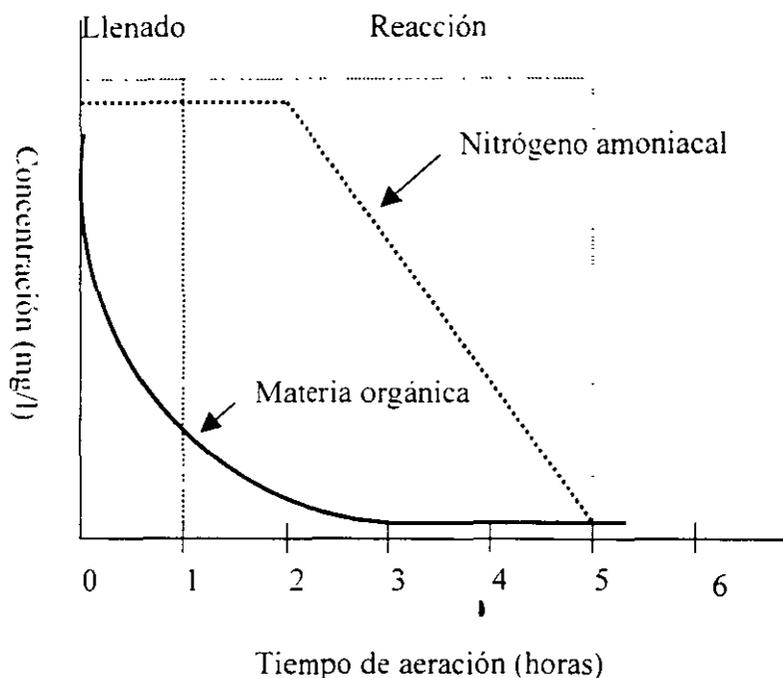


Figura 2. Cinéticas de eliminación de nitrógeno amoniacal y materia orgánica

4 CUESTIONARIO

1. De acuerdo con los resultados y con las curvas de las cinéticas de eliminación, ¿en cuánto tiempo se alcanza la remoción de materia orgánica y de nitrógeno amoniacal en el sistema?
2. ¿Qué puede inferir acerca del resultado de la concentración de SST dentro del reactor?
3. ¿Explicar que significa nitrificación y desnitrificación?
4. ¿Cómo se podría saber si ocurren estos dos procesos en el sistema SBR?
5. ¿Considera que el conocimiento de la DBO, DQO, SST, NH_4 , NO_3 y NO_2 es útil para lograr un buen funcionamiento en la planta de tratamiento?

MC.3.4 Sedimentación

Objetivos

Determinar la eficiencia del proceso de sedimentación en función de la calidad del agua y del pretratamiento, con base en los valores de turbiedad y velocidad de sedimentación de las partículas

Justificación

La sedimentación es la principal operación utilizada en el tratamiento de agua para separar sólidos de líquidos, debido especialmente a su gran eficiencia de remoción. Los factores más importantes que afectan la eficiencia de remoción de una unidad de sedimentación son:

- Las características del proceso
- Las condiciones del flujo hidráulico

los cuales a su vez dependen de:

- a) Las características fisicoquímicas de las aguas, especialmente turbiedad, color y temperatura.
- b) Las características del pretratamiento, coagulación-floculación.
- c) De la configuración y diseño de las unidades y zonas de entrada, sedimentación, depósito de lodos y salida de agua.
- d) Las características de las obras de interconexión.
- e) Operación y mantenimiento.

El análisis del comportamiento de un sedimentador tiene que hacerse a través del tiempo, pues los resultados obtenidos en una prueba no son necesariamente iguales a los que se obtengan en otra prueba realizada en otro día.

Entre los diferentes factores que influyen en la eficiencia de una unidad de sedimentación se han seleccionado los siguientes parámetros como más importantes:

- Calidad del agua sedimentada
- Calidad del agua cruda
- Carga superficial
- Pretratamiento
- Operación
- Características hidráulicas

CONTENIDO

- 1 EFICIENCIA DE UN SEDIMENTADOR**
 - 1.1 En función de la calidad del agua sedimentada**
 - 1.1.1 Conclusiones**
 - 1.2 En función de la calidad del agua cruda**
 - 1.2.1 Conclusiones**
 - 1.3 En función del pretratamiento**
 - 1.3.1 Conclusiones**
- 2 CUESTIONARIO**
- 3 LECTURAS RECOMENDADAS**

1. EFICIENCIA DE UN SEDIMENTADOR

1.1 En función de la calidad del agua sedimentada

Los filtros de arena mejoran apreciablemente su eficiencia al tratar aguas sedimentadas con bajas turbiedades. por lo que resulta crítico que los sedimentadores produzcan agua de la mejor calidad posible.

El objetivo de esta práctica es determinar, con base en datos de operación de la planta, la calidad del agua producida en las unidades de sedimentación.

- Material y equipo

- Turbidímetro Hach o equivalente
- Recipientes de plástico de 50 ml con tapa
- Vasos de precipitado de 50 ml

- Desarrollo

- 1 Tomar muestras de 50 ml del efluente del sedimentador con los recipientes de plástico cada dos horas durante una semana; se sugiere un horario de las 8 de la mañana a las 8 de la noche con el objetivo de tener muestras representativas. Las muestras deben ser analizadas durante la hora de espera para la toma de la siguiente muestra.
- 2 Determinar la turbiedad de cada muestra de acuerdo con el procedimiento descrito en el apéndice I.

- Resultados

1. El alumno deberá registrar los valores de turbiedad del agua sedimentada en la bitácora para cada hora y día en que se realizó la prueba.
2. Agrupar los valores de turbiedad en intervalos predeterminados. A continuación se presentan los intervalos de turbiedad que se manejarán en esta práctica.

Intervalos de turbiedad del agua sedimentada
0 – 1.99
2 – 3.99
4 – 5.99
6 – 7.99
8 – 9.99
10 – 11.99
12 – 13.99

3. Calcular la frecuencia de presentación de los datos. Se deberá calcular la frecuencia de presentación parcial y la acumulada y el porcentaje de frecuencia acumulada. A continuación se presenta un ejemplo de estos cálculos.

4. Graficar la curva de frecuencia acumulativa; se grafica en el eje de las "x" los valores de turbiedad y en el eje de las "y" el porcentaje de frecuencia acumulada.

• Ejemplo del cálculo de la frecuencia parcial y acumulada y el porcentaje de frecuencia acumulada

En la tabla 1 se representan los datos de calidad de agua sedimentada (turbiedad) del primer año de funcionamiento de una planta de tratamiento de agua.

- La frecuencia parcial son los valores de turbiedad que se repiten dentro del intervalo durante el funcionamiento de la planta.
- Para obtener la frecuencia acumulada se suman los valores de la frecuencia parcial de cada intervalo. por ejemplo: $66 + 105 = 171$, $171 + 81 = 252$, $252 + 58 = 310$, y así sucesivamente.
- El porcentaje de frecuencia acumulada se calcula dividiendo cada frecuencia acumulada entre el total de la frecuencia acumulada, es decir entre el total de datos. Por ejemplo: $66/365 = 0.18 * 100 = 18\%$, $171/365 = 0.468 * 100 = 46.8 \approx 47\%$.
- Los datos que se grafican para obtener la curva de frecuencia acumulada son los de las columnas 2 y 5.

Tabla 1. Turbiedad del agua sedimentada

Intervalo de turbiedad	Punto medio	Frecuencia		
		Parcial	Acumulada	Porcentaje
0-1.99	1	66	66	18
2-3.99	3	105	171	47
4-5.99	5	81	252	69
6-7.99	7	58	310	85
8-9.99	9	37	347	95
10-11.99	11	14	361	99
12-13.99	13	4	365	100

Los sedimentadores se pueden clasificar de acuerdo con los valores de turbiedad del agua tratada que producen, estos valores se muestran en la tabla 2.

Tabla 2. Clasificación de sedimentadores en función de la calidad de agua producida (CEPIS, 1992)

Eficiencia	Turbiedad del agua sedimentada (UN)
Excelente	< 5
Muy buena	5 - 10
Buena	10 - 15
Regular	> 15

En la figura 1 se presenta la gráfica que se obtiene a partir de los valores de la tabla 1. De esta curva se deduce que el 69 por ciento del tiempo la planta tiene una excelente

eficiencia pues produce agua con una turbiedad inferior a 5 U.N. El 98 por ciento del tiempo la planta tiene una eficiencia muy buena pues produce agua con una turbiedad inferior a 10 U.N.

1.1.1 Conclusiones

El alumno deberá determinar la eficiencia del sedimentador de acuerdo con los resultados obtenidos y de los valores presentados en la tabla 2. Así mismo deberá realizar un análisis de la curva que obtuvo al graficar los valores de turbiedad contra la frecuencia acumulada, mencionando la eficiencia del sedimentador (excelente, muy buena, buena o regular) la mayor parte del tiempo. Es decir deberá presentar un análisis como el que se realizó en el ejemplo de esta práctica.

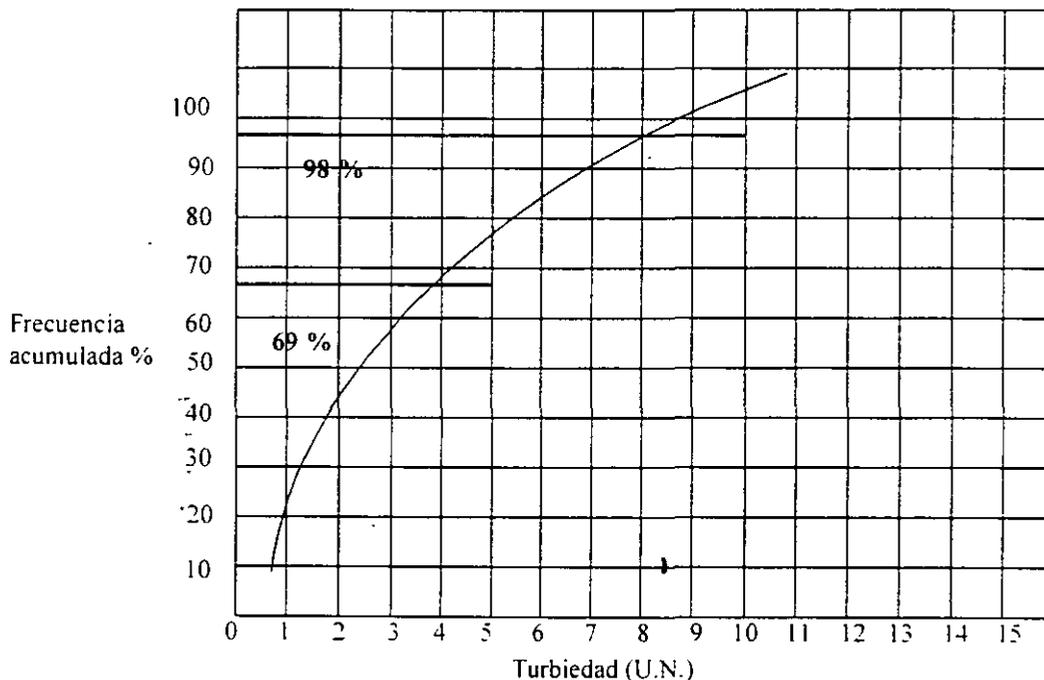


Figura 1. Frecuencia de turbiedad de agua sedimentada

1.2 En función de la calidad del agua cruda

La eficiencia del proceso de sedimentación depende sustancialmente de las características físicas, tanto de las aguas (temperatura) como de las partículas (turbiedad), así como de su estado de presentación (coloidal, suspensión, tamaño y densidad), incrementándose la eficiencia en razón directa del contenido de partículas en estado de suspensión, hasta llegar usualmente a valores de 600 mg/l, sobre los cuales disminuye por presentarse sedimentación interferida.

El objetivo de esta práctica es determinar, con base en datos de operación de la planta, la eficiencia de una unidad de sedimentación en función del agua cruda.

- Material y equipo

- Turbidímetro Hach o equivalente
- Recipientes de plástico de 50 ml con tapa
- Vasos de precipitado de 50 ml

- Desarrollo

1. Tomar muestras de 50 ml con los recipientes de plástico cada dos horas durante una semana, se sugiere un horario de las 8 de la mañana a las 8 de la noche con el objetivo de tener muestras representativas. Debido a que el objetivo de esta práctica es determinar la eficiencia del sedimentador en función del agua cruda, las muestras se deben tomar antes de que el agua residual ingrese al coagulador-floculador. Las muestras deben ser analizadas durante la hora de espera para la toma de la siguiente muestra
2. Determinar la turbiedad de cada muestra (agua cruda) de acuerdo con el procedimiento descrito en el apéndice I.
3. Tomar muestras de 50 ml del efluente del sedimentador con los recipientes de plástico cada dos horas durante una semana; se sugiere un horario de las 8 de la mañana a las 8 de la noche con el objetivo de tener muestras representativas. Las muestras deben ser analizadas durante la hora de espera para la toma de la siguiente muestra.
4. Determinar la turbiedad de cada muestra (agua sedimentada) de acuerdo con el procedimiento descrito en el apéndice I.

- Resultados

1. El alumno deberá registrar los valores de turbiedad del agua cruda en la bitácora para cada hora y día en que se realizó la prueba
2. El alumno deberá registrar los valores de turbiedad del agua sedimentada en la bitácora para cada hora y día en que se realizó la prueba
3. Agrupar los valores de turbiedad del agua cruda en intervalos predeterminados. En la tabla 3 se presentan los intervalos de turbiedad que se manejarán en esta práctica con el punto medio.
4. Agrupar los valores de turbiedad del agua sedimentada en intervalos de 0 a 10 U.N. y especificar el punto medio de dicho intervalo.
5. Con base en estos datos, calcular las constantes (pendiente y ordenada al origen) y el correspondiente grado de correlación, para la ecuación:

$$y = a + bx$$

donde:

y es la turbiedad del agua cruda

x es la turbiedad del agua sedimentada

a es la ordenada al origen

b es la pendiente de la recta

6. Graficar la turbiedad del agua cruda contra la turbiedad del agua sedimentada. En el eje de las "x" se grafican los puntos medios de la turbiedad del agua sedimentada

(U.N.) y en el eje de las "y" se grafican los puntos medios del intervalo de turbiedades del agua cruda (ver tabla 3)

7. Registrar el valor de la pendiente de la recta en la bitácora.
8. Repetir la prueba en otra semana y realizar el mismo procedimiento.
9. Comparar las rectas obtenidas con los datos de cada semana

Tabla 3. Intervalo de turbiedad del agua cruda

Intervalos de turbiedad del agua cruda	Punto medio
0 - 29.9	15
30 - 59.9	45
60 - 89.9	75
90 - 119.9	105
120 - 149.9	135
150 - 179.9	165
180 - 209.9	195
210 - 239.9	225
240 - 269.9	255
270 - 299.9	285
300 - 399.9	350
400 - 500	450

1.2.1 Conclusiones

El estudio estadístico de los datos obtenidos de turbiedad del agua cruda y del agua sedimentada suministra valiosa información sobre la eficiencia de los sedimentadores. Al observar la gráfica de turbiedad del agua cruda contra turbiedad del agua sedimentada, el alumno deberá mencionar el comportamiento que presentan estos parámetros, es decir cómo cambia la turbiedad del agua cruda con respecto a la del agua sedimentada y cómo se relaciona lo anterior con la eficiencia del sedimentador.

1.3 En función del pretratamiento

El principal parámetro que influye en la eficiencia de remoción de un sedimentador es la carga superficial, la cual constituye la velocidad de sedimentación. La velocidad de sedimentación de una partícula floculenta depende de su forma, consistencia, tamaño y densidad, los que están influenciados por factores tales como:

Dosis de coagulante

Intensidad y tiempo de mezcla rápida

Intensidad y tiempo de floculación y variación de intensidad de agitación en función del tiempo.

El objetivo de esta práctica es evaluar la influencia del pretratamiento (coagulación-floculación) en el proceso de sedimentación.

• Material y equipo

- Equipo para la prueba de jarras
- Turbidímetro Hach o equivalente
- Vasos de precipitado

• Desarrollo

- 1) En el laboratorio (condiciones reales de coagulación-floculación e ideales de sedimentación)
 - a) Reproducir en el equipo de prueba de jarras las variables fisicoquímicas de los procesos de mezcla y floculación existentes en la planta de tratamiento. La descripción detallada de la prueba de jarras se presenta en la práctica "4.2 Proceso fisicoquímico".
 - b) Una vez que se realizó la prueba de jarras, dejar sedimentar el agua en las jarras durante 15 minutos.
 - c) Tomar muestras a una profundidad de 20 cm (Hs) cada 60 segundos durante 10 minutos y determinar la turbiedad de cada muestra (turbiedad final).
 - d) Determinar la turbiedad residual de acuerdo a la siguiente ecuación

$$\%TR = \left(1 - \frac{N_t}{N_o}\right) * 100$$

donde:

%TR es el porcentaje de turbiedad removida

N_o es la turbiedad del agua cruda

N_t es la turbiedad final después del tratamiento

- e) Para los diferentes tiempos (Ts) en que se determinó la turbiedad final, determinar las velocidades de sedimentación con la siguiente ecuación:

$$V_s = \frac{H_s}{T_s}$$

- 2) En la planta (condiciones reales de coagulación – ideales de sedimentación).
 - a) Tomar 3 muestras de 2 litros con los vasos de precipitado a la salida de la unidad de coagulación-floculación.
 - b) Dejar sedimentar las muestras durante 15 minutos.
 - c) Tomar pequeñas muestras de 50 ml de las tres muestras originales contenidas en los vasos de precipitado. a una profundidad de 20 cm cada 60 segundos durante 10 minutos y determinar la turbiedad de cada muestra (turbiedad final).
 - d) Determinar la turbiedad residual de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$\%TR = \left(1 - \frac{N_t}{N_o}\right) * 100$$

donde:

%TR es el porcentaje de turbiedad removida

N_o es la turbiedad del agua cruda

N_t es la turbiedad final después del tratamiento

e) Para los diferentes tiempos (Ts) en que se determinó la turbiedad final, determinar las velocidades de sedimentación con la siguiente ecuación:

$$V_s = \frac{H_s}{T_s}$$

• Resultados

- 1 El alumno deberá reportar para el caso de las pruebas en el laboratorio, los valores de turbiedad inicial, final y residual en forma tabular indicando el tiempo en el que fue tomada cada muestra
- 2 El alumno deberá reportar para el caso de las pruebas en la planta, los valores de turbiedad inicial, final y residual en forma tabular indicando el tiempo en el que fue tomada cada muestra
3. Para el caso de las pruebas en el laboratorio, el alumno deberá graficar los valores de turbiedad residual para los diferentes valores de velocidad de sedimentación utilizando papel con escala logarítmica-aritmética
- 4 Para el caso de las pruebas en la planta, el alumno deberá graficar los valores de turbiedad residual para los diferentes valores de velocidad de sedimentación utilizando papel con escala logarítmica-aritmética.
5. Calcular el índice de eficiencia del sedimentador con la siguiente ecuación:

$$I = \frac{TL}{TP} * 100$$

donde:

I es el índice de eficiencia del sedimentador

TL es la turbiedad residual teórica obtenida en el laboratorio

TP es la turbiedad residual real obtenida en la planta

- 6 Clasificar la eficiencia del sedimentador de acuerdo al criterio de la tabla 4.

Tabla 4. Criterio de clasificación del sedimentador (CEPIS, 1992)

Valor de I	Clasificación
> 90	Excelente
80 – 90	Muy bueno
70 – 80	Bueno
60 – 70	Regular
< 60	Deficiente

1.3.1 Conclusiones

La evaluación de la eficiencia del sedimentador en función del pretratamiento es importante ya se podrá saber si el proceso de coagulación-floculación se está realizando eficientemente.

MC.3.5 Filtración

Objetivos

Analizar las características del proceso de filtración, del lecho filtrante y del proceso de lavado del filtro. Conocida esta información, evaluar la eficiencia con que se está desarrollando el proceso en lo referente a remoción de microorganismos y partículas suspendidas.

Justificación

Actualmente en las plantas de tratamiento se requiere de un paso final como pulimento. La filtración se utiliza como pulimento para una remoción extra de sólidos suspendidos, incluyendo DBO, de efluentes de tratamientos biológicos y químicos.

El proceso de filtración es muy complejo y envuelve a una serie de mecanismos desde la simple acción de cernido hasta fenómenos de impacto inercial, sedimentación, intercepción, difusión, floculación, puente químico y en algunos casos actividad biológica. Aún no se ha definido cuál es el mecanismo más importante, pero no hay duda sobre la acción simultánea de todos ellos, con mayor o menor intensidad, a lo largo de la carrera de filtración.

Las características del agua aplicada a los filtros determinan la calidad del efluente, principalmente a través de la concentración, naturaleza, tamaño y propiedades de adherencia de las partículas. Las características del medio filtrante desempeñan asimismo un papel importante en la eficiencia del proceso, principalmente el diámetro y la granulometría del material filtrante.

Como consecuencia de las características de la suspensión, del medio filtrante y la velocidad de filtración, la pérdida de carga y la calidad del agua filtrada son las variables del proceso más fáciles de controlar y posiblemente de mayor significado en la operación del filtro.

Para evaluar cómo influyen todas estas variables en una instalación de filtración se describen a continuación los siguientes procedimientos

CONTENIDO

1. CARACTERÍSTICAS DEL PROCESO DE FILTRACIÓN
 - 1.1. Medición de la velocidad y caudal de filtración
 - 1.2. Medición de la pérdida de carga
 - 1.3. Calidad de la etapa inicial de filtración
 - 1.4. Conclusiones
2. CARACTERÍSTICAS DEL MEDIO FILTRANTE
 - 2.1. Bolas de barro
 - 2.2. Conclusiones
3. CARACTERÍSTICAS DEL PROCESO DE LAVADO
 - 3.1. Velocidad de lavado del filtro
 - 3.2. Duración del proceso de lavado
 - 3.3. Conclusiones
4. EFICIENCIA DEL PROCESO DE FILTRACIÓN
 - 4.1. Medición de la turbiedad del efluente del filtro
 - 4.2. Determinación de los sólidos en el efluente del filtro
 - 4.3. Conclusiones
5. CUESTIONARIO
6. LECTURAS RECOMENDADAS

1 CARACTERÍSTICAS DEL PROCESO DE FILTRACIÓN

1.1 Medición de la velocidad y caudal de filtración

Todos los filtros tienen un sistema de flujo consistente en un tubo Venturi, un orificio o un vertedor. En los dos primeros casos, el flujo se determina por la diferencia de presiones y en el último por la variación en el nivel de agua.

Cualquiera que sea el sistema de medida, se suele incluir un medidor que marque los litros por segundo o los metros cúbicos por hora que cada unidad de filtración está produciendo. Por lo tanto, el objetivo de esta práctica es determinar la velocidad y el caudal con el que está operando una unidad de filtración.

• Material y equipo

- Regla graduada (como la que se muestra en la figura 1)
- Cronómetro
- Flexómetro

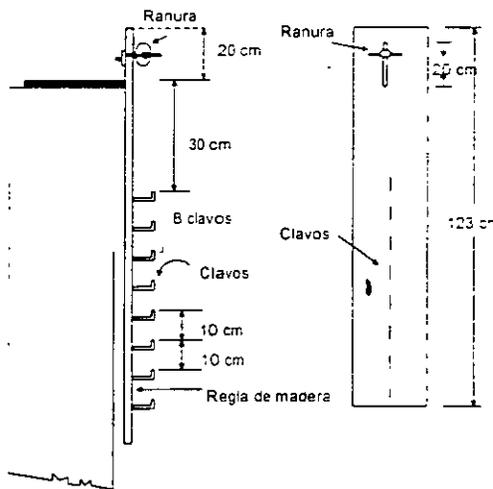


Figura 1 Escala para medir el caudal de filtración.

• Desarrollo

- 1) Determinar el área del filtro de la siguiente forma:
 - a) Medir con el flexómetro el largo del filtro (L)
 - b) Medir con el flexómetro el ancho del filtro (h)
 - c) Calcular el área del filtro con la siguiente ecuación:

$$A = LXh$$

- 2) Determinar el área del lecho filtrante de la siguiente forma.
 - a) Medir con el flexómetro el ancho del filtro (h)
 - b) Medir con el flexómetro la altura del lecho filtrante (Lf)
 - c) Calcular el área del lecho con la siguiente ecuación:

$$A_f = L_f \times h$$

- 3) Determinar la velocidad y caudal de filtración con el siguiente procedimiento:
 - a) Cerrar la válvula del influente del filtro
 - b) Cerrar la válvula del efluente del filtro
 - c) Lavar el filtro en la forma convencional
 - i) Para el retrolavado del filtro se puede emplear solamente agua o la combinación de agua y aire, introducidos en sentido contrario al flujo de agua cruda. El retrolavado se efectúa durante 10 minutos para provocar una expansión del lecho y por lo tanto la salida de los sólidos retenidos.
 - d) Al finalizar el lavado llenar el filtro hasta el nivel normal
 - e) Colocar la regla graduada en el filtro
 - f) Abrir la válvula del influente y determinar en segundos el tiempo (Tf) que tarde en bajar el nivel 20 cm.
 - g) Repetir varias veces la medición y promediar los valores de Tf.
- Cálculos y operaciones
- Calcular la velocidad de filtración con la siguiente ecuación:

$$V_f = \frac{V_f * 86400}{A_f * T_f}$$

donde:

Vf = velocidad de filtración en m³/m²•d

Af = Área del lecho filtrante en m²

Tf = tiempo de filtrado

Vf = volumen filtrado en m³. El volumen filtrado se calcula con la ecuación:

$$V_f = A_f \times h$$

- Calcular el caudal, conocida el área del filtro en metros cuadrados, para un descenso de agua de 20 centímetros, con la siguiente ecuación:

$$Q = \frac{0.20 * A}{t}$$

donde:

Q = Caudal en m³/seg

A = Área del filtro en m²

Tf = tiempo que tardó el agua en descender 20 cm

- Resultados

- 1 Una vez que se calculó el caudal el alumno deberá registrar este dato en una bitácora
- 2 El alumno deberá comparar el caudal del filtro que se obtuvo experimentalmente con el que marca el medidor.

1.2 Medición de la pérdida de carga

El medidor de pérdida de carga es un dispositivo de los filtros que con frecuencia se descompone y causa serios problemas en la operación. Si se desconoce la carga con que está trabajando el filtro y no se tienen monitores de turbiedad para saber la calidad del efluente que se está produciendo, el operador queda totalmente a ciegas respecto al momento en el cual tiene que lavar el filtro.

El objetivo de esta práctica es determinar la pérdida de carga del filtro ya que ofrece información de gran importancia para la evaluación del estado en que se encuentra, así como del proceso de filtración en sí mismo.

- Material y equipo

- 2 Piezómetros de plástico u otro material transparente (como el que se presenta en la figura 2)
- Dos reglas graduadas

- Desarrollo

- 1 Instalar un piezómetro con la regla graduada dentro de la caja del filtro para medir el nivel del agua en el filtro
- 2 Conectar el otro piezómetro a la tubería de salida del agua filtrada.
- 3 Las miras de los dos piezómetros deberán nivelarse haciendo coincidir el cero con el nivel máximo de la caja del filtro.
- 4 Leer el nivel dentro de la caja del filtro (h)
- 5 Leer el nivel a la salida del filtro (hf)
- 6 Calcular la pérdida de carga con la siguiente ecuación:

$$H = h - hf$$

7. Estas mediciones se deben efectuar a intervalos de una hora durante la carrera de filtración.

- Resultados

1. Registrar el valor leído del piezómetro en la bitácora para cada tiempo
- 2 Comparar este valor con la lectura que registra el medidor.
3. Graficar los valores de la pérdida de carga (H) en centímetros contra el tiempo en horas.

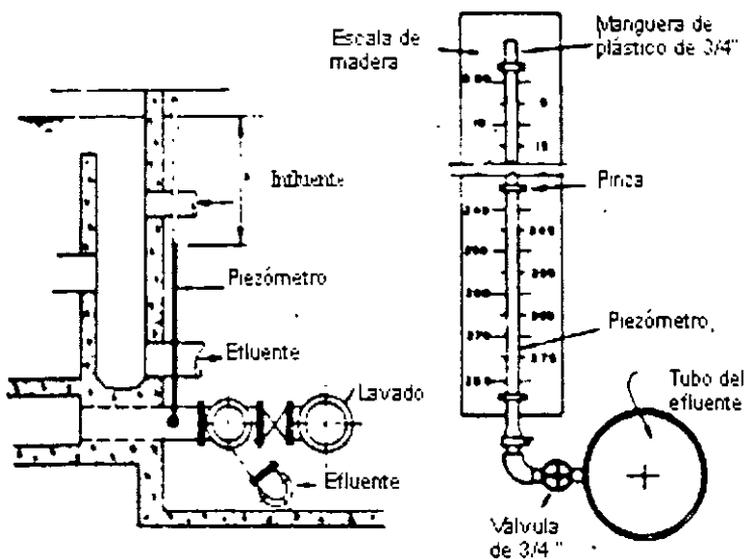


Figura 2. Colocación del piezómetro en el filtro

1.3 Calidad de la etapa inicial de filtración

Al ser puesto un filtro en funcionamiento después del proceso de lavado, se obtiene por lo general un efluente con turbiedad más alta que durante el resto de la carrera de filtración, debido a que cierta proporción de las partículas que se desprendieron durante el proceso de lavado han quedado retenidas sobre el lecho y dentro de éste, saliendo al comenzar la operación. En general cuanto más descuidada sea la operación del filtro y más deteriorado se encuentre el lecho filtrante, peor será la calidad del efluente inicial producido por el filtro, por lo cual se justifica el conocer la calidad del filtrado inicial.

El objetivo de esta práctica es detectar el comportamiento del filtro al inicio de su carrera y determinar el tiempo que tarda en alcanzar la turbiedad normal. Mediante esta prueba se puede determinar también el comportamiento del medio filtrante.

- Material y equipo

- Recipientes de plástico de 150 ml con tapa
- Turbidímetro

- Desarrollo

1. Se debe contar con una llave sobre la tubería del efluente del filtro para tomar las muestras de agua filtrada antes de que ésta se mezcle con la de otras unidades.
2. A partir del momento en que se reinicia la operación de filtrado, comenzar a tomar las muestras del agua filtrada durante los primeros 30 minutos después de abierta la válvula del efluente. Las muestras se toman cada minuto durante los primeros 5 minutos y cada 5 minutos el resto del tiempo.

3 A cada muestra se le debe medir la turbiedad (la técnica para medir turbiedad se presenta en el apéndice I).

- Resultados

1. El alumno deberá elaborar una tabla en donde se presenten los valores de turbiedad para cada tiempo
2. El alumno deberá elaborar una gráfica de turbiedad contra tiempo después del lavado, obteniéndose una curva como la que se muestra en la figura 3.

1.4 Conclusiones

En la primera práctica se determinaron la velocidad y el caudal de filtración, comparándose el valor del caudal obtenido experimentalmente con el que marca el medidor. El alumno deberá mencionar si el caudal así hallado coincide con el que marca el medidor de flujo, si no, es señal de que éste se encuentra descalibrado y debe buscarse la manera de repararlo, en lo posible utilizando los servicios de un técnico especializado.

Según datos bibliográficos, para filtros de arena, la calidad del efluente no es afectada sustancialmente por velocidades de filtración entre 300 y 480 $m^3/m^2 \cdot día$ (CEPIS, 1992). El alumno deberá comparar la velocidad de filtración obtenida experimentalmente con los valores reportados en la bibliografía.

En la segunda práctica se determinó la pérdida de carga del filtro y se elaboró una gráfica de las pérdidas de carga durante la carrera de filtración. Estudiando la forma de las curvas de pérdida de carga es posible deducir la calidad del floculo formado:

Una curva de pérdida de carga en forma de línea recta durante la carrera de filtración, indica una penetración en aumento del floculo dentro del medio filtrante. Una curva de pérdida de carga a lo largo de la carrera del filtro con una curvatura hacia arriba muy pronunciada indica una penetración muy limitada de la materia coagulada dentro del medio filtrante. Esta última es la condición normal.

Dé acuerdo con la gráfica de pérdida de carga obtenida a partir de los valores experimentales, el alumno deberá mencionar cuál es la calidad del floculo formado.

En la tercera práctica se determinó la calidad de la etapa inicial de filtración y se graficó la turbiedad contra el tiempo. A partir de la gráfica, mencionar cuánto tiempo tarda el filtro en alcanzar la turbiedad normal. Cuando la turbiedad alta persiste por más de 30 minutos, significa que el proceso de filtración no se está realizando correctamente; discutir lo anterior y mencionar si este caso se presenta en la práctica.

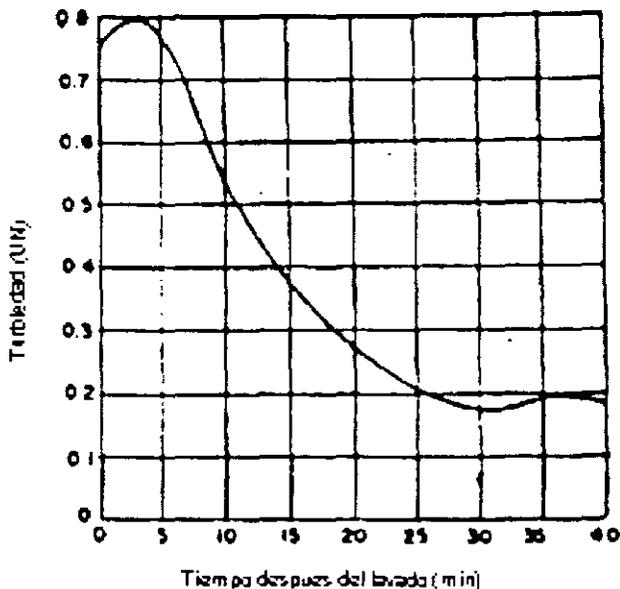


Figura 3. Turbiedad del efluente inmediatamente después del lavado

2 CARACTERÍSTICAS DEL LECHO FILTRANTE

2.1 Bolas de barro

La presencia de bolas de barro indica el grado de deterioro del lecho filtrante, que puede ser debido a un lavado deficiente que no remueve el material retenido en el lecho, o a una frecuencia inadecuada de retrolavados

- Material y equipo

- Muestreador, el cual consiste de un cilindro metálico de 75 mm de diámetro interno y una altura aproximada de 150 mm
- Malla metálica del no. 10 (2 mm de abertura)
- Probeta de 500 ml
- Balde o cubeta de plástico
- Recipiente de plástico

- Desarrollo

1. Lavar normalmente el filtro y drenar el agua hasta un nivel de 20 cm por debajo de la superficie de la arena.
2. Determinar el volumen del muestreador (V).
3. Introducir el muestreador en cuatro puntos para extraer un número equivalente de muestras.
4. Retirar el muestreador con cuidado para que no se caiga el material y colocar todas las muestras en un solo recipiente.

- 5 Tomar el material por partes y colocarlo en un tamiz, el cual se sumerge en un balde de agua.
- 6 Se mueve el tamiz o malla suavemente para que se desprenda la arena y queden retenidas las bolas de barro.
7. Las bolas de barro retenidas son transferidas a la probeta de 500 ml a la que se ha colocado un determinado volumen de agua
- 8 El volumen de bolas de barro estará dado por el aumento de volumen de agua contenida en la probeta
- 9 El resultado se expresa en porcentaje con respecto al volumen de muestra procesada de acuerdo a la siguiente ecuación.

$$\% \text{ bolas de barro} = \frac{\text{Incremento de volumen en la probeta} * 100}{\text{Volumen de la muestra}}$$

- Resultados

- 1 El alumno deberá reportar el porcentaje de bolas de barro en la bitácora
2. El alumno deberá clasificar el filtro de acuerdo a los valores de la tabla 1:

Tabla 1. Clasificación de los filtros según el porcentaje de bolas de lodo (Arboleda, 1989)

% de volumen de bolas de barro	Condiciones del medio filtrante
0 – 0.1	Excelente
0.1 – 0.2	Muy bueno
0.2 – 0.5	Bueno
0.5 – 1.0	Regular
1.0 – 2.5	De regular a malo
2.5 – 5.0	Malo
7.5	Muy malo

2.2 Conclusiones

Un filtro bien conservado no debe contener bolas de barro. Sin embargo, con el tiempo éstas pueden irse formando hasta llegar a un 1% sin que afecten mayormente el funcionamiento de la unidad. Por encima de ese valor la eficiencia se ve afectada cada vez en mayor grado. Porcentajes mayores de 5% indican la necesidad de reconstrucción o tratamiento intensivo del medio filtrante. De acuerdo con los valores de la tabla 1, el alumno deberá mencionar en qué condiciones se encuentra el lecho filtrante.

3 CARACTERÍSTICAS DEL PROCESO DE LAVADO

La mayor parte de los problemas que ocurren en la operación de los filtros está relacionada con el mantenimiento del lecho filtrante. Por eso se puede decir que un filtro es tan bueno como lo es su procedimiento de lavado.

3.1 Velocidad de lavado del filtro

El objetivo de esta práctica es determinar el caudal y la velocidad de lavado con que está operando el filtro.

- Material y equipo

- Regla graduada (como la que se muestra en la figura 1).
- Cronómetro

- Desarrollo

- 1 Fijar la regla graduada a una de las paredes del filtro
- 2 Cerrar la válvula del influente y cuando el nivel de agua descienda hasta la superficie del medio filtrante, cerrar la válvula del efluente.
- 3 Abrir la válvula de desagüe y de lavado y continuar con la limpieza del filtro en forma convencional.
- 4 Medir el tiempo (T) que tarda en subir el nivel de agua en la caja del filtro una altura H
- 5 Calcular la velocidad y el caudal de lavado con las siguientes ecuaciones:

$$VL = \frac{H}{T}$$

$$Q = \frac{A * H}{T}$$

donde:

VL = Velocidad del agua de lavado

H = Variación de la altura del agua (m)

T = Tiempo en que se incrementa una altura H (minutos)

Q = Caudal de lavado

A = Área del filtro (m²). Para calcular el área del filtro ver práctica 1.1

- Resultados

1. El alumno deberá registrar en la bitácora el valor del caudal y la velocidad de lavado del filtro
2. Comparar estos valores con los que marca el medidor.

3.2 Duración del proceso de lavado

Cuando se realiza el lavado de un filtro, la turbiedad del agua de lavado aumenta rápidamente al principio, pudiendo llegar a valores superiores a 1000 UJ y luego, a medida que la arena se va limpiando, la turbiedad va disminuyendo hasta alcanzar cifras inferiores a 10 UN, las cuales rara vez decrecen aunque se prolongue por largo tiempo el lavado. El objetivo de la práctica es determinar cómo varía la turbiedad del agua de

lavado durante el proceso, a fin de determinar el tiempo óptimo en que debe ejecutarse esta operación.

- Material y equipo

- 15 frascos de plástico de 150 ml con tapa
- Turbidímetro Hach o equivalente
- Cronómetro
- Desarrollo

- Desarrollo

1. Numerar los frascos del 1 al 15.
2. Iniciar el lavado normal del filtro y tan pronto como caiga la primera agua de lavado en las canaletas, llenar el frasco 1 rápidamente.
3. Continuar llenando los frascos cada minuto hasta completar los 15 frascos
4. Determinar con el turbidímetro la turbiedad de las 15 muestras (la técnica para la determinación de turbiedad se presenta en el apéndice I).
5. Dibujar la curva de turbiedad contra tiempo en papel semilogarítmico.

- Resultados

1. El alumno deberá presentar la gráfica en papel semilogarítmico de turbiedad (UJ) contra tiempo (minutos).
2. Determinar en la curva el punto de inflexión inferior en donde ésta tiende a ser asintótica con respecto al eje horizontal. El tiempo óptimo de lavado corresponderá al coincidente con el punto de inflexión.

3.3 Conclusiones

En la práctica 3.1 se determinaron el caudal y la velocidad de lavado del filtro y se compararon estos valores con los que registra el medidor. El alumno deberá mencionar si los medidores se encuentran calibrados, si no, es necesario recomendar mandar calibrarlos con un técnico.

En cuanto al valor de la velocidad de lavado, el alumno deberá mencionar si la velocidad de lavado se encuentra entre 0.6 y 0.8 m/min, el cual es el rango de velocidad de lavado con agua normalmente utilizado. Después de comparar el valor obtenido experimentalmente con el rango mencionado, el alumno deberá investigar qué sucede si la velocidad de lavado es muy baja o muy alta.

En la práctica 3.2 se determinó la duración del proceso de lavado. De acuerdo con los resultados obtenidos, el alumno deberá mencionar cómo varía la turbiedad del agua de lavado durante el proceso y cuál es el tiempo óptimo en que debe realizarse el retrolavado del filtro. El alumno deberá observar en la gráfica de turbiedad contra tiempo, que la turbiedad se incrementa inicialmente y luego disminuye hasta un valor que tiende a ser constante y que por lo general está entre 2 - 4 U.N.

4. EFICIENCIA DEL PROCESO DE FILTRACIÓN

La determinación de la eficiencia de los filtros puede hacerse de varias maneras, las más comunes son: medida de la turbiedad y determinación de los sólidos en el efluente del filtro

4.1 Medición de la turbiedad del efluente del filtro

En esta práctica se determinará la turbiedad del efluente del filtro para observar el comportamiento de este parámetro con respecto al tiempo durante la corrida de filtración

- Material y equipo
 - Turbidímetro Hach o equivalente
 - Vasos de precipitado de 50 ml
 - Recipientes de plástico de 50 ml con tapa
- Desarrollo
 1. Numerar los recipientes de plástico.
 2. Tomar una muestra de 50 ml del efluente del filtro cada hora durante toda la corrida de filtración con los recipientes de plástico previamente numerados. Mantener las muestras en refrigeración hasta el momento de realizar la medición de turbiedad.
 3. Tomar el volumen necesario de muestra en los vasos de precipitado y determinar la turbiedad de cada muestra (el volumen requerido de muestra y el procedimiento para determinar turbiedad se describen en el apéndice I).
- Resultados
 1. El alumno deberá reportar los valores de turbiedad para cada muestra en forma tabular indicando el tiempo en horas en el que fueron tomadas.
 2. Elaborar una gráfica de turbiedad (UJ) contra el tiempo (horas)

4.2 Determinación de los sólidos en el efluente del filtro

En esta práctica se determinarán los Sólidos Totales (ST) y los Sólidos Suspendidos Totales (SST) del agua residual a la entrada y salida del filtro para calcular la eficiencia de remoción de este parámetro.

- Material y equipo
 - El material, equipo y reactivos necesarios para la determinación de los ST y SST se describen en el apéndice I.
 - Recipientes de plástico de 200 ml con tapa
 - Vasos de precipitado de 200 ml

• Desarrollo

En esta práctica el alumno formará una muestra compuesta de agua residual de la entrada y la salida del filtro (el procedimiento para tomar las muestras puntuales y formar las muestras compuestas se describe en el apéndice I) Las muestras compuestas se forman a partir de cuatro muestras puntuales. El procedimiento es el siguiente

1. Tomar cuatro muestras puntuales de 200 ml de agua residual antes de la descarga al filtro cada 4 horas durante la corrida de filtración. Las muestras se tomarán con los recipientes de plástico.
2. Tomar cuatro muestras puntuales de 200 ml de agua residual a la salida del filtro cada 4 horas durante la corrida de filtración. Las muestras se tomarán con los recipientes de plástico.
3. Formar las muestra compuestas mezclando las muestras puntuales tomadas durante el día. Las muestras deben ser refrigeradas hasta el momento de ser analizadas
4. Una vez que se formaron las muestras compuestas del influente y efluente del filtro, tomar el volumen de muestra indicado en el apéndice I en vasos de precipitado y analizarlas de forma idéntica con el procedimiento para determinar ST y SST descrito en el mismo apéndice.
5. La eficiencia de remoción del proceso se determina comparando las concentraciones de ST y SST al inicio y al final del proceso con las siguientes ecuaciones:

$$\%E = \frac{ST_i - ST_o}{ST_i} * 100$$

donde:

ST_i son los ST en mg/l del influente del filtro

ST_o son los ST en mg/l del efluente del filtro

$$\%E = \frac{SST_i - SST_o}{SST_i} * 100$$

donde

SST_i son los SST en mg/l del influente del filtro

SST_o son los SST en mg/l del efluente del filtro

• Resultados

1. El alumno deberá reportar en forma de tabla los valores de ST y SST en mg/l para cada muestra compuesta
2. El alumno deberá calcular la eficiencia de remoción de los sólidos en el filtro.

- Landa, V H (1996) *Filtración rápida de un efluente primario avanzado*. Tesis DEPI, UNAM México, D F.
- Landa, V H, Leyva, A A, y Jiménez, C B. (1998) *Nuevas tecnologías para la filtración de agua residual*. Primer Simposio Latinoamericano de Tratamiento y Reuso del Agua y Residuos Industriales. UAM y CINAM. Tomo II, 46-1 a 46-10, México
- Martínez, S R (1993) *Estudios de modelos de filtración lenta en arena para la desnitrificación biológica del agua*. Tesis Facultad de Química, UNAM México, D F
- Mata, F. R. (1988) *Filtración rápida sobre lechos de arena*. Tesis. UNAM. México
- Metcalf y Eddy Ed. (1996) *Ingeniería de Aguas Residuales: Tratamiento, vertido y reutilización*. Tercera edición. Mc Graw-Hill. S.A de C.V.
- Montgomery, J. (1985) *Water Treatment Principles and Design*. John Wiley & Sons., USA
- Prieto, S. R (1984) *Filtración de aguas residuales*. Tesis UNAM. México.
- Valdivia, S C (1988) *Filtración Combinada en Lechos de Tezontle para el Tratamiento de Aguas Residuales*. Tesis, DEPI, UNAM, México

MC.3.6 Desinfección

Objetivos

Evaluar los parámetros de control de la desinfección con cloro, los cuales incluyen la determinación de la dosis óptima, el tiempo de contacto y la remoción de indicadores biológicos (por ejemplo, coliformes fecales) en el sistema de tratamiento.

Justificación

La desinfección es generalmente, la etapa final en un proceso de tratamiento que tiene por objetivo, asegurar la calidad microbiológica del agua, bajo el supuesto de que todas las etapas anteriores estén cumpliendo con sus objetivos.

Los factores que modifican la eficiencia de remoción en la desinfección con cloro se relacionan con:

- Las características fisicoquímicas del agua
- Las características del sistema de cloración

Las principales características fisicoquímicas del agua que influyen en la eficiencia de la desinfección son:

- a) La temperatura y el pH
- b) La turbiedad, el color, la materia orgánica, el nitrógeno amoniacal, Fe, Mn, SO₂, H₂S, etc.
- c) El tipo y concentración de microorganismos

Las principales características del sistema que influyen en la eficiencia de la cloración son:

- a) El tiempo real de contacto
- b) La dosis de cloro aplicada
- c) Las características del sistema de dosificación
- d) Las características del compuesto de cloro utilizado

CONTENIDO

- 1 **PARÁMETROS DE CONTROL DE LA DESINFECCIÓN CON CLORO**
 - 1.1 **Determinación de los parámetros fisicoquímicos**
 - pH
 - Temperatura
 - Turbiedad
 - Demanda Química de Oxígeno (DQO)
 - Nitrógeno amoniacal (N-NH₃)
 - 1.2 **Determinación de la calidad microbiológica del agua**
 - 1.2.1 **Determinación del NMP de coliformes**
- 2 **DOSIS ÓPTIMA DE CLORO**
 - 2.1 **Determinación de la dosis óptima de cloro**
- 3 **CONCLUSIONES**
- 4 **CUESTIONARIO**
- 5 **LECTURAS RECOMENDADAS**

1. PARÁMETROS DE CONTROL DE LA DESINFECCIÓN CON CLORO

Durante la realización de las prácticas sobre desinfección se probarán dos tipos de desinfectante: el hipoclorito de calcio ($\text{Ca}(\text{ClO})_2$) y el hipoclorito de sodio (NaClO). Una vez que se tomaron todas las muestras para las prácticas con el primer desinfectante se deberá realizar otra corrida de tratamiento cambiando la solución de hipoclorito de calcio por la de hipoclorito de sodio directamente en la planta de tratamiento. Se sugiere dividir las prácticas en dos días, el primer día se harán las prácticas con el hipoclorito de calcio y el segundo día con el hipoclorito de sodio.

1. 1 Determinación de los parámetros fisicoquímicos del agua

- pH
- Temperatura
- Turbiedad
- Demanda Química de Oxígeno (DQO)
- Nitrógeno amoniacal (N-NH_3)
- Cloro residual

• Material y equipo

- Solución de hipoclorito de calcio ($\text{Ca}(\text{ClO})_2$) al 12%
- Solución de hipoclorito de sodio (NaClO) al 10%
- Termómetro
- Medidor de pH
- Turbidímetro Hach o equivalente
- Vasos de precipitado
- Recipientes de plástico con tapa de 500 ml
- El material, equipo y reactivos requeridos para la determinación de la DQO se describen en el apéndice I.
- El material, equipo y reactivos requeridos para la determinación de nitrógeno amoniacal se describen en el apéndice I.
- El material, equipo y reactivos requeridos para la determinación de cloro residual se describen en el apéndice I.

• Desarrollo

1. Tomar una muestra de agua de 500 ml en un recipiente de plástico con tapa, antes del punto de dosificación de cloro al sistema. Las muestras se deben refrigerar hasta el momento de ser analizadas.
2. A continuación se presentan los cálculos para determinar la dosis de cloro que se debe agregar al sistema.

La dosificación de hipoclorito de calcio se realiza directamente en la tubería con una bomba recíproca tipo dosificadora. De acuerdo con datos bibliográficos la dosis de $\text{Ca}(\text{ClO})_2$ que se debe aplicar es de 8 mg/l, y la de NaClO es de 10 mg/l (posteriormente el alumno realizará una práctica para determinar la dosis óptima del desinfectante). El tiempo de contacto que debe tener el agua tratada en el

tanque de almacenamiento, una vez que se aplicó el desinfectante es de 30 minutos. Los cálculos para determinar el flujo de dosificación de hipoclorito de calcio y para comprobar el tiempo de contacto se muestran a continuación:

- El gasto de agua que recibe la planta es de 10 m³/d (0.115 l/s)
- La solución de hipoclorito de calcio está al 12% (120 mg/ml).
- La dosis de hipoclorito de calcio es de 8 mg/l.

El flujo de dosificación se determina con:

$$8 \text{ mg/l} * 0.115 \text{ l/s} = 0.9259 \text{ mg/s.}$$

Por lo tanto para la desinfección del agua de la planta de tratamiento se requiere dosificar 0.9259 mg de hipoclorito de calcio cada segundo. lo que equivale a:

$$\frac{0.9259 \text{ mg/s}}{120 \text{ mg/ml}} = 0.0077 \text{ ml/s} = 0.0277 \text{ l/h}$$

Es decir, la bomba recíproca debe dosificar 0.0277 litros de la solución de hipoclorito de calcio por hora.

El tiempo de contacto del agua tratada en el tanque de almacenamiento es:

$$\frac{200 \text{ l}}{0.115 \text{ l/s}} = 1739 \text{ s} = 28.98 \text{ min}$$

Como se puede observar el agua tratada tendrá un tiempo de contacto de 28.98 min en el tanque de almacenamiento

2. Posteriormente, tomar una muestra de agua desinfectada de 500 ml en un recipiente de plástico con tapa, directamente del tanque de almacenamiento de agua tratada.
3. A las dos muestras se le deberá determinar los parámetros fisicoquímicos de acuerdo a las técnicas descritas en el apéndice I.

• Resultados

1. Registrar los valores de pH, temperatura y turbiedad en la bitácora para cada desinfectante. Comparar los valores obtenidos antes y después de la dosificación de cloro.
2. El alumno deberá reportar en forma tabular las DQO en mg/l para cada muestra de cada desinfectante. La eficiencia de remoción del proceso se determina comparando las concentraciones de DQO al inicio y al final del proceso con la siguiente ecuación

$$\% \text{Eficiencia} = \frac{DQO_i - DQO_o}{DQO_i} * 100$$

donde:

DQO_i es la concentración al inicio del proceso

DQO_o es la concentración después del tratamiento

3. El alumno deberá reportar en forma tabular las concentraciones de nitrógeno amoniacal en mg/l para cada muestra de cada desinfectante. La eficiencia de remoción del proceso se determina comparando las concentraciones de nitrógeno amoniacal al inicio y al final del proceso, con la siguiente ecuación

$$\% \text{Eficiencia} = \frac{NH_{3i} - NH_{3o}}{NH_{3i}} * 100$$

donde:

NH_{3i} es la concentración al inicio del proceso

NH_{3o} es la concentración después del tratamiento

4. El alumno deberá reportar en forma tabular las concentraciones de cloro residual para cada muestra de cada desinfectante.

1.2 Determinación de la calidad microbiológica del agua

1.2.1 Determinación de coliformes fecales (NMP de coliformes/100ml de muestra)

- Material y equipo
 - El material, equipo y reactivos requeridos para la determinación del número más probable de coliformes se describen en el apéndice I
 - Vasos de precipitado de 100 ml
- Desarrollo

De las muestras que se tomaron para la práctica de la "Determinación de los parámetros fisicoquímicos" (1.1 1) se toman 100 ml en un vaso de precipitado. Las dos muestras se tratarán de forma idéntica de acuerdo al procedimiento para determinar el número más probable de coliformes descrito en el apéndice I.

- Resultados
 1. Los valores obtenidos de NMP de coliformes/100ml de muestra para ambos desinfectantes se registran en la bitácora
 2. Comparar los resultados que se obtuvieron antes y después de la dosificación de cloro.

2 DOSIS ÓPTIMA DE CLORO

2.1 Determinación de la dosis óptima de cloro

La cantidad de cloro adicionado al sistema de tratamiento debe ser determinada experimentalmente, basándose en la demanda de cloro, el cloro residual y la remoción de organismos indicadores. La dosis requerida depende de los constituyentes presentes en el

agua como los compuestos orgánicos, la materia particulada (la cual protege a los microorganismos de la acción de los desinfectantes) y el amonio (el cual reacciona con el cloro y forma cloraminas).

- Material y equipo
 - El material y equipo para la determinación de coliformes fecales se describe en el apéndice I
 - El material y equipo para la determinación de cloro residual se describe en el apéndice I
 - Cronómetro
 - Vasos de precipitado
 - Recipientes de plástico con tapa de 500 ml
- Reactivos
 - Los reactivos utilizados en las determinaciones de coliformes fecales y cloro residual se describen en el apéndice I
 - Solución de hipoclorito de sodio (NaClO) al 10%
 - Solución de hipoclorito de calcio ($\text{Ca}(\text{ClO})_2$) al 12%

- Desarrollo

Para encontrar la dosis óptima de cloro se deben realizar pruebas con diferentes dosis: para cada prueba se determina la remoción de coliformes, el nitrógeno amoniacal y el cloro residual. Existe un intervalo de valores para la dosis de cloro que se debe añadir al agua residual dependiendo del tipo de desinfectante empleado en el proceso de tratamiento (White, 1986) En este ensayo se trabajará con dicho intervalo. El procedimiento es el siguiente:

1. Tomar una muestra de agua tratada de 500 ml antes del punto de dosificación de la solución de hipoclorito de calcio o de sodio. Verter 100 ml de esta muestra a un vaso de precipitado y determinar el número de coliformes fecales de acuerdo al procedimiento adscrito en el apéndice I. Las muestras se tomarán con un recipiente de plástico con tapa de 500 ml, y deberán ser refrigeradas hasta el momento de analizarlas.
2. Verter 50 ml de esta muestra a un vaso de precipitado y determinar el nitrógeno amoniacal.
3. Agregar dosis de 5, 8, 10, 15 y 20 mg/l de $\text{Ca}(\text{ClO})_2$ o de NaClO (en la práctica 1.1.1 se presenta un ejemplo para el cálculo del flujo de dosificación dependiendo de la concentración y dosis del desinfectante). Después de cada dosis agregada, esperar 30 minutos de tiempo de contacto.

Se puede agregar tiosulfato de sodio después de cada tiempo de contacto evaluado, con el fin de inactivar el efecto de cloro y hacer una determinación más precisa de dicho periodo de contacto.

4. Transcurrido el tiempo de contacto, tomar una muestra directamente en el tanque de almacenamiento de 500 ml
5. Verter 100 ml de la muestra a un vaso de precipitado y determinarle el número de coliformes fecales, de acuerdo al procedimiento descrito en el apéndice I
6. Verter 50 ml de la muestra a un vaso de precipitado y determinar el nitrógeno amoniacal.
7. Con el resto de la muestra determinar el cloro residual, de acuerdo al procedimiento descrito en el apéndice I

El procedimiento descrito se debe realizar para cada dosis de desinfectante aplicada.

8. Repetir el procedimiento para un tiempo de contacto de 40 minutos.

• Resultados

1. Registrar en la bitácora en forma de tabla el número de coliformes fecales y la concentración de cloro residual para cada dosis del desinfectante y para cada tiempo de contacto.
2. Registrar en la bitácora en forma de tabla la concentración de nitrógeno amoniacal para cada dosis del desinfectante y para cada tiempo de contacto.
3. Determinar la dosis óptima de cloro de acuerdo a la remoción de coliformes fecales y la concentración de cloro residual tomando como base los valores normados para la disposición del efluente final.
4. Elaborar una gráfica de la demanda de cloro (gráfica del punto de quiebre). Graficar la dosis de cloro agregado en el eje de las "x" y el cloro residual en el eje de las "y" para cada tiempo de contacto.
5. Calcular la demanda de cloro con la siguiente ecuación.

$$\text{demanda de cloro} = \text{dosificación de cloro} - \text{cloro residual}$$

3. CONCLUSIONES

El alumno deberá reportar si se presentó un cambio en el pH, la temperatura y la turbiedad durante la experimentación y comparar los resultados de remoción de indicadores biológicos. A partir de estos resultados mencionar cómo influyen las características fisicoquímicas del agua sobre la desinfección.

De acuerdo con la gráfica del punto de quiebre el alumno deberá indicar la dosis a la cual se obtiene el cloro residual que cumple con la normatividad, así mismo deberá mencionar la dosis que se requiere para llegar a los niveles de coliformes fecales estipulados por la norma para agua destinada a riego agrícola (1000 UFC/100 ml)

El alumno deberá indicar cuál es el comportamiento de la concentración de nitrógeno amoniacal y orgánico conforme la dosis de cloro aplicada aumenta. Se sugiere representar gráficamente los perfiles de cloro residual, nitrógeno amoniacal y orgánico, y la demanda de cloro para las diferentes dosis del desinfectante. Con esta gráfica el

MC. 3.7 Integración de los procesos

En el funcionamiento de la planta de tratamiento se proponen tres arreglos, los cuales le confieren su versatilidad, ya que el operador podrá comparar las diferentes características de cada proceso y sus eficiencias de eliminación. A continuación se presenta la descripción y los diagramas de flujo de cada arreglo.

Primer arreglo

En la figura 1 se muestra el primer arreglo propuesto: en éste, el agua residual se dirige en partes iguales a los procesos fisicoquímico y biológico; esto permite comparar las eficiencias de eliminación a partir de una concentración de contaminantes idéntica

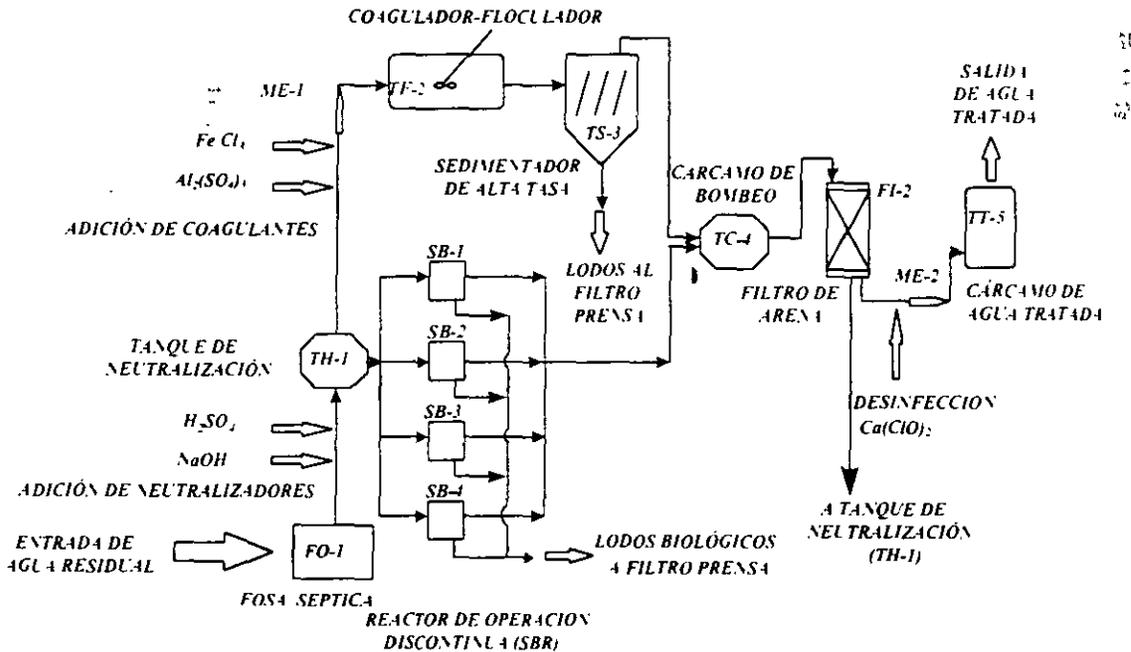


Figura 1 Primer arreglo propuesto en la planta de tratamiento (paralelo)

Segundo Arreglo

El segundo arreglo propuesto se muestra en la figura 2. En éste, toda el agua residual que proviene de la fosa séptica se bombea primeramente al proceso biológico y posteriormente al proceso fisicoquímico.

Una de las ventajas que presenta este arreglo es el contar con un postratamiento del agua residual, por lo tanto, además del tratamiento biológico para la remoción de materia orgánica y nutrientes se le aplica al agua un postratamiento fisicoquímico, consiguiendo así una mayor eficiencia de remoción, particularmente de sólidos suspendidos y fósforo.

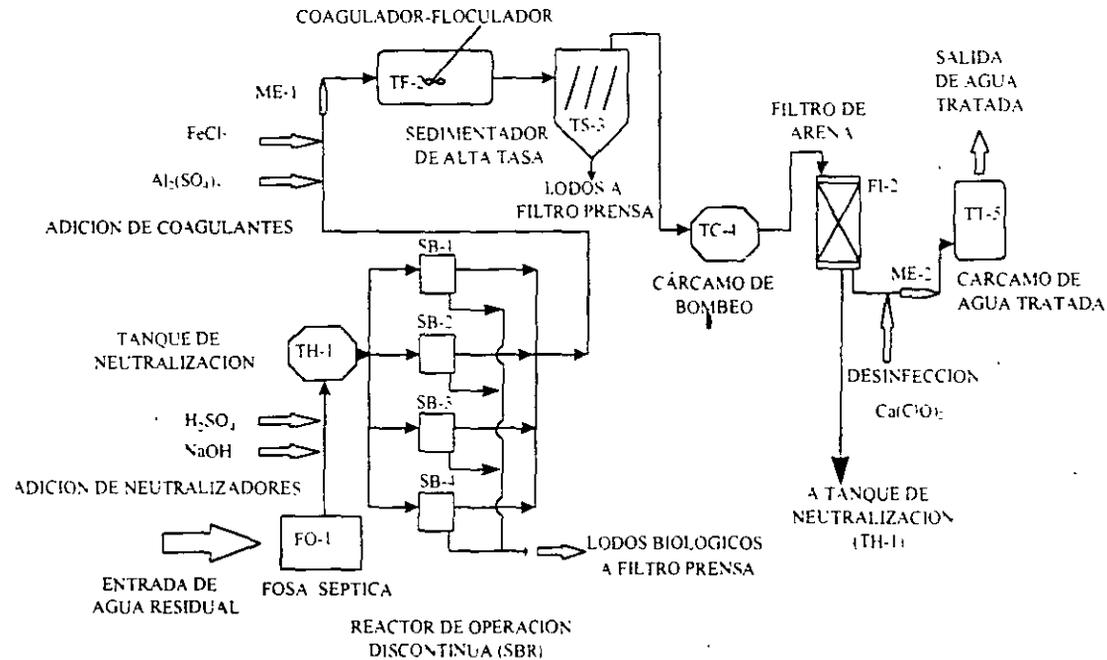


Figura 2 Segundo arreglo propuesto en la planta de tratamiento (B-FQ)

Tercer arreglo

El tercer arreglo propuesto para la planta de tratamiento de CCH-sur se muestra en la figura 3. En este arreglo, toda el agua residual proveniente del tratamiento séptico se dirige primero a un tratamiento fisicoquímico y de ahí al tratamiento biológico.

La razón de este arreglo es simular un tratamiento primario avanzado donde el agua residual se trata con un proceso fisicoquímico y posteriormente se le da un pulimento biológico. De lo anterior, se podrán estudiar los principios del tratamiento primario avanzado y la eventual conveniencia de este arreglo en cuanto al abatimiento en el consumo de energía para la aeración.

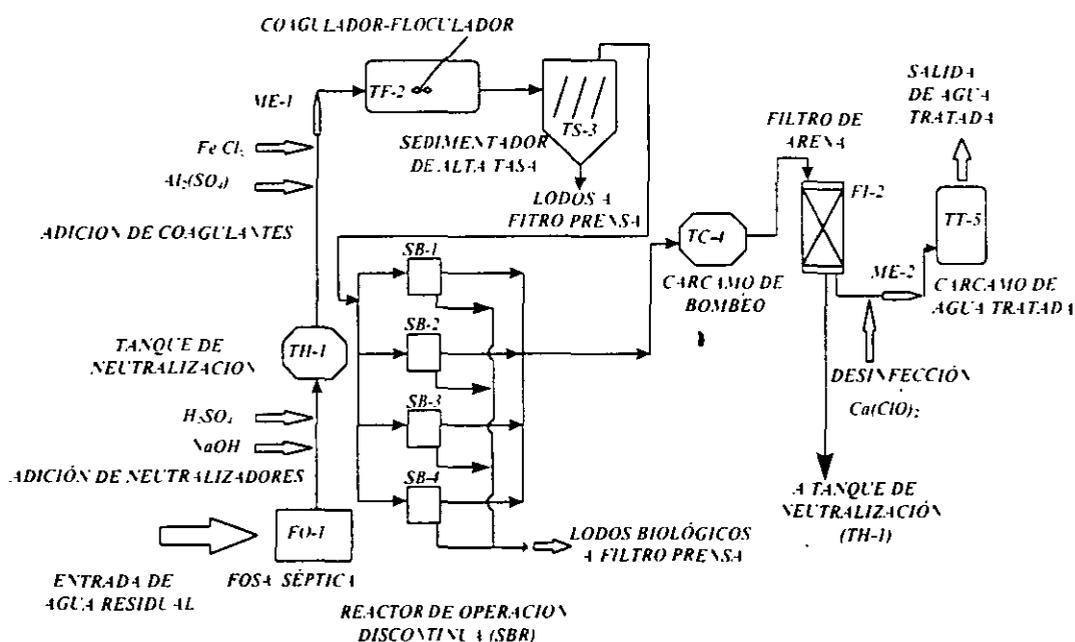


Figura 3 Tercer arreglo propuesto en la planta de tratamiento (FQ-B)

Objetivos

Operar conjuntamente los procesos y operaciones de tratamiento que conforman la planta, aplicando los conocimientos adquiridos en las prácticas anteriores.

Determinar la eficiencia de remoción de contaminantes operando la planta de tratamiento con los tres arreglos posibles del tren de tratamiento

Discutir la aplicabilidad de los trenes de tratamiento para el caso particular y extrapolar sus conclusiones a otras aguas residuales.

Justificación

El tratamiento de las aguas residuales puede llevarse a cabo mediante diferentes métodos. Todos estos se basan en fenómenos físicos, químicos y biológicos. Los procesos de tratamiento pueden ser combinados de diferentes maneras, lo que inevitablemente dará como resultado diferentes capacidades de tratamiento y grados de adecuación a condiciones particulares. De lo anterior se considera importante contar con procedimientos teóricos y prácticos para conocer el funcionamiento tanto de los procesos y operaciones operando por separado como de las plantas de tratamiento trabajando conjuntamente.

Las prácticas que se plantean en este manual, tienen la finalidad de reforzar los conocimientos teóricos a partir de la experimentación. Como se observó, cada práctica corresponde a alguna operación o proceso específico de tratamiento. Este apartado integra la experiencia teórica y práctica que se ha obtenido al realizar las pruebas citadas, mediante la operación conjunta de los procesos y operaciones que conforman el tren de tratamiento.

CONTENIDO

- 1 DETERMINACIÓN DE LA EFICIENCIA DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO**
 - 1.1 Caracterización del influente de la planta de tratamiento**
 - 1.2 Evaluación de la planta de tratamiento operando el primer arreglo**
 - 1.3 Evaluación de la planta de tratamiento operando el segundo arreglo**
 - 1.4 Evaluación de la planta de tratamiento operando el tercer arreglo**
- 2 DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES**
- 3 CUESTIONARIO**
- 4 LECTURAS RECOMENDADAS**

1. DETERMINACIÓN DE LA EFICIENCIA DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO

1.1 Caracterización del influente de la planta de tratamiento

La caracterización del influente consiste en determinar las propiedades fisicoquímicas con las que ingresa el agua residual a la planta de tratamiento. Por lo que en esta práctica se le determinarán al agua residual los valores de: DBO, DQO, STT, STV, SST, SSV, nitrógeno amoniacal, nitrógeno orgánico, nitratos, nitritos, fosfatos, coliformes fecales, pH, y temperatura.

1.1.1 Determinación de las propiedades fisicoquímicas del influente

- Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO)
 - Demanda Química de Oxígeno (DQO)
 - Sólidos Totales (STT)
 - Sólidos Totales volátiles (STV)
 - Sólidos Suspendidos totales (SST)
 - Sólidos Suspendidos volátiles (SSV)
 - Nitrógeno amoniacal ($N-NH_3$)
 - Nitrógeno orgánico
 - Nitratos (NO_3)
 - Nitritos (NO_2)
 - Fosfatos (PO_4)
 - Coliformes fecales (NMP de coliformes/100 ml de muestra)
 - pH
 - Temperatura
-
- Material y equipo
 - Vasos de precipitado de 20, 50, 100 y 200 ml
 - Recipientes de plástico de 500 ml con tapa
 - El material, equipo y reactivos para la determinación de las propiedades fisicoquímicas del influente de la planta se describen con cada técnica en el apéndice I.
-
- Desarrollo
 1. El primer paso para la caracterización del influente de la planta de tratamiento consiste en tomar las muestras necesarias para la realización de cada prueba, por lo que el alumno deberá tomar dos muestras de 500 ml con los recipientes de plástico y mantenerlas en refrigeración hasta el momento de analizarlas. Estas muestras deberán tomarse en un punto de la tubería antes de que el agua residual llegue a la planta de tratamiento y en donde se encuentre una válvula de desfogue.
 2. Una vez que se dispone de agua residual para su análisis se procede a realizar las pruebas citadas para obtener la caracterización del agua. De las muestras de agua residual se deberá tomar con los vasos de precipitado el volumen necesario para cada prueba (el volumen requerido para obtener los parámetros fisicoquímicos de la caracterización del agua se menciona en el apéndice I con cada técnica).

3. Determinar la DBO, DQO, STT, STV, SST, SSV, N-NH₃, nitrógeno orgánico, NO₂, NO₃, PO₄, coliformes fecales, pH y temperatura de acuerdo a las técnicas descritas en el apéndice I.

• Resultados

1. El alumno deberá elaborar una tabla en donde se presenten los resultados de la caracterización del agua cruda
2. El alumno deberá comparar los resultados que obtuvo de la caracterización del agua residual con valores obtenidos de la bibliografía. En la tabla 1 se presenta la composición típica de un agua residual doméstica

Tabla 1. Composición típica del agua residual doméstica (Metcalf y Eddy, 1996)

Contaminantes	Concentración			
	Unidades	Débil	Media	Fuerte
Sólidos totales (ST)	mg/l	350	720	1200
Sólidos totales fijos (STF)	mg/l	250	500	850
Sólidos totales volátiles (STV)	mg/l	105	200	325
Sólidos suspendidos totales (SST)	mg/l	100	220	350
Sólidos suspendidos volátiles (SSV)	mg/l	80	165	275
Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO)	mg/l	110	220	400
Demanda Química de Oxígeno (DQO)	mg/l	250	500	1000
Nitrógeno orgánico	mg/l	8	15	35
Nitrógeno amoniacal	mg/l	12	25	50
Nitritos	mg/l	0	0	0
Nitratos	mg/l	0	0	0
Fósforo inorgánico	mg/l	3	5	10
Coliformes totales	No./100ml	10 ⁶ -10 ⁷	10 ⁷ -10 ⁸	10 ⁷ -10 ⁹
Coliformes fecales	No./100ml	10 ⁴ -10 ⁵	10 ⁵ -10 ⁶	10 ⁵ -10 ⁷

1.2 Evaluación de la planta de tratamiento operando el primer arreglo

En el primer arreglo el agua residual se dirige en partes iguales a los procesos fisicoquímico y biológico; esto permite comparar las eficiencias de eliminación a partir de una concentración de contaminantes idéntica (ver figura 1).

• Material y equipo

- Recipientes de plástico de 500 y 200 ml con tapa
- Vasos de precipitado de 20, 50, 100 y 200 ml
- El material, equipo y reactivos necesarios para determinar los parámetros fisicoquímicos para esta práctica se describen en el apéndice I con cada técnica.

• Desarrollo

- 1) Haber realizado la caracterización del agua que entra a la planta de tratamiento como se describe en la práctica 1.1.
- 2) La planta de tratamiento deberá operar con el primer arreglo (paralelo) durante 24 horas para asegurar que toda el agua residual sea tratada.
- 3) Transcurridas las 24 horas de tratamiento, el alumno deberá tomar cuatro muestras de agua residual en los siguientes puntos y de la siguiente forma:
 - a) La primera muestra se tomará al finalizar un ciclo de tratamiento del proceso biológico (SBR). Se tomarán 500 ml de agua con un recipiente de plástico. La muestra deberá permanecer en refrigeración hasta el momento de ser analizada. A esta primera muestra se le determinarán los siguientes parámetros: DBO, DQO, STT, STV, SST, SSV, N-NH₃, NO₃, NO₂, PO₄, pH y temperatura. Las técnicas para la determinación de estos parámetros están descritas en el apéndice I.
 - b) La segunda muestra se tomará a la salida del sedimentador. Se tomarán 500 ml de agua con un recipiente de plástico. La muestra deberá permanecer en refrigeración hasta el momento de ser analizada. A esta segunda muestra se le determinarán los siguientes parámetros: DBO, DQO, STT, STV, SST, SSV, N-NH₃, NO₃, NO₂, PO₄, pH y temperatura.
 - c) Para la tercera muestra el alumno formará una muestra compuesta de agua residual tomada del cárcamo de bombeo (TC-4) de la planta de tratamiento (el procedimiento para tomar las muestras puntuales y formar las muestras compuestas se describe en el apéndice I). Esta muestra compuesta se forma a partir de cuatro muestras puntuales. El procedimiento es el siguiente:
 - i) Tomar cuatro muestras puntuales de 200 ml de agua residual del cárcamo de bombeo durante todo el día cada 4 horas. Las muestras se tomarán con los recipientes de plástico.
 - ii) Formar la muestra compuesta mezclando las muestras puntuales tomadas durante el día. Las muestras deben ser refrigeradas hasta el momento de ser analizadas.
 - iii) Una vez que se formó la muestra compuesta, el alumno deberá tomar el volumen de muestra indicado en el apéndice I en vasos de precipitado y analizarlas de forma idéntica con los procedimientos para determinar DBO, DQO, STT, STV, SST, SSV, nitrógeno orgánico, N-NH₃, NO₃, NO₂, PO₄, coliformes fecales, pH y temperatura descritos en el mismo apéndice.
 - d) Para la cuarta muestra el alumno formará una muestra compuesta de agua residual tomada del cárcamo de agua tratada (TT-5) de la planta de tratamiento (el procedimiento para tomar las muestras puntuales y formar las muestras compuestas se describe en el apéndice I). Esta muestra compuesta se forma a partir de cuatro muestras puntuales. El procedimiento es el siguiente:
 - i) Tomar cuatro muestras puntuales de 200 ml de agua residual del cárcamo de agua tratada durante todo el día cada 4 horas. Las muestras se tomarán con los recipientes de plástico.
 - ii) Formar la muestra compuesta mezclando las muestras puntuales tomadas durante el día. Las muestras deben ser refrigeradas hasta el momento de ser analizadas.
 - iii) Una vez que se formó la muestra compuesta, el alumno deberá tomar el volumen de muestra indicado en el apéndice I en vasos de precipitado y analizarlas de forma idéntica con los procedimientos para determinar DBO,

DQO, STT, STV, SST, SSV, nitrógeno orgánico, N-NH₃, NO₃, NO₂, PO₄, coliformes fecales, pH y temperatura descritos en el mismo apéndice

- 4) Una vez que se obtuvieron los parámetros fisicoquímicos de las cuatro muestras, el alumno deberá comparar la eficiencia de remoción de cada proceso (biológico y fisicoquímico) y deberá obtener la eficiencia de remoción del tren de tratamiento operando con el primer arreglo

• Resultados

1. Elaborar una tabla con los resultados de la caracterización del agua tratada
2. Comparar los resultados de la caracterización del agua residual cruda (práctica 1.1) con los resultados de la caracterización del agua tratada.
3. La eficiencia de remoción de cada proceso (fisicoquímico y biológico) se determina comparando las concentraciones de los parámetros fisicoquímicos al inicio y al final del proceso con las ecuaciones de la tabla 2.

Tabla 2. Ecuaciones para obtener la eficiencia de cada proceso

Proceso fisicoquímico	Proceso biológico
$\%E = \frac{DBO_i - DBO_o}{DBO_i} \cdot 100$ <p>DBO_i es la DBO en mg/l al inicio del proceso (práctica 1.1) DBO_o es la DBO en mg/l al final del proceso (práctica 1.2, segunda muestra)</p>	$\%E = \frac{DBO_i - DBO_o}{DBO_i} \cdot 100$ <p>DBO_i es la DBO en mg/l al inicio del proceso (práctica 1.1) DBO_o es la DBO en mg/l al final del proceso (práctica 1.2, primera muestra)</p>
$\%E = \frac{DQO_i - DQO_o}{DQO_i} \cdot 100$ <p>DQO_i es la DQO en mg/l al inicio del proceso (práctica 1.1) DQO_o es la DQO en mg/l al final del proceso (práctica 1.2, segunda muestra)</p>	$\%E = \frac{DQO_i - DQO_o}{DQO_i} \cdot 100$ <p>DQO_i es la DQO en mg/l al inicio del proceso (práctica 1.1) DQO_o es la DQO en mg/l al final del proceso (práctica 1.2, primera muestra)</p>
$\%E = \frac{ST_i - ST_o}{ST_i} \cdot 100$ <p>ST_i son los ST en mg/l al inicio del proceso (práctica 1.1) ST_o son los ST en mg/l al final del proceso (práctica 1.2, segunda muestra)</p>	$\%E = \frac{ST_i - ST_o}{ST_i} \cdot 100$ <p>ST_i son los ST en mg/l al inicio del proceso (práctica 1.1) ST_o son los ST en mg/l al final del proceso (práctica 1.2, primera muestra)</p>
$\%E = \frac{SST_i - SST_o}{SST_i} \cdot 100$ <p>SST_i son los SST en mg/l al inicio del proceso (práctica 1.1) SST_o son los SST en mg/l al final del proceso (práctica 1.2, segunda muestra)</p>	$\%E = \frac{SST_i - SST_o}{SST_i} \cdot 100$ <p>SST_i son los SST en mg/l al inicio del proceso (práctica 1.1) SST_o son los SST en mg/l al final del proceso (práctica 1.2, primera muestra)</p>
$\%E = \frac{NH_4^i - NH_4^o}{NH_4^i} \cdot 100$ <p>NH₄ⁱ es el nitrógeno amoniacal en mg/l al inicio del proceso (práctica 1.1) NH₄^o es el nitrógeno amoniacal en mg/l al final del proceso (práctica 1.2, segunda muestra)</p>	$\%E = \frac{NH_4^i - NH_4^o}{NH_4^i} \cdot 100$ <p>NH₄ⁱ es el nitrógeno amoniacal en mg/l al inicio del proceso (práctica 1.1) NH₄^o es el nitrógeno amoniacal en mg/l al final del proceso (práctica 1.2, primera muestra)</p>

Tabla 2. Ecuaciones para obtener la eficiencia de cada proceso (continuación)

Proceso fisicoquímico	Proceso biológico
$\%E = \frac{NO_{3i} - NO_{3o}}{NO_{3i}} * 100$ <p>NO_{3i} son los nitratos en mg/l al inicio del proceso (práctica 1.1) NO_{3o} son los nitratos en mg/l al final del proceso (práctica 1.2, segunda muestra)</p>	$\%E = \frac{NO_{3i} - NO_{3o}}{NO_{3i}} * 100$ <p>NO_{3i} son los nitratos en mg/l al inicio del proceso (práctica 1.1) NO_{3o} son los nitratos en mg/l al final del proceso (práctica 1.2, primera muestra)</p>
$\%E = \frac{NO_{2i} - NO_{2o}}{NO_{2i}} * 100$ <p>NO_{2i} son los nitritos en mg/l al inicio del proceso (práctica 1.1) NO_{2o} son los nitritos en mg/l al final del proceso (práctica 1.2, segunda muestra)</p>	$\%E = \frac{NO_{2i} - NO_{2o}}{NO_{2i}} * 100$ <p>NO_{2i} son los nitritos en mg/l al inicio del proceso (práctica 1.1) NO_{2o} son los nitritos en mg/l al final del proceso (práctica 1.2, primera muestra)</p>
$\%E = \frac{PO_{4i} - PO_{4o}}{PO_{4i}} * 100$ <p>PO_{4i} son los fosfatos en mg/l al inicio del proceso (práctica 1.1) PO_{4o} son los fosfatos en mg/l al final del proceso (práctica 1.2, segunda muestra)</p>	$\%E = \frac{PO_{4i} - PO_{4o}}{PO_{4i}} * 100$ <p>PO_{4i} son los fosfatos en mg/l al inicio del proceso (práctica 1.1) PO_{4o} son los fosfatos en mg/l al final del proceso (práctica 1.2, primera muestra)</p>

4. La eficiencia de remoción del tren de tratamiento operando con el primer arreglo se determina comparando las concentraciones de los parámetros fisicoquímicos al inicio y al final del tren con las ecuaciones de la tabla 3.

Tabla 3. Ecuaciones para obtener la eficiencia de remoción de la planta

Eficiencia de remoción de la planta de tratamiento operando el primer arreglo
$\%E = \frac{DBO_i - DBO_o}{DBO_i} * 100$ <p>DBO_i es la DBO en mg/l al inicio del proceso (práctica 1.1) DBO_o es la DBO en mg/l al final del proceso (práctica 1.2, cuarta muestra)</p>
$\%E = \frac{DQO_i - DQO_o}{DQO_i} * 100$ <p>DQO_i es la DQO en mg/l al inicio del proceso (práctica 1.1) DQO_o es la DQO en mg/l al final del proceso (práctica 1.2, cuarta muestra)</p>
$\%E = \frac{ST_i - ST_o}{ST_i} * 100$ <p>ST_i son los ST en mg/l al inicio del proceso (práctica 1.1) ST_o son los ST en mg/l al final del proceso (práctica 1.2, cuarta muestra)</p>
$\%E = \frac{SST_i - SST_o}{SST_i} * 100$ <p>SST_i son los SST en mg/l al inicio del proceso (práctica 1.1) SST_o son los SST en mg/l al final del proceso (práctica 1.2, cuarta muestra)</p>

Tabla 3. Ecuaciones para obtener la eficiencia de remoción de la planta (continuación)

Eficiencia de remoción de la planta de tratamiento operando el primer arreglo	
${}_{\circ}E = \frac{NH_{4i} - NH_{4o}}{NH_{4i}} * 100$	<p>NH_{4i} es el nitrógeno amoniacal en mg/l al inicio del proceso (práctica 1.1) NH_{4o} es el nitrógeno amoniacal en mg/l al final del proceso (práctica 1.2, cuarta muestra)</p>
${}_{\circ}E = \frac{NO_{3i} - NO_{3o}}{NO_{3i}} * 100$	<p>NO_{3i} son los nitratos en mg/l al inicio del proceso (práctica 1.1) NO_{3o} son los nitratos en mg/l al final del proceso (práctica 1.2, cuarta muestra)</p>
${}_{\circ}E = \frac{NO_{2i} - NO_{2o}}{NO_{2i}} * 100$	<p>NO_{2i} son los nitritos en mg/l al inicio del proceso (práctica 1.1) NO_{2o} son los nitritos en mg/l al final del proceso (práctica 1.2, cuarta muestra)</p>
${}_{\circ}E = \frac{PO_{4i} - PO_{4o}}{PO_{4i}} * 100$	<p>PO_{4i} son los fosfatos en mg/l al inicio del proceso (práctica 1.1) PO_{4o} son los fosfatos en mg/l al final del proceso (práctica 1.2, cuarta muestra)</p>

1.3 Evaluación de la planta de tratamiento operando el segundo arreglo

En el segundo arreglo toda el agua residual que proviene de la fosa séptica se bombea primeramente al proceso biológico y posteriormente al proceso fisicoquímico (ver figura 2).

Una de las ventajas que presenta este arreglo es el contar con un postratamiento del agua residual, por lo tanto, además del tratamiento biológico para la remoción de materia orgánica y nutrientes se le aplica al agua un postratamiento fisicoquímico, consiguiendo así una mayor eficiencia de remoción, particularmente de sólidos suspendidos y fósforo.

- **Material y equipo**
 - Recipientes de plástico de 500 y 200 ml con tapa
 - Vasos de precipitado de 20, 50, 100 y 200 ml
 - El material, equipo y reactivos necesarios para determinar los parámetros fisicoquímicos para esta práctica se describen en el apéndice I con cada técnica.
- **Desarrollo**
 - 1) Haber realizado la caracterización del agua que entra a la planta de tratamiento como se describe en la práctica 1.1.
 - 2) La planta de tratamiento deberá operar con el segundo arreglo (B-FQ) durante 24 horas para asegurar que toda el agua residual sea tratada

- 3) Transcurridas las 24 horas de tratamiento, el alumno deberá tomar dos muestras de agua residual en los siguientes puntos y de la siguiente forma
- a) Para la primera muestra el alumno formará una muestra compuesta de agua residual tomada del cárcamo de bombeo (TC-4) de la planta de tratamiento (el procedimiento para tomar las muestras puntuales y formar las muestras compuestas se describe en el apéndice I) Esta muestra compuesta se forma a partir de cuatro muestras puntuales. El procedimiento es el siguiente:
 - i) Tomar cuatro muestras puntuales de 200 ml de agua residual del cárcamo de bombeo durante todo el día cada 4 horas. Las muestras se tomarán con los recipientes de plástico.
 - ii) Formar la muestra compuesta mezclando las muestras puntuales tomadas durante el día. Las muestras deben ser refrigeradas hasta el momento de ser analizadas.
 - iii) Una vez que se formó la muestra compuesta, el alumno deberá tomar el volumen de muestra indicado en el apéndice I en vasos de precipitado y analizarlas de forma idéntica con los procedimientos para determinar DBO, DQO, STT, STV, SST, SSV, nitrógeno orgánico, N-NH₃, NO₃, NO₂, PO₄, coliformes fecales, pH y temperatura descritos en el mismo apéndice.
 - b) Para la segunda muestra el alumno formará una muestra compuesta de agua residual tomada del cárcamo de agua tratada (TT-5) de la planta de tratamiento (el procedimiento para tomar las muestras puntuales y formar las muestras compuestas se describe en el apéndice I). Esta muestra compuesta se forma a partir de cuatro muestras puntuales. El procedimiento es el siguiente:
 - i) Tomar cuatro muestras puntuales de 200 ml de agua residual del cárcamo de agua tratada durante todo el día cada 4 horas. Las muestras se tomarán con los recipientes de plástico.
 - ii) Formar la muestra compuesta mezclando las muestras puntuales tomadas durante el día. Las muestras deben ser refrigeradas hasta el momento de ser analizadas.
 - iii) Una vez que se formó la muestra compuesta, el alumno deberá tomar el volumen de muestra indicado en el apéndice I en vasos de precipitado y analizarlas de forma idéntica con los procedimientos para determinar DBO, DQO, SST, STV, SST, SSV, nitrógeno orgánico, N-NH₃, NO₃, NO₂, PO₄, coliformes fecales, pH y temperatura descritos en el mismo apéndice.
- 4) Una vez que se obtuvieron los parámetros fisicoquímicos de las dos muestras, el alumno deberá obtener la eficiencia de remoción del tren de tratamiento operando con el segundo arreglo.

• Resultados

1. Elaborar una tabla con los resultados de la caracterización del agua tratada.
2. Comparar los resultados de la caracterización del agua residual cruda (práctica 1.1) con los resultados de la caracterización del agua tratada.
3. La eficiencia de remoción de la planta de tratamiento se determina comparando las concentraciones de los parámetros fisicoquímicos al inicio y al final del proceso de tratamiento con las ecuaciones de la tabla 4.

Tabla 4. Ecuaciones para obtener la eficiencia de remoción de la planta

Eficiencia de remoción de la planta de tratamiento operando el segundo arreglo	
$\%E = \frac{DBO_i - DBO_o}{DBO_i} * 100$	
DBO _i es la DBO en mg/l al inicio del proceso (práctica 1 1) DBO _o es la DBO en mg/l al final del proceso (práctica 1 3, segunda muestra)	
$\%E = \frac{DQO_i - DQO_o}{DQO_i} * 100$	
DQO _i es la DQO en mg/l al inicio del proceso (práctica 1 1) DQO _o es la DQO en mg/l al final del proceso (práctica 1.3, segunda muestra)	
$\%E = \frac{ST_i - ST_o}{ST_i} * 100$	
ST _i son los ST en mg/l al inicio del proceso (práctica 1 1) ST _o son los ST en mg/l al final del proceso (práctica 1.3, segunda muestra)	
$\%E = \frac{SST_i - SST_o}{SST_i} * 100$	
SST _i son los SST en mg/l al inicio del proceso (práctica 1.1) SST _o son los SST en mg/l al final del proceso (práctica 1 3, segunda muestra)	
$\%E = \frac{NH_4^i - NH_4^o}{NH_4^i} * 100$	
NH ₄ ⁱ es el nitrógeno amoniacal en mg/l al inicio del proceso (práctica 1 1) NH ₄ ^o es el nitrógeno amoniacal en mg/l al final del proceso (práctica 1 3, segunda muestra)	
$\%E = \frac{NO_3^i - NO_3^o}{NO_3^i} * 100$	
NO ₃ ⁱ son los nitratos en mg/l al inicio del proceso (práctica 1 1) NO ₃ ^o son los nitratos en mg/l al final del proceso (práctica 1 3, segunda muestra)	
$\%E = \frac{NO_2^i - NO_2^o}{NO_2^i} * 100$	
NO ₂ ⁱ son los nitritos en mg/l al inicio del proceso (práctica 1.1) NO ₂ ^o son los nitritos en mg/l al final del proceso (práctica 1 3, segunda muestra)	
$\%E = \frac{PO_4^i - PO_4^o}{PO_4^i} * 100$	
PO ₄ ⁱ son los fosfatos en mg/l al inicio del proceso (práctica 1 1) PO ₄ ^o son los fosfatos en mg/l al final del proceso (práctica 1.3, segunda muestra)	

1.4 Evaluación de la planta de tratamiento operando el tercer arreglo

El tercer arreglo propuesto para la planta de tratamiento se muestra en la figura 3. En este arreglo, toda el agua residual proveniente del tratamiento séptico se dirige primero a un tratamiento fisicoquímico y de ahí al tratamiento biológico.

La razón de este arreglo es simular un tratamiento primario avanzado donde el agua residual se trata con un proceso fisicoquímico y posteriormente se le da un pulimento biológico.

- Material y equipo

- Recipientes de plástico de 500 y 200 ml con tapa
- Vasos de precipitado de 20, 50, 100 y 200 ml
- El material, equipo y reactivos necesarios para determinar los parámetros fisicoquímicos para esta práctica se describen en el apéndice I con cada técnica.

- Desarrollo

- 1) Haber realizado la caracterización del agua que entra a la planta de tratamiento como se describe en la práctica 1.1
- 2) La planta de tratamiento deberá operar con el tercer arreglo (FQ-B) durante 24 horas para asegurar que toda el agua residual sea tratada.
- 3) Transcurridas las 24 horas de tratamiento, el alumno deberá tomar dos muestras de agua residual en los siguientes puntos y de la siguiente forma:
 - a) Para la primera muestra el alumno formará una muestra compuesta de agua residual tomada del cárcamo de bombeo (TC-4) de la planta de tratamiento (el procedimiento para tomar las muestras puntuales y formar las muestras compuestas se describe en el apéndice I). Esta muestra compuesta se forma a partir de cuatro muestras puntuales. El procedimiento es el siguiente
 - i) Tomar cuatro muestras puntuales de 200 ml de agua residual del cárcamo de bombeo durante todo el día cada 4 horas. Las muestras se tomarán con los recipientes de plástico.
 - ii) Formar la muestra compuesta mezclando las muestras puntuales tomadas durante el día. Las muestras deben ser refrigeradas hasta el momento de ser analizadas
 - iii) Una vez que se formó la muestra compuesta, el alumno deberá tomar el volumen de muestra indicado en el apéndice I en vasos de precipitado y analizarlas de forma idéntica con los procedimientos para determinar DBO, DQO, STT, STV, SST, SSV, nitrógeno orgánico, N-NH₃, NO₃, NO₂, PO₄, coliformes fecales, pH y temperatura descritos en el mismo apéndice
 - b) Para la segunda muestra el alumno formará una muestra compuesta de agua residual tomada del cárcamo de agua tratada (TT-5) de la planta de tratamiento (el procedimiento para tomar las muestras puntuales y formar las muestras compuestas se describe en el apéndice I). Esta muestra compuesta se forma a partir de cuatro muestras puntuales. El procedimiento es el siguiente:
 - i) Tomar cuatro muestras puntuales de 200 ml de agua residual del cárcamo de agua tratada durante todo el día cada 4 horas. Las muestras se tomarán con los recipientes de plástico.
 - ii) Formar la muestra compuesta mezclando las muestras puntuales tomadas durante el día. Las muestras deben ser refrigeradas hasta el momento de ser analizadas.
 - iii) Una vez que se formó la muestra compuesta, el alumno deberá tomar el volumen de muestra indicado en el apéndice I en vasos de precipitado y analizarlas de forma idéntica con los procedimientos para determinar DBO, DQO, STT, STV, SST, SSV, nitrógeno orgánico, N-NH₃, NO₃, NO₂, PO₄, coliformes fecales, pH y temperatura descritos en el mismo apéndice

4) Una vez que se obtuvieron los parámetros fisicoquímicos de las muestras, el alumno deberá obtener la eficiencia de remoción del tren de tratamiento operando con el tercer arreglo.

• Resultados

1. Elaborar una tabla con los resultados de la caracterización del agua tratada
2. Comparar los resultados de la caracterización del agua residual cruda (práctica 1.1) con los resultados de la caracterización del agua tratada.
3. La eficiencia de remoción de la planta de tratamiento se determina comparando las concentraciones de los parámetros fisicoquímicos al inicio y al final del proceso de tratamiento con las ecuaciones de la tabla 5.

Tabla 5. Ecuaciones para obtener la eficiencia de remoción de la planta

Eficiencia de remoción de la planta de tratamiento operando el tercer arreglo	
$\%E = \frac{DBO_i - DBO_o}{DBO_i} * 100$	<p>DBO_i es la DBO en mg/l al inicio del proceso (práctica 1.1) DBO_o es la DBO en mg/l al final del proceso (práctica 1.4, segunda muestra)</p>
$\%E = \frac{DQO_i - DQO_o}{DQO_i} * 100$	<p>DQO_i es la DQO en mg/l al inicio del proceso (práctica 1.1) DQO_o es la DQO en mg/l al final del proceso (práctica 1.4, segunda muestra)</p>
$\%E = \frac{ST_i - ST_o}{ST_i} * 100$	<p>ST_i son los ST en mg/l al inicio del proceso (práctica 1.1) ST_o son los ST en mg/l al final del proceso (práctica 1.4, segunda muestra)</p>
$\%E = \frac{SST_i - SST_o}{SST_i} * 100$	<p>SST_i son los SST en mg/l al inicio del proceso (práctica 1.1) SST_o son los SST en mg/l al final del proceso (práctica 1.4, segunda muestra)</p>
$\%E = \frac{NH_4^i - NH_4^o}{NH_4^i} * 100$	<p>NH₄ⁱ es el nitrógeno amoniacal en mg/l al inicio del proceso (práctica 1.1) NH₄^o es el nitrógeno amoniacal en mg/l al final del proceso (práctica 1.4, segunda muestra)</p>
$\%E = \frac{NO_3^i - NO_3^o}{NO_3^i} * 100$	<p>NO₃ⁱ son los nitratos en mg/l al inicio del proceso (práctica 1.1) NO₃^o son los nitratos en mg/l al final del proceso (práctica 1.4, segunda muestra)</p>
$\%E = \frac{NO_2^i - NO_2^o}{NO_2^i} * 100$	<p>NO₂ⁱ son los nitritos en mg/l al inicio del proceso (práctica 1.1) NO₂^o son los nitritos en mg/l al final del proceso (práctica 1.4, segunda muestra)</p>

4. Tratamiento de Aguas Residuales.

Existe un gran número de procesos de las aguas residuales cuya aplicación depende tanto de las características de las aguas que ingresan a las Plantas de Tratamiento (influyente)

como de la calidad que se desea obtener de las mismas en su salida (efluente). No obstante esta gran variedad, el tratamiento de las aguas residuales pueden ser clasificadas en un pretratamiento y tres niveles generales que en este capítulo se describen.

4.1 Pretratamiento.

Antes de su tratamiento propiamente dicho, las aguas residuales se someten, generalmente, a un pretratamiento que comprende un cierto número de operaciones físicas o mecánicas. El pretratamiento tiene por objeto separar del agua la mayor cantidad posible de las materias que, por su naturaleza o tamaño crearían problemas en los tratamientos posteriores.

Las operaciones del pretratamiento son las siguientes (aunque una planta de tratamiento puede incluir una o varias de estas operaciones según su importancia y la calidad del agua residual):

4.1.1 Medición del gasto.

La medición del gasto no es parte de los sistemas de tratamiento propiamente dicho, pero es un instrumento indispensable puesto que se requiere conocer, con cierto grado de

precisión, la cantidad de agua que ingresa y circula por cada unidad de la planta a fin de poder hacer los ajustes necesarios a válvulas, compuertas, controles y equipos para operar eficientemente los procesos.

Los dos principales métodos de medición del gasto son: los métodos directos y los métodos de área-velocidad. En los métodos directos el gasto se relaciona a una o dos variables de fácil medición. En caso de existir la necesidad de determinar constantemente del gasto, se desarrollan curvas de calibración para simplificar su medición.

Algunos métodos directos para la medición del gasto son:

- Tubería horizontal
- Área pendiente
- Boquillas
- Medidores Magnéticos, Acústicos y Volumétricos
- Orificios
- Vertedores de cresta angosta
- Trazadores
- Medidores Venturi
- Canal Parshall

Por su parte, los métodos de área-velocidad determinan el gasto multiplicando la velocidad de escurrimiento (m/s) por el área de la sección transversal de la corriente (m²). Los principales métodos y aparatos usados para determinar la velocidad son:

- Medidores de propela
- Tubos de pitot

- Flotadores
- Trazadores.

4.1.2 Rejas, Tamices y Trituradores.

Las rejas constituyen un dispositivo con aperturas, generalmente de tamaño uniforme, utilizado para retener sólidos de cierto tamaño que arrastra el agua residual. Según el método de limpieza que se utilice, serán diseñados como mecánicos o de limpieza manual. Las rejas se fabrican con barras de acero soldadas a un marco que se coloca transversalmente al canal. Las barras así están colocadas verticalmente con una pendiente de 30 a 80° respecto a la horizontal.

La función de los tamices es similar a la de las rejas, sólo que se emplean para sólidos o material menos grueso, ya que están constituidas por placas perforadas o mallas metálicas. De manera similar a las rejas, también los hay de limpieza manual o de limpieza mecánica. Generalmente, sus aperturas ranuradas son de 3 mm de anchura o menores.

Los trituradores o desmenuzadores consisten en unos dispositivos que Trituran el material retenido en una reja, sin eliminarlo del agua residual. Existen varios fabricantes de este equipo por lo que se aconseja consultar los manuales de fabricantes de estos equipos en cuanto se refiere a las dimensiones del canal; capacidades, sumersión y requerimientos de energía. Los dispositivos trituradores pueden ir precedidos de desarenadores, cuyo objeto es alargar la vida del equipo y

reducir el desgaste de las superficies cortantes y de aquellas otras zonas de los mecanismos donde haya un pequeño espacio libre entre las partes fijas y móviles.

4.1.3 Desarenadores.

Como su nombre lo indica, el objeto de los desarenadores es separar arenas, término que engloba a cualquier sólido o materia pesada que tenga velocidad de sedimentación o peso específico superior a los sólidos orgánicos putrescibles en el agua residual. Los desarenadores deberán proteger a los equipos mecánicos móviles de la abrasión y del desgaste anormales, reducir la formación de depósitos pesados en las tuberías, canales y conductos, y la frecuencia de limpieza de los digestores; actividad que hay que realizar como resultado de excesivas acumulaciones de arena en tales unidades.

Existen dos tipos de tanques desarenadores, los de flujo horizontal y los de tipo aereado. El tanque desarenador de flujo horizontal consiste en que el caudal lo atravieza en dirección horizontal, controlándose la velocidad rectilínea del flujo mediante las dimensiones del tanque (o canal) o mediante el uso de vertederos especiales situados en el extremo de aguas abajo del tanque. El tipo aereado consiste en un tanque de aereación con flujo espiral, en que la velocidad es controlada por las dimensiones del tanque y la cantidad del aire suministrado al mismo.

4.1.4. Tanques separadores de grasas y aceites.

Un tanque separador de grasas y aceite consiste en un depósito dispuesto de tal manera que la materia flotante ascienda y permanezca en la superficie del agua residual hasta que se recoja y elimine mientras que el agua sale del tanque en forma continua a través de una abertura situada en el fondo, o por debajo de unos muros o deflectores de esponjas bastante profundos.

La finalidad de estos tanques es la de separar las sub sustancias más ligeras que el agua y que tienden a flotar. El material recogido en la superficie de los tanques separadores incluye: grasas, aceites, jabón, pedazos de madera y corchos, residuos vegetales, etc. Cabe agregar que este pretratamiento no es muy común que se tenga en una planta.

4.2 Tratamiento Primario.

El tratamiento primario tiene por objeto la remoción de la materia orgánica e inorgánica suspendida en las aguas residuales. Este nivel de tratamiento se efectúa mediante el uso de tanques de sedimentación, tanques imhoff, flotación y neutralización, a los cuales se les detallará más adelante.

4.2.1. Sedimentación.

Los tanques de sedimentación se emplean en el tratamiento de aguas claras y residuales para reducir la cantidad de sólidos suspendidos sedimentables lo cual se lleva a cabo normalmente en tanques que utilizan la fuerza ejercida por la gravedad.

Los procesos de sedimentación pueden ser discretos, floculentos o de zona.

La sedimentación discreta ocurre cuando las partículas mantienen su individualidad, tamaño, forma y densidad.

La sedimentación floculenta es aquella que ocurre cuando las partículas se aglomeran durante el período de sedimentación, con el resultado de un cambio en el tamaño de las partículas y en las velocidades de asentamiento.

En la sedimentación de zona, una suspensión floculenta forma una estructura reticular que se sedimenta como una masa completa. En este caso se observa una interfase en el proceso.

La eficiencia de la sedimentación depende de muchos fenómenos que, a su vez, dependen de muchas otras variables. Este universo de variables aún no han sido formuladas satisfactoriamente en forma matemática a fin que sean útiles para el diseño; todavía falta bastante por conocer en relación al complejo mecanismo de la floculación y de la hidráulica de los tanques de sedimentación. Actualmente los tanques de sedimentación operan casi exclusivamente en un sistema de flujo continuo aunque todavía se llega a emplear un sistema de operación intermitente (batch).

Un tanque de sedimentación idealizado estaría formado por las siguientes partes:

ZONA DE ENTRADA. Es la región en la que el gasto de entrada se distribuye uniformemente en toda la sección transversal del tanque de tal forma que el flujo a través de la zona de sedimentación sigue trayectorias horizontales.

ZONA DE SEDIMENTACION.- En esta zona el flujo es permanente y la concentración de cada tamaño de partícula es uniforme a través de la sección transversal de flujo.

ZONA DE SALIDA.- En ella, el efluente clarificado se colecta y descarga mediante un vertedor.

ZONA DE ALMACENAMIENTO DE LODO.- Es el área bajo la zona de sedimentación y que se encuentra disponible para almacenar el material sedimentado.

Finalmente, se sabe que la tasa de remoción es sólo función del área superficial y no interviene la profundidad del tanque.

4.2.2 Tanques Imhoff.

Estos dispositivos son usados para la eliminación de los sólidos sedimentables y la digestión anaerobia de los mismos.

El tanque imhoff consiste en un dispositivo de dos pisos en el que se consigue la sedimentación en el compartimiento superior y la digestión de los lodos sedimentados en el inferior. Los sólidos que se sedimentan atraviesan unas ranuras existentes en el fondo del compartimiento superior, pasando al compartimiento inferior para su digestión a la temperatura ambiente. La espuma se acumula en el compartimiento de sedimentación así como unos respiraderos de gas situados a los lados de aquéllos. El gas producido en el proceso de digestión en el compartimiento inferior se escapa a través de respiraderos.

En este tipo de equipos no existen partes mecánicas que mantener y su funcionamiento consiste, básicamente, en eliminar la espuma a diario y depositarla en algunas de las ventilas.

Asimismo, se debe invertir el flujo del agua periódicamente a fin de que la acumulación de lodos en la cámara de lodos sea uniforme.

Los lodos digeridos deben eliminarse en forma periódica, dependiendo del tiempo de retención que se prevea.

Los tanques imhoff convencionales sin calentamiento suelen ser rectangulares, aunque también se han empleado de forma circular pequeños. Cabe añadir como referencia, que este procedimiento ya no es empleado de manera generalizada en Europa actualmente.

4.2.3 Tanques de Flotación.

Como ya se explicó, las partículas o impurezas pueden ser separadas del agua por sedimentación si su peso es suficientemente mayor que su fuerza de flotación pero cuando la densidad de las partículas es muy cercana a la del agua en la que están suspendidas, la velocidad de sedimentación puede ser muy pequeña y el tiempo requerido sería entonces demasiado largo para su práctica. Bajo tales circunstancias, la separación puede ser acelerada uniendo pequeñas burbujas de gas a las partículas, de tal manera que la densidad de la nueva partícula compuesta (impureza más gas) sea apreciablemente menor que la del agua. Así la partícula flotará entonces hacia la superficie por lo tanto, los métodos de flotación por aire disuelto o disperso pueden ser usadas en el tratamiento de aguas residuales para separar las partículas que sean demasiado ligeras para sedimentar efectivamente pero muy pesadas para flotar sin ayuda.

Las burbujas para flotación pueden ser generadas por inyección de aire comprimido a través de difusores de agua, creando muchas pequeñas burbujas (flotación por aire disperso); o sobresaturando el agua con aire, de tal forma que las pequeñas burbujas de aire se forman como un exceso de aire que sale de la solución (flotación por aire disuelto).

Los componentes esenciales de un sistema de flotación son:

-Un tanque de presión, que constituye un aereador presurizado en el cual el aire a presión es disuelto en el agua

-Una válvula reguladora de presión, que mantiene la presión casi constante en el tanque de presión.

-Una compresora, que abastece aire para la solución a presión.

-Una bomba, que impulsa el agua dentro del tanque a presión.

-Una unidad de flotación, provista para la separación de impurezas del efluente clasificado.

Con frecuencia se incluye en estos sistemas una unidad para coagulación química donde las partículas coloidales son desestabilizadas para mejorar el crecimiento de las partículas y unión de las burbujas.

4.2.4 Neutralización.

Antes de su vertido al medio natural, es necesario llevar el pH de las aguas residuales a un valor dentro de la gama de 6.5 a 8.5 para asegurar una actividad biológica óptima especialmente para vertidos industriales excesivamente ácidos o alcalinos antes de sus tratamiento, aunque sólo sean vertidos al alcantarillado municipal.

Esto es debido a que resulta más económico neutralizar las corrientes industriales antes de la descarga más que intentar la neutralización de un volumen mayor de aguas residuales combinadas.

El proceso biológico en sí proporciona una neutralización y capacidad amortiguadora como resultado de la producción de bióxido de carbono (CO_2) que forma carbonatos y bicarbonatos en la solución.

Los métodos de neutralización para aguas residuales son:

a) Igualación por medio de la mezcla de corrientes ácidas y alcalinas disponibles y

b) Métodos directos de control de pH por medio de la adición de ácidos o bases para neutralizar corrientes alcalinas o ácidas respectivamente.

4.3 Tratamiento Secundario.

El tratamiento secundario aprovecha el principio biológico de la autopurificación de las aguas residuales, sin embargo, se puede proporcionar el tratamiento secundario al agua con procesos físico-químicos.

Es importante saber que en una planta de tratamiento a nivel secundario (biológico) es muy pequeña la fracción de sólidos disueltos que se puede remover.

El objetivo fundamental del tratamiento secundario es el de remover la mayor cantidad posible de materia orgánica. En los Estados Unidos de Norteamérica se define al tratamiento secundario como aquel proceso que logre la siguiente calidad en el efluente:

PARAMETRO	MEDIA MENSUAL	MEDIA SEMANAL.
Demanda biológica de oxígeno.	30mg/l	45mg/l
pH	6.0 - 9.0	6.0 - 9.0
Sólidos suspendidos	30 mg/l	45 mg/l

Los procesos de tratamiento biológico son esencialmente procesos bioquímicos en donde los microorganismos utilizan la materia orgánica y los nutrientes biológicos contenidos en los desechos para su reproducción. Desde el punto de vista práctico, se puede visualizar a los procesos biológicos de tratamiento como procesos de remoción de materia orgánica donde el producto resulta agua de calidad adecuada que puede ser reusada en varias actividades o bien como proceso de estabilización de la materia orgánica para obtener material sólido estabilizado además del agua que puede ser retornado al medio ambiente sin peligro.

La mayoría de los procesos físico y físico-químicos realmente se enfocan a la remoción de contaminantes, prevaleciendo el problema de sus disposición final mientras que los procesos biológicos estabilizan el material removido facilitando así su disposición final.



Los sistemas de tratamiento secundario o biológico pueden ser agrupados en tres grandes categorías:

a) Digestión Aerobia, que considera la presencia de oxígeno disuelto con el fin de que la estabilización de la materia orgánica se lleve a cabo bajo condiciones aerobias.

b) Digestión Anaerobia que estabiliza el material orgánico en ausencia total de oxígeno disuelto y cuya particularidad importante es la generación de subproductos con alto valor energético y

c) Lagunas de Estabilización, en donde la estabilización de la materia orgánica es el producto del proceso simbiótico entre algas y bacterias. Cabe señalar que, como en cualquier clasificación, existen variantes que no pueden ser identificadas estrictamente en una de las categorías mencionadas.

Otras variantes que se pueden considerar para una clasificación corresponden a los procesos en donde los microorganismos están en suspensión o bien están adheridos a un medio fijo o bien es una combinación de éstos. Estas variantes son un intento por incrementar la población microbiana activa, que puede entrar en contacto con la materia orgánica presente en las aguas residuales y efectuar su estabilización rápidamente. En los procesos aerobios con microorganismos en suspensión la agitación tiene como objetivo el transferir oxígeno y poner a los microorganismos en contacto con la materia a degradar. En muchos casos se utiliza la recirculación de microorganismos en altas concentraciones para aumentar la población biológica activa y acelerar el proceso. En los procesos con medio fijo, los

microorganismos se adhieren a las paredes del medio permaneciendo en el sistema en cantidades adecuadas para que el metabolismo de la materia orgánica se lleve a cabo en tiempos de retención cortos. La combinación de estos procesos se ha llevado a cabo más bien a nivel experimental aunque ya se han construido reactores con este fin.

En los sistemas anaerobios con microorganismos suspendidos la agitación se realiza principalmente para poner en contacto a los microbios en el sustrato; y en sistemas para estabilización de sólidos la agitación cumple una segunda función al incrementar la hidrolización de los sólidos para que puedan ser aprovechados por las bacterias.

Por otra parte, se puede decir que los sistemas de tratamiento biológico tratan de proporcionar a los organismos las condiciones óptimas para que desarrollen sus funciones metabólicas y de esa forma transformen y estabilicen la materia orgánica. A continuación se presenta una clasificación de los procesos biológicos de tratamiento.

4.3.1 Procesos Aerobios.

A). En medio suspendido:

a) Lodos Activados. En este proceso, el agua residual se estabiliza biológicamente en un reactor, que es un tanque donde se mantiene una base bacteriana mediante lodo activado. La estabilización de la materia orgánica tiene lugar bajo condiciones aerobias, las que se logran a base de inyección

mecánica de aire o por difusión de oxígeno. Normalmente no es necesario agregar otros nutrientes al agua, aunque en caso de presentarse deficiencias de alguno de ellos, se deberán agregar.

Al contenido de un reactor se le denomina licor mezclado. Una vez que el agua residual ha sido tratada en el reactor, la masa biológica resultante se separa del líquido en un tanque de sedimentación y parte de los sólidos biológicos sedimentados son retornados al reactor. Otra parte de los lodos son eliminados o purgados fuera del sistema puesto que, de no ser así, la masa de microorganismos seguirá aumentando hasta que en el sistema no pudiera haber cabida para más.

El nivel al cual se debe mantener la masa biológica depende de la eficiencia deseada del tratamiento y de otras consideraciones referentes a la cinética del tratamiento.

El proceso de lodos activados es muy flexible y puede adaptarse a casi cualquier tipo de problema relativo al tratamiento biológico de aguas residuales. A continuación se indican los tipos de procesos de lodos activados más comunes:

a.1) Convencional. El proceso convencional de los lodos activados consiste en un tanque de aireación, un clarificador secundario y una línea de retorno de lodos; la purga de lodos se puede realizar indistintamente desde la conducción del licor mezclado o desde la de retorno de lodo. El modelo de flujo es de tipo pistón, esto es, tanto el agua residual efluente sedimentada, como el lodo recirculado entran al tanque por un extremo y son aireados durante un espacio de 6 horas más o menos. Ambos son mezclados por la acción de la aereación mecánicas y por

difusores de aire que permanecen constantes conforme el licor mezclado se desplaza a lo largo del tanque. Durante este período se produce la absorción, floculación y oxidación de la materia orgánica. El licor mezclado se hace sedimentar en un tanque para clarificación de, aproximadamente, 25 al 50% del gasto influente.

a.2) Mezcla completa. El proceso de mezcla completa intenta imitar el régimen hidráulico existente en un reactor agitado mecánicamente. El agua residual afluyente es sometida a sedimentación y el lodo de retorno se introduce en diversos puntos del tanque de aireación a lo largo de un canal central. El licor mezclado es aereado conforme pasa desde el canal central a los canales de salida situados a ambos lados del tanque de aireación. El efluente del tanque de aireación es sometido a sedimentación deteniendo lodo activado. La carga orgánica en el tanque de aireación y la demanda de oxígeno son uniformes de uno a otro lado del tanque. El licor mezclado al ir atravesando el tanque de aereación, desde la entrada hasta el canal efluente está completamente mezclado por medio de la aereación mecánica o por difusores de aire.

a.3) Aereación Graduada. El objetivo que persigue la aereación graduada es acoplar la cantidad de aire suministrada a la demanda de los microorganismos conforme el agua atraviesa el tanque de aeración. La aireación graduada afecta únicamente a la disposición de los difusores en el tanque de aireación y a la cantidad de aire consumido, su uso está muy extendido y en un sentido estricto, se trata en realidad de una modificación del proceso convencional.

La demanda de oxígeno es muy grande en la entrada del tanque de aeración, donde el agua residual es sometida a sedimentación y el lodo activado de retorno entran en contacto por primera vez. Los difusores se colocan a pequeños intervalos iguales para lograr una tasa elevada de oxigenación y satisfacer así la demanda. A medida que el licor mezclado atraviesa el tanque de aeración tiene lugar la síntesis de nuevas células aumentando el número de microorganismos y disminuyendo la concentración de alimento disponible, dando como consecuencia un descenso en la demanda de oxígeno. El espaciamento entre los difusores aumenta entonces hacia la salida del tanque a fin de reducir la tasa de oxigenación.

a.4) Aeración Escalonada. El proceso de aeración escalonada es una modificación del proceso de lodos activados en el que se introduce el agua residual en distintos puntos del tanque de aeración para igualar la relación entre alimentos y microorganismos en todo el tanque, disminuyendo con ella la demanda pico de oxígeno.

El tanque de aeración se subdivide por medio de unos deflectores en cuatro canales paralelos o más. Cada canal es una fase o escalón individual y las distintas fases se conectan entre sí en serie. El lodo activado de retorno entra en la primera fase del tanque de aeración junto con parte del agua residual sedimentada. El sistema de conducciones está dispuesto de tal modo que en cada fase se introduce agua residual en el tanque de aeración. Una de las características más importantes de este proceso es su flexibilidad. Sin embargo, en la aeración

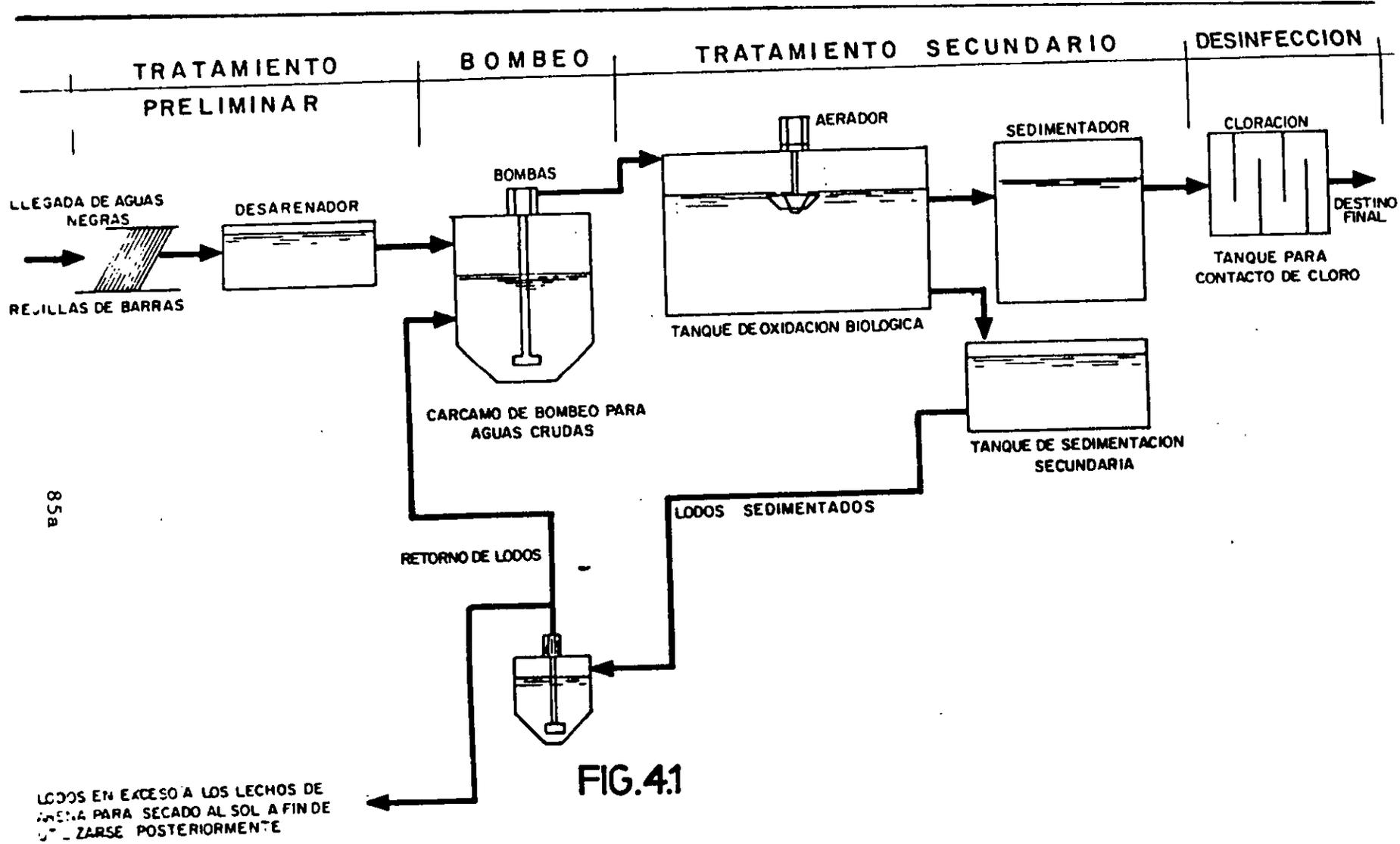
escalonada la demanda de oxígeno se distribuye más uniformemente a todo lo largo del tanque de aeración dando como resultado una mejor utilización del oxígeno suministrado.

b) Zanjas de oxidación. Las zanjas de oxidación constituyen un tipo de sistema simplificado de tratamiento a partir del proceso de lodos activados consisten fundamentalmente en la aeración intensa con turbulencia de las aguas residuales.

Físicamente las zanjas de oxidación son precisamente zanjas o canales en forma de anillos alargados por donde circula el agua residual que está siendo tratada. En estas plantas, después de la eliminación de sólidos gruesos por medio de rejillas (único pretratamiento requerido) el agua residual entra a la fosa y se le hace circular junto con lodos activados para formar así, el licor mezclado. Esta masa de agua se airea con cepillos rotatorios superficiales; después, el agua permanece en la zanja de uno a uno y medio días junto con todos los sólidos que el agua cruda arrastra, los cuales son de carácter orgánico y alcanzan un estado avanzado de mineralización que hace innecesaria la instalación de digestores de lodos.

Las zanjas con admisión de agua cruda y extracción de agua tratada continua están formadas por una zanja o canal en forma de anillo alargado y tienen adosadas dos fosas secundarias que sirven de sedimentadores secundarios.

c) Lagunas aireadas por medios mecánicos. Una laguna aireada es un estanque en el que se trata el agua residual que la atraviesa en forma continua, el oxígeno es generalmente suministrado por aeradores superficiales o unidades de aeración



85a

FIG.4.1

ESQUEMA GENERAL DEL TRATAMIENTO SECUNDARIO

por difusión. La acción de los aeradores y de las burbujas de aire que ascienden desde el difusor mantienen en suspensión el contenido del estanque.

El contenido de una laguna aerobia está totalmente mezclado y no sedimentan ni los sólidos entrantes ni los biológicos producidos a partir del agua residual. La función esencial de este tipo de lagunas es la estabilización de desechos orgánicos.

B). En medio fijo:

a) Filtros percoladores. El filtro precolador consiste en un lecho formado por un medio sumamente permeable al que se le adhieren los microorganismos y a través del cual se filtra el agua residual. Algunos materiales comúnmente usados para medios filtrantes son: roca volcánica, antracita, escona o medios sintéticos.

La materia orgánica presente en el agua residual es degradada por una población de microorganismos adherida al medio. Dicha materia orgánica es absorbida sobre la película biológica o capa viscosa, en cuyas capas externas es degradada por los microorganismos aerobios. Cuando los microorganismos crecen, el espesor de la película aumenta y el oxígeno es consumido antes de que pueda penetrar todo el espesor de la película, por tanto se establece un ambiente anaerobio cerca de la superficie del medio.

Conforme la película aumenta de espesor, la materia orgánica absorbida es metabolizada antes de que pueda alcanzar a los microorganismos situados cerca de la superficie del medio filtrante. El resultado de no disponer de una fuente orgánica externa de carbono celular, es que los microorganismos situados

cerca de la superficie del medio filtrante se encuentran en la fase endógena de su crecimiento en la que pierden su capacidad de adherirse a la superficie del medio. En estas condiciones, el líquido pasa a través del medio, arrastra la película y comienza el crecimiento de otra nueva. Este fenómeno de la pérdida de la película biológica es fundamentalmente función de la carga hidráulica y orgánica del filtro.

La carga hidráulica, las velocidades de arrastre y la carga orgánica influyen en la velocidad del metabolismo en la película biológica. En base a estas cargas hidráulicas y orgánica los filtros suelen dividirse en los de baja y alta carga.

b) Discos Biológicos. Es uno de los sistemas más recientes de tratamiento biológico es el contacto biológico rotatorio comúnmente conocidos como biodiscos o discos biológicos. Se trata de un sistema biológico aeróbico de película fija el cual se emplea para la remoción de la materia orgánica soluble y nitrógeno amoniacal o para despitricación de efluentes nitrificados.

El sistema de biodiscos consiste en una serie de discos de material plástico (el más utilizado) de alta densidad, polietireno o poliestireno, de 3 a 4 metros de diámetro, soportados en una flecha horizontal e instalados en un tanque de concreto. La flecha y el medio plástico se hacen girar por medio de un mecanismo motriz acoplado a la flecha, a una velocidad de entre 1 y 2 r.p.m. manteniendo aproximadamente el 40% del área superficial del tambor sumergida en el agua residual. Los

organismos presentes en el agua residual comienzan a fijarse y a crecer en la superficie de los discos que se cubren con una película biológica de 2 a 4 mm de espesor.

Durante la rotación, el tambor acarrea una película de agua residual la cual, al ponerse en contacto con el aire absorbe el oxígeno requerido por los microorganismos de la película biológica, fijos a los discos, los cuales renuevan la materia orgánica soluble.

La acción de giro de los biodiscos ocasiona una fuerza de fricción sobre la película biológica, lo que provoca que el exceso de biomasa se desprenda de los discos, manteniendo en esta forma una película de espesor constante y conservando la biomasa desprendida en suspensión hasta que el flujo de agua lo lleve fuera del reactor para su posterior separación por sedimentación.

Cabe señalar finalmente, que los dos métodos físicos para aerar el agua residual son:

- i) introducir aire u oxígeno puro por medio de difusores porosos sumergidos o boquillas y
- ii) Agitar mecánicamente el agua residual de modo que se promueva la disolución del oxígeno de la atmósfera.

4.3.2 Proceos Anaerobios.

La cinética del tratamiento anaerobio puede ser descrita en tres pasos:

- a) Hidrólisis de compuestos de alto peso molecular, esto es, una hidrólisis enzimática de las sustancias orgánicas complejas, dando por resultado compuestos orgánicos solubles más simples.

b) Formación de ácidos volátiles que consiste en la conversión bacteriana de estos compuestos a sustancias orgánicas de bajo peso molecular, principalmente a ácidos grasos volátiles.

c) Producción de metano, en donde los productos anteriores son fermentados por bacterias estrictamente anaerobias a metano y dióxido de carbono principalmente, los cuales constituyen los productos finales del proceso. Del conjunto de los principales sistemas de tratamiento anaerobio presentados brevemente a continuación, el más estudiado y generalizado hasta la fecha reciente es el que lleva a cabo la digestión de lodos de plantas de tratamiento. Los avances en la tecnología propia del proceso han generado alternativas de tratamiento para una gran cantidad de aguas residuales domésticas e industriales.

La selección del sistema más adecuado dependerá las características generales del residuo tales como cantidad, composición, contenido de sólidos, temperatura, etc. Los sistemas a su vez, diferirán en complejidad y eficiencia.

a). Digestión Anaerobia.

Cuando el porcentaje de sólidos en el agua residual a tratar es elevado, mayor al uno por ciento, y de éste una fracción importante es suspendida, la hidrólisis será una función fundamental en el proceso. Si esto sucede, se puede considerar que se trata de una digestión, es decir, de una destrucción de sólidos.

El anterior es el caso de los llamados lodos de desecho municipales y de los residuos agrícolas y ganaderos en general. Para su tratamiento existen diversos sistemas, con diferentes requerimientos de capital, equipo y energía y cuidado en la operación e igualmente las eficiencias son muy variadas.

En este caso, en un sólo reactor puede llevarse a cabo la estabilización y la separación de sólidos de manera que el contenido se estratifica en capas bien características y muy diferentes entre sí. El influente entra al digestor a la altura de una capa activa o sobrenadante, sobre la que se encuentra: una capa de nata y otra de gas por encima; y una capa activa y otra de lodos digeridos con su salida respectiva hacia abajo. Los sólidos estabilizados se sedimentan en el fondo del digestor para posteriormente evacuarse; el sobrenadante está constituido por la fase acuosa estabilizada y las natas las forman materiales poco densos y espuma.

Las principales desventajas de esta variante son el volumen importante del reactor debido a los largos tiempos de retención, las relativamente bajas cargas orgánicas (15,000 a 10,000 mg/l como DBO) que puede soportar y la formación de zonas muertas por lo que sólo aproximadamente un tercio del volumen total es utilizado en la digestión propiamente dicha.

Su eficiencia es aceptable sólo en tiempos de retención mayores a los 20 días, lo cual implica un reactor de tamaño considerable.

b) **Lagunas anaerobias de estabilización.** Estas lagunas son anaerobias en toda su profundidad, excepto en una capa extremadamente delgada en la superficie. Con objeto de conservar la energía térmica y mantener las condiciones anaerobias, estos estanques se construyen a profundidades de hasta 6 m. La estabilización se consigue mediante una combinación de precipitación y degradación anaerobia de los residuos orgánicos a CO₂ y CH₄ y otros productos finales gaseosos, ácidos orgánicos y tejidos capilares.

4.4 Tratamiento Terciario o Avanzado.

El tratamiento terciario o avanzado se realiza para eliminar contaminantes que no se renueven totalmente en los procesos de tratamiento secundario. Estos contaminantes incluyen: compuestos inorgánicos solubles tales como fósforo y nitrógeno que fortalecen el crecimiento de plantas acuáticas en los cuerpos de agua receptores, materiales orgánicos que contribuyen a la Demanda Biológica y Química de oxígeno (DBO y DQO); color, sabor y olor; bacterias y virus; sólidos coloridos que producen turbiedad; minerales solubles; metales pesados; sales orgánicas y organismos patógenos que pueden interferir con el reuso del agua.

El propósito del tratamiento terciario puede ser el de mitigar la contaminación de los cuerpos de agua receptores o el de proporcionar una calidad de agua adecuada para reuso o para

ambos. Los procesos de tratamiento terciario se pueden aplicar a continuación, en conjunto con, o reemplazando al tratamiento secundario.

El proceso que vino realmente a hacer posible el tratamiento avanzado fue el de filtración puesto que los avances logrados con la llamada filtración profunda a diferencia de la filtración superficial convencional en medios granulares permitió incrementar la carga superficial sobre el filtro al mismo tiempo que se incrementaba la carrera del filtro aún con agua residual tratada. Esto se logró primordialmente con la introducción de lechos mixtos de materiales de diferente peso específico que permiten la colocación de los materiales a manera de tener una porosidad que disminuye en el sentido del flujo. Una vez logrado este avance fue posible incorporar al tratamiento de aguas residuales los procesos ya existentes para el tratamiento de aguas residuales.

En seguida se presentan algunas generalidades de los procesos más usados en el tratamiento avanzado de aguas residuales.

4.4.1 Remoción de Fósforo.

A) Remoción Biológica. El tratamiento biológico convencional remueve parte del fósforo presente en el agua al incorporarlo en el tejado de los microorganismos. este proceso se puede incrementar promoviendo el aprovechamiento de fósforo en exceso por parte de los microorganismos y en algunos casos se han obtenido remociones del orden del 95%, sin embargo, el proceso tiene una variabilidad tan grande que lo hace poco confiable.

B) Remoción Biológica-Química. En este proceso, la remoción de fósforo se logra en el mismo tratamiento secundario adicionando sales de fierro o aluminio en el tanque de aereación. Este proceso da buenos resultados cuando la concentración de fósforo que se requiere no es menor de 1 mg/l. Este proceso produce además un efluente con menor turbiedad, color y sólidos suspendidos que el tratamiento secundario o convencional.

C) Remoción Físico-química. En este proceso la remoción de fósforo se realiza mediante la adición de cal, sulfato de aluminio o sales de fierro. La remoción que se logra es del 95 al 98% de fósforo. Este proceso tiene la ventaja de remover además del fósforo, sólidos suspendidos, materia orgánica, mejora el aspecto del agua, reduce el contenido de organismos coliformes y de virus y el de metales pesados.

4.4.2 Remoción de Nitrógeno.

a) Remoción Biológica. El proceso de remoción biológica de nitrógeno consiste en la oxidación de los compuestos nitrogenados presentes en el agua residual a nitratos de condiciones aeróbicas. Una vez lograda esta oxidación, los nitratos pueden reducirse a nitrógeno gas en condiciones anaeróbicas. El proceso de oxidación se conoce como nitrificación, que ha probado ser efectivo para su operación ha resultado complicada por tratarse de los sistemas biológicos en serie. Sin embargo, puede resultar adecuado en México ya que funciona mejor en altas temperaturas que en las bajas.

b) Cloración al punto de quiebre. Este proceso consiste en aplicar una dosis de cloro tal, que las compuertas nitrogenadas reducidas se oxiden hasta formar nitrógeno gas. El proceso es confiable con una eficiencia del 99% y tiene la ventaja de oxidar materia orgánica y desinfectar el agua. La principal desventaja es el alto costo, ya que requiere una dosis de 9 mg/l de cloro por cada 1 mg/l de nitrógeno amoniacal. Además se producen compuestos orgánicos cerrados tóxicos que pueden disminuir la utilidad del agua.

c). Desorción de amoníaco. Este proceso consiste en elevar el pH del agua a un nivel tal que todo el nitrógeno amoniacal presente en el agua se convierta en amoníaco para posteriormente disiparlo en la atmósfera. Este proceso resulta muy efectivo en climas cálidos, cuando se utiliza después de un proceso de coagulación con cal, su costo es muy bajo.

d) Intercambio Iónico. Este proceso consiste en remover el nitrógeno con resina de intercambio selectiva natural conocida como clinoptilolita. La regeneración se realiza con sal muera. El amoníaco puede extraerse de la sal muera con ácido sulfúrico para producir sulfatos de amoníaco que sirve como fertilizante. El proceso es simple y a la vez efectivo. El principal problema en la operación corresponde a la extracción del amoníaco de la salmuera.

4.4.3 Remoción de Sólidos Suspendidos.

a). Coagulación química. La cual es adecuada para la remoción de sólidos, sin embargo, los resultados son similares a los obtenidos con filtración a un costo mayor principalmente por el manejo del lodo producido. Este tratamiento es efectivo cuando también se requiere remover fósforo.

b). Filtración. Es el proceso más efectivo para la remoción de sólidos. Los filtros de medio mezclado han resultado mejores. La filtración puede mejorar con la adición de polímeros. Es el proceso más económico cuando se requiere remover sólidos.

c). Microtamices. La utilización de estos medios mecánicos de filtración ha dado como resultado que no son comparables a los obtenidos con los otros dos procesos debido a su baja eficiencia.

4.4.4 Remoción de Materia Orgánica Soluble.

a). Carbón activado granular. El proceso consiste en la absorción de los compuestos orgánicos presentes en el agua por medio del carbón activado. El proceso es eficiente, confiable y, comparado con los resultados que se obtienen, económico. Este proceso reduce el contenido de materia orgánica, lo cual resulta en una mejoría notable en las características organolépticas del agua tratada. Se emplean columnas de flujo ascendente y descendente: las de flujo ascendente tienen la ventaja de permitir el paso de sólidos y por lo tanto no se pierde carga hidráulica ni se taponan, no obstante, el roce de las partículas

de carbón produce partículas finas de carbón que aparecen en el efluente; por su parte, las columnas de flujo descendente no tienen este último problema pero pueden taponarse antes de que se termine su capacidad de intercambio.

El carbón debe regenerarse una vez usado. Esto se logra en hornos contruidos para tal efecto en la cual la regeneración se realiza en tres pasos: secado a 100°C; cocido (de la materia absorbida) a 600°C; y activado a 1000°C. La instalación de hornos de regeneración solo se justifica en plantas con capacidad del orden de 800kg/día de carbón o sea, aproximadamente 300 lps.

b). Carbón activado en polvo. Este proceso resulta muy eficiente debido a que el carbón en polvo tiene una mayor área activa que el granular. El carbón se mezcla con el agua y se remueve por sedimentación. Por otra parte, el proceso puede considerarse como complicado debido al manejo del polvo y por las pérdidas en la regeneración.

c). Ozonación. El ozono es un oxidante poderoso que aparentemente no produce el tipo de compuestos tóxicos que se obtienen con el cloro. En las pruebas respectivas se ha encontrado que su eficiencia en la oxidación de materia orgánica como DQO es aproximadamente 50% sin embargo, la reacción es lenta.

d). Osmosis Inversa. El fenómeno de la ósmosis inversa aparece cuando dos soluciones de diferentes concentraciones de soluto están separadas por una membrana semipermeable como el celofán. El agua tiende a pasar a través de la membrana del lodo más diluido al más concentrado, produciendo concentraciones y

sales de soluto en ambos lados de la membrana. Por lo tanto, aplicando presión del lado concentrado, puede lograrse una solución diluida en el otro lado. Los equipos para este proceso son en su totalidad patentados y se diferencian básicamente en la forma de colocar las membranas, ya sea en forma espiral, tubular o de fibra hueca. Los requerimientos de energía son del orden de 2.7 kWh/m³ de agua producida y se recupera del 75 al 85% del agua. Aún cuando el objetivo principal de este proceso es la remoción de sales, las membranas utilizadas producen una remoción considerable de materia orgánica, turbiedad y organismos patógenos. La principal desventaja de este proceso son la poca duración de las membranas y a la susceptibilidad al daño del proceso por mala operación. Este proceso tiene gran futuro sobre todo para la remoción de compuestos orgánicos tóxicos pero con el inconveniente de sus altos costos.

4.4.5 Remoción de Sólidos Disueltos.

a). Intercambio Iónico. Este proceso es muy usado en la Industria para el tratamiento de agua de calderas y de agua de proceso industrial. Generalmente se utilizan dos lechos de resinas: una para la remoción de aniones y otra para la remoción de cationes, aún cuando existen procesos que utilizan medios mezclados. Las eficiencias de remociones son superiores al 90% del contenido de iones. Su uso no es muy extendido en tratamiento avanzado debido a que es muy selectivo a diferencia del proceso de ósmosis inversa.

b). **Electrodiálisis.** Este proceso se ha empleado para la producción de agua potable a partir de aguas salobres y consiste en promover la migración de los iones presentes en el agua a través de membranas bajo la influencia de una corriente eléctrica. El proceso es selectivo a los contaminantes orgánicos y no tiene las ventajas de la ósmosis inversa. Otro factor importante a considerar, es que a medida que se reduce la concentración de iones el costo de la energía se incrementa.

c). **Destilación.** Este procedimiento se utiliza principalmente para la desalación de agua de mar, sin embargo, en el campo del tratamiento de agua residual tiene la desventaja de que los compuestos orgánicos son arrastrados en el destilado y aparecen en el efluente de la planta.

d). **Ósmosis inversa.** Este proceso útil para la remoción de materia orgánica soluble es útil también para la remoción de sólidos disueltos y su aplicación ya fue dada en ese punto anterior.

4.4.6 Remoción de Organismos Patógenos.

a). **Cloración.** La desinfección con cloro se ha venido usando con éxito desde hace mucho tiempo puesto que la destrucción de organismos patógenos que se realiza es bastante buena. Su desventaja es debido a la formación de productos químicos peligrosos debido a su aplicación.

b). Ozonación. El ozono se utiliza para la desinfección con mucho éxito en Europa puesto que es un bactericida efectivo en la remoción de virus. Su total eficiencia en la remoción de otro tipo de organismos no ha sido probada.

c). Dióxido de cloro. Este producto se ha usado con éxito en aplicaciones industriales que requieren oxidantes potentes. Aún cuando se ha estudiado extensamente y ha dado buenos resultados su uso no se ha extendido debido a los peligros de su preparación a partir de cloro gaseoso y clorito de sodio.

d). Luz ultravioleta. Este proceso consiste en pasar luz ultravioleta a través del agua a tratar. Para lograrlo, se requiere de agua muy clara y en capas muy delgadas, lo cual complica el diseño operacional del proceso.

Remoción esperada de Contaminantes por proceso Unitario de Tratamiento.

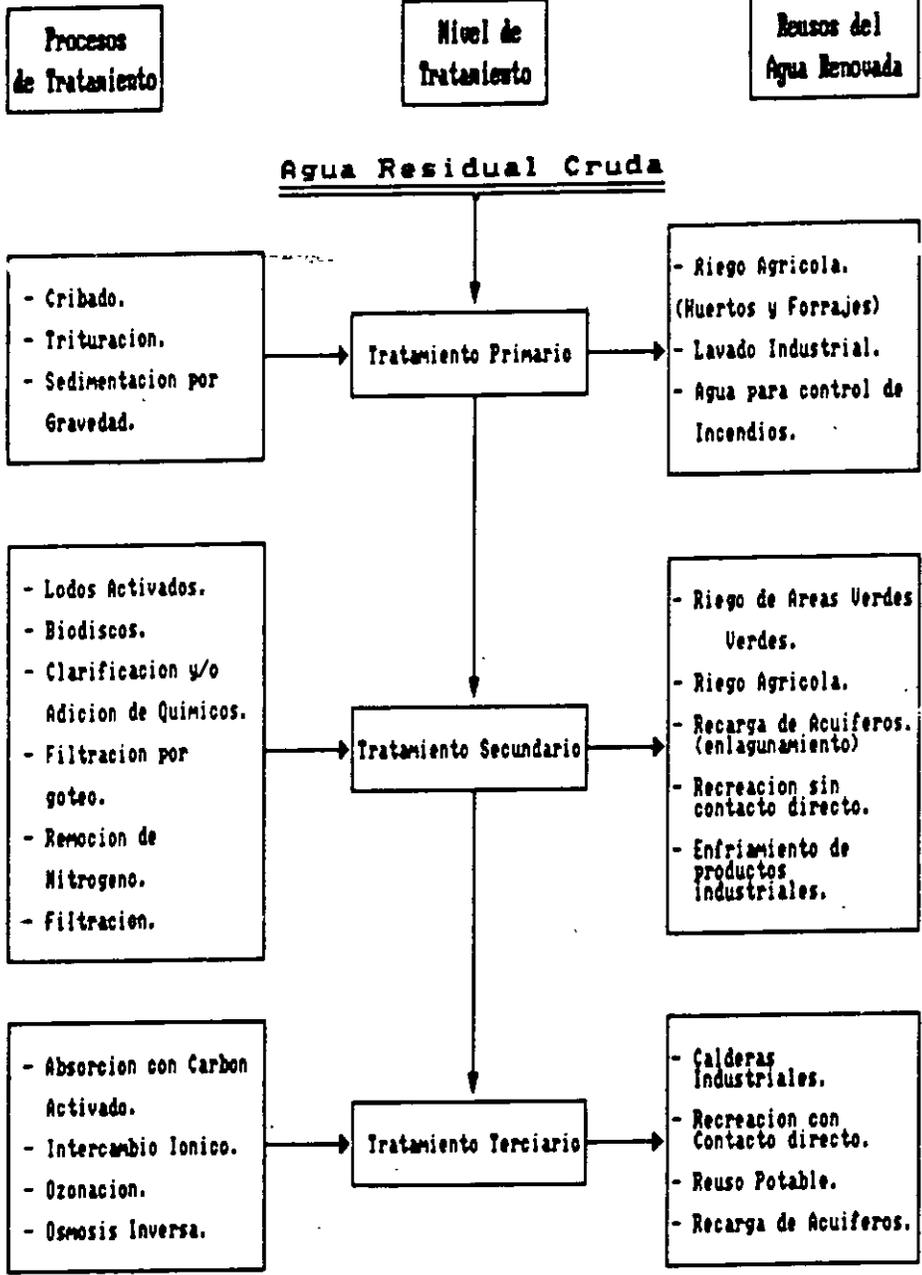
Parámetro	Proceso Unitario de Tratamiento																	
	TP	LA	NI	DN	FP	DB	CF	FA	AC	RA	II	CP	OI	ES	RI	IP	CL	OZ
B.O.	*	+	+	X	+	+	+	*	+		*		+	+	+	+		X
Q.O.	*	+	+	X	+		+	*	*	X	*		+	+	+	+		+
S.O.T.	*	+	+	X	*		+	*	+	X	X		+	+	+	+		+
Sólidos susp. tot.	+	+	+	X	+	+	+	+	+		+		+	+	+	+		
Sólidos dis. tot.													+					
Turbiedad	*	+	+	X	*		+	+	+				+	+	+	+		
Color	X	*	*		X		+	*	+				+	+	+	+		+
Nitrógeno Amoniacal	X	+	+	*		+	X	*	*	+	+	+	+	+	+	+		
Nitrógeno Nitratos				+				*	*									
Fósforo	X	*	+	+			+	+	+				+	+	+	+		
Alcalinidad		*						+										*
Grasas y Aceites	+	+	+					*						+	+	+		
S.A.A.M.	*	+	+		+			*	+				+	+	+	+		X
Coliformes totales		+	+		X		+	+				+		+	+	+	+	+
Arsénico	*	*	*				*	+	*									
Bario		*	X				*	X										
Cadmio	*	+	+		X	*	+	*	X								X	
Cromo	*	+	+		X	+	+	*	*									
Cobre	*	+	+		+	+	+	X	*									+
Fluor								*	X									*
Hierro	*	+	+		*	+	+	+	+									
Plomo	+	+	+		*	+	+	*	*									*
Manganeso	X	*	*		X		*	+	*				+					
Mercurio	X	X	X		X	+	X	*	X									
Selenio	X	X	X				X	+	X									
Plata	+	+	+		*		+		*									
Zinc	*	*	+		+	+	+		+									+

Simbología + > 50% 25 < * < 50% x < 25%
 Si no hay indicación, no existen resultados concluyentes.

Donde:
 TP: Tratamiento Primario, LA: Lodos Activados, NI: Nitrificación, DN: Denitrificación, FP: Filtros Percoladores, DB: Discos Biológicos, CF: Coagulación-Floculación-Sedimentación, FA: Filtración después de LA, AC: Adsorción con Carbón, RA: Remoción de Amoníaco, II: Intercambio Iónico, CP: Cloración a punto de ruptura, OI: Osmosis Inversa, ES: Esgurrimiento Sup., RI: Riego, IP: Infiltración-Percolación, CL: Cloración, OZ: Ozonación.

Cuadro 4.1

Niveles de Tratamiento Requeridos para la Reutilización del Agua Renovada según su Uso.



Cuadro 4.2

5. Criterios Generales y Constructivos para Optimizar el Costo del Agua Renovada.

5.1 Esquema General de Implantación de una Planta de Tratamiento de Agua Residual.

El proyecto de un sistema de tratamiento sigue una serie de pasos, desde su concepción original, motivada por la necesidad de proteger la calidad del medio ambiente o por el deseo de aprovechar las aguas residuales, hasta la etapa en que la instalación estará produciendo el agua con una calidad determinada. El proceso para la implantación de la obra tiene la siguiente secuencia: planeación, diseño, construcción, operación y mantenimiento y abandono.

5.1.1 Planeación.

Es la actividad encaminada a la concepción física de la obra que satisfaga los requerimientos de operación y destino final del proyecto. En esta etapa deben resolverse diversos aspectos, frecuentemente conflictivos, entre la finalidad de la obra, su impacto económico, las necesidades sociales, los factores ambientales y los factores políticos. Esta etapa se caracteriza por la realización de estudios de campo y de gabinete y por el desarrollo de los estudios de factibilidad técnica, económica, social y financiera.

5.1.2 Diseño.

Es la actividad que incluye el dimensionamiento y selección de los materiales que conforman toda la obra, tanto de estructuras permanentes como provisionales. El producto final esta forando por planos y especificaciones, catálogo de cantidades de obra, especificaciones de construcción, especificación de procuración de equipos) que permitan proceder a la etapa constructiva. En esta etapa se elaboran los manuales de operación y mantenimiento de la planta.

5.1.3 Construcción.

En sí es la ejecución física de la obra, es la etapa que incluye la erección de todo tipo de estructuras, permanentes y provisionales, y sus instalaciones integrales. En esta etapa se llevan a efecto (hasta su fin) los diseños realizados, manteniendo los controles de calidad, de tiempo de ejecución y de costo de la obra.

5.1.4 Operación y Mantenimiento.

Son las dos actividades que se realizan a lo largo de la vida útil del proyecto. La operación comprende las acciones requeridas para que la obra produzca los beneficios para los que fue creada. El mantenimiento consiste en la conservación de las estructuras y de las instalaciones para que funcionen en forma eficiente durante su vida útil. Hay mantenimiento operativo

(lubricación, limpieza, reposición de partes menores, etc.), preventivo (substitución de partes, por ejemplo) y correctivo (emergencias, rehabilitación y reposición).

5.1.5 Abandono.

Al término de su vida útil, las obras deben retirarse del servicio por obsolescencia funcional, economía, fatiga de materiales, etc. Para ello se requiere la demolición y desmantelamiento de las estructuras e instalaciones y el aprovechamiento de materiales y del terreno de la obra.

5.2 Localización de una Planta de Tratamiento de Aguas Residuales.

Es conveniente determinar el lugar en que se ha de instalar una planta de tratamiento en dos etapas: en la primera se seleccionará el área general en se se estima conviene localizar la planta y, en la segunda, se elegirá la ubicación precisa para efectuar su construcción.

I. Factores determinantes de la localización de la Planta.

Los factores que inciden con mayor peso en la localización de una planta de tratamiento son:

1. Localización de los posibles consumidores.
2. Localización de las fuentes de disposición de las aguas residuales.

La localización y grado de dispersión de los consumidores ejerce una gran influencia puesto que implican consideraciones sobre la distribución y movilidad económica del agua tratada.

La distancia que deba recorrer el agua tratada desde la planta hasta el consumidor así como el costo que esto implica son directamente proporcionales. Al acercarse la planta al consumidor se reduce el costo de transportarla, pero puede incrementarse de manera significativa el costo de transportar las aguas residuales hasta la planta. Es por ello que la localización consistirá esencialmente en efectuar una comparación de los costos de transporte y de las pérdidas económicas originadas por la disminución en los volúmenes de las aguas.

Para realizar el análisis económico mencionado, es necesario establecer correlaciones matemáticas entre los costos de transporte y los desperdicios por pérdidas hidráulicas, a diferentes tipos de tratamiento y diferentes distancias a recorrer según las diversas localizaciones. Dichas correlaciones señalarán las ubicaciones en que la suma de los costos totales del transporte será mínima, de esta manera será posible ordenar todos los puntos geográficos de localización factibles en niveles del mismo orden de magnitud de costos de transporte.

Además de los factores mencionados, también influyen en la localización de una planta de tratamiento los siguientes factores:

3. Mano de obra (disponibilidad y características).
4. Facilidad de Transporte.

5. Costos de Energía.
6. disponibilidad de predios.
7. Facilidad de eliminación de desechos.
8. Disposiciones legales, fiscales o de política económica.
9. Actitud de la comunidad.

II. Factores determinantes de la ubicación de la Planta.

La determinación del sitio específico para la ubicación definitiva de la Planta de Tratamiento es el siguiente paso después de determinar la zona de localización.

Los factores que influyen en esta decisión son:

1. Tipo de construcción a efectuarse.
2. Area requerida inicialmente y para posibles expansiones futuras.
3. Necesidades de transporte de agua.
4. Consumo de energía.
5. Volúmenes de producción de aguas tratadas.
6. Volúmenes de desperdicios y facilidades para su desalojo.
7. Disponibilidad de predios.
8. Topografía del Terreno.
9. Características Mecánicas del Suelo.
10. Costo del Terreno.
11. Futuros desarrollos en los alrededores del predio.

5.3 Recomendaciones para la obra civil de Plantas de Tratamiento.

Para construir y operar una planta de tratamiento se requiere de un proceso que consume tiempo e inversión. Durante la realización del proyecto se modificará parte o todo el diseño original dadas las condiciones de cada tipo de obra. Para el tratamiento del agua no existe un proyecto prototipo, ya que las características hidráulicas y químico-biológicas del influente, la calidad requerida del agua tratada, las etapas de tratamiento seleccionadas, el tipo de subsuelo el costo que los beneficiarios están dispuestos a pagar y los procedimientos constructivos proporcionan un resultado único y diferente.

En el país se han construido aproximadamente 400 plantas de tratamiento de aguas residuales (Ref. 5.2). Se estima que tienen problemas un 90% y que están fuera de servicio el 50% por limitaciones económicas para operarlas y rehabilitarlas, por baja eficiencia en el tratamiento o por deficiencia en su obra física. Las inversiones por construcción y equipamiento son muy importantes, entre 4,000 y 200,000 millones de pesos por metro cúbico por segundo de capacidad instalada, según el sistema biológico utilizado. La operación presenta costos entre \$26/m³ y \$921/m³ de agua tratada, lo cual se estudiará con más detalle más adelante en este capítulo.

5.3.1 Factores que influyen en el costo de la Obra Civil de una planta de Tratamiento de Aguas Residuales.

El funcionamiento de las estructuras de una planta de tratamiento es afectado por la topografía, las condiciones geotécnicas, la solución de la cimentación, la impermeabilidad de las estructuras, la durabilidad de los materiales, los procedimientos constructivos, los sistemas de interconexión y la operación y conservación del sistema. Si estas condiciones no se consideran en forma adecuada, pueden afectar la operación, produciendo variación de cargas y gradientes hidráulicos, hundimiento general y diferencial de estructuras, fugas y filtraciones, flotación de tanques, desintegración del concreto, corrosión del acero y ruptura de tuberías.

A. Condiciones Topográficas.

Para una operación que reduzca los consumos de energía al mínimo necesario, el flujo de la planta debe ser por gravedad. Esta situación se logra aprovechando la topografía, ubicando a las estructuras a diferentes niveles, considerando las tolerancias que deben existir entre cada fase del proceso. En caso de no contar con una topografía horizontal, se puede instalar un cárcamo de rebombeo ubicado según las condiciones de la planta.

B. Condiciones Geotécnicas.

Los sitios disponibles para construir plantas de tratamiento son en muchos casos terrenos de inundación donde el subsuelo puede estar formado por materiales blandos, con niveles freáticos superficiales, por lo que se requiere elegir una cimentación

adecuada y en ocasiones, realizar un tratamiento del terreno. Cuando la localización de una planta es en un cauce, la estratigrafía será heterogénea y se puede presentar una amplia variedad de materiales, desde fragmentos de roca y boleos, hasta suelos finos como limos, arcillas y materia orgánica distribuidos erráticamente. Otros sitios disponibles son zonas de relleno reciente, que en forma frecuente se encuentran en estado suelto y requieren también de un mejoramiento. En todos los casos, es indispensable conocer los materiales bajo cada estructura importante; cuando menos hasta una profundidad igual al ancho de la estructura o hasta encontrar material firme.

C. Cimentación.

En general, la capacidad de carga del terreno será suficiente para desplantar las estructuras típicas de una planta de tratamiento de aguas residuales, sin embargo, no ocurre lo mismo con las características de deformabilidad, sobre todo en suelos blandos, por lo que debe analizarse la interacción entre estructuras, el asentamiento total y los hundimientos diferenciales. Para reducir el efecto de interacción entre estructuras rígidas y cimentadas a poca profundidad, es conveniente una separación de 1.5 veces el ancho de la estructura mayor. se podría pensar que una cimentación sobre pilotes es capaz de resolver cualquier situación desfavorable del terreno, sin embargo, esta alternativa, además de costosa, tiene el inconveniente de que las estructuras menores y las conducciones, al no poseer este tipo de cimentación, tendrían desplazamientos verticales diferentes a las estructuras mayores, con las

consecuentes modificaciones de las cargas hidráulicas y la posible ruptura de las conducciones. En suelos blandos no es frecuente utilizar una cimentación superficial a menos que se utilicen rellenos para lograr los niveles hidráulicos necesarios. La cimentación más empleada en tanques de concreto es la compensada total o parcialmente. No es conveniente tener estructuras sobrecompensadas, ya que el suelo puede sufrir expansiones que reducen la diferencia de niveles hidráulicos, sobre todo en las últimas fases del tratamiento. En suelos deformables, debe evitarse la ocurrencia de excentricidades permanentes que desnivelen las estructuras, por lo que es recomendable que éstas se proyecten con distribuciones simétricas y que transmitan esfuerzos uniformes. Las cimentaciones con celdas para compensación y renivelación, además del costo que implica, no son fáciles de operar, por lo que se deberá adoptar esa alternativa cuando no haya otra viable.

En Lagunas es frecuente el empleo de excavaciones y/o formación de bordos. En suelos blandos, las excavaciones pueden producir expansiones, a veces agrietamientos del fondo y en casos extremos, falla del fondo, condiciones que deben preverse. En bordos se deben considerar los asentamientos a largo plazo y en zonas de concentración de cargas o en que se instalarán estructuras rígidas, deberán construirse las terracerías antes que los elementos de concreto. Si el terreno es firme, como roca o suelos compactos, los movimientos diferenciales serán

pequeños. La presencia de niveles freáticos superficiales o la existencia de estratos impermeables bajo las estructuras deben ser considerados siempre en el análisis de flotación.

D. Filtraciones y Fugas.

Permeabilidad. Los suelos finos serán casi siempre impermeables si no están agrietados; las arenas y gravas limpias, por el contrario, serán muy permeables, por lo que requieren de un recubrimiento impermeable. En lagunas con fondo permeable se han utilizado los materiales térreos compactados, concreto asfáltico y geomembranas. Bajo estos materiales, se instala un sistema de drenaje que evita la subpresión del agua y de los gases, reduciendo las posibilidades de levantamiento del recubrimiento. La mayoría de las geomembranas requieren ser cubiertas con concreto simple o suelo que las proteja de los rayos solares y de la abrasión. Algunos recubrimientos a base de láminas de asfalto (Rhino Hide), han manifestado un mal comportamiento por mal sellado de juntas y deficiente calidad, por lo que su uso no es recomendable.

Fugas. En el concreto hidráulico, las principales causas de fugas son las discontinuidades, producto de una ejecución deficiente de la obra. En tanques de concreto, en ocasiones es contraproducente el empleo de los selladores de juntas comunes de PVC que dificultan los colados y favorecen las fugas, por lo que es mejor utilizar adhesivos epóxicos. No es recomendable tampoco el uso de selladores de polisulfuro, el cual es atacable por las aguas residuales. En el caso de discontinuidades

grandes, como juntas frías mal tratadas, grietas y concreto poroso, deben repararse conforme se indica en la literatura especializada (IMCYC, 1988; S.A.R.H., 1970).

Cuando se utiliza concreto asfáltico para impermeabilizar lagunas, se requiere el empleo de al menos dos capas: la inferior, porosa, con espesor mínimo de 7.6 cm, bajos contenidos de cemento asfáltico (2 a 6%) y la superior, impermeable, de 2.5 cm de espesor mínimo, con cemento asfáltico en proporción del 6.5 a 9.5%. Puede aplicarse sobre la superficie un tratamiento a base de emulsión asfáltica catiónica de rompimiento rápido como sello.

Bajo ninguna circunstancia deben existir fugas del agua de proceso hacia la superficie o interior del terreno de cimentación, ya que esta condición, además de producir movimientos diferenciales, favorece el peligro de flotación.

Por ser los procesos de tratamiento de aguas residuales de tipo continuo, se considera que la operación nunca será suspendida. Esta suposición representa un alto riesgo, pues el vaciado puede provocar la flotación de estructuras rígidas o el levantamiento del recubrimiento impermeable por la presencia de subpresiones. El diseño debe considerar las peores situaciones ante la posibilidad de flotación, en virtud de que un gran número de plantas se encuentra fuera de servicio por esta causa.

E. Durabilidad de los Materiales de Construcción.

Los materiales que se encuentran en plantas se encuentran sometidos al ataque mecánico, químico y biológico. La caracterización de las aguas que serán tratadas permite, además del diseño del proceso de tratamiento, determinar la presencia de agentes agresivos al concreto y al acero.

E.1 Concreto. El principal deterioro de los concretos es producto de reacciones químicas, por lo que para disminuirla, se deben evitar agregados deieceréos, verificar que no reaccionen con los álcalis del cemento y reducir al mínimo la penetración del agua al interior del concreto, lo que se logra al fabricarlo denso y compacto, con poco agrietamiento por contracción y lo más impermeable posible. Una exposición sanitaria normal, se define como aquélla en la que el concreto es impermeable, expuestos a líquidos con pH mayor a 5 o solución sulfatada con menos de 1,500 mg/l. La exposición sanitaria severa es aquélla que sobrepasa esos límites. Para obtener un concreto hidráulico durable y de baja permeabilidad (exposición sanitaria normal), es recomendable utilizar relaciones agua/cemento inferiores a 0.45, resistencia a la compresión mayor de 260 kg/cm², revenimiento entre 2.5 y 7.5 cm y cementos con bajo contenido de aluminato tricálcico (C3A), -menor a 8.0%- que permitan a los elementos estructurales resistir el ataque de los sulfatos, principal causa de la desintegración de los concretos. Los contenidos mínimos de cemento por m³ de concreto, recomendados para tamaños máximos de agregados de 38.1 y 25.4 mm son 307 y 335 kg, respectivamente. En caso de exposición sanitaria severa además de las

recomendaciones para exposición normal, el contenido de aluminato tricálcico (C3A) será menor de 5% y la relación agua/cemento menor de 0.40. Los cementos Portland puzolánicos o C2, no siempre son adecuados para resistir el ataque de sulfatos, por lo que se deben realizar ensayos físicos que determinen su aptitud.

El uso de un aditivo que incluya aire en una proporción de 5.5 a 6% más menos el 1% del volumen del concreto, es eficiente en la producción de concretos durables. Puede emplearse además un aditivo impermeabilizante integral; los aditivos que se apliquen deben ser compatibles entre sí. El agua que se utilice debe ser de calidad potable.

Algunos productos químicos utilizados en los procesos de tratamiento son muy agresivos al concreto, por lo que en los sitios de almacenaje, manejo y aplicación, además de las recomendaciones para condiciones sanitarias severas se requerirá de una protección superficial. Las protecciones que se utilizan comprenden los revestimientos termofraguantes (polímeros), cerámicas, morteros resistentes al ataque químico y recubrimientos compuestos. Si el agua por tratar contiene ácidos, las protecciones aplicables son los morteros resistentes al ataque químicos, mosaicos resistentes a los ácidos, epóxicos y revestimientos gruesos de polímeros, caucho o asfalto.

Para reducir los efectos agresivos del ambiente, se ha usado satisfactoriamente un tratamiento superficial al concreto a base de sílico-fluoridos (fluatización), que cierra las fisuras de

contracción y endurece la superficie, más la aplicación de pintura epóxica con alquitrán de hulla, con espesores de 1.3 a 6.4 mm dependiendo de la severidad del ataque.

E.2 Corrosión del hierro y acero. Las aguas servidas concentran las sales, sobre todo el cloruro de sodio (NaCl), principal enemigo de los elementos de hierro y acero, por lo que además de procurar tener un concreto impermeable, se debe incrementar cuando menos en 1.3 cm el recubrimiento del acero de refuerzo y es conveniente que el recubrimiento mínimo sea de 7.6 cm. Cuando la ubicación de una planta sea en antiguas lagunas de oxidación o sobre suelos salinos, también debe incrementarse el recubrimiento exterior del acero, para evitar su corrosión por ácidos orgánicos o sal común. La tuberías, válvulas, escaleras marinas, rejillas, etc., son objetos de un intenso ataque por corrosión, por lo que una buena alternativa es limpiar el acero y hierro con chorro de arena y aplicar un recubrimiento epóxico de alquitrán de hulla.

F. Procedimiento Constructivo.

Los métodos seleccionados para la construcción afectan el comportamiento de las estructuras del sistema de tratamiento, por lo que los procedimientos y secuencias de ejecución deben ser especificados claramente. Una adecuada comunicación entre diseñadores y ejecutores, favorecerá el resultado final.

En suelos deformables, se debe establecer que la carga y descarga del suelo sea uniforme, para reducir los movimientos diferenciales. Debe darse especial atención a la estabilidad de las excavaciones, ya que cortes en apariencia estables a corto

plazo, se pueden colapsar, lo que modifica las propiedades del subsuelo y repercute en el comportamiento final de las estructuras. En suelos permeables con niveles freáticos superiores al fondo de la excavación, podrán presentarse caudales por infiltración de cierta importancia. Cuando las estructuras rígidas se alojan en excavaciones, se requiere efectuar rellenos perimetrales. Aunque los materiales granulares como la grava son fáciles de colocar, presentan el inconveniente de su alta permeabilidad que representa un riesgo potencial de flotación, por lo que es preferible el empleo de materiales de baja permeabilidad compactados (tepetates, material limo-arcilloso de origen tobáceo o piroclástico).

Por ninguna razón se deben permitir encharcamientos superficiales durante la construcción; los caudales extraídos de las zonas excavadas y los aportados por precipitaciones, se deben conducir fuera de la obra.

La mayor parte de los asentamientos sobre suelos compresibles se producen durante la construcción, aunque podrán continuar durante un mayor lapso, en ocasiones con magnitud intolerable, por lo que aquellas estructuras en que se presente esta situación, deben ser construidas primero.

Algunas normas sencillas deben observarse en la ejecución de estructuras de concreto, como son un tiempo adecuado del concreto fresco, una colocación y vibrado convenientes, uso de cimbras en buenas condiciones y sobre todo, un curado efectivo.

G. Interconexiones.

Aún en terrenos firmes, por el sólo efecto de contracción y expansión térmica del concreto, se producen movimientos de las estructuras, por lo que deberán considerarse en los análisis estructurales y diseñar las conexiones de forma que permitan ajustar su posición al final de la construcción. De igual forma, los elementos vertedores deben ser diseñados para su ajuste final o correctivo.

Es conveniente la instalación de válvulas seccionadoras entre los diversos módulos y fases del tratamiento y juntas flexibles en las cercanías de las estructuras, que permitan deformaciones pequeñas de las tuberías, reduciendo el riesgo de colapso. Las tuberías de acero y de concreto se deberán proteger interiormente y si el suelo en contacto y si el suelo es agresivo, requerirán protección exterior. La disponibilidad reciente en México de tuberías de polietileno de alta densidad en diámetros de hasta 1.14 m, representa una alternativa atractiva, por ser flexibles y no requerir juntas ni protección contra ataque químico.

H. Operación y conservación.

Una planta de tratamiento puede quedar fuera de operación o trabajar con baja eficiencia por operar y conservar en forma incorrecta a sus estructuras, lo que obligará a reparaciones mayores y en situaciones extremas, a su cierre.

Se debe incluir en el manual de operación los aspectos relativos a la obra física y conservar en las instalaciones un juego de los planos y normas de construcción y equipamiento. Es conveniente puntualizar en tres aspectos:

a) Las fugas deberán ser reparadas de inmediato, para evitar consecuencias graves o incluso catastróficas, además del rápido deterioro de las instalaciones;

b) No se deberá retrasar o cancelar el mantenimiento preventivo puesto que se puede llegar a una condición irreversible y por tanto irreparable;

c) En lagunas, se debe realizar con cuidado el desazolve, para no afectar el suelo impermeable. Si existe un sistema de impermeabilización, es preferible dejar un espesor de azolve del orden de 50 cm.

I. Observaciones adicionales.

Es de suma importancia el sistema de tratamiento seleccionado; sin embargo, si no se dispone de una infraestructura diseñada y construida en forma apropiada, que considere las características del terreno de cimentación, de agresividad de las aguas residuales y los procedimientos de construcción, la operación de una planta puede representar un fracaso total.

Algunas de las recomendaciones mencionadas incrementan la inversión inicial o en apariencia dificultan los procedimientos y costos de construcción; pero a fin de cuentas es en beneficio de sistema y, ante las enormes inversiones y esfuerzo que implica la ejecución de este tipo de obras, bien vale la pena prevenir

gastando un poco más al principio, que construir plantas que representen inversiones inútiles, grandes costos de operación, fracasos técnicos y el desaliento y reclamo general de las sociedad a la que se pretende beneficiar.

Los proyectos estructural, hidráulico, de instalaciones eléctricas, la construcción y operación de plantas de tratamieto de aguas residuales, deben realizarse por técnicos que conozcan este campo, por tratarse de instalaciones con un alto grado de especialización, como las presas y los puentes.

5.4 Costos de Construcción, Operación y Mantenimiento de las Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales en México.

Para la elaboración de esta sección sobre costos, fueron consultadas las siguientes fuentes: El Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA), La Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica del Departamento del Distrito Federal (DGCOH), El Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M. (I. de I.), así como la empresa Sistemas de Ingeniería Sanitaria S.A. del Grupo ICA. Resulta importante agregar que los costos están presentados a junio de 1991, fecha en la que se realizó la recopilación y el trabajo con estos datos.

El tratamiento correspondiente a cada una de las fuentes comprenden los siguientes trenes se encuentra dado por el cuadro 5.1.

Nivel de Tratamiento	Fuente	Tren de Tratamiento
Primario	IMTA	PT+SP+EL+CL
	SISSA-1	PT+SP+EP+CL
	SISSA-2	PT+LF+CL
Secundario	DGCOH	PT+SP+LA+CL
	I de I	PT+SP+LA+CL
	IMTA	PT+LA+DN+EP+CL
	SISSA-3	PT+TP+LA+CL
	SISSA-4	PT+TP+LA+FA+CL
	SISSA-5	PT+TP+LA+CF+FA+CL
Terciario	DGCOH	PT+TP+LA+FA+FA+CA+CL
	IMTA	PT+DN+CF+FA+CA+II+EP+CL
	SISSA-6	PT+TP+LA+CF+FA+AC+OZ
	SISSA-7	PT+TP+LA+FA+OI+CL

CUADRO 5.1

Estos costos incluyen: Inversión Inicial; costos de construcción, equipos electromecánicos, aditamentos; Tratamiento de Lodos, el cual, por experiencia, se determinó como un porcentaje del costo de inversión por m³ (35%). Las claves de estos tratamientos son las mismas que las referidas para el cuadro 4.1 del Capítulo Cuarto.

Es importante señalar que los datos obtenidos del Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M. y del Instituto Mexicano de Tecnología del Agua fue mediante gráficos proporcionados por estos institutos (Ref. 5.5 y 5.6); los costos de la DGCOH se encontraron mediante las expresiones (Ref. 5.7):

$$CTS = 22 (Q)^{2/3} \text{ y } CTT = 26 (Q)^{2/3}$$

donde:

CTS= Costo de Tratamiento Secundario

CTT= Costo de Tratamiento Terciario

Q= Gasto en litros/segundo

Unidades en miles de millones de pesos.

Los costos de la empresa SISSA se encuentran en el cuadro 5.2.

La gráfica de costos de tratamiento primario se presenta en la figura 5.1 y en ella se incluyen los costos proporcionados por el IMTA, uno, y dos de los costos proporcionados por la empresa SISSA, encontrándose una similitud entre las curvas proporcionadas por el IMTA y el costo más bajo de SISSA, el primero; cabe señalar que los dos muestran similitud son los correspondientes a los tratamientos también más elementales y a la vez con el mismo tren de tratamiento de entre los analizados, por lo que dicha similitud puede resultar hasta cierto grado lógica. Un tratamiento más costoso pero menos elemental resulta ser el denominado como SISSA-2. Los costos correspondientes a la gráfica de la figura 5.1 varían desde 1,477.85 (IMTA) y

1,650.00 (SISSA-2) miles de millones de pesos para 50 l/s, hasta 10,116.90 y 13,879.00 miles de millones de pesos para los 1,000 l/s para el IMTA y SISSA-2 respectivamente.

La figura 5.2 muestra la gráfica 1 de costos de construcción de tratamiento secundario, la que incluye los costos proporcionados por la DGCOH y por el I. de I. los que resultaron ser los más bajos debido a que los trenes de tratamiento que comprenden son los más sencillos. En la figura 5.3 se pueden observar los costos de construcción de plantas de tratamiento secundario correspondientes al IMTA (1) y a la empresa SISSA (3) resultando que el costo propuesto por el IMTA es muy parecido a los dos primeros propuestos por SISSA ya que los trenes de tratamiento son también parecidos. El menor de los costo para tratamiento secundario resulta ser el del tratamiento más sencillo, el proporcionado por la DGCOH, con 4,031.10 miles de millones de pesos y el más costoso, el correspondiente al tercero de SISSA en este nivel de tratamiento con 6,857.45 miles de millones de pesos. Sin embargo, por lo que concierne al caudal de 1,000 l/s puede ser observada una variación muy grande puesto que va de los 29,700 miles de millones de pesos para la DGCOH hasta los 103,149 mil millones de pesos para SISSA-3, el cual resulta ser también el tratamiento más completo.

Los costos de tratamiento terciario se encuentran en la figura 5.4 y comprenden los datos proporcionados por la DGCOH, uno, a SISSA, dos, y al IMTA, uno y en éstos se encuentra que existe una

gran variación del costo correspondiente al caudal de 50 l/s para la DGCOH con 4,764.15 miles de millones de pesos con respecto del conjunto formado por los restantes, cuya variación se encuentra entre los 12,663 del IMTA, 13,104.40 y 13,525.35 miles de millones de pesos de SISSA 3 y 4, los cuales no difieren demasiado. Por lo que respecta al caudal de 1,000 l/s, para este se encuentra que la variación del conjunto de costos sí es muy grande, desde 35,100 (de la DGCOH) hasta los 190,507 millones de pesos para el más costoso de SISSA y se observa nuevamente similitudes de costo para trenes similares: los que corresponden al IMTA y a la empresa SISSA.

Por lo que respecta a los costos de operación y mantenimiento, pudieron encontrarse costos del IMTA y de la Empresa SISSA, sin embargo, los costos que por experiencia se acercan más a la realidad correspondieron a los proporcionados por ésta última y varían entre los \$26/m³ para el tratamiento primario más elemental hasta los \$972.66/m³ para el tratamiento terciario más avanzado. Estos costos pueden observarse también en el cuadro 5.2.

n	Nivel de Tratamiento	Inversión Obra \$ miles de mill.	Costos por m ³ Inversión \$/m ³	Op. y Mant. \$/m ³	Costo Total. \$/m ³
1	Primario 1	10.79	38.45	26.08	64.50
2	Primario 2	13.88	49.47	156.49	205.96
3	Secundario 1	55.64	198.32	236.46	434.78
4	Secundario 2	72.21	257.39	556.76	824.15
5	Secundario 3	103.15	367.67	665.77	1,033.44
6	Terciario 1	182.08	649.05	972.66	1,621.71
7	Terciario 2	190.51	679.06	885.46	1,564.52

Cuadro 5.2

COSTO DE TRATAMIENTO PRIMARIO

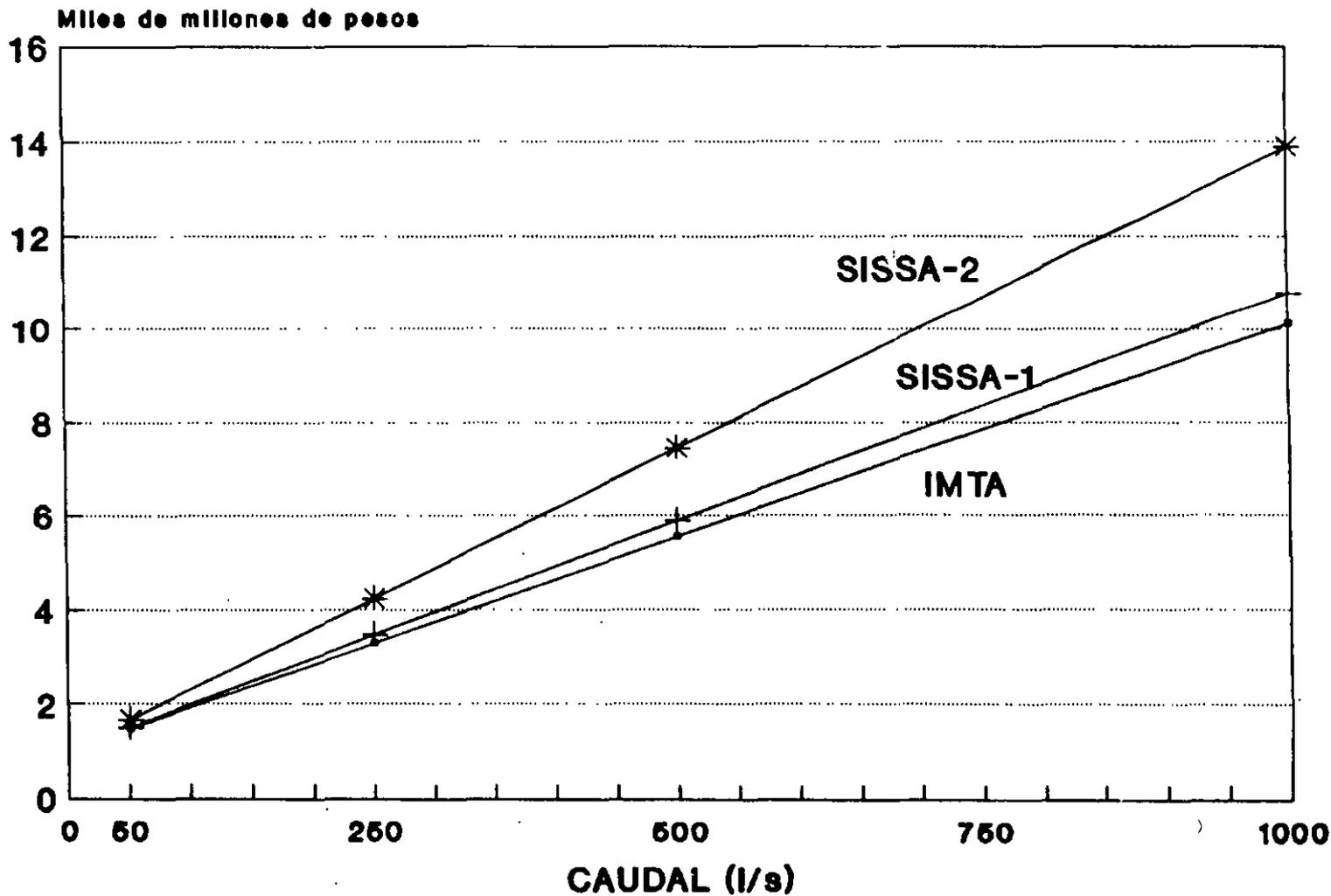


Fig 5.1

COSTO DE TRATAMIENTO SECUNDARIO

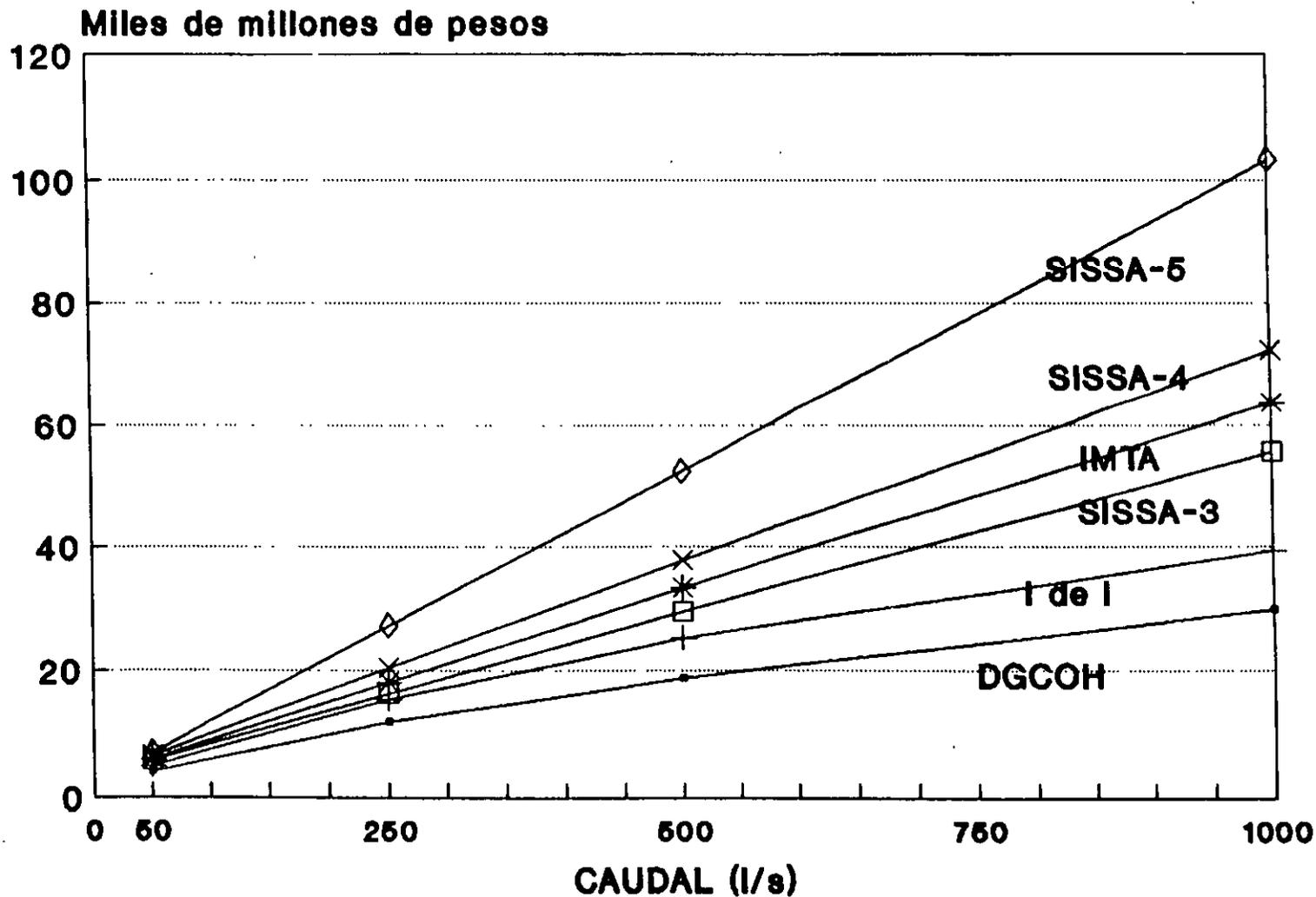


Fig. 5.2

COSTO DE TRATAMIENTO SECUNDARIO-1

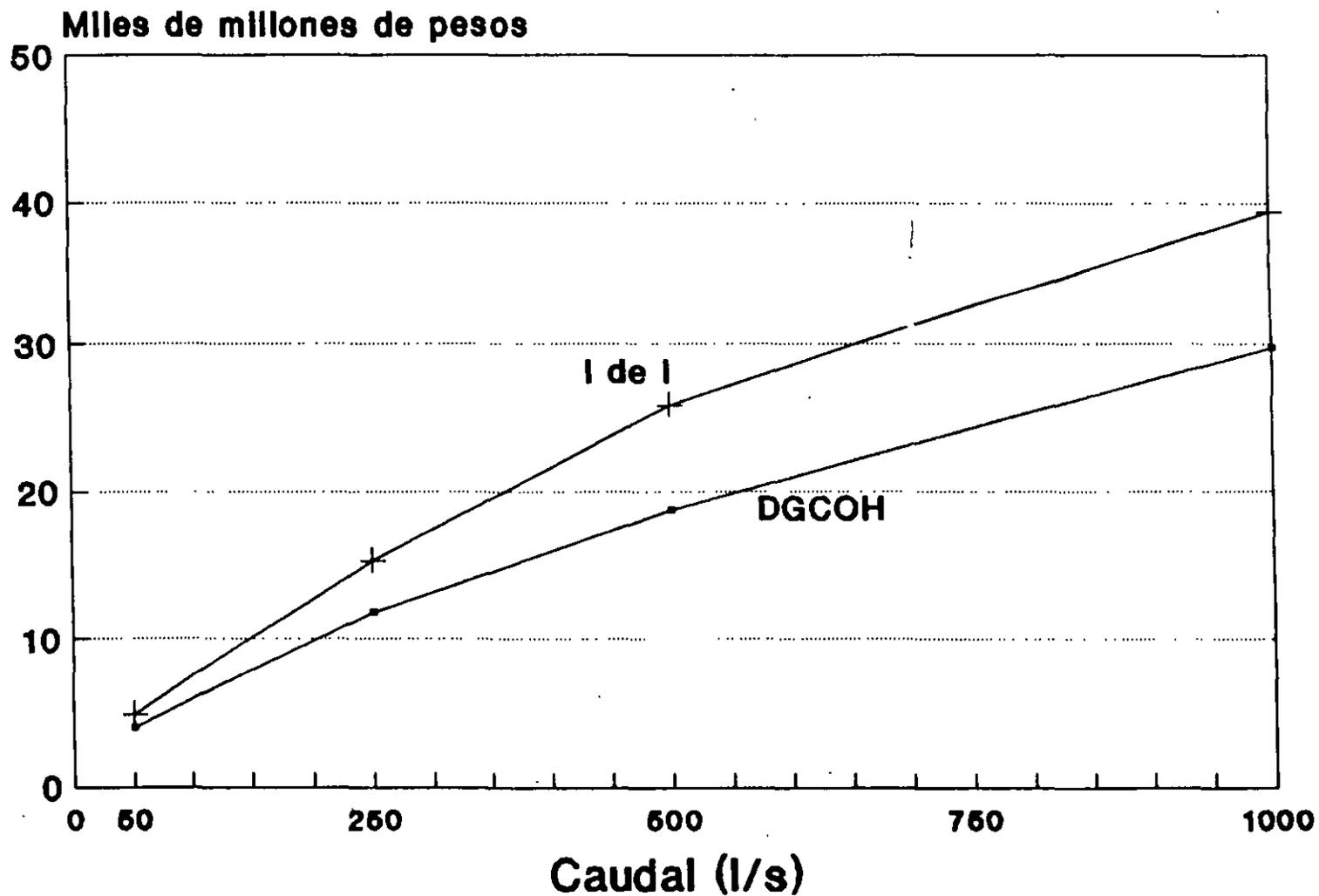


Fig. 5.3

COSTO DE TRATAMIENTO SECUNDARIO 2

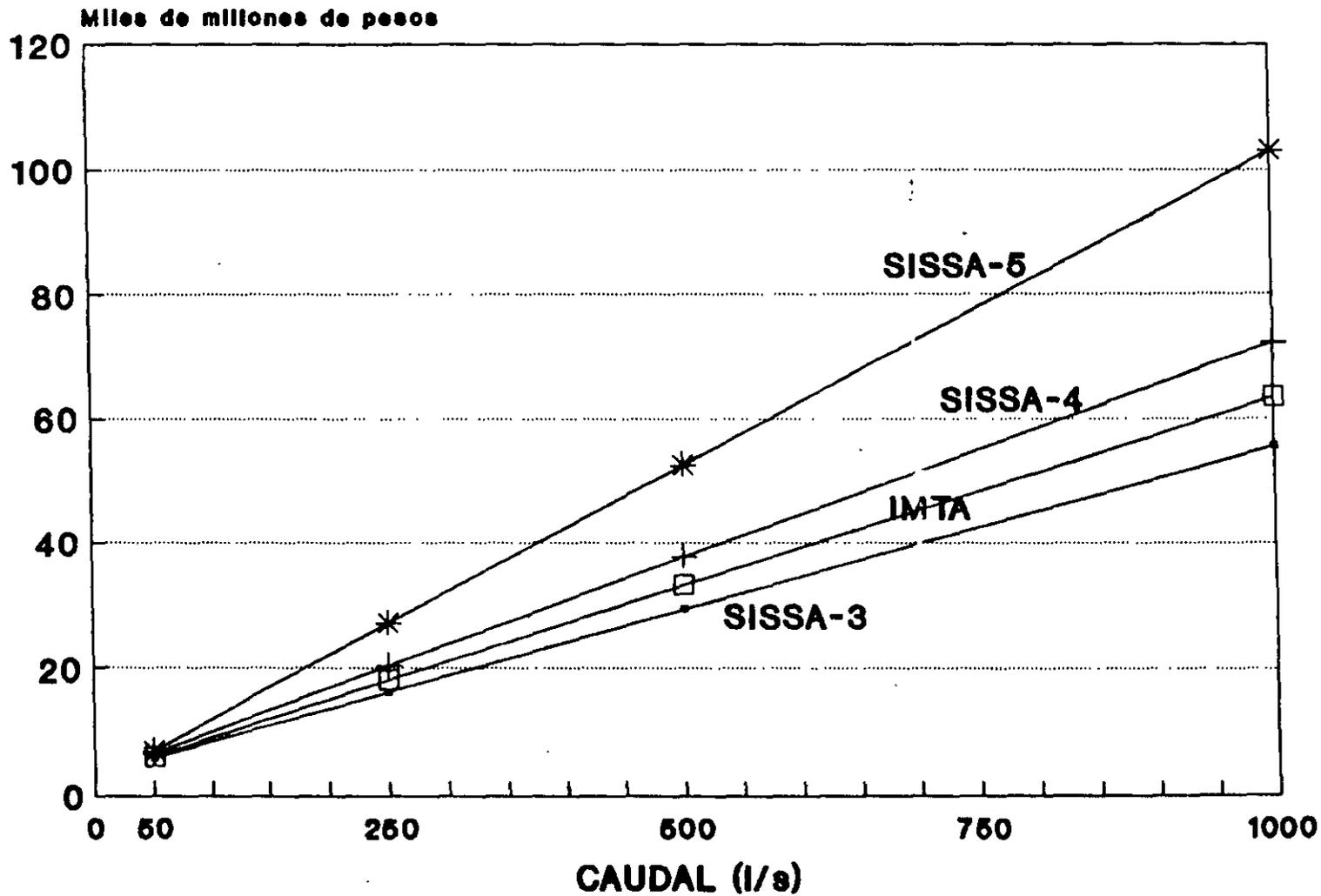


Fig. 5.4

COSTO DE TRATAMIENTO Terciario

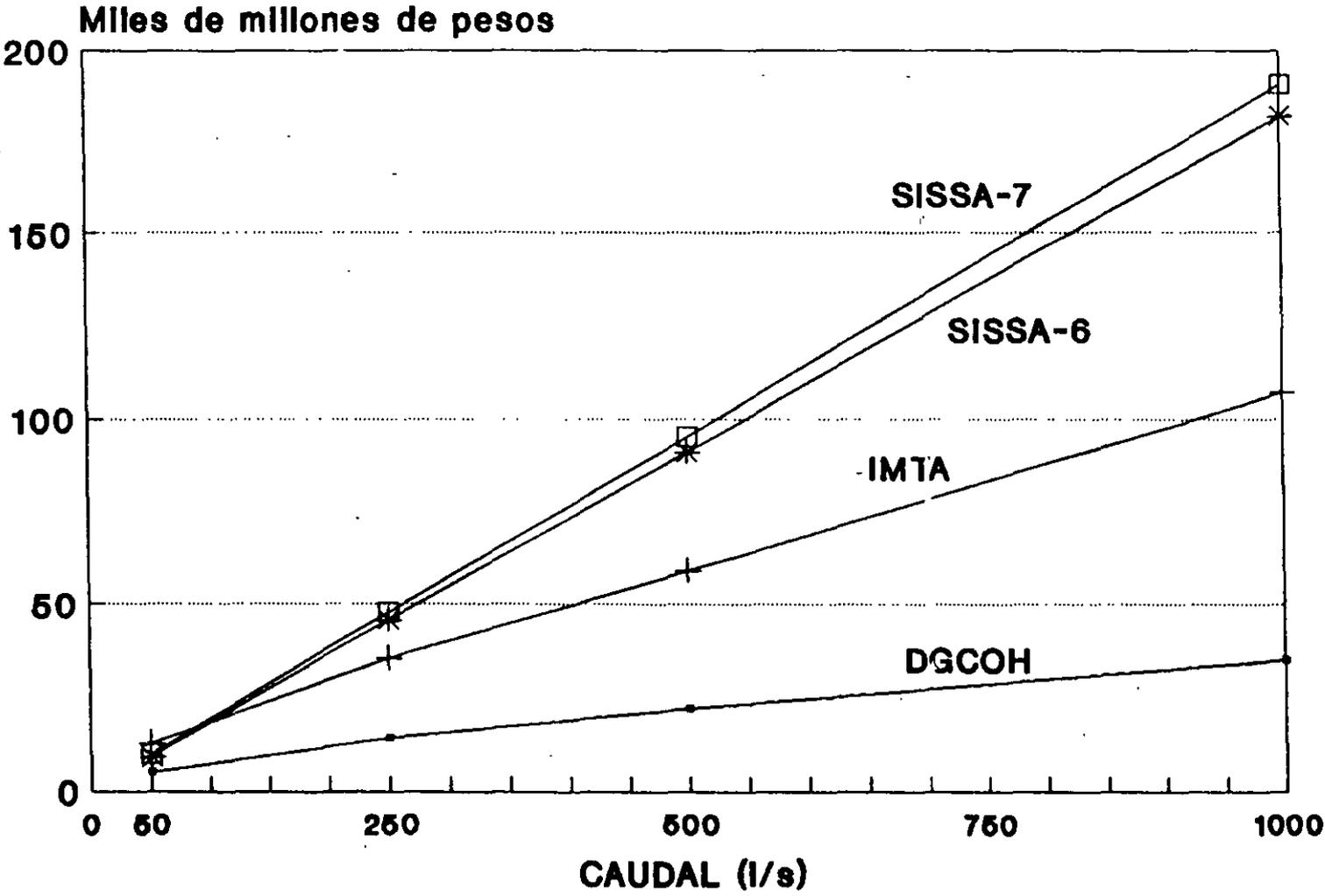


Fig. 6.6

6. Aspectos Legislativos con relación al Agua Tratada.

La contaminación de las aguas ocasiona que los usos benéficos que se le pueden dar al recurso se vean limitados, por esto mismo, y para proteger el interés público, los gobiernos de cada país han establecido la legislación correspondiente y necesaria para proteger a los cuerpos receptores del vertimiento de desechos.

El tratamiento de las aguas residuales responde a la necesidad que tiene el hombre de obtener un agua de calidad adecuada para los usos a los que se vaya a destinar ésta. Cuando el responsable del vertimiento de desechos líquidos no ha previsto un segundo uso para sus aguas, su descarga al medio ambiente debe responder a los requerimientos que la Nación dicte para proteger sus recursos.

Asimismo, los recursos hidráulicos del país requieren de una legislación que regule racionalmente el aprovechamiento del agua, para un desarrollo económico y social más justo, en tal virtud, la planeación integral del aprovechamiento de estos recursos es de carácter prioritario y solamente se puede llevar a cabo si se efectúa en un marco técnico y jurídicamente adecuado.

A continuación se mencionan brevemente las Leyes y Reglamentos que en México regulan el uso y reúso de la agua.

El agua, como recurso vital, ha sido claramente tratado en la Constitución Política de los Estados Unidos Mexicanos en su artículo 27 que señala: "La propiedad de las tierras y aguas comprendidas dentro de los límites del Territorio Nacional corresponde originalmente a la Nación, la cual ha tenido y tiene el derecho de transmitir al dominio de ella a los particulares, constituyendo la propiedad privada".

Además señala que: "La Nación tendrá en todo tiempo el derecho de imponer a la propiedad privada las modalidades que dicte el interés público, así como el de regular, en beneficio social, el aprovechamiento de los elementos naturales susceptibles de apropiación, con objeto de hacer una distribución equitativa de la riqueza pública, cuidar de su conservación, lograr el desarrollo equilibrado del país el mejoramiento de las condiciones de vida de la población rural y urbana". Asimismo se establece que se dictarán las medidas necesarias "para evitar la destrucción de los elementos naturales y los daños que la propiedad pueda sufrir en perjuicio de la sociedad".

Con fundamento en este artículo, el gobierno federal ha establecido las medidas legales para evitar la contaminación del agua, de acuerdo a las facultades que el artículo 73 confiere al Congreso de la Unión para expedir Leyes sobre el uso y aprovechamiento de las aguas de jurisdicción federal y que el artículo 89 confiere al Poder Ejecutivo para "promulgar y ejecutar las leyes que expida el Congreso de la Unión, proveyendo en la esfera administrativa a su exacta observancia".

que: "Toda persona tiene derecho a la protección de la salud". Con este señalamiento se sientan las bases para legislar en materia de protección a la salud por efectos del medio ambiente.

El marco constitucional anterior han dado las pautas para establecer la Ley Federal de Protección al ambiente, la Ley Federal de Aguas y la Ley General de Salud, adicionalmente, otro cuerpo legal de interés en la materia que ocupa a este trabajo es la Ley de Obras Públicas.

Adicionalmente, el artículo 115 constitucional señala las bases del establecimiento del Municipio Libre. La fracción III indica los servicios públicos que están a cargo de los municipios y, en primer lugar, se mencionan los sistemas de agua potable y alcantarillado. A partir de esta norma, los municipios son los responsables de la operación de los sistemas de tratamiento de aguas residuales como parte de su infraestructura de alcantarillado.

6.2 Ley Federal de Protección al Ambiente.

En el año de 1971 se expidió la Ley Federal para Prevenir y Controlar la Contaminación Ambiental, que fue el primer intento, a nivel nacional de establecer un marco legal para proteger al ambiente. El 30 de diciembre de 1981 se expidió la Ley Federal de Protección al Medio Ambiente, la cual abrogó a la ley anterior. Cabe mencionar que en 1983 se reformaron, adicionaron y derogaron diversas disposiciones de esta Ley.

Esta Ley tiene por objeto "establecer las normas para la conservación, protección, preservación, mejoramiento y restauración del medio ambiente, de los recursos que lo integran y para la prevención y control sobre los contaminantes y las causas reales que los originan".

Asimismo, en su capítulo tercero, artículo 21, esta Ley indica, que para la protección de las aguas: "Se prohíbe descargar, sin un previo tratamiento, en las redes colectoras, ríos, cuencas, cauces, aguas marinas y demás depósitos o corrientes de agua o infiltrar en terrenos, aguas residuales que contengan contaminantes, desechos, materias radioactivas y cualquier otra sustancia dañina a la salud de las personas, a la flora, a la fauna o a los bienes. La Secretaría de Desarrollo Urbano y Ecología, en coordinación con las de Agricultura y Recursos Hidráulicos y la de Salud dictará las normas para el uso o aprovechamiento de las aguas residuales...".

En su artículo 22, esta Ley establece: "Las aguas residuales provenientes de usos públicos, domésticos, industriales o agropecuarios que se descarguen en los sistemas de alcantarillado de las poblaciones o en las cuencas, ríos, cauces, vasos y demás depósitos o corrientes, así como los que por cualquier medio se infiltren en el subsuelo y en general las que se derramen en los suelos, deberán reunir las condiciones necesarias para prevenir:

- A. Contaminación de los cuerpos receptores;
- B. Interferencias en los procesos de depuración de las aguas,

y

C. Transtornos, impedimentos o alteracioness en los correctos aprovechamientos, o en el funcionamiento adecuado de los sistemas y en la capacidad hidráulica en las cuencas, cauces, vasos, mantos acuíferos y demás depósitos de propiedad nacional, así como de los sistemas de alcantarillado.

Para proveer, en la esfera administrativa, a la observancia de la Ley, en 1973 se expidió el Reglamento para la Prevención y Control de la Contaminación de Aguas. Este Reglamento sigue vigente en tanto no se expidan los reglamentos correspondientes a la Ley Federal de Protección al ambiente.

6.3 Ley Federal de Aguas.

La Ley Federal de Aguas se expidió en 1971 con el fin de reglamentar los párrafos quinto y sexto del artículo 27 constitucional. En su artículo 16 se establece que compete al Ejecutivo Federal "suspender todos aquellos aprovechamientos, obras y actividades que dañen los recursos hidráulicos nacionales o afecten el equilibrio ecológico de una región..." y en su artículo 17 postula que compete a la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos la facultad de regular la explotación, uso o aprovechamiento de aguas residuales y las condiciones en en que se hayan de arrojar en las redes colectoras, cuencas, cauces, vasos y demás depósitos y corrientes de agua, así como su infiltración, procurando evitar, en todo caso, la contaminación que ponga en peligro los sistemas ecológicos.

A partir de este ordenamiento, el Gobierno Federal puede fijar medidas y límites de calidad para el reúso de las aguas residuales. Aunque, en todo caso, los aspectos sanitarios y de protección al ambiente están mejor sustentados en la Ley Federal de Protección al Ambiente y en la Ley General de Salud.

6.4 Ley General de Salud.

La Ley General de Salud fue expedida en 1983 y deroga al Código Sanitario de los Estados Unidos Mexicanos. En su artículo tercero se establece que es materia de salubridad general: "la prevención y el control de los efectos nocivos de los factores ambientales en la salud del hombre", por ello se cuenta con un capítulo destinado a los efectos del ambiente en la salud.

El artículo 118 menciona que corresponde a la Secretaría de Salud:

- I. Determinar los valores de concentración máximas permisibles para el ser humano de contaminantes en el ambiente'
- II. Emitir las normas técnicas a que deberá sujetarse el tratamiento del agua para uso y consumo humano;
- III. Establecer criterios sanitarios para el uso, tratamiento y disposición de aguas residuales para evitar riesgos y daños a la salud pública.

Hasta septiembre de 1987, la Secretaría de Salud no ha publicado los valores de concentración de contaminantes ni los criterios sanitarios para el uso y disposición de aguas residuales.

6.5 Ley de Obras Públicas.

La Ley de Obras Públicas, aunque tiene por objeto regular el gasto y las acciones relativas a la obra pública, menciona en su artículo 13 que "en la planeación de cada obra las dependencias y entidades deberán prever y considerar, según el caso, los efectos y consecuencias sobre las condiciones ambientales. Cuando éstas pudieran deteriorarse, los proyectos deberán incluir, si ello fuere posible, lo necesario para que se preservan o restauren las condiciones ambientales y los procesos ecológicos".

De acuerdo con esta Ley, debe esperarse que cualquier obra pública que pueda causar contaminación del agua, necesariamente deberá tener prevista la construcción de una planta de tratamiento.

6.6 Reglamento del Servicio de Agua y Drenaje para el Distrito Federal.

Las disposiciones de este Reglamento son de orden público e interés general y social, y tienen por objeto regular los servicios de agua potable, tratamiento de aguas, drenaje y alcantarillado del Distrito Federal.

El gobierno Federal inició en el año de 1969 los primeros estudios para llevar a cabo el saneamiento del recurso hidráulico del país, siendo la Secretaría de Recursos Hidráulicos la encargada de realizar esta labor a través del Departamento de Prevención de la Contaminación.

El desarrollo de las actividades de saneamiento se intensificaron con la creación de la Dirección General de Usos del Agua y Prevención de la Contaminación en la propia Secretaría de Recursos Hidráulicos en el año de 1970, mismas que se ven complementadas por las actividades desarrolladas por la Subsecretaría de Mejoramiento del Ambiente creada en el mismo año en el seno de la Secretaría de Salubridad y Asistencia.

En el año de 1983 con la creación de la Secretaría de Desarrollo Urbano y Ecología, se transfieren las funciones de saneamiento a la misma, desapareciendo la Dirección General de Usos del Agua y Prevención de la Contaminación.

Con la creación de la Comisión Nacional del Agua como órgano desconcentrado de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, tanto dicha Comisión como la SEDUE y la SS, se establecen como las entidades normativas en lo correspondiente a la calidad de las aguas.

6.7 Ley Federal de Derechos en Materia de Agua.

El cobro de derechos por aguas residuales, previsto por la Ley Federal de Derechos en Materia de Agua y que entró en vigor el 10. de octubre de 1991 y tiene como objetivo fundamental el preservar la calidad de las aguas nacionales así como el de impulsar la construcción de la infraestructura hidráulica, principalmente la referente a plantas de tratamiento de aguas residuales puesto que los ingresos que se obtengan por el cobro de estos derechos se destinarán básicamente a cubrir sus gastos de operación, conservación inversión y financiamiento.

Esta disposición establece que se debe pagar el derecho por uso o aprovechamiento de bienes del dominio público de la Nación, tales como cuerpos receptores de las descargas de aguas residuales y que quienes descarguen en forma permanente, intermitente o fortuita aguas residuales con concentraciones de contaminantes por arriba de las permisibles conforme, a la normatividad vigente, en depósitos o corrientes de agua. De acuerdo con esto, en México se cobrará cuando los contaminantes en el efluente excedan la Norma fijada por la Lev: 300 miligramos de DQO (Demanda Química de Oxígeno) por litro y 30 miligramos de SST (Sólidos suspendidos Totales) por litro -aunque en realidad estos índices son menores que los que se aplican en otros países-.

En el cobro de estos derechos se considera que los cuerpos de agua son propiedad de la Nación y, por tanto, se debe compensar el deterioro que se provoca al contaminarlos, ya que éstos requieren de distintos tipos de acciones para su tratamiento y saneamiento, algunas muy costosas. En consecuencia, se considera justo que quienes hayan ocasionado el daño, contribuyan a financiar su reparación. De esta manera, la aportación económica de cada usuario será proporcional al volumen de las descargas de aguas residuales que realice, al contenido de contaminantes que éstos incluyan y a la zona geográfica donde se realice la descarga pues generan mayores costos y problemas las descargas efectuadas en zonas con acuíferos sobreexplotados que en zonas con abundancia de agua. Así, las empresas que demuestren que someten a sus aguas residuales a tratamiento y que por lo

tanto el grado de contaminación de sus descargas es menor a los límites establecidos por la Ley, no pagarán este derecho. Además, un artículo transitorio de la misma, exime del pago de derechos por 12 meses a las empresas que demuestren encontrarse en vías de instalar equipos para el tratamiento de sus descargas.

Por otro lado, se puede agregar que para la formulación de este nuevo derecho se analizaron las experiencias de otros países como los Estados Unidos de Norteamérica, Alemania, Francia, Holanda, España y Japón y también se tomaron en cuenta los índices elaborados a este respecto por la Organización Mundial de la Salud. Así fue como se concluyó que los parámetros de evaluación de la contaminación más generalizados son los ya mencionados anteriormente. Al seleccionar los parámetros aplicables a México se buscó que su cálculo fuera simple pero a la vez lo suficientemente representativos con el fin de que los usuarios puedan utilizarlos en forma fácil y rápida ya que los derechos serán autodeclarables.

6.8 Normas Técnicas Ecológicas Correspondientes.

Las Normas Técnicas Ecológicas correspondientes a las descargas en cuerpos de agua fijadas por la Secretaría de Desarrollo Urbano y Ecología (SEDUE), dependiendo del tipo de industria y de los parámetros clásicos se resumen en el siguiente cuadro. Es conveniente mencionar que dichas normas se

encuentran publicadas en la Gaceta Ecológica de Agosto de 1989, Volumen I, Número 2, en las cuales pueden consultarse el resto de los parámetros sancionados.

NORMA NTE-CCA	TIPO DE INDUSTRIA	pH	SST mg/l	GRASAS Y ACEITES	DBO mg/l	DQO mg/l
1.	Central Termoeléctrica	6-9	100	15		
2.	Azúcar de Caña	6-9		20	60	100
3.	Petroquímica Básica	6-9	70	40	60	
4.	Fábrica de Fertilizantes	6-9	30			
5.	Industria de Plásticos	6-9	70	20	100	300
6.	Fábrica de Harinas	6-9	200		200	400
7.	Industria de Cerveza	6-9	200	30	200	
8.	Fábrica de Asbestos	6-9	60	10	60	100
9.	Industria de la Leche	6-9	100		100	
10.	Industria Vidrio Plano	6-9	40	70	10	
11.	Ind. Vidrio Soplado	6-9	30	10		
12.	Fábrica Caucho Sintético	6-9	60	10	50	250
13.	Ind. del Hierro y Acero	6-9	30	50		
14.	Industria Textil	6-9	50		100	
15.	Ind. de Celulosa y Papel	6-9	200	50	200	
16.	Ind. Bebidas Gaseosas	6-9	50	30	50	
17.	Ind. Acabados Metálicos	6-9	50	10		
18.	Laminación de cobre	6-9	30	10		
19.	Impregnación de Prods de Aserradero	6-9	150	100	200	
20.	Asbestos	6-9	30		30	
21.	Curtido y acabado de Piel	6-9	250	50	250	
22.	Matanza de animales	6-9	125	10	75	
23.	Conservas alimenticias	6-9	150	10	150	
24.	Papel de Celulosa Virgen	6-9	125	30	125	
25.	Papel de Cel. Reciclada	6-9	200	50	200	

de aguas residuales tratadas.

Tabla 6.1 Consideraciones de la salud de acuerdo al tipo de reuso (Montgomery, 1985).

TIPO DE REUSO	CONSIDERACIONES DE SALUD	MEDIDAS DE MITIGACION
Agricultura	Contaminacion de siembra con patogenos.	Tratamiento adecuado, eliminar contacto directo del agua residual con siembra para alimento.
	Contaminacion directa de trabajadores.	Educar a los trabajadores acerca de adecuada higiene personal, proporcionar instalaciones sanitarias adecuadas
	Contaminacion del publico via aerosoles.	Adecuado tratamiento, zonas de amortiguamiento y colocar
	Contaminacion de animales que pastan en pastizales irrigados con aguas residuales.	Tratamiento adecuado.
	Contaminacion de peces o estanques de peces.	Tratamiento adecuado y control de huesped intermedio.
Industrial	Conecciones cruzadas de agua potable y agua residual dentro de una planta y con linea principal de agua potable	Adecuado tratamiento, lineas codificadas con color, <u>brecha de aire</u> , o mecanismo de prevencion de flujo de retorno aceptable de linea de agua potable que entra a la planta.
	Si el agua residual se usa como agua de proceso, contaminacion potencial de productos alimenticios y trabajadores.	Tratamiento adecuado.
Recreacional	Infecciones entericas relacionadas con el agua, e infecciones en oido, ojo y nariz.	Tratamiento adecuado, restringir el contacto con el cuerpo
	Ingestion de productos quimicos o irritaciones de piel y ojos debido a residuos quimicos industriales.	Reducir o eliminar descargas industriales, restringir el contacto directo con el cuerpo.
Recarga subterranea	Contaminacion del acuífero subterraneo utilizado como fuente de abastecimiento de agua	Adecuado tratamiento, adecuada dilucion dentro del acuífero.
Municipal no potable	Conecciones cruzadas de lineas de agua potable y lineas de agua regenerada.	Tratamiento adecuado, lineas con codigos de color, dar la distancia, de separacion entre las lineas.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

1. Aguirre J. (1981). "Role of the Mexican State and Federal Governments." En D'itri y Aguirre (Ed). Municipal Wastewater in Agriculture. Academic Press, Inc., New York, EUA., PP 10-11.
2. American Public Health Association Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater (1989). 17th edition, pp 9-155 - 9-181.
3. Aieta, E.M. et al (1980), "Comparison of Chlorine Dioxide and Chlorine in Wastewater Disinfection." Journal WPCF. 52 (4), pp 810-822.
4. Asano, T. et al (1992), "Evaluation of the California Wastewater Reclamation Criteria Using Virus Monitoring Data." Wat. Sci. Tech. 26 (7-8), pp 1513-1524.
5. Benéfield L. (1980). Biological Process Design for Wastewater Treatment. Prentice-Hall, New York, EUA.
6. Berg G. (1965). Transmission of Viruses by the Water Route. Intersciences Publishers, Cincinnati, Ohio, EUA., pp 355-360.
7. Berg G. (1978), "Microbiology-Detection, Occurrence and Removal of Viruses." Journal WPCF, pp 1395-1402.
8. Bertucci, J. et al (1977)¹, "Microbiology-Detection, Occurrence and Removal of Viruses." Journal WPCF, pp 1642-1651.
9. Boardman G. et al (1987) "Detection and Occurrence of Waterborne Bacterial and Viral Pathogens." Journal WPCF, 59 (6), pp 625-633.
10. Crook J. (1988), "Health and Regulatory Considerations." En Stuart y Asano (Ed). Irrigation with Reclaimed Municipal Wastewater -A Guidance Manual. Lewis Publishers, Michigan, EUA, pp 10.12-10.13.
11. Cuellar-Chavez (1981), "Research Needs in Mexico." En D'itri (Ed). Municipal Wastewater in Reuse. Academic Press, New York, EUA., p 473.
12. Dryen F. et al (1979), "Virus Removal in Advanced Wastewater Treatment Systems." Journal WPCF. 51 (8), pp 2098-2109.
13. Emde K., R. Finch (1991), "Detection and Occurrence of Waterborne Bacterial and Virus Pathogens." Research Journal WPCF. 63 (4), pp 730-735.

14. Feachem R. (1983). Sanitation and Disease. World Bank Studies in Water Supply and Sanitation 3. (Ed). John Wiley and Sons. pp 60-62, 139-144.
15. Fenters J. et al (1979), "Inactivation of Viruses by Digested Sludge Components." Journal WPCF. 51 (4), pp 689-694.
16. Gerba G. et al (1977), "Disinfection of Wastewater by Photodynamic Oxidation." Journal WPCF., pp 575-583.
17. Glynn H (1989). Environmental Science and Engineering. Prentice-Hall, Inc., New Jersey, EUA. pp 432-435.
18. Goyal S. et al (1978), "Prevalence of Human Enteric Viruses in Coastal Canal Communities." Journal WPCF. pp 2247-2254.
19. Gross M., D. Mitchell (1990), "Viral Removal by Sand Filtration of Septic Tank Effluent." Journal of Environmental Engineering. 116 (4), pp 711-719.
20. Havelaar A., Th. Nieuwstad (1985), "Bacteriophages and Fecal Bacteria as Indicators of Chlorination Efficiency of Biologically Treated Wastewater." Journal WPCF. 57 (11), pp 1084-1088.
21. Heath R., F. Trainer (1968). Introduction to Groundwater Hydrology. John Wiley and Sons, New York, EUA.
22. Hrudey S. (1981), "Water Reclamation and Reuse." Journal WPCF. 53 (6), pp 751-765.
23. IAWPRC Study Group (1991) "Health Related Water Microbiology." Wat. Res. 25 (5), pp 529-545.
24. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA). (1990), "Detección de Bacteriófagos en Aguas Subterráneas.", pp 1-14.
25. Janson J. et al (1989), "Survival of Viruses in Groundwater." Wat. Res. 23 (3), pp 301-316.
26. Janson J. et al (1989), "Movement of Viruses After Artificial Recharge." Wat. Res. 25 (3), pp 293-299.
27. Lee K. et al (1989), "Destruction of Enteric Bacteria and Viruses During Two-Phase Digestion." Journal WPCF. 61 (8), pp 1421-1429.
28. Lee S. et al (1985), "Detection and Occurrence of Waterborne Bacterial and Viral Pathogens." Journal WPCF. 57 (6), pp 742-747.

29. Longley K. et al (1980), "Comparison of Chlorine and Chlorine Dioxide as Disinfectants." Journal WPCF. 52 (8), pp 2098-2105.
30. Lucero B. (1992), Informe Final del Proyecto "Estudio de Investigación Aplicada Relacionado con la Evaluación Técnica de Filtros Rociadores Construidos en México." Sección de Ingeniería Ambiental DEPFI/OPS. pp 10-14.
31. Martin J. et al (1990), "Reduction of Enteric Microorganism During Anaerobic Sludge Digestion." Wat. Res. 4 (11), pp 1377-1385.
32. McJunkin R. (1986). Agua y Salud Humana. OMS/OPS (Ed). Limusa, Mexico D.F., Mexico, pp 141-159.
33. Metcalf & Eddy Inc. y G. Tchobanoglous (Ed), (1991). Wastewater Engineering: Treatment, Disposal and Reuse. McGraw Hill, 3rd. Edition.
34. Moeller G. et al (1992) "Identificación de Parásitos en la Fracción Sólida de las Aguas Residuales de una Planta de Tratamiento de Agua." VIII Congreso Nacional de Ingeniería Ambiental. Morelos, México.
35. Montgomery J. (1985). Water Treatment Principles and Design. John Wiley, New York, EUA.
36. Moore B. et al (1981), "Viral Transport to Groundwater at a Wastewater Land Application 'Site.'" Journal WPCF. 53 (10), pp 1492-1501.
37. Omura T. et al (1989), "Removal Efficiencies of Indicator Micro-Organisms in Sewage Treatment Plants." Wat. Sci. Tech. 21 (3), pp 119-124.
38. Palmateer G. et al (1991), "Coliphage and Bacteriophage as Indicators of Recreational Water Quality." Wat. Res. 25 (3), pp 355-357.
39. Pelczar M. et al (1982). Microbiología. Edición Española. McGraw-Hill, Co., EUA., pp 329-359.
40. Preston D. et al (1989), "Removal of Viruses from Tapwater by Fiberglass Filters Modified with a Combination of Cationic Polymers." Wat. Sci. Tech. 21 (3), pp 93-98.
41. Qalls R. et al (1989), "Evaluation of the Efficiency of Ultraviolet Disinfection System." Wat. Res. 23 (3), pp 317-325.

42. Qasim S (1985). Wastewater Treatment Plants. Holt, Rinehart and Winston, New York, EUA., pp 379-399.
43. Ramalho R. (1991). Tratamiento de Aguas Negras. Edición Española, Reverté, Barcelona, España, pp 411-530.
44. Rose J. et al (1989), "Giardia and Virus Monitoring of Sewage Effluent in the State of Arizona." Wat. Sci. Tech. 21 (3), pp 43-47.
45. Rose J. et al (1987), "Occurrence of Rotavirus and Enteroviruses in Recreational Waters of Oak Creek, Arizona." Wat. Res. 21 (11), pp 1375-1381.
46. Roy D., M. Tittlebaum (1982), "Microbiology: Detection, Occurrence and Removal of Viruses." Journal WPCF. 54 (6), pp 984-986.
47. Sanders D. et al (1979), "Fate of Poliovirus During Anaerobic Digestion." Journal WPCF. 51 (2), pp 333-343.
48. Scheurman P. et al (1991), "Laboratory Studies of Virus Survival During Aerobic and Anaerobic Digestion of Sewage Sludge." Wat. Res. 25 (3), pp 241-245.
49. Shroder L. et al (1988), "The Influence an Urban Environment in the Chemical Composition of Precipitation." En Averett R. y McKnight D. (Ed). Chemical Quality of Water and Hydrologic Cycle. Lewis Publishers, Inc., Chelsea, Michigan, EUA., pp 39-52.
50. Tani N. et al (1992), "Enteric Virus Levels in River Water." Wat. Res. 26 (1), 45-48.
51. Veselind P. (1988). Sludge Management & Disposal -for the Practicing Engineer. Lewis Publishers, Inc. EUA, pp 67 y 181.
52. Walter R. et al (1989), "Virus Levels in River Waters." Wat. Res. 23 (2), pp 133-138.

CAPITULO 4

TRATAMIENTO PRELIMINAR

El objeto del tratamiento preliminar consiste en separar de las aguas negras aquellos constituyentes que pudiesen obstruir o dañar las bombas, o interferir con los procesos subsecuentes del tratamiento. Por lo tanto, los dispositivos para el tratamiento preliminar se diseñan para:

- 1) Separar o disminuir el tamaño de los sólidos orgánicos grandes que flotan o están suspendidos. Estos sólidos consisten generalmente en trozos de madera, telas, papel, basura, junto con algo de materia fecal.
- 2) Separar los sólidos inorgánicos pesados, como la arena, la grava e incluso objetos metálicos; a todo lo cual se llama arena.
- 3) Separar cantidades excesivas de aceites y grasas.

Para lograr estos propósitos se usa un equipo muy variado.

Rejas y cribas de barras

Están formadas por barras usualmente espaciadas desde 2 hasta 15 centímetros. Generalmente tienen claros de 2.5 a 5 cm. Aunque algunas veces se usan las rejas grandes en posición vertical, la regla general es que deben instalarse con un ángulo de 45 a 60 grados con la vertical. Lo limpian manualmente o por medio de rastrillos automáticos. Se recomienda que las rejas que se limpien a mano, salvo las que se empleen extemporáneamente, se instalen dando una inclinación de 30 a 45 grados con la vertical. Los sólidos separados por estos utensilios, se eliminarán enterrándolos o incinerándolos, o se reducen de tamaño con trituradoras o desmenuzadoras y se reintegran a las aguas negras.

Cribas finas

Las cribas con aberturas de 3 mm. o menos, también han sido usadas en el tratamiento de aguas negras. Se clasifican en cribas de banda, de disco y de tambor; y se mencionan aquí porque hay algunas que funcionan en las plantas de tratamiento del Estado de Nueva York. Se usan generalmente en el tratamiento de muchos tipos de desechos industriales, pero no se consideran adecuadas para el tratamiento de aguas negras, salvo en casos excepcionales, debido a las restringidas aplicaciones que tienen.

Desmenzadores

Los molinos, cortadoras y trituradoras, son dispositivos que sirven para romper o cortar los sólidos hasta un tamaño tal que permita que sean reintegrados a las aguas negras sin peligro de obstruir las bombas o las tuberías, o afectar los sistemas de tratamientos posteriores. Pueden disponerse aparte para triturar los sólidos que separan las cribas, o pueden ser combinaciones de cribas y cortadoras que se instalen dentro del canal por donde fluyan las aguas negras, de manera que se logre su objeto sin necesidad de separar los sólidos de las aguas negras. Estos últimos dispositivos los construyen muchos fabricantes amparados con diversas marcas comerciales, y en la mayoría de los casos, son en hojas dentadas o afiladas, fijas o móviles, que actúan de continuo para reducir los sólidos a un tamaño tal que puedan pasar a través de cribas o rejas que tienen aberturas de unos 6 mm. Algunos de estos aparatos están diseñados para operar como bombas de poca succión.

Desarenadores

Las aguas negras contienen, por lo general, cantidades relativamente grandes de sólidos inorgánicos como arena, cenizas y grava, a los que generalmente se les llama *arena*. La cantidad es muy variable y depende de muchos factores; pero principalmente de si el alcantarillado colector es del tipo sanitario o combinado. Las arenas pueden dañar a las bombas por abrasión y causar serias dificultades operatorias en los tanques de sedimentación y en la digestión de los lodos por acumularse alrededor de las salidas causando obstrucciones. Por esta razón es práctica común eliminar este material por medio de las cámaras desarenadoras. Estas se localizan antes de las bombas o de los desmenzadores y, si su limpieza se lleva a cabo mecánicamente como se describe después, deben ser precedidas por cribas de barras y rastrillos gruesos. Los desarenadores se diseñan generalmente en forma de grandes canales. En estos canales la velocidad disminuye lo suficiente para que se depositen los sólidos inorgánicos pesados manteniéndose en suspensión el material orgánico. Los desarenadores de canal deben diseñarse de manera que la velocidad se pueda controlar para que se acerque lo más posible a 30 cm. por segundo. El tiempo de retención debe basarse en el tamaño de las partículas que deben separarse y generalmente varía de 20 segundos a un minuto. Esto último se logra instalando varios desarenadores para que el flujo se ajuste en ellos mediante vertederos proporcionales colocados al final de cada canal o mediante otros dispositivos que permitan regular la velocidad del flujo. Hay también desarenadores patentados. Una reciente innovación consiste en inyectar aire a una altura de un metro o más del fondo de una unidad del tipo de depósito. La acción revolovedora del aire mantiene en suspensión a la materia orgánica más ligera y deja que las arenas queden relativamente libres de materia orgánica y que se depositen en la zona no agitada que queda bajo la de difusión del aire.

Limpieza. Los desarenadores se diseñan para ser limpiados a mano o mecánicamente. Cuando se limpian manualmente, se provee generalmente espacio para el almacenamiento de las arenas depositadas. Los desarenadores para plantas de tratamiento de desechos provenientes de alcantarillado combinado, deben tener al menos dos unidades que se limpien manualmente o una unidad de limpieza mecánica provista de una derivación auxiliar. Se recomienda el uso de las unidades de limpieza mecánica. En las pequeñas plantas de tratamiento que dan servicio a sistemas de alcantarillado sanitario son aceptables los desarenadores simples de limpieza manual con derivación auxiliar. También son aceptables los desarenadores que no sean de canal, siempre que estén provistos de controles adecuados y adaptables para agitar y/o que tengan dispositivos para el suministro de aire, además de equipo para eliminar las arenas.

Se puede disponer de cierta variedad de unidades de limpieza mecánica que eliminan las arenas mediante rastrillos o cangilones estando en operación normal el desarenador. Estas unidades requieren mucho menor espacio para el almacenamiento de las arenas que las unidades de operación manual.

Lavado de las arenas. Las arenas siempre contienen algo de materia orgánica que se descompone y da origen a olores. Para que se facilite la eliminación económica de las arenas sin causar molestias, la materia orgánica se lava a veces de las arenas y se regresa a las aguas negras. Hay equipo especial disponible para el lavado de las arenas. En el equipo accionado mecánicamente se pueden lavar las arenas a medida que se retiran del desarenador.

Cantidad de arenas. Esta cantidad depende del tipo de sistema de alcantarillado tributario, del estado de sus líneas y de otros factores. Las aguas negras estrictamente domésticas que se colectan en alcantarillas bien construidas contendrán muy pocas arenas, mientras que las aguas negras combinadas arrastrarán grandes volúmenes de arena alcanzando su máximo en épocas de fuertes temporales. Por regla general puede esperarse un volumen de arenas de 7 a 30 litros por cada 1,000 metros cúbicos (1.0 a 4.0 cu. ft. por millón de galones),

Operación. Los desarenadores de limpieza manual que se usen con aguas negras combinadas, deben limpiarse después de cada temporal fuerte. En condiciones normales de trabajo, estos desarenadores deben limpiarse cuando las arenas depositadas llenen un 50 a 60 por ciento del espacio de almacenamiento. Esto debe vigilarse cuando menos cada diez días.

Cuando se usen unidades de limpieza mecánica, deben limpiarse a intervalos regulares, para evitar una carga indebida sobre el mecanismo limpiador. Deben observarse estrictamente las recomendaciones del fabricante. Esto, junto con la experiencia, determinará la frecuencia de la limpieza.

Un marcado olor de las arenas significa que se está depositando demasiada materia orgánica en el desarenador. Si los lodos del tanque de sedimentación son excesivamente ricos en materia inorgánica,

o si es demasiado grande la carga en las bombas, en los desmenuzadores, en los colectores de lodos o en otro equipo, la razón más probable será un funcionamiento deficiente del desarenador y debe llevarse a cabo un estudio de dicha unidad.

Eliminación del material retenido en las rejillas y el desarenador.
El material retenido en las rejillas o cribas se descompone rápidamente produciendo olores desagradables. Este material debe recolectarse en botes cubiertos, junto a las cribas, y retirarse diariamente o con mayor frecuencia para enterrarse, incinerarse o pasarlo a los desmenuzadores. Las paredes y plataformas de la cámara de cribado y la criba misma, deben limpiarse con chorros de manguera y mantenerse limpios. Las arenas que contengan mucha materia orgánica pueden enterrarse para impedir las molestias del olor.

Tanques de preaeración

A veces se procura una preaeración de las aguas negras, es decir, una aeración antes del tratamiento primario, para lograr lo siguiente:

- 1) Obtener una mayor eliminación de sólidos suspendidos, en los tanques de sedimentación.
- 2) Ayudar a la eliminación de grasas y aceites que arrastren las aguas negras.
- 3) Refrescar las aguas negras sépticas antes de llevar a cabo el tratamiento.
- 4) Disminuir la DBO.

La preaeración se logra introduciendo aire en las aguas negras durante un período de 20 a 30 minutos a la velocidad que se determine. Esto puede llevarse a cabo forzando el paso de aire comprimido a través de las aguas negras, generalmente a razón de 0.75 litros de aire por litro de aguas negras (0.10 cu. ft. por galón), cuando la operación dura 30 minutos, o por agitación mecánica para agitar las aguas negras de manera que se pongan continuamente en contacto con la atmósfera nuevas superficies que absorban el aire. Para garantizar una agitación adecuada, cuando se inyecta aire comprimido a través de las aguas negras, el aire se suministra generalmente a razón de 100 a 400 litros por minuto y por metro lineal de tanque o de canal (1.0 a 4.0 pies cúbicos por minuto y por pie lineal). Cuando el aire que se usa para la agitación mecánica (ya sea empleando productos químicos o no), se emplea también para el propósito adicional de disminuir aún más la DBO, el tiempo de retención debe ser de 45 minutos, cuando menos, al gasto especificado. La agitación de las aguas negras en presencia de aire, tiende a aglomerar o flocular los sólidos suspendidos más ligeros, formándose masas más pesadas que se asientan más rápidamente en los tanques de sedimentación. También contribuye a la separación de la grasa o el aceite de las aguas negras y sus sólidos llevándolos a la superficie. Por la adición de aire, se res-

tauran también las condiciones aerobias en las aguas negras sépticas, favoreciendo el tratamiento subsecuente.

Los dispositivos y el equipo que se usan para introducir aire a las aguas negras son los mismos, o similares a los que se usan en el proceso de lodos activados, que se describen bajo el epígrafe mencionado en el capítulo 6.

CAPITULO 5

TRATAMIENTO PRIMARIO

Los dispositivos que se usan en el tratamiento primario, están diseñados para retirar de las aguas negras los sólidos orgánicos e inorgánicos sedimentables, mediante el proceso físico de sedimentación. Esto se lleva a cabo reduciendo la velocidad del flujo. Las alcantarillas se construyen para mantener una velocidad de unos 60 cm. por segundo, la cual es apropiada para arrastrar con las aguas negras todos los sólidos y prevenir que se depositen en las líneas del alcantarillado. En el tratamiento preliminar se disminuye esta velocidad hasta unos 30 cm. por segundo, durante un corto lapso de tiempo, durante el cual se depositan como arenas los sólidos inorgánicos más pesados. En el tratamiento primario la velocidad de flujo se reduce hasta uno o dos cm. por segundo en un tanque de asentamiento o sedimentación, durante el tiempo suficiente, para dejar que se depositen la mayor parte de los sólidos sedimentables, que son principalmente orgánicos, separándose de la corriente de aguas negras.

Los principales dispositivos para el tratamiento primario son los tanques de sedimentación, algunos de los cuales tienen también la función adicional de servir para la descomposición de los sólidos orgánicos sedimentados, lo cual se conoce como digestión de los lodos. Son diversos los tipos de tanques que se usan en este proceso.

Tanques sépticos

El tanque séptico fue uno de los más antiguos dispositivos de tratamiento primario que se usaron. Está diseñado para mantener a las aguas negras a una velocidad muy baja y bajo condiciones anaerobias, por un período de 12 a 24 horas, durante el cual se efectúa una gran eliminación de sólidos sedimentables. Estos sólidos se descomponen en el fondo del tanque, produciéndose gases que arrastran a los sólidos y los obligan a subir a la superficie, permaneciendo como una nata o capa hasta que escapa el gas y vuelven a sedimentarse. Esta continua flotación y subsecuente sedimentación de los sólidos los lleva con la corriente de aguas negras hasta la salida, por lo que eventualmente salen algunos sólidos con el efluente, frustrando así parcialmente el propósito del tanque. Debido a los largos períodos de retención y a la mezcla con los sólidos en descomposición, las aguas negras salen del tanque en una condición séptica que dificulta el tratamiento secundario.

Los tanques sépticos ya no se usan, excepto en instalaciones muy pequeñas. Sin embargo, se emplean comúnmente en residencias aisladas.

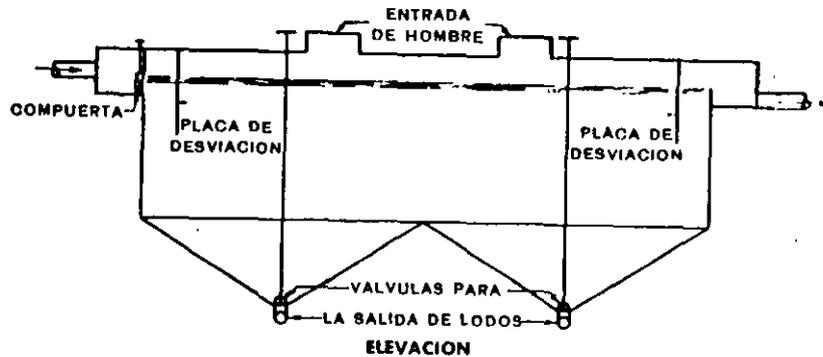
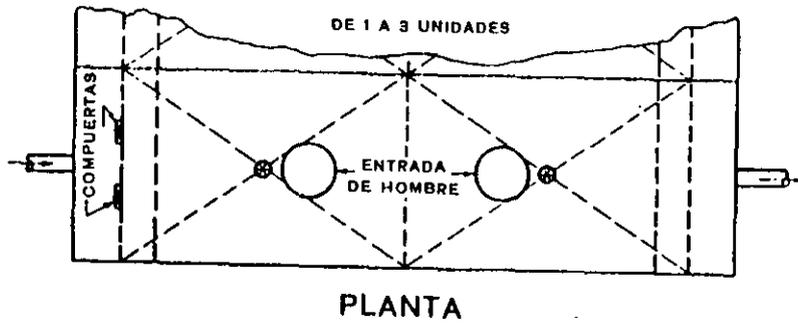


FIGURA 5. TANQUE SEPTICO

das, en pequeñas instituciones o escuelas, donde puede disponerse del efluente del tanque por el método subsuperficial o cuando el factor de dilución en aguas receptoras es muy alto. En estas condiciones, tienen la ventaja de requerir una atención mínima, bastando solamente una limpieza ocasional de lodos y natas.

Tanques de doble acción

Estos tanques se idearon para corregir los dos defectos principales del tanque séptico, en la forma siguiente:

- 1) Impedir que los sólidos que se han separado de las aguas negras se mezclen nuevamente con ellas, permitiendo la retención de estos sólidos para su descomposición en la misma unidad.
- 2) Proporcionar un efluente adaptable a un tratamiento ulterior.

El contacto entre las aguas negras y los lodos que se digieren anaeróbicamente queda prácticamente eliminado y disminuye el período de retención en el tanque.

El Dr. Karl Imhoff fue el primero que diseñó el tanque conocido y profusamente usado tanque de doble acción que se conoce como tanque de Imhoff. Puede ser rectangular o circular, y se divide en tres compartimientos o cámaras, que son: 1) la sección superior que se conoce como cámara de derrame continuo o compartimiento de sedimentación; 2) la sección inferior que se conoce como cámara de digestión de los lodos, y 3) el respiradero y cámara de natas. En la figura 6 se muestra un plano típico y una sección de un tanque de Imhoff. Es deseable que se pueda invertir la dirección del flujo, para evitar el depósito excesivo de sólidos en un solo extremo de la cámara de derrame continuo. Invertiendo el flujo cada mes se logrará que los lodos se acumulen por parejo en todo el fondo del tanque.

Durante la operación, todas las aguas negras fluyen a través del compartimiento superior. Los sólidos se depositan en el fondo de este compartimiento, que tiene pendientes de aproximadamente 1.4 unidades en el sentido vertical para una horizontal, resbalando y pasando por una ranura que hay en el fondo. Una de las partes inclinadas del fondo se prolonga cuando menos unos 15 cm. más allá de la ranura, lo cual hace de trampa que impide que los gases o partículas de lodos en digestión que hay en la sección inferior, se pongan en contacto con las aguas negras que hay en la sección superior. Los gases y partículas ascendentes de lodo son desviados hacia la cámara de natas y respiradero. Esto elimina la principal desventaja del tanque séptico. Las ventilas deben tener una superficie de cuando menos un 20 por ciento de la superficie total del tanque.

Es recomendable iniciar la operación de un tanque de Imhoff en la primavera o a principios del verano, cuando la temperatura en el compartimiento de lodos es lo suficientemente alta para promover una digestión rápida. El sembrar el tanque con lodos en digestión activa, provenientes de un tanque de Imhoff cercano o algún digestor de lodos, podría ser recomendable siempre y cuando se haga en forma conveniente, o si no, debe controlarse el pH en el compartimiento de lodos y mantenerse por encima de 6.8 para prevenir cualquiera condición ácida desfavorable para una digestión adecuada. Esto puede lograrse mediante la adición de lechada de cal, en forma gradual, al influente, o agregando cal en la cámara de natas. Debe tenerse cuidado de no agregar una gran cantidad de cal en un tiempo muy corto, pues la acción repentina de la cal tiende a trastornar la digestión.

Operación del tanque de Imhoff. No habiendo partes mecánicas en un tanque de Imhoff, debe prestarse atención a lo siguiente:

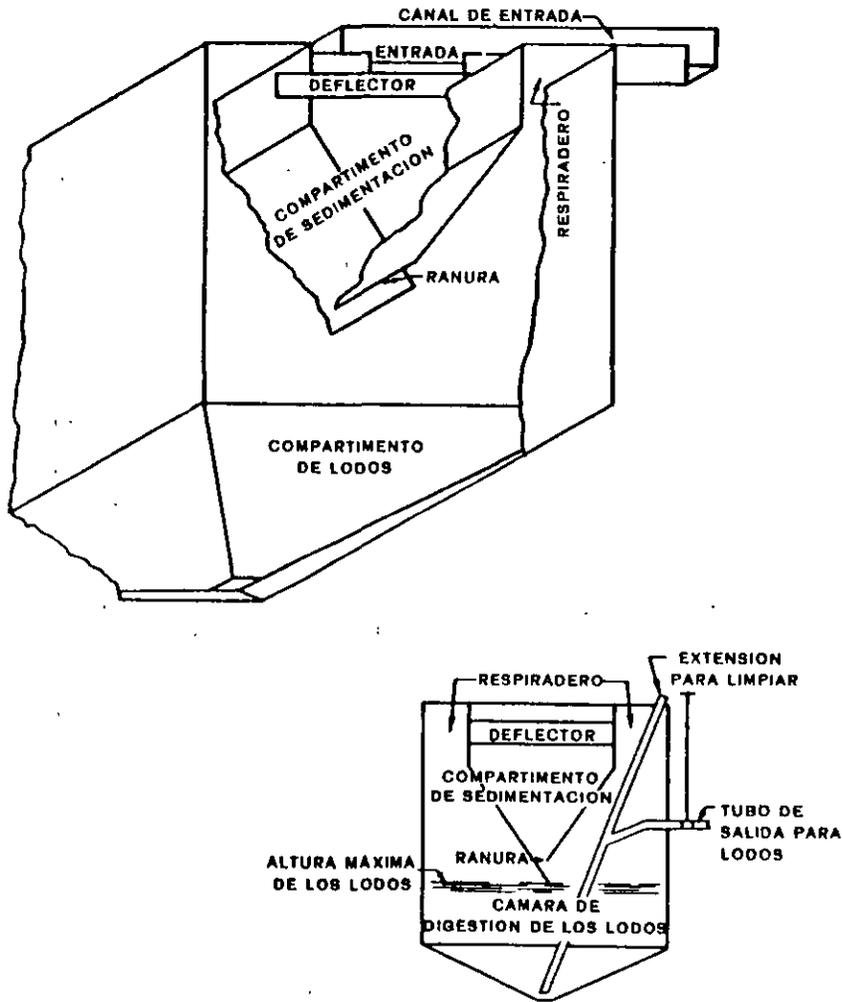


FIGURA 6. TANQUE DE IMHOFF

- a) Eliminar diariamente las grasas, natas y sólidos flotantes, del compartimiento de sedimentación.
- b) Raspar semanalmente los lados y fondos inclinados del compartimiento de sedimentación, con un cepillo de goma, para quitar los sólidos que se hayan adherido y que pueden descomponerse.

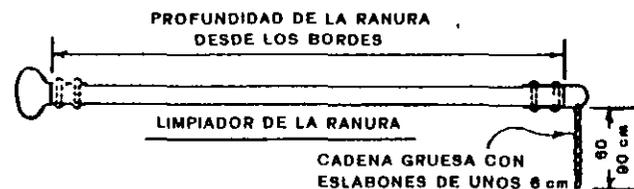
- c) Limpiar semanalmente la ranura del compartimiento de sedimentación. Esto puede hacerse con una rastra de cadena.
- d) Cambiar el sentido del flujo cuando menos una vez al mes, cuando así esté previsto en el diseño del tanque.
- e) Controlar la nata en la cámara de natas, rompiéndola por medio de chorros de mangueras a presión, manteniéndola húmeda con aguas negras del compartimiento de sedimentación y quitándola cuando su espesor llegue a unos 60 ó 90 cm.
- f) La descarga de lodos debe hacerse antes de que su nivel llegue a estar cerca de 45 cm. de distancia de la ranura del compartimiento de sedimentación. Es mejor descargar pequeñas cantidades con frecuencia, que grandes cantidades dejando pasar mucho tiempo. Los lodos deben descargarse a una velocidad moderada y regular para que no se forme un canal a través de los lodos que deje que se descarguen lodos parcialmente digeridos y parte del líquido que haya sobre los lodos digeridos. Antes de que lleguen las temperaturas invernales, deben descargarse casi todos los lodos, con excepción de los que se necesitan para siembra (un 20 por ciento aproximadamente), dejando así el espacio necesario para los que se acumulen durante el invierno, que es cuando la digestión es muy lenta. Cuando menos una vez al mes debe determinarse el nivel a que lleguen los lodos en su compartimiento. Lo mejor y más recomendable es emplear para ello una bomba. El uso del método de la placa o el disco no es generalmente satisfactorio. Los métodos siguientes son los más adecuados para determinar el nivel al que lleguen los lodos:

- 1) Uno de los métodos requiere el uso de una *bomba de jarro* provista de una manguera de hule para la succión, con una pesa en su extremo y con la manguera marcada a intervalos de 60 cm. medidos a partir del extremo que tiene la pesa, hacia la bomba. La manguera se hace descender lentamente a través de la ranura del compartimiento de sedimentación, bombeando constantemente y fijándose al mismo tiempo en la longitud de manguera que se vaya sumergiendo. Cuando se alcanza el nivel de los lodos, la bomba "golpea" antes de que éstos aparezcan, determinándose entonces la longitud de manguera que se haya sumergido.
- 2) También puede usarse la bomba de jarro con un tubo de succión de hule contrapesado por unos 120 cm. de tubería de acero formando parte integral de la línea de succión de bomba. Esta línea de succión puede marcarse y graduarse, como en el caso anterior y puede determinarse el nivel de los lodos de la misma manera, con la sola diferencia de que la línea de succión se sumerge a través del respiradero en lugar de hacerlo a través de la ranura del compartimiento de sedimentación.

- 3) También puede determinarse el nivel de los lodos empleando una placa de hierro o una tabla contrapesada en forma de cuadro de 30 a 45 cm. por lado, amarrada a un alambre o a una cadena que se hace descender por el respiradero. La placa o la tabla se detendrá al llegar a los lodos, determinándose entonces la distancia que existe desde la superficie hasta el nivel de los lodos por medio del alambre o la cadena graduados.
- 4) Cuando lo permitan las condiciones en que estén los respiraderos, puede usarse un utensilio más ligero, que es una modificación del anterior. Este consiste de un aro de alambre, de 30 ó 40 cm. de diámetro, cubierto por un disco de tela de alambre de abertura de 6 mm. Debe emplearse una cadena muy ligera para sostener por tres puntos a este disco.

- g) Después de cada descarga de lodos, las líneas de descarga deben escurrirse y llenarse con agua o con aguas negras, para impedir que los lodos se endurezcan y obturen la tubería.
- h) Prevención de la formación de "Espumas". Debe hacerse todo lo posible para impedir la formación de espumas, debido a que a veces es muy difícil corregir esta situación una vez que se ha presentado. La formación de espumas va asociada generalmente con una condición de acidez en los lodos y puede prevenirse en tales casos, o corregirse mediante un tratamiento con cal, para contrarrestar la acidez de los lodos. Cuando aparezca la formación de espumas es recomendable solicitar la colaboración de un ingeniero sanitario experimentado. Sin embargo, hay unas cuantas medidas sencillas que, en ciertas circunstancias, remedian o mejoran esta situación:

- 1) Generalmente se ayuda a corregir esto usando cal hidratada, la cual se agrega por los respiraderos de los tanques de Imhoff, o por separado en los digestores. El valor del pH en la mezcla de lodos y cal en el compartimento de digestión no debe ser mayor de 7.6
- 2) Algunas veces se mejoran las condiciones retirando el tanque del servicio si es posible durante algunos días, y dejándolo reposar.
- 3) Otras veces es de utilidad agitar por los respiraderos de los tanques de Imhoff, empleando chorros de agua o paletas.
- 4) Cuando se formen espumas en tanques de digestión separados, la línea de desprendimiento de gases debe aislarse o desconectarse hasta que funcione normalmente el tanque, para proteger la línea de gas y el equipo de control de gases contra los sólidos que arrastre la espuma.
- 5) El bajar la temperatura de los lodos en digestores, por separado y durante algunos días, reducirá la actividad en este sentido.



MANGOS DE MADERA A ESCUADRA DE 38 X 38 cm, O DE TUBO DE ACERO DE 1.3 cm DE DIAM CON ASAS DE HIERRO O DE OTRO MATERIAL

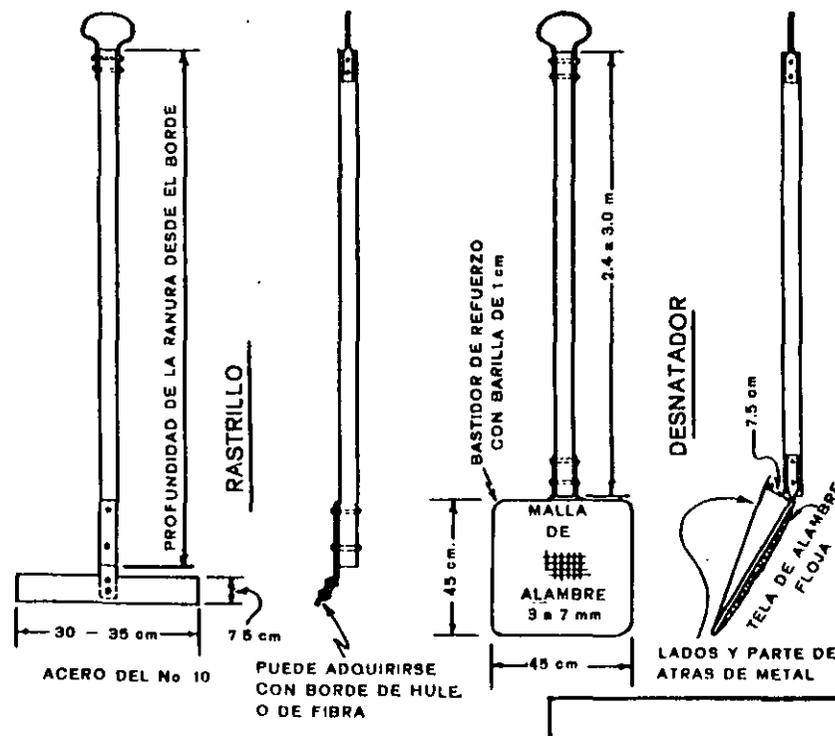


FIGURA 7. TANQUE IMHOFF — EQUIPO NECESARIO

El tanque de Imhoff no tiene problemas mecánicos y es relativamente económico y fácil de operar. Provee la sedimentación y digestión de los lodos en una sola unidad y debe producir un efluente primario de calidad satisfactoria, eliminando de 40 a 60 por ciento de sólidos suspendidos y reduciéndose la DBO en un 25 a un 35 por ciento. El diseño de doble acción requiere que el tanque sea bastante

profundo. Otros tipos de tanques diseñados más recientemente, han reemplazado casi completamente a los tanques de Imhoff en las instalaciones que prestan servicio a los grandes centros de población. El tanque de Imhoff es más adecuado para las pequeñas municipalidades o las grandes instituciones en donde la población tributaria es de 5,000 personas o menos.

Los operadores que se interesen en la operación y mantenimiento de los tanques de Imhoff hallarán en la edición de febrero de 1956 de la revista *Wastes Engineering* un excelente artículo de L. W. Vankleeck y cuyo título es "Operation of Imhoff Tanks".

Otros tanques de doble acción. Algunas casas manufactureras han puesto en el mercado partes prefabricadas para instalar en tanques que se construyan de acuerdo con sus diseños, acondicionándolos de modo que funcionen según el principio de los tanques de Imhoff. Son unidades patentadas protegidas por marcas comerciales y se clasifican como "unidades compactas".

Se proporcionan compartimientos separados para la sedimentación y la digestión de los lodos en un solo tanque. Pueden instalarse accesorios para calentar el compartimiento de digestión, si así se desea. Las unidades son de forma circular y se fabrican en tamaños para dar servicio a poblaciones de hasta 5,000 personas.

Se pueden ajustar para recolectar y utilizar los gases de digestión y tienen características especiales, como la de que el flujo de las aguas negras pueda ser radial, tangencial o hacia arriba. Algunas unidades tienen equipo mecánico para mover los sólidos sedimentados y los lodos hacia las descargas, sobre superficies relativamente lisas. Esto permite la disminución de la profundidad de los compartimientos de digestión y de sedimentación y baja el costo de construcción del tanque.

Tanques de sedimentación simple

Estos son tanques cuya función principal consiste en separar los sólidos sedimentables de las aguas negras, mediante el proceso de sedimentación. Los sólidos asentados se substraen continuamente o a intervalos frecuentes, para no dar tiempo a que se desarrolle la descomposición con formación de gases. De ahí pasan los sólidos a otras unidades que se estudian en el capítulo 8. Los sólidos pueden irse acumulando por gravedad, en una tolva o embudo, o hacia un punto más bajo del fondo del tanque, de donde se bombean o descargan por la acción de la presión hidrostática. No obstante, este método ha sido reemplazado por el uso de equipo mecánico para recolectar los sólidos en la tolva o embudo, de donde son descargados por bombeo. Los tanques que tienen equipo mecánico para la recolección de los sólidos se conocen como tanques de sedimentación simple con limpieza mecánica.

Tanques de sedimentación simple con limpieza mecánica. Estos tanques pueden ser rectangulares, circulares o cuadrados, pero todos

operan por el mismo principio de recolectar los sólidos sedimentados por medio de rastras de movimiento lento que los empujan hacia el sitio de descarga.

En los tanques rectangulares, las rastras se fijan cerca de las orillas a una cadena sin fin que pasa sobre engranes o ruedas dentadas, accionados por medio de motores. Las rastras se hacen pasar lentamente rozando el fondo del tanque, empujando los sólidos sedimentados hacia una tolva de lodos localizada en el extremo de entrada del tanque, luego son levantadas por la cadena hacia la superficie del tanque en donde, parcialmente sumergidas, sirven para empujar los sólidos flotantes, las grasas y los aceites a un recolector de natas situado en el extremo de salida del tanque. Otro tipo de mecanismo consiste en un puente viajero del mismo ancho del tanque, del cual se suspende una paleta que empuja a los sólidos hacia el punto de descarga y otra paleta despujadora para los sólidos flotantes, las grasas y los aceites. Estas paletas trabajan solamente al moverse el puente en una dirección, quedando sueltas cuando se le hace regresar en dirección contraria.

Los tanques circulares tienen armaduras horizontales fijas a un eje central impulsado por un motor. El fondo de los tanques está

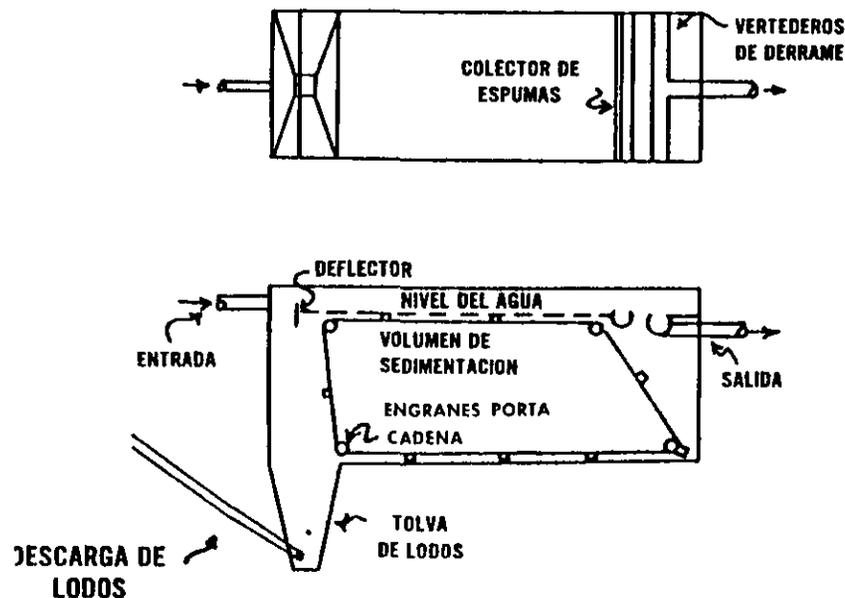


FIGURA 8. TANQUE RECTANGULAR PARA SEDIMENTACION SIMPLE

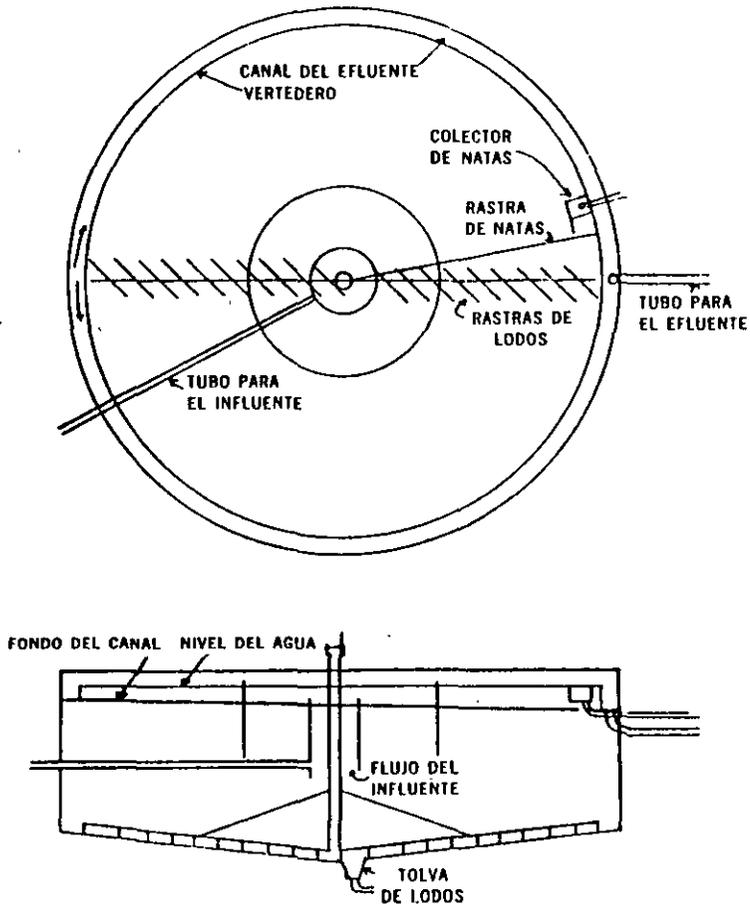


FIGURA 9. TANQUE CIRCULAR PARA SEDIMENTACION SIMPLE

inclinado hacia el centro y las rastras mueven a los sólidos sedimentados hacia la tolva o embudo de lodos que hay en el centro. Las armaduras desnatadoras están sujetas a la flecha central en la superficie, para recolectar los sólidos flotantes, las grasas y los aceites.

En los tanques cuadrados el mecanismo es similar al de los tanques circulares. La diferencia principal estriba en que una o ambas armaduras rígidas, están equipadas con paletas articuladas, las cuales llegan hasta las cuatro esquinas del tanque y arrastran los sólidos de esas zonas hacia la trayectoria circular del mecanismo.

En los tanques rectangulares, las aguas negras entran por un extremo y fluyen horizontalmente hacia el otro extremo. En los tanques circulares entran las aguas negras en el centro y fluyen radialmente,

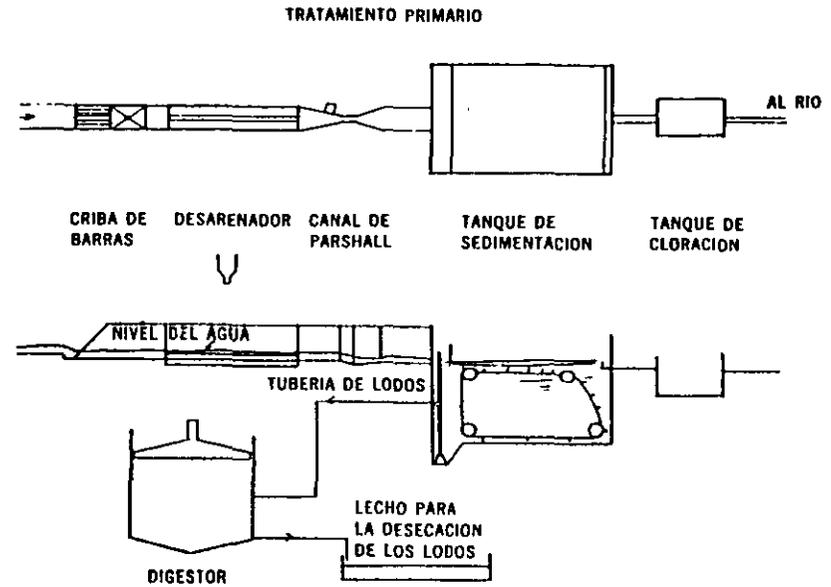


FIGURA 10

en sentido horizontal generalmente, hacia la periferia. En los tanques cuadrados pueden entrar las aguas negras en el centro y fluir hacia los cuatro lados, o entrar por un lado y atravesar el tanque.

Algunos fabricantes han diseñado equipo que lleva a las aguas negras de alimentación cerca del fondo del tanque, de donde fluyen hacia arriba y radialmente a través de una capa de lodos, hacia la salida de la periferia. Estos se conocen como clarificadores de flujo ascendente y tienen la ventaja de introducir los sólidos por el fondo, donde son deseables, en lugar de irse depositando desde las capas superiores.

Los fabricantes de equipo mecánico han dado nombres comerciales a los tanques que usan equipo manufacturado por ellos. Este manual no puede detallar esta diversidad de equipos, ni comentar las ventajas que asignan los fabricantes a sus diseños especiales. Sin embargo, tienen las mismas características de todos los tanques de sedimentación primaria. El Estado de Nueva York ha adoptado las normas del Upper Mississippi River Board of Public Health Engineers y las del Great Lakes Board of Public Health Engineers que se conocen generalmente como Normas de los Diez Estados.

Entradas. Las entradas deben diseñarse para dispersar la corriente de alimentación, para que se difunda homogéneamente el flujo por todo el tanque y para evitar los corto circuitos. Las entradas pueden ser similares a vertederos, pero lo que más se usa es un canal de compuertas espaciadas.

Deflectores. Estos se encuentran generalmente a la entrada y a la salida del tanque, sirviendo, el primero, para ayudar a difundir el flujo y, el último, para detener el material que flota en el efluente. Los tanques con limpieza mecánica, tienen generalmente un colector de espumas que presta el mismo servicio que el deflector de la salida y al cual es llevada la nata o espuma por medio del desnatador. Los deflectores de espuma deben instalarse antes de los vertederos de salida en todos los tanques de sedimentación primaria y en todos los tanques de sedimentación final en aquellas plantas que carezcan de los recursos para sedimentación primaria, así como en todos los tanques de sedimentación final cuyo funcionamiento no sea mecánico.

Vertederos de salida. Su diseño es sumamente variado. Los hay para hacer que las aguas negras sedimentadas salgan en forma de una película delgada por la superficie del tanque y generalmente son ajustables. Es muy importante que estén nivelados para que la descarga o salida sea uniforme en su cresta. El término *carga del vertedero*, se usa para expresar los metros cúbicos que pasan diariamente sobre un metro de vertedero. En las plantas de capacidad menor a 4,000 metros cúbicos por día, la carga de vertederos no debe ser mayor de 133 metros cúbicos por metro de vertedero y por día, lo cual puede aumentarse hasta 200 en las plantas más grandes.

Capacidad superficial de sedimentación. Esta se expresa en términos de litros por metro cuadrado de superficie del tanque, basados en el gasto diario de aguas negras. En los tanques primarios, cuando no haya un tratamiento secundario, esta capacidad no debe ser mayor de 27,000 litros por metro cuadrado y por día, en las plantas cuya capacidad aproximada sea de 4,000 metros cúbicos diarios o menos; pero puede ser mayor para plantas de capacidad superior a la mencionada. La capacidad superficial es un factor importante porque parece ser que afecta directamente al porcentaje de eliminación de sólidos sedimentables y la DBO.

Período de retención. Es el tiempo en horas que se retienen las aguas negras en el tanque, basándose en el gasto y en el volumen del tanque, suponiendo un desplazamiento total y un flujo uniforme a través del compartimiento de sedimentación. Durante cierta época fue éste el factor comúnmente usado en el diseño. En la actualidad este factor se ha reemplazado por la carga de los vertederos y la capacidad superficial de sedimentación. Basándose en el gasto de diseño, los períodos de retención deben ser de dos horas cuando menos.

Dimensiones globales. Según las normas aceptadas más recientemente, la longitud mínima es de 3 metros y la profundidad del líquido no debe ser menor de 2.10 metros (en tanques de limpieza mecánica). Las dimensiones del tanque quedan determinadas por la cantidad de aguas negras que se requiera tratar, por la planeación general de la planta de tratamiento, capacidad superficial de sedimentación y tipo de equipo. Los estudios más recientes indican que es ventajoso el que los tanques no sean demasiado profundos.

Los siguientes ejemplos ilustran el empleo de los factores mencionados en la evaluación de las características de operación de un tanque de sedimentación. Supóngase que se van a tratar 4,000 metros cúbicos diarios en un tanque rectangular de 21 metros de largo, de 7.20 metros de ancho y de 2.10 metros de profundidad. Los vertederos de descarga son en forma de "H" con cuatro tramos de 7.20 metros de largo y dos tramos de 0.60 metros de largo.

Carga de los vertederos:

$$4 \times 7.20 + 2 \times 0.60 = 30 \text{ metros de longitud total}$$

$$\frac{4,000 \text{ m}^3}{30 \text{ m}} = 133 \text{ m}^3/\text{m}$$

Capacidad superficial de sedimentación.

$$7.20 \times 21 = 151.2 \text{ m}^2 \text{ de área en la superficie}$$

$$\frac{4,000 \text{ m}^3/\text{día}}{151.2 \text{ m}^2} = 26.4 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}, \text{ o sean } 26,400 \text{ litros}/\text{m}^2/\text{día}.$$

Período de retención:

$$151.2 \times 2.1 = 317.52 \text{ m}^3 \text{ (volumen del tanque)}$$

$$\frac{317.52 \times 24}{4,000} = 1.9 \text{ horas (casi dos horas de retención)}$$

Eficiencia de los tanques de sedimentación simple. Como el proceso de sedimentación de los sólidos en los tanques de sedimentación simple, es el mismo que en el compartimiento de sedimentación de los tanques de doble acción, debe esperarse que los resultados sean similares. Deben eliminarse cerca del 90 a 95 por ciento de sólidos sedimentables, o sea un 40 ó 60 por ciento de los sólidos suspendidos totales, de las aguas negras. La DBO debe disminuir en un 25 a 35 por ciento. Desde luego que estas cifras son de carácter general y no pueden aplicarse a casos especiales. Las aguas negras cuyo contenido en sólidos sea alto, pueden presentar un mayor porcentaje de eliminación por sedimentación, que otras aguas negras con un bajo contenido de sólidos suspendidos, pero siempre será mayor el contenido de sólidos suspendidos en el efluente del primer caso. Debe esperarse un mayor porcentaje de eliminación en un tanque en el cual se traten aguas negras frescas, que en otro en el que se traten las mismas aguas negras después de que se hayan vuelto sépticas, debido a que los sólidos de las aguas negras sépticas ya han sido descompuestos o desintegrados por la acción bacteriana durante su larga travesía en el sistema de alcantarillado. La cantidad y composición de los desechos industriales, es también un factor importante que influye sobre el porcentaje de eliminación de sólidos suspendidos y sobre la DBO en los tanques de sedimentación primaria.

Operación de los tanques de sedimentación simple con limpieza mecánica. El establecer y mantener registros adecuados sobre el plan de trabajo del equipo de limpieza mecánica y de la descarga de lodos del tanque, son los factores más importantes en la operación. Deben determinarse para cada planta. En la mayoría de las plantas los mecanismos colectores se hacen funcionar durante 2 ó hasta 8 horas al día, según el tamaño de la planta y la cantidad de lodos que se acumulen. Muy a menudo trabajan continuamente los mecanismos de los tanques circulares. Deben estar funcionando el tiempo suficiente para prevenir una acumulación de sólidos en el fondo del tanque. Si se dejan acumular los sólidos en el tanque, se crea una carga indebida en el mecanismo, lo cual puede dañar al equipo. Los sólidos también pueden descomponerse en el tanque de sedimentación, resultando la correspondiente producción de gases y algo de lodos flotantes. Antes de que se descarguen los lodos del tanque, hay que hacer funcionar el mecanismo durante un tiempo suficiente, para tener la seguridad de recolectar satisfactoriamente los sólidos sedimentados en la tolva de lodos.

Los lodos deben descargarse del tanque cuando menos una vez al día. No se considera como buena práctica el descargar lodos que contengan una cantidad excesiva de agua, pues ésta ocupa lugar en el espacio de almacenamiento de lodos y consume calor en los tanques de digestión. Si se mantiene una capa de lodos de 30 a 45 cm, en la tolva de lodos y se bombean cantidades cortas a intervalos frecuentes y a baja velocidad, será más fácil lograr una alta concentración de sólidos en los lodos. La bomba de lodos debe tener un muestreador, para que se tenga una guía de la operación. Por ejemplo, si una muestra de lodos, después de un período de asentamiento de 10 minutos en una probeta muestra más de 50 por ciento de sólidos en volumen, debe continuarse el bombeo. Si presenta menos de 50 por ciento, se puede considerar que se ha terminado la descarga en proporción razonable. Un manómetro de vacío en el ramal de succión de la bomba y otro de presión en la descarga, son indicadores valiosos. Si cualquiera de los manómetros indica cero, sabrá el operador que la línea está obstruida. Lecturas cada vez menores en el manómetro de presión indicarán que los lodos se vuelven más fluidos. El registro de descarga de los lodos, debe estudiarse para cada planta, basándose en observaciones y pruebas, teniendo en cuenta que no se busca rapidez en la descarga de los lodos, sino eliminar lodos concentrados, mientras estén aun frescos, y en que quede limpio el fondo del tanque al terminar el ciclo de descarga. Probablemente habrá necesidad de llevar a cabo una revisión del plan para cada temporada.

Las natas y las grasas deben eliminarse diariamente de la superficie del tanque. La mayoría de los colectores mecánicos arrastran estos materiales a una tolva para grasas, de donde fluyen hacia un depósito de grasas para que se disponga de este material por bombeo, o pasándolo al tanque de digestión, o de otra manera.

Cuando hay más de un tanque, una distribución deficiente provoca con frecuencia una operación también deficiente. El operador debe vigilar en estos casos sus instalaciones para comprobar que cada tanque reciba su carga correspondiente. Cuando se observa que un tanque recibe mayor o menor carga de la que le corresponde, hay que revisar los dispositivos de alimentación para determinar la manipulación que deba hacerse a fin de igualar los gastos en los tanques. Deben revisarse los niveles de los vertederos de los efluentes, pues los vertederos desnivelados pueden dar lugar a que haya más corto circuitos y por ende una distribución dispareja del flujo. Cuando se necesite bombear a un tanque de sedimentación, convendrá que el flujo sea lo más constante posible para lograr los mejores resultados.

El operador tendrá siempre presente que el equipo mecánico requiere atención y mantenimiento. Las partes móviles deben mantenerse lubricadas reemplazando las partes débiles o gastadas. La mejor regla consiste en seguir rigidamente el instructivo que proporciona el fabricante del equipo.

Ventajas y desventajas de los tanques de sedimentación simple y limpieza mecánica, con digestión de los lodos por separado. Con excepción de algunas instalaciones relativamente pequeñas, este tanque es de uso general en los E.U. de A. y se sigue usando cada vez más en las plantas de municipios pequeños y en las de grandes instituciones.

Hay dos razones principales para ello: 1) el tratamiento de los lodos en tanques por separado, especialmente en los tanques provistos de calentamiento, hace que se pueda controlar mejor el proceso de digestión y 2) es menor el costo de construcción, especialmente para las unidades grandes.

Sin embargo, estos tanques requieren mayor tiempo y competencia que el tanque de Imhoff, debido a que hay que poner más atención en la operación y en el cuidado y mantenimiento del equipo mecánico.

Tratamiento químico

El tratamiento químico se suele considerar como un tratamiento intermedio, porque los resultados que se obtienen con él son mejores que los del tratamiento primario común, pero no tan buenos como los de un tratamiento secundario. En este manual se incluye en la parte que corresponde al tratamiento primario, porque tienen lugar procesos físicos y químicos muy distintos al proceso biológico que es la base del tratamiento secundario.

El tratamiento químico es uno de los más antiguos métodos de tratamiento de aguas negras, y aunque caído en desuso se volvió a emplear nuevamente en la década de 1930 a 1940. A pesar de esto, su uso se ha restringido a casos muy especiales, debido al progreso de los métodos de tratamiento secundario, a la supervisión que se requiere, al costo de los reactivos y a las cantidades excesivas de lodos de las que tiene que disponerse. Tiene aún aplicación en el trata-

miento de desechos industriales que no son fácilmente atacables biológicamente y en donde las condiciones de las aguas receptoras exigen periódicamente un mayor grado de tratamiento que el tratamiento primario común, pero que no justifican un tratamiento secundario.

Este tratamiento consiste en agregar uno o más reactivos a las aguas negras para producir un flóculo, que es un compuesto químico insoluble que absorbe la materia coloidal, envolviendo a los sólidos suspendidos no sedimentables y que se deposita rápidamente. La sustancia química que se precipita, también se disocia o ioniza en las aguas negras y neutraliza las cargas eléctricas que tienen las partículas coloidales, haciendo que se aglomeren y formen grumos fácilmente sedimentables. Los reactivos que más se emplean son el sulfato de aluminio o alumbre, el sulfato ferroso con cal, el sulfato férrico y el cloruro férrico con o sin cal.

Una planta de tratamiento químico tiene usualmente las características siguientes:

- 1) Dispositivos preliminares, como son las cribas, los desarenadores, etc., tal como se describen en el capítulo 4.
- 2) Alimentadores de reactivos.
- 3) Unidades mezcladoras.
- 4) Tanques de floculación.
- 5) Tanques de sedimentación, como los que ya se han descrito.
- 6) Mayores recursos para el tratamiento y disposición de los lodos.

Alimentadores de reactivos. Hay una gran diversidad de unidades para la alimentación de reactivos, en cantidades controladas ya sea secos o en solución. No se justifica aquí el entrar en más detalles.

Unidades mezcladoras. Al agregar los reactivos a las aguas negras, se deben mezclar completa y rápidamente para que las reacciones sean completas y uniformes. Esto se logra mediante una agitación violenta durante un corto período de tiempo, ya sea por métodos hidráulicos o mecánicos. La agitación se lleva a cabo en tanques especiales, en secciones de otros tanques, o en los sistemas de tubería. Los aparatos mezcladores son fabricados por diversos manufactureros.

Floculadores. Después de que se ha mezclado el reactivo con las aguas negras, se agita suavemente durante 15 ó 30 minutos para inducir la coagulación de las partículas. Si se desea disminuir la DBO, debe aumentarse el tiempo de agitación hasta 45 minutos. Los sólidos suspendidos se juntan y adhieren formando grandes masas de flóculos que se depositan rápidamente en el tanque de sedimentación. Hay equipos para llevar a cabo esta operación de muy diversos tipos.

Lodos. El volumen de lodos que se obtiene por el tratamiento químico es mayor que con un tratamiento primario común, requiriéndose un aumento proporcional de los recursos para su manejo, y para costear su tratamiento y disposición, según se describe en el capítulo 8.

Eficiencia. Con el tratamiento químico se logra una disminución de hasta 90 por ciento de los sólidos suspendidos y hasta 70 por ciento en la DBO. Se adapta bien a la operación intermitente y es valioso en el tratamiento de aguas negras para aminorar la contaminación de las corrientes durante las épocas de escaso flujo, o para disminuir la contaminación de las playas y aguas recreativas durante los meses que estén más concurridas. También vale para el tratamiento de aguas negras que contengan altas concentraciones de desechos industriales que podrían inhibir la actividad biológica e interferir con los procesos de tratamiento secundario. Sus costos de operación son elevados debido al aumento de mano de obra, por los productos químicos y por la mayor cantidad de lodos que hay que tratar y disponer.

Operación. Debido a su empleo limitado para el tratamiento de aguas negras, no se incluyen en este manual los detalles concernientes al uso de los reactivos en la precipitación química.

Bibliografía especial para este capítulo

Van Kleeck, L. W.—Wastes Engineering. Enero de 1956; febrero de 1956; marzo de 1956; abril de 1956; mayo de 1956.

CAPITULO 6

TRATAMIENTO SECUNDARIO

En muchos casos resulta adecuado, para satisfacer los requerimientos de las aguas receptoras, el tratamiento primario con su eliminación de 40 a 60 por ciento de sólidos suspendidos y disminución de 25 a 35 por ciento aproximadamente de la DBO, así como la eliminación del material que flota en las aguas negras. Sin embargo, si un tratamiento primario completo no es suficiente, existen dos métodos básicos de tratamiento secundario que pueden aplicarse y que son: los filtros goteadores y los lodos activados. Pueden usarse los filtros de arena cuando se desee un alto grado de tratamiento o un efecto brillante. Hay algunos otros métodos cuya aplicación es limitada. En estos tipos de tratamiento se emplean cultivos biológicos para llevar a cabo una descomposición aeróbica u oxidación del material orgánico, transformándolo en compuestos más estables, lográndose un mayor grado de tratamiento que el que se obtiene por sólo una sedimentación primaria.

Aunque los filtros goteadores y los lodos activados dependen de los organismos aerobios para llevar a cabo la descomposición, existe entre ellos una diferencia operacional. En los filtros, los organismos están adheridos al medio filtrante y hacia ellos va el material orgánico sobre el cual tienen que trabajar. En cambio, con los lodos activados son los organismos los que se llevan hasta la materia orgánica de las aguas negras. En ambos casos, el éxito de la operación estriba en mantener las condiciones aerobias ambientales que son favorables para el ciclo vital de los organismos y en controlar la cantidad de materia orgánica que descompongan. La materia orgánica es el alimento de que se sustentan estos organismos y su eficiencia disminuye tanto por una sobrealimentación como por una alimentación deficiente.

Filtros goteadores o rociadores

En este caso no está correctamente empleada la palabra "filtro", porque no se efectúa ninguna acción coladora ni filtrante. En realidad, un filtro goteador es un dispositivo que pone en contacto a las aguas negras sedimentadas con cultivos biológicos. El nombre correcto debería ser "lechos de oxidación biológica", pero el tiempo y el uso han popularizado el término de filtros goteadores y es el que generalmente se emplea para describir este tipo de unidad.

Los filtros goteadores son unidades resistentes que no se dañan fácilmente por cargas violentas, distinguiéndose por la estabilidad

de su funcionamiento y por ser capaces de resistir malos tratos. Como en todas las unidades de tipo biológico, la temperatura les afecta; por eso, el clima frío abate la actividad biológica del filtro. Estos filtros ocupan grandes superficies y su construcción es muy costosa.

Por economía, los filtros deben ser precedidos por tanques de sedimentación primaria equipados con colectores de natas. Un tratamiento primario antes de estos filtros, permite aprovechar al máximo su capacidad haciendo fácilmente sedimentables a los sólidos no sedimentables, coloidales y disueltos. Estos sólidos, orgánicos en su mayor parte, no son separados de las aguas negras, sino que se convierten en parte integrante de los organismos vivos microscópicos o de la materia orgánica estable que se adhiere temporalmente al medio filtrante, y de la materia inorgánica que sale en el efluente. El material adherido o retenido se desprende eventualmente y es arrastrado por el efluente del filtro. Por esta razón los filtros goteadores deben preceder a tanques de sedimentación secundaria, para eliminar definitivamente los sólidos de las aguas negras.

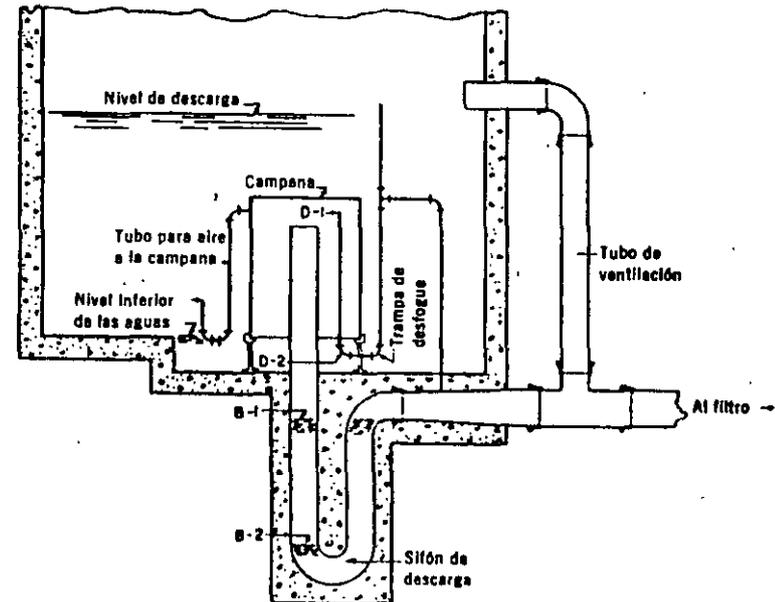
Construcción. Un filtro goteador típico, consiste de tres partes: a) el lecho o medio filtrante; b) un sistema recolector; c) un mecanismo para distribuir uniformemente las aguas negras sobre la superficie del filtro.

a) La selección del medio filtrante depende generalmente del material de que se disponga en la localidad, o del costo de acarreo del material. Se han usado para este propósito las piedras del suelo, la grava, la piedra triturada, las escorias de los altos hornos y la antracita. También se han usado los bloques de madera de pino, así como material inerte moldeado en formas adecuadas. Cualquiera que sea el producto que se emplee, usualmente se especifica que debe ser homogéneo, duro, limpio y sin polvo e insoluble en los constituyentes de las aguas negras. La forma del material debe ser casi cúbica, para impedir que se apelmace, y de un tamaño tal que pase a través de una malla de aberturas de 12.5 cm. pero que sea retenido por una malla de 5 cm. La capa del medio filtrante no debe ser menor de 1.5 m. de espesor ni mayor de 2.1 m. El lecho puede ser rectangular o circular. El primero se usa cuando las aguas negras se distribuyen mediante aspersores fijos, y el segundo cuando se usan sistemas distribuidores giratorios según se describe más adelante en el punto c). El medio filtrante sirve para el doble propósito de proporcionar una gran superficie sobre la cual puedan formarse los lodos y películas gelatinosas que producen las bacterias, y el de que queden suficientes huecos que permitan que el aire circule libremente por todo el filtro.

b) **Sistema recolector.** Los colectores satisfacen dos propósitos: 1) retirar las aguas negras que han pasado a través del filtro para aplicarles el tratamiento subsecuente y se disponga de

ellas; 2) proporcionar ventilación al filtro para mantenerlo en condiciones aerobias. La dirección de la circulación del aire a través del filtro, depende de la diferencia de temperaturas entre el filtro y las aguas negras que se utilicen. Cuando las piedras del filtro estén más calientes que las aguas negras, la corriente de aire a través del filtro será hacia arriba. Si la temperatura del filtro es más baja, la dirección de la corriente de aire será hacia abajo. El sistema recolector consiste de bloques prefabricados para filtro, los cuales son de arcilla vidriada o de concreto, y que cubren completamente el fondo del filtro dejando entre sí canales para el efluente. La forma de estos bloques es rectangular generalmente y tienen ranuras en su cara superior igual a un 20 por ciento de su superficie, cuando menos.

c) **Distribuidores.** Las aguas negras se distribuyen en la superficie del lecho mediante aspersores fijos o distribuidores giratorios. Los aspersores fijos se usaron cuando empezaron a ensayarse los filtros goteadores. Los aspersores se fijan en tubos que descansan sobre el medio filtrante y son alimentados mediante un tanque dosificador controlado por sifón. Por este método se aplican las aguas negras al filtro durante períodos



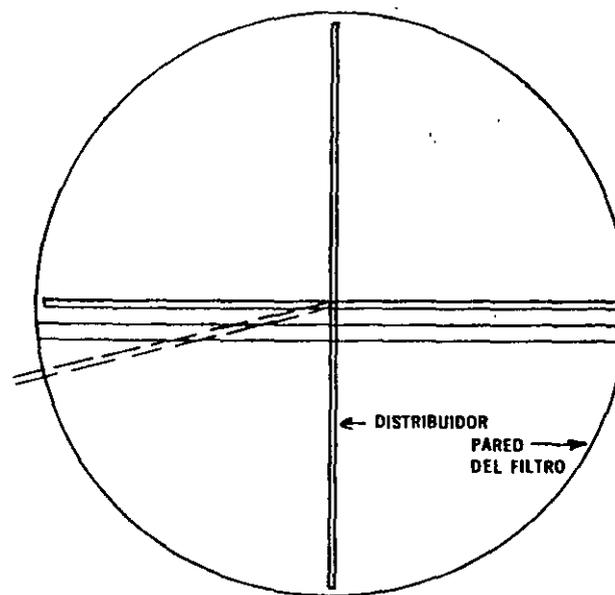
TANQUE DOSIFICADOR DE AGUAS NEGRAS CON CIERRE DE SIFÓN
(CORTESIA DE "PACIFIC FLUSH TANK CO.")

FIGURA 11

cortos. Entre las aplicaciones se dispone de períodos de descanso durante los cuales puede llenarse el tanque dosificador. Se han ideado muchas formas y tipos de aspersores y el tanque dosificador está diseñado para lograr la distribución más uniforme posible de las aguas negras sobre la superficie del filtro. Aun en las mejores circunstancias, la distribución no es completamente pareja y siempre quedan fracciones de la superficie del filtro sobre las cuales cae muy poca cantidad de aguas negras.

La figura 11 muestra diagramáticamente un tanque dosificador controlado por sifón. Cuando este tanque se ha acabado de vaciar, el nivel de las aguas negras queda a la altura de la parte más baja del tubo de ventilación, o sea el nivel B_1 en ambas ramas del sifón de descarga. La trampa de desfogue está llena de aguas negras hasta el nivel D_1 y el tubo de entrada de aire a la campana está vacío. Al subir el nivel de las aguas negras en el tanque dosificador, se cierra hidráulicamente con aguas negras la entrada de aire a la campana en "A", lo cual impide que salga aire de la campana. Al seguir subiendo el nivel de las aguas negras en el tanque, también sube el nivel del líquido dentro de la campana; entonces, el aire que hay en la rama mayor del sifón de descarga y en la trampa de desfogue, se comprime, forzando hacia abajo los niveles de las aguas negras en estos dos tubos. Cuando el tanque dosificador se ha llenado hasta un punto inmediatamente inferior al nivel de descarga, los niveles de aguas negras en el sifón de descarga y en el tubo de desfogue estarán en B_2 y D_2 respectivamente. Cualquier aumento ulterior del nivel de las aguas negras en el tanque dosificador hará que escape el aire de la campana por la trampa de desfogue. Este escape de aire hace que entre a la campana una porción de aguas negras, las cuales salen por el sifón de descarga, con lo que así se inicia el funcionamiento normal de este sistema dosificador. La descarga continúa hasta que el nivel de las aguas negras queda a la altura del codo inferior del tubo de entrada de aire a la campana. Es ahora cuando entra el aire a la campana por el tubo de entrada en cuestión suspendiéndose la acción del sistema de sifón. El sifón de descarga y la trampa de desfogue permanecen llenos de aguas negras; el tubo de entrada de aire a la campana queda vacío y vuelve a repetirse el ciclo llenándose el tanque dosificador. El tubo de ventilación de la línea de descarga permite que escape el aire que haya sido arrastrado de la campana por el sifón. A menudo se utilizan tanques dosificadores gemelos, los cuales se operan de manera que uno se llene mientras el otro esté en plena operación de descarga. Hay diferentes diseños de tanques dosificadores. Algunos de éstos emplean dispositivos mecánicos para reemplazar el sifón de descarga que se muestra en la figura mencionada.

Los aspersores fijos han sido substituidos en su mayoría por distribuidores giratorios, los cuales llevan a cabo una dosificación más uniforme sobre toda la superficie del lecho. En los distribuidores giratorios, las aguas negras se alimentan por medio de una columna central, hueca, a la que están conectados dos o más ramales. Cada



FILTRO GOTEADOR

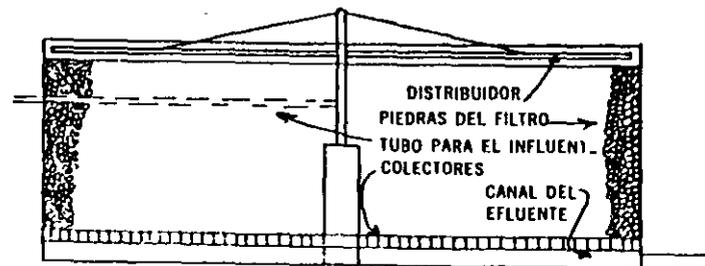


FIGURA 12

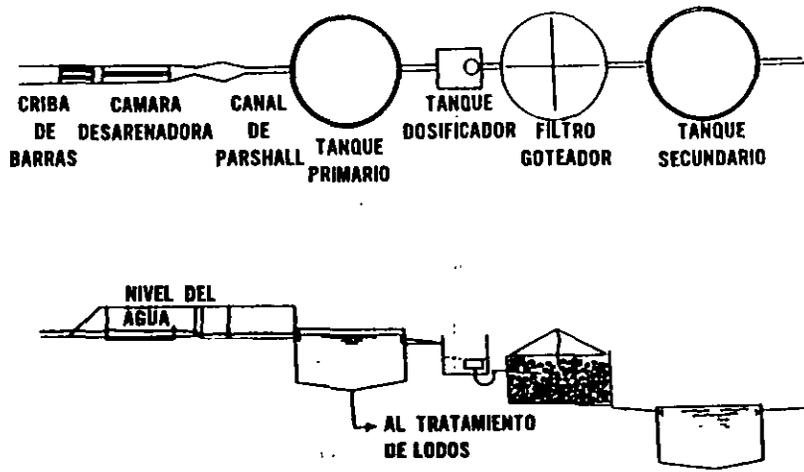


FIGURA 13. FILTRO DE GASTO NORMAL

ramal tiene cierto número de conexiones para aspersores, todos los cuales apuntan perpendicularmente a los ramales, y a través de los cuales se aplican las aguas negras sobre la superficie del filtro. La columna central de alimentación, así como los ramales que giran lentamente sobre la superficie del filtro circular, se mueven usualmente por efecto de la reacción del chorro de las aguas negras al descargarse por los aspersores. También hay mecanismos accionados mecánicamente.

Carga del filtro. Las cargas del filtro se expresan comúnmente en función de la carga hidráulica y de la carga orgánica. La carga hidráulica es el número de litros o de metros cúbicos de aguas negras que se aplican por metro cuadrado o por hectárea, y por día; o de manera más exacta, a causa de los diferentes gruesos de la capa filtrante, en metros cúbicos por hectárea-metro y por día (millones de galones por acre-pie y por día). La carga orgánica es la cantidad de kilogramos de DBO por metro cúbico de medio filtrante. También se expresa como kilogramo por hectárea-metro o por hectárea cúbica (libras de DBO por pie cúbico de medio filtrante o libras por acre pie).

Tomándose como base las cargas hidráulica y de DBO, los filtros goteadores se clasifican en "De Gasto Normal" y "De Gran Gasto".

Filtros goteadores de gasto normal. Estos se operan con cargas hidráulicas de 10,000 a 40,000 metros cúbicos por hectárea y por día, (1.1 a 4.4 mgad) con una carga orgánica de 0.08 a 0.40 kilogramos por metro cúbico de medio filtrante y por día (5.0 a 25 lb. por 1,000 pies cúbicos de medio filtrante y por día). El ejemplo siguiente muestra cómo se calculan las cargas de un filtro en operación:

Supóngase que un filtro de 30 metros de diámetro y de 1.80 m. de espesor, recibe 1,900 metros cúbicos por día de un efluente de un tanque primario, con una DBO de 150 ppm.

$$\text{Superficie del filtro (hectáreas)} = \frac{\pi d^2}{4 \times 10,000} = 0.0707 \text{ hectáreas.}$$

$$\text{La carga hidráulica será: } = \frac{1,900}{0.0707} = 26,874 \text{ m}^3 \text{ por Ha. y por día.}$$

$$\text{Los kilogramos de DBO que se aplican: } 150 \times 1.9 = 285 \text{ kg. por día.}$$

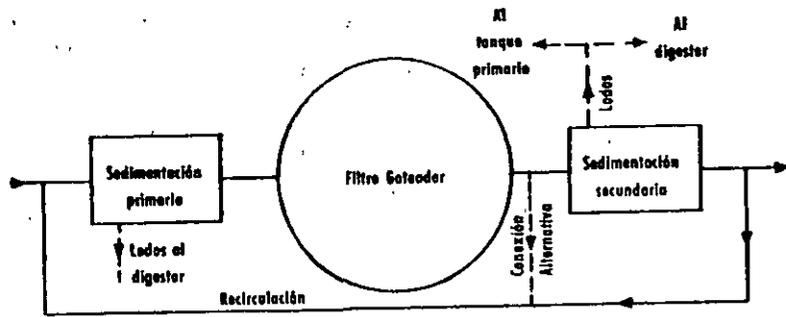
$$\text{El volumen del medio filtrante es: } \frac{\pi d^2}{4} \times 1.8 = 1,272 \text{ m}^3.$$

$$\text{Y la carga de DBO será } \frac{285}{1,272} = 0.224 \text{ kilogramos de DBO por metro cúbico de medio filtrante y por día.}$$

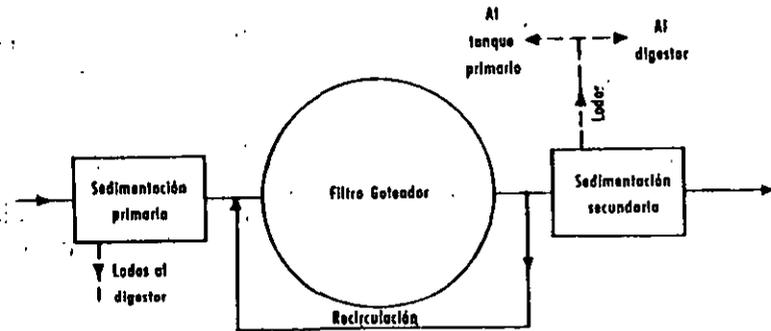
Las aguas negras se aplican intermitentemente, procurando que los períodos de descanso no sean mayores de 5 minutos, de acuerdo con el gasto de aguas negras que se haya determinado. Con cargas adecuadas, el filtro goteador de gasto normal, incluyendo las unidades de sedimentación primaria y secundaria, deben eliminar de 80 a 85 por ciento de la DBO que se aplique, operando normalmente. Aunque en todas las épocas ocurre una descarga de sólidos, que se han acumulado en el medio filtrante, la mayor descarga ocurre unas cuantas veces al año, durante períodos de tiempo relativamente cortos.

Filtros goteadores de gran gasto. Estas unidades se operan con cargas hidráulicas de 80,000 a 400,000 metros cúbicos por hectárea y por día (8.7 a 44.0 mgad) y con cargas orgánicas de 0.40 a 0.80 kilogramos por metro cúbico (25.0 a 50.0 libras por 1,000 pies cúbicos) de medio filtrante y por día.

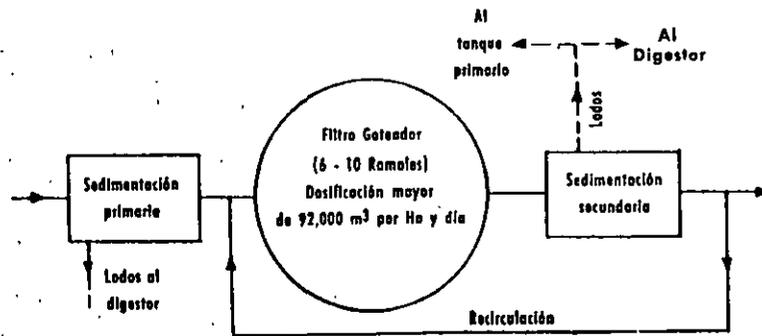
Cuando empezaron a desarrollarse los filtros goteadores, se creía que para el buen resultado de la operación se requería que hubiese períodos de descanso entre las dosificaciones. Por lo tanto, la aplicación de aguas negras era intermitente. Después se comprobó que no eran esenciales tales períodos de descanso, sino que más bien producían efectos adversos. Así se pudieron incrementar las cargas hidráulicas y también se hizo posible un aumento en las cargas de DBO, aunque no de manera proporcional. Se logró el mayor gasto hidráulico mezclando el efluente del filtro con el gasto normal de aguas negras, en proporciones hasta de diez a uno y recirculándolo por el filtro. El aumento de carga de DBO se logra aplicando un mayor volumen por hectárea, de aguas negras normales al filtro. Esto hace que disminuya la concentración de la DBO de las aguas negras que se aplican al filtro, pero da por resultado una mayor carga de DBO al día. Las diferentes maneras de llevar a cabo esta recirculación, han sido patentadas e identificadas por marcas comerciales. Algunas de éstas son:



(a) BIO-FILTRO



(b) FILTRO "ACCELO"



(c) AEROFILTRO

FIGURA 14

Biofiltro. En este filtro, se usa un proceso que incluye recirculación y una alta velocidad de aplicación a un filtro goteador de poco espesor. En este caso, la recirculación incluye el regresar parte del efluente del filtro o del tanque de sedimentación secundaria, al tanque de sedimentación primaria. Los lodos del tanque de sedimentación

secundaria son generalmente muy ligeros y pueden recircularse continuamente al tanque de sedimentación primaria, en donde se recolectan juntos los dos tipos de lodos y se bombean al digester. Consúltese la figura 14 a.

Filtro "Accelo". Este filtro, que constituye otro proceso de tratamiento de aguas negras, consiste en hacer recircular directamente el efluente del filtro, otra vez al filtro mismo, tal como se muestra en la figura 14 b.

Aerofiltro. Este filtro, que aparece en la figura 14 c., es también otro proceso, en el cual se distribuyen las aguas negras manteniendo una aplicación continua de "lluvia" de aguas negras sobre el lecho del filtro. Para lechos chicos, la distribución se lleva a cabo mediante un disco distribuidor que gira a alta velocidad de 260 a 369 rpm, colocado a 50 cm. sobre la superficie del filtro, para distribuir una lluvia continua sobre todo el lecho. En los lechos grandes, un gran número de ramales distribuidores giratorios, 10 ó más, tienden a proporcionar una distribución más uniforme. Estos filtros se operan siempre con gastos mayores de 93,000 metros cúbicos por hectárea y por día (10 millones de galones por acre y por día).

Un cálculo típico de las cargas para un filtro de gran gasto es el siguiente:

Un filtro de 30 metros de diámetro y 1.80 m. de espesor, está recibiendo 4,000 metros cúbicos por día de aguas negras normales, sedimentadas, con una DBO de 150 ppm. y con una recirculación a razón de cuatro a uno, o sea un total de 20,000 metros cúbicos por día:

$$\text{Superficie del filtro (hectáreas)}: \frac{\pi d^2}{4 \times 10,000} = 0.0707 \text{ hectáreas.}$$

$$\text{Carga hidráulica: } \frac{20,000}{0.0707} = 283,000 \text{ metros cúbicos por hectárea.}$$

$$\text{Kilogramos de DBO aplicados: } 4 \times 150 = 600 \text{ kg. por día.}$$

$$\text{Volumen del medio filtrante: } \frac{\pi d^2}{4} \times 1.8 = 1,272 \text{ m}^3$$

$$\text{Carga de DBO: } \frac{600}{1,272} = 0.47 \text{ kilogramos por metro cúbico de medio filtrante y por día.}$$

Los filtros goteadores de gran gasto que incluyan sedimentación primaria y secundaria, deben eliminar bajo condiciones normales de operación de 60 a 85 por ciento de la DBO de las aguas negras. La recirculación debe ser la adecuada para que se pueda dosificar a un gasto igual o mayor de 93,000 metros cúbicos por hectárea (10 mgs.) y por día, con períodos de descanso no mayores de 15 segundos. Como resultado de la continua dosificación a gastos tan altos, parte de los sólidos acumulados en el medio filtrante se despren-

den y son arrastrados continuamente con el efluente y por lo tanto no hay períodos intermitentes de descarga.

Los filtros goteadores de gran gasto se han usado ventajosamente para el pretratamiento de desechos industriales y de aguas negras desusadamente fuertes. Cuando se usan para estos propósitos se les llama *filtros acondicionadores*. Con éstos, la carga de DBO generalmente está en cantidades mayores a 2 kg. por metro cúbico (110 libras por 1,000 pies cúbicos) de medio filtrante.

Se han usado dos filtros de gran gasto, en serie, para llevar a cabo un alto grado de tratamiento y producen un efluente final sedimentado con menos de 30 ppm. de DBO.

La tabla siguiente presenta datos comparativos acerca de ciertas características de los filtros goteadores de gasto normal y de gran gasto:

TABLA 1

	Carga hidráulica Millones de galones por acre y día	Carga de DBO Libras de DBO por 1000 pies ³ de medio filtrante	Operación	Descarga	Porcentaje de DBO eliminada incluyendo la sedimentación primaria y secundaria
Standard	1-4	Menos de 15	Intermitente	Casi periódica	80-85
Gran Gasto	10-30	30-110	Continua	Continua	65-80

Operación: Como tanto los filtros goteadores de gasto normal y los de gran gasto son de funcionamiento biológico, los principios de operación son los mismos, y las dificultades de mantenimiento son similares.

Operación: Como los filtros goteadores, tanto los de gasto normal como los de gran gasto, son verdaderos laboratorios biológicos, los principios de operación son los mismos y las dificultades que se encuentran en su mantenimiento son similares. Los aspersores, ya sean de posición fija o instalados sobre miembros giratorios, deben inspeccionarse diariamente y limpiarse o repararse aquellos que se encuentren obstruidos o dañados.

Durante los meses de invierno se requiere una atención cuidadosa para evitar congelamientos, especialmente en los filtros de gasto normal donde la operación intermitente da lugar a períodos de quietud y la consiguiente exposición a heladas que con la operación continua y el constante movimiento del líquido en los filtros de gran gasto. Algunos operadores tienen la tendencia de eludir los filtros durante los meses de invierno. Esta práctica no es aconsejable como procedimiento usual. Un filtro goteador debe estar en continua operación, excepto durante los breves períodos en que la formación de hielo sea suficiente para dañar el sistema de distribución.

El sistema de distribución, ya sea fijo o móvil, debe lavarse periódicamente, todos los días si es posible, para quitar cualquier material que pudiese obstruirlo. También deben lavarse ocasionalmente, con chorros de manguera, los sistemas colectores del filtro.

Cuando hay equipo mecánico en el sistema de distribución, y por lo tanto hay partes móviles, la única regla segura consiste en aprender bien las instrucciones que aparecen en el manual de servicio que proporciona el fabricante del equipo en cuestión, y apegarse estrictamente a la práctica de tales instrucciones. El manual es para usarse y no para guardarlo o perderlo, como sucede a veces.

La superficie del filtro debe mantenerse libre de hierbas y acumulaciones de hojas u otras basuras. Deben quitarse los árboles o arbustos muy próximos al filtro.

Hasta el alcantarillado pueden llegar diversas sustancias químicas, generalmente en los desechos industriales, que en concentraciones apreciables son tóxicos o venenosos para la vida biológica. Cuando la eficiencia normal de un filtro sufre un descenso repentino, deben llevarse a cabo investigaciones inmediatas en las plantas industriales tributarias del alcantarillado, para poder determinar si ha habido una descarga de material tóxico y hacer los arreglos necesarios para eliminarlo o para que la industria verifique un pretratamiento.

Para lograr una distribución uniforme de las aguas negras sobre el lecho, prácticamente todos los distribuidores rotativos necesitan un ajuste periódico de los tornillos tensores de los tirantes de los miembros. Esto es necesario para mantener los miembros a nivel adecuado, así como su distancia a la superficie del filtro. En la época de calor, los tirantes se alargan y entonces deben apretarse los tornillos tensores para compensar la expansión del metal debida al calor. En invierno ocurre lo contrario y los tornillos tensores deben aflojarse.

Los filtros se encharcan cuando se obstruyen las ventilas del medio filtrante, impidiendo que escurra libremente el líquido. Esto puede ser debido a que las piezas del medio filtrante son muy chicas o a que se haya desintegrado el medio filtrante. La única forma de corregir permanentemente esta dificultad, consiste en reemplazar el medio filtrante por otro cuyo material sea del tamaño y calidad adecuados. Si a pesar de esto, las ventilas se llenan de proliferaciones de organismos y de lodos, el operador debe tomar medidas correctivas tan pronto como sea evidente el encharcamiento. Tales medidas son:

- 1) Limpiar la superficie encharcada con un chorro de manguera contra incendios.
- 2) Aplicar fuertes dosis de cloro durante cortos períodos, ya sea al área encharcada o al influente de aguas negras. Esto último puede hacerse en la noche, que es cuando es menor la demanda de cloro de las aguas negras. El cloro, en concentraciones de hasta 5 ppm, extermina las proliferaciones excesivas del filtro.
- 3) Inundar completamente el filtro, dejándolo así durante 24 horas.

- 4) Aislar el filtro, dejándolo fuera de servicio, sin usarlo durante varios días.
- 5) Aumentar temporalmente la proporción de recirculación. Esto puede hacerse únicamente cuando el diseño del filtro permite esta variación en la operación.

El encharcamiento es siempre una indicación de que algo funciona mal, señalando al operador no solamente el empleo de medidas correctivas, como las mencionadas, sino que también le indica la necesidad de comprobar la operación de toda la planta de tratamiento para localizar la causa más probable. Si las unidades primarias no eliminan adecuadamente la grasa o los aceites, la película biológica del medio filtrante se recubrirá de ellos y se privará de oxígeno a los organismos, impidiéndose también que las aguas negras entren en contacto con los mismos. También puede suceder que la instalación no corresponda a la carga de la planta, lo cual, naturalmente señala la necesidad de instalar unidades adicionales que deberán construirse tan pronto como sea posible.

Otra condición perturbadora que frecuentemente se produce en los filtros goteadores, es la presencia en cantidad excesiva de la *mosca de los filtros*, que es la *psychoda*. Estas moscas son tan pequeñas, que pueden pasar a través de las mallas que comúnmente se emplean en las ventanas y son muy molestas para el operador y para los vecinos cercanos.

Las larvas de las moscas prefieren un medio de desarrollo que sea húmedo, pero no demasiado y en consecuencia prevalecen más en los filtros de gasto normal dosificados intermitentemente que en los filtros de gran gasto dosificados continuamente. Algunos de estos insectos pueden presentarse en las unidades de filtración que estén funcionando normalmente; debido a que la mosca del filtro es uno de los organismos biológicos naturales que se alimentan de los lodos y de la película que se forma en los filtros, ayudando además al proceso de descomposición de la materia orgánica. No obstante una cantidad excesiva de estas moscas indica que la vida biológica del filtro no está en equilibrio, debido probablemente a una sobrecarga orgánica.

El control de la mosca en el filtro presenta muchas dificultades. El mantener mojadas todas las partes del filtro, especialmente las aristas, restringe su multiplicación. Se han usado diversos insecticidas, como el DDT, el Clordano, el Lindano y otros, para librar de estas plagas a un filtro infestado. Ninguno ha dado resultados enteramente satisfactorios, sino solamente un alivio temporal. Parece ser que el empleo de cualquier insecticida provoca la producción de especies resistentes de este insecto. Se ha comprobado que lo mejor es emplear algunos insecticidas en rotación, pero este tratamiento es caro y se requiere un cuidado extremo porque una dosificación demasiado fuerte puede exterminar toda la vida biológica que es necesaria y deseable en el filtro.

Si existen unidades filtrantes duplicadas; se puede retirar una de ellas del servicio durante uno o dos días, inundándola o dejándola que se seque, de modo que el filtro quede en condiciones desfavorables para el desarrollo de la mosca.

A pesar de que cualquiera de las medidas mencionadas puede proporcionar un alivio temporal, la única solución permanente contra la molestia de la *psychoda* es, como en el control del encharcado, determinar su causa y entonces llevar a cabo la acción correctiva adecuada.

Como la operación del filtro goteador depende de la vida biológica, es evidente que, cuando empieza a funcionar un filtro, hace falta tiempo para que se desarrolle una población adecuada de organismos en el medio filtrante. Esto es válido no solamente para las unidades nuevas, sino también para aquellas que por haber estado ociosas durante mucho tiempo han ocasionado la muerte de los organismos por falta de sustento y agua. Por lo tanto, debe evitarse en lo posible aislar o separar del servicio a una unidad durante un periodo de tiempo muy grande.

Cada instalación de filtros goteadores tiene sus propias características. Parece ser que no hay método alguno que pueda considerarse como el adecuado para todas las plantas. Deberán aprovecharse todas las oportunidades que se presenten para modificar o adaptar ciertas variantes y hacer pruebas con diversos métodos de operación, como el trabajo en serie o en paralelo, a fin de determinar las mejores condiciones de trabajo para una planta determinada.

Tanques para la sedimentación secundaria

Como los filtros goteadores solamente alteran las características de los sólidos de las aguas negras, pero no los eliminan, el efluente contiene sólidos suspendidos que deben ser eliminados antes de que se disponga de tal efluente por descarga en aguas receptoras.

Para este propósito se usan tanques de sedimentación secundaria o de asentamiento final. Estos tanques son de diseño similar a los descritos en el capítulo 5 que estudia el Tratamiento Primario y deben tener un coeficiente de sedimentación por unidad de superficie no mayor de 32.6 metros cúbicos por m² y por día (800 galones por pie cuadrado y por día).

Lodos activados

El desarrollo del proceso de los lodos activados ha marcado un progreso importante en el tratamiento secundario de las aguas negras. Similarmente a los filtros goteadores, es éste un proceso biológico de contacto, en el que los organismos vivos aerobios y los sólidos orgánicos de las aguas negras, se mezclan íntimamente en un medio ambiente favorable para la descomposición aeróbica de los sólidos. Como el medio ambiente está formado por las mismas aguas negras, la eficacia del proceso depende de que se mantenga continuamente oxígeno disuelto en las aguas negras durante todo el tratamiento.

No obstante, el medio ambiente, por sí mismo, no logra mucho, a no ser que esté poblado por suficientes operarios vivientes.

Las aguas negras comunes contienen algunos de estos operarios biológicos, pero su número es demasiado chico para que puedan llevar a cabo el trabajo requerido. Es necesario, por lo tanto, agregar muchos más organismos y distribuirlos bien por todas las aguas negras, antes de que el proceso de lodos activados pueda empezar a funcionar con eficacia.

El proceso de lodos activados se emplea generalmente después de la sedimentación simple. Las aguas negras contienen algo de sólidos suspendidos y coloidales, de manera que cuando se agitan en presencia de aire, los sólidos suspendidos forman núcleos sobre los cuales se desarrolla la vida biológica pasando gradualmente a formar partículas más grandes de sólidos que se conocen como lodos activados.

Los lodos activados están formados por flóculos parduscos que consisten, principalmente, en materia orgánica procedente de las aguas negras, poblados por miríadas de bacterias y otras formas de vida biológica. Estos lodos activados, con sus organismos vivos, tienen la propiedad de absorber o de adsorber la materia orgánica coloidal y disuelta, incluyendo el amoníaco de las aguas negras con lo que disminuye la cantidad de sólidos suspendidos. Los organismos biológicos utilizan como alimento al material absorbido convirtiéndolo en sólidos insolubles no putrescibles. Casi toda esta transformación es un proceso que se verifica gradualmente. Algunas bacterias atacan las sustancias complejas originales, produciendo como desecho compuestos más simples. Otras bacterias usan estos desechos, produciendo compuestos aún más simples, continuando así el proceso hasta que los productos finales de desecho no puedan ya ser usados como alimento por las bacterias.

La generación de lodos activados o flóculos en las aguas negras, es un proceso lento, de manera que la cantidad así formada en cualquier volumen de aguas negras, durante su período de tratamiento es muy corta e inadecuada para tratar rápida y eficazmente las aguas negras, pues se requiere de una gran concentración de lodos activados. Esta gran concentración se logra recolectando los lodos producidos por cada volumen de aguas negras tratadas y usándolos nuevamente para el tratamiento de volúmenes subsecuentes de aguas negras. Los lodos que se vuelven a emplear en esta forma se conocen como *lodos recirculados*. Este es un proceso acumulativo por el que, eventualmente se producirá mayor cantidad de lodos activados de los que se requieren. La excesiva acumulación, o *exceso de lodos activados*, se retira continuamente del proceso de tratamiento y se acondiciona para su disposición final, según se describe en el capítulo 8, en: "Tratamiento y disposición de los lodos".

Los lodos activados deben mantenerse en suspensión durante su período de contacto con las aguas negras a tratar, mediante algún método de agitación. Por lo tanto, el proceso de lodos activados consta de las siguientes etapas:

- 1) Mezclado de los lodos activados con las aguas negras que se van a tratar.
- 2) Aeración y agitación de este licor mezclado durante el tiempo que sea necesario.
- 3) Separación de los lodos activados, del licor mezclado.
- 4) Recirculación de la cantidad adecuada de lodos activados, para mezclarlos con las aguas negras.
- 5) Disposición del exceso de lodos activados.

Se han desarrollado diversas variaciones para llevar a cabo los pasos anteriores, con el propósito de lograr diferentes condiciones. Esto ha dado origen a que se use el término "método convencional de lodos activados" para distinguir el proceso original, asignando nombres específicos a las variaciones del proceso original.

Antes de estudiar estas variaciones, conviene definir dos términos de uso corriente y describir las etapas fundamentales que forman el proceso de lodos activados.

Índice volumétrico de los lodos. Este índice es el volumen en ml. que ocupa un gramo de lodos activados en el licor mezclado, una vez que se ha dejado sedimentar durante 30 minutos. El procedimiento y los cálculos respectivos para determinar este índice se presentan en el capítulo 11 que trata de *procedimientos para el muestreo y para las pruebas*. Debe determinarse en cada planta cuál es el índice volumétrico más adecuado de los lodos y deben esperarse ligeras variaciones de día a día, teniéndose en cuenta que un índice volumétrico que esté aumentando indicará que va creciendo el volumen que ocupa un gramo de lodos, lo cual causará una disminución de la densidad y por ende una tendencia al "abultamiento", que se estudiará más adelante.

Edad de los lodos. Es el tiempo medio, en días, que permanece sujeta a la aeración una partícula de sólidos suspendidos en el proceso de tratamiento de aguas negras con lodos activados. Se calcula a partir del peso de los lodos activados en el tanque de aeración y los sólidos suspendidos en las aguas negras que entran a dicho tanque, empleando la fórmula:

$$\text{Edad de los lodos} = \frac{V \times A}{Q \times C}$$

en la que

V = Volumen del tanque de aeración, en metros cúbicos (o en mg.)

A = Concentración de los sólidos suspendidos en el tanque de aeración en ppm.

Q = Gasto de aguas negras en metros cúbicos por día (o en mgd.)

C = Concentración de sólidos suspendidos en las aguas negras que entran al tanque de aeración, en ppm. (excluyendo los lodos recirculados)

Debe mantenerse la edad de los lodos dentro de ciertos límites, para que la operación sea satisfactoria, lo cual depende de las características de las aguas negras que se estén tratando, y que deberá determinarse para cada planta. Para la mayoría de las aguas negras domésticas comunes, es generalmente satisfactoria una edad de tres a cuatro días.

Mezclado de los lodos activados con las aguas negras en tratamiento. Es muy importante que los lodos activados recirculados se mezclen bien con las aguas negras. Esto se lleva a cabo generalmente agregando los lodos recirculados a las aguas negras sedimentadas en el extremo de alimentación del tanque de aeración, donde la agitación efectúa un mezclado rápido y satisfactorio. En algunos casos se emplean pequeñas cámaras mezcladoras con agitación, pero no es la práctica más común.

Aeración y agitación del licor mezclado. Con la aeración se logran los tres objetivos siguientes: el mezclado de los lodos recirculados con las aguas negras; el mantener los lodos en suspensión por la agitación de la mezcla y el suministro del oxígeno que se requiere para la oxidación biológica. El aire se agrega generalmente por medio de alguno de los dos métodos que se conocen como sistema de "aeración por difusión" o "aeración a presión" o por aeración mecánica.

En el sistema de difusión de aire, se suministra aire a baja presión, generalmente a no más de 0.5 a 0.7 kilos (8 a 10 libras), mediante sopladores, y se hace pasar a través de diversos tipos de material poroso, en placas, o en tubos, que reparten el aire en forma de pequeñas burbujas. Estas placas o tubos están colocados de tal manera en el tanque de aeración, que imprimen un movimiento giratorio a la mezcla de aguas negras, de lo cual resulta una considerable absorción del aire atmosférico. Las placas difusoras están compuestas de alúmina cristalina fundida o de una arena de alto contenido en sílice. Estas se fijan en recipientes que generalmente se hacen de concreto armado. Los tubos difusores se hacen de material similar y últimamente se han hecho de tubería de acero inoxidable corrugado, con múltiples orificios de salida y envuelto con cordeles torcidos de saran.

Estos difusores van suspendidos en secciones sobre el tanque de aeración de manera que puedan ser desconectados desde arriba de la superficie de las aguas negras y así puedan sacarse para su limpieza o reposición. Cuando se instalan por medio de conexiones con juntas articuladas, para que puedan levantarse hasta la superficie del tanque, se les llama "Difusores articulados".

A fin de impedir que se obstruyan las placas o tubos de los difusores, conviene filtrar el aire con que se alimentan, para quitarle el polvo, el aceite u otras impurezas; además, la tubería debe ser de material anticorrosivo. Hay diversos tipos de filtros para ese objeto, basados en diferentes principios, los cuales pueden usarse solos o combinados.

Aeradores mecánicos. Son de dos tipos generales: de paletas y de tubo de tiro vertical. Los de paleta consisten en un rodillo con

paletas o cepillos sumergidos parcialmente en las aguas negras que giran sobre un eje horizontal. El aire se absorbe por contacto superficial y por las gotas que se lanzan al aire por medio del mecanismo de paletas. Con los de tubo de tiro vertical, las aguas negras se hacen circular hacia arriba o hacia abajo a través de un tubo vertical central por medio de un impulsor giratorio. Hay diversos tipos de aeradores de tubo de tiro vertical fabricados por diferentes fabricantes, cada uno con características especiales patentadas.

Además de los dos métodos mencionados hay otros tipos de aeradores en el mercado, en los que se emplean diferentes dispositivos para introducir o arrastrar el aire y proporcionar agitación.

Requerimientos de aire. La cantidad de aire que se requiere depende de los siguientes factores:

- 1) La carga de la DBO.
- 2) La calidad de los lodos activados.
- 3) La concentración de sólidos.
- 4) La eficiencia que se desee en el abatimiento de la DBO.

La cantidad básica de aire que se requiere debe ser suficiente para mantener las aguas negras con un mínimo de 2 ppm. de oxígeno disuelto bajo cualquier condición de carga de la DBO, en todas las partes de los tanques de aeración, excepto en las inmediaciones de las alimentaciones. Deben hacerse pruebas para determinar el oxígeno disuelto en diversas secciones del tanque, para asegurar el mantenimiento de esa concentración.

En los sistemas de aire difundido, se suele expresar la cantidad de aire que se agrega, en metros cúbicos de aire por metro cúbico de aguas negras, que generalmente oscila entre 3.75 y 11.25 (0.5 a 1.5 pies cúbicos de aire por galón de aguas negras). Es preferible expresar esto en metros cúbicos de aire por kilogramo de DBO que es preciso eliminar en el efluente del tanque de tratamiento primario. Se estiman los requerimientos usuales de aire en 62.3 metros cúbicos por kilogramo de DBO (1,000 pies cúbicos por libra de DBO), debiendo ser capaz el sistema de aeración de rendir el 150 por ciento de esta capacidad.

Las cifras anteriores se aplican ordinariamente a las aguas negras domésticas de composición media, en una planta de lodos activados de tipo convencional, según se define más adelante. Cuando entran desechos industriales, o la planta es de uno de los tipos modificados (que serán definidos después), tales cifras pueden sufrir grandes variaciones, por lo que deberán determinarse basándose en la experiencia operacional de cada planta. Una cantidad de aire insuficiente da por resultado una baja calidad de los lodos activados y, por ende, una disminución sensible en la eficiencia de la planta. El empleo de cantidades excesivas de aire no solamente es un desperdicio, sino que conduce a la formación de lodos tan finamente dispersos que llegan a ser de difícil sedimentación.

Tiempo de aeración. En el proceso de lodos activados, son los lodos los que efectúan la mayor disminución de la DBO y de la concentración de sólidos en las aguas negras en tratamiento, en un período de aeración relativamente corto. Sin embargo, los lodos necesitan mucho más tiempo para asimilar la materia orgánica que hayan absorbido. Durante este período hay que mantener el medio ambiente aerobio. Se ha comprobado que para lograr el tratamiento más completo de las aguas negras y para que el proceso convencional de lodos activados resulte más económico, es adecuado un tiempo de aeración de 6 a 8 horas con aire difundido y de 9 a 12 horas con aeración mecánica. En algunos de los procesos modificados se emplean períodos sensiblemente menores. Por lo general, estos períodos más cortos dan lugar a que se obtengan efluentes de la planta de calidad inferior. De esto se tratará después al estudiar los diferentes tipos de plantas de lodos activados.

Separación de los lodos activados, del licor mezclado. Antes de que pueda disponerse de las aguas negras tratadas en un tanque de aeración, descargándolas en aguas receptoras, hay que separar los lodos activados. Esto se hace en los tanques de sedimentación secundaria o final. Tales tanques son de diseño similar a los de sedimentación primaria con limpieza mecánica, descritos en el capítulo 5. La relación superficial de sedimentación no debe exceder de 32,500 litros por metro cuadrado y por día (800 galones por pie cuadrado y por día).

El ciclo de remoción de los lodos en los tanques secundarios tiene mayor importancia que en los tanques primarios, pues cierta proporción de lodos debe retirarse continuamente para utilizarlos como lodos recirculados en el tanque de aeración. El exceso de lodos debe eliminarse antes de que pierda su actividad por la muerte de los organismos aerobios debido a la falta de oxígeno en el fondo del tanque. Cuando se dispone de los recursos adecuados, es posible reactivar los lodos recirculados en tanques de reaeración separados, antes de agregarlos a las aguas negras. Sin embargo es mucho más juicioso conservar la actividad de los lodos mediante su pronto retiro del tanque.

Recirculación de la cantidad apropiada de lodos activados para mezclarlos con las aguas negras. La cantidad de lodos devueltos al tanque de aeración ha de ser suficiente para producir la purificación deseada en el tiempo disponible para la aeración y no obstante lo suficientemente corto para lograr un aprovechamiento económico de aire. Debido a las variaciones en las características y concentración de las aguas negras, así como en el tipo de plantas, la cantidad de lodos recirculados puede variar desde 10 hasta 50 por ciento del volumen de las aguas negras en tratamiento. Esto se estudiará posteriormente al referirnos a los diversos tipos de plantas. Para una planta convencional, el porcentaje varía normalmente de 10 a 20. De esta manera se alcanza una concentración de sólidos en el licor mezclado de 1,000 a 2,500 ppm. en las plantas que operen con aire difundido, y de 500 a 1,500 ppm. en las que operen con aeración mecánica. La concentración óptima debe determinarse en cada planta por tanteos

en la operación y debe mantenerse cuidadosamente controlando la proporción de lodos recirculados. La concentración máxima queda limitada por el suministro de aire y por la carga de las aguas negras. Si se deja que se acumulen los sólidos, los requerimientos de aire y alimentos excederán a los disponibles y se desequilibrará la operación.

Tratamiento y disposición del exceso de lodos activados. El exceso final de lodos activados se trata y dispone junto con los lodos de los tanques de sedimentación primaria. Lo que se dirá en el capítulo 8, donde se estudia el tratamiento y la disposición de los lodos, se aplica tanto a los del tratamiento primario como a los del tratamiento secundario. Sin embargo, existen diversos métodos en los que se combina el exceso de lodos activados con los lodos provenientes de los dispositivos primarios.

La práctica más común es, probablemente, la que consiste en bombear el exceso de lodos al extremo del influente del tanque de sedimentación primaria, donde se depositan junto con los sólidos de las aguas negras crudas. Los lodos activados se sedimentan rápidamente y, debido al carácter más flocculento de las partículas de lodos, tienden a arrastrar consigo parte de los sólidos no sedimentables de las aguas negras, disminuyendo así la carga de materia orgánica y de sólidos en el tanque de aeración.

En las plantas donde no se sigue el procedimiento descrito arriba, el exceso de lodos activados se pasa a los tanques de digestión de los lodos ya sea directamente o a través de espesadores, según se describe en el capítulo 8 o mediante otros procedimientos que en él se mencionan.

Proceso convencional de lodos activados. En la figura 15 (a) se muestra un diagrama de operación de una planta convencional de lodos activados para tratar aguas negras domésticas y en la cual se usa para la aeración el sistema de aire difundido. Todas las aguas negras sedimentadas se mezclan con los lodos activados recirculados a la entrada del tanque de aeración. Con aguas negras domésticas de composición media, el volumen de lodos recirculados es de 20 a 30 por ciento del volumen de aguas negras que se van a tratar. Los tanques de aeración se diseñan de manera que proporcionen un tiempo de aeración de seis a ocho horas cuando la aeración se hace con aire difundido y de nueve a doce horas si la aeración es mecánica. Con gastos menores de aguas negras se emplearán tiempos mayores. El aire se aplica a razón de 7.5 a 11.0 metros cúbicos por cada metro cúbico de aguas negras (1 a 1.5 pies cúbicos por galón), o sea a razón de 56 a 70 metros cúbicos por kilogramo de DBO que deba abatirse (900 a 1,100 pies cúbicos por libra de DBO). Los lodos activados se recirculan en una proporción que mantenga un contenido de sólidos de 1,000 a 2,500 ppm. en el licor mezclado. El índice de los lodos y su edad, según se determinen para cada planta, caerán respectivamente dentro de los límites de 100 a 200 y de 3 a 4 días. Se puede esperar una eficiencia global de la planta de 80 a 95 por ciento, medida por el abatimiento de la DBO y de los sólidos suspendidos,

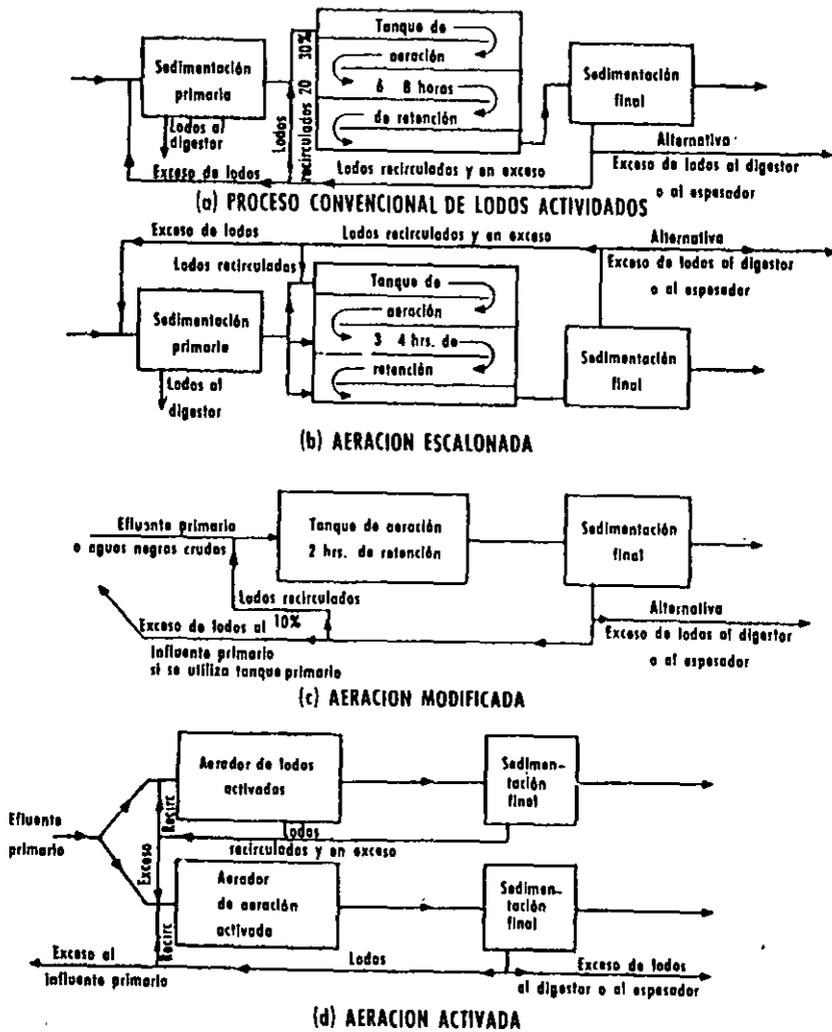


FIGURA 15

si las eficiencias se mantienen predominantemente cerca de los límites intencionados.

El proceso convencional de lodos activados es capaz de llevar a cabo el mayor grado de purificación logrado hasta ahora por los diversos métodos de tratamiento de aguas negras que son de uso común, con la sola excepción de la lograda por filtración intermitente en arena. Aunque la composición de los lodos activados es similar y también lo son las reacciones bioquímicas, a las de los lodos de los filtros goteadores, su eficiencia algo mayor. Los flóculos de lodos activados

se mueven entre las aguas negras circulantes, lo que significa que efectivamente van buscando su alimento. Consecuentemente, es más completa la descomposición de la materia orgánica de las aguas negras que la lograda por medio de los filtros goteadores. Como el proceso de contacto biológico tiene lugar bajo el agua, desaparece el peligro de las moscas y los olores disminuyen notablemente. El espacio que se requiere para las unidades de lodos activados es mucho menor que el que necesitan los filtros goteadores para tratar el mismo gasto.

Sin embargo, el proceso de lodos activados no es tan burdo como el de los filtros goteadores, pues es complejo y presenta muchos problemas técnicos que requieren de mayor experiencia operatoria y de más preparación. Aunque el proceso de lodos activados puede adaptarse para tratar aguas negras y desechos de muy diversas concentraciones y composiciones, es muy sensible a cargas repentinas y a sustancias tóxicas que pueden descargarse en las alcantarillas, especialmente por parte de las plantas industriales. Estos desechos industriales pueden destruir o inhibir la actividad de los microorganismos, la cual es esencial para descomponer la materia orgánica.

Modificaciones al proceso convencional de lodos activados

Ya se ha mencionado que existen modificaciones al proceso convencional de lodos activados, con el fin de satisfacer ciertas condiciones locales o para lograr economías en la construcción y operación. Algunas de estas modificaciones se describen a continuación.

Aeración escalonada. En este proceso (figura 15 b), las aguas negras entran al tanque de aeración por diversos lugares, pero todos los lodos recirculados se introducen en el primer punto de entrada con o sin una porción de aguas negras. Por lo tanto, la concentración de sólidos de los lodos en el licor mezclado, es mayor en la primera etapa o lugar de entrada y disminuye a medida que se introducen más aguas negras en las etapas subsiguientes. Esto permite que se pueda regular con facilidad la cantidad de sólidos que se mantienen en aeración. En este proceso se puede lograr un tratamiento que sea prácticamente equivalente al del proceso convencional de lodos activados, en casi la mitad del tiempo de aeración, si se mantiene la edad de los lodos dentro de los límites adecuados de tres a cuatro días.

Usando un tanque de aeración cuya capacidad sea de solamente la mitad de la que se necesita en el proceso convencional, son menores el costo de construcción y la superficie requerida. Los costos de operación son casi iguales para el proceso convencional y para el de aeración escalonada.

Aeración graduada. Este proceso se desarrolló basándose en la teoría de que se necesita mayor cantidad de aire durante el principio del período de aeración. Por este motivo, la proporción de aire que se introduce en las aguas negras es mayor en la sección de entrada del

tanque de aeración, que en las secciones subsecuentes, para satisfacer aproximadamente la utilización de oxígeno en las diversas secciones o etapas de aeración en el tanque.

Las ventajas que pretende esta modificación del proceso convencional son: un mejor control del proceso cuando se presentan cargas repentinas y una disminución del costo de operación.

Aeración modificada. Esta modificación del proceso convencional de lodos activados, según la figura 15 (c), también se conoce como tratamiento intensivo con lodos activados. Es aplicable cuando las aguas receptoras requieren que se efectúe un mayor grado de tratamiento que el que se logra mediante el tratamiento primario, pero no mayores abatimientos de la DBO y de los sólidos suspendidos que el obtenido por el método convencional de los lodos activados.

En la aeración modificada, las aguas negras, ya sean crudas o sedimentadas, se mezclan con cerca del 10 por ciento de lodos de recirculación y se aerean durante un período de una o dos horas solamente. Los sólidos suspendidos del licor mezclado disminuyen así a menos de 1,000 ppm, lo cual hace que sean menores los requerimientos de aire. Controlando el suministro de aire, el período de aeración y el porcentaje de lodos recirculados se puede lograr casi cualquier grado de tratamiento entre la sedimentación primaria y el proceso convencional de lodos activados.

Con este proceso se consigue un ahorro en los costos de construcción y de operación, así como menos superficie que en la planta convencional. Los lodos obtenidos son densos y más parecidos a los de un tanque primario que a los activados, con la ventaja de que no están expuestos al abultamiento, según se describe más adelante.

Aeración activada. Este proceso fue introducido recientemente en la ciudad de Nueva York (E.U. de A.), figura 15 d, y es un tratamiento convencional o de lodos activados por etapas, con un menor período de aeración. El cultivo que se produce en la sección de lodos activados y que generalmente se desperdicia como exceso de lodos, se pasa a una sección de aeración activada que recibe también una porción del gasto de aguas negras sedimentadas. En la sección de aeración activada, se aerea la porción de aguas negras sedimentadas que se enviaron ahí, con una baja concentración de sólidos de unas 200 a 400 ppm. Se destinan tanques de sedimentación final para ambas secciones, yendo a dar los efluentes a las aguas receptoras.

Variando la proporción del gasto total de aguas negras entre las dos secciones de la planta, así como otros factores de operación, el proceso de aeración activada ofrece gran flexibilidad y un amplio margen de eficiencia del tratamiento, según los requerimientos de las aguas receptoras. Se pueden lograr abatimientos de la DBO de 80 a 85 por ciento, así como ahorros en el costo del aire, en comparación con el proceso convencional.

Estabilización por contacto. Esta es otra modificación al proceso convencional de lodos activados. En este método, los lodos biológicamente activos se ponen en contacto íntimo con las aguas negras durante 15 a 30 minutos solamente, tiempo durante el cual los lodos

activados absorben y adsorben un gran porcentaje de la materia contaminante suspendida, coloidal y disuelta, de las aguas negras. Entonces fluye la mezcla al tanque de sedimentación de donde se separan los lodos y se pasan a un tanque regenerador en el que se estabilizan y regeneran por aeración. Esta modificación es aplicable especialmente en el tratamiento de desechos industriales debido a que todo el suministro de lodos que se siembra no es vulnerable a las cargas repentinas por mantenerse la mayoría de la semilla bajo aeración por separado. Un atascamiento de desechos afectará solamente a la pequeña porción de lodos que se esté mezclando con las aguas negras.

Digestión aerobia (oxidación total). En este proceso se aerean vigorosamente un flujo continuo de aguas con sus sólidos macerados, en un tanque diseñado para retener el flujo de un día. Después pasan las aguas negras aeradas a un tanque de sedimentación convencional para un doble objetivo: el efluente clarificado se derrama en las aguas receptoras y los lodos sedimentados se recirculan rápidamente al compartimiento de aeración.

Este proceso relativamente sencillo consiste en completar prácticamente la estabilización de la fracción putrescible de las aguas negras, por oxidación biológica, en un solo compartimiento. La experiencia ha demostrado que este proceso es muy sensible a los cambios repentinos de volumen y/o a las características de los desechos. Los lodos deben desecharse periódicamente del sistema, para mantener el equilibrio y producir un efluente de alta calidad.

Este proceso se ha aplicado hasta ahora en plantas relativamente chicas, y la experiencia muestra que el grado de tratamiento logrado se compara favorablemente con otros procesos secundarios de gran eficiencia.

Operación del proceso de lodos activados

Los detalles de la operación varían en las diversas plantas de lodos activados, dependiendo de una serie de factores, como son el tipo de recursos disponibles, la fuerza y características de las aguas negras, las temperaturas, los requerimientos de las aguas receptoras, y otros más. La experiencia debe determinar cuál es el mejor procedimiento para operar cada planta. Sentado este requisito, lo que sigue se aplica generalmente a una planta de tipo convencional en la que se tratan aguas negras domésticas de composición promedio. Para plantas de tipo modificado deben consultarse las secciones que tratan acerca de las diversas unidades.

- 1) Es necesaria una aeración suficiente para mantener un contenido de oxígeno disuelto de cuando menos 2 ppm en todo tiempo a través del volumen total de los tanques de aeración, excepto en las inmediaciones de la alimentación. Esto es de esperar con un tiempo de aeración de seis a ocho horas empleando aire difundido y de nueve a doce horas si la aeración

es mecánica y cuando se suministran alrededor de 62.5 metros cúbicos de aire por cada kilogramo de abatimiento de la DBO (1,000 pies cúbicos de aire por cada libra de abatimiento de la DBO).

- 2) Se precisa que haya oxígeno disuelto durante todo tiempo en las aguas tratadas, en los tanques de sedimentación final.
- 3) Los lodos activados deberán recircular continuamente de los tanques de sedimentación final a los tanques de aeración.
- 4) La proporción óptima de recirculación de lodos activados varía en cada instalación y con los diversos factores de carga. Por regla general, oscilará entre 20 y 30 por ciento del gasto de aguas negras para aire difundido y de 10 a 20 por ciento en las unidades de aeración mecánica.
- 5) El contenido óptimo de sólidos suspendidos en los tanques de aeración, puede variar considerablemente, pero usualmente varía de 1,000 a 2,500 ppm. con aire difundido y de 600 a 1,200 ppm. con aeración mecánica.
- 6) Un índice volumétrico de lodos cercano a 100 y una edad de 3 a 4 días, es lo normal en la mayoría de las plantas. Cuando se establece el índice volumétrico de lodos en una planta, debe mantenerse dentro de un margen razonablemente corto. Un aumento importante es un aviso de dificultades posteriores, según se estudiará después bajo el epígrafe de abultamiento de los lodos.
- 7) El contenido de sólidos suspendidos, en los tanques de aeración, puede ser controlado por la cantidad de lodos que se recirculen. Deben eliminarse del sistema los lodos que sobrepasen las necesidades de los tanques de aeración. Es preferible eliminar el exceso continuamente en pequeñas porciones, o a intervalos frecuentes, en vez de hacerlo en grandes cantidades de una sola vez. Los lodos que se mantengan demasiado tiempo en el tanque de sedimentación final, se volverán sépticos, perderán su actividad y agotarán el contenido de oxígeno disuelto que se necesita en el tanque (consúltese el punto 2 anterior).
- 8) El funcionamiento del proceso de lodos activados se verá afectado adversamente si hay condiciones sépticas en los tanques de sedimentación primaria. Para impedir que las aguas negras que entran a los tanques de aeración lleguen en condiciones sépticas, se hace una precloración o preaeración, tal como se ha descrito en el capítulo 4 al estudiar tratamientos preliminares.
- 9) Las sobrecargas orgánicas, ya sea periódicas o repentinas, como las que pueden resultar de recircular grandes cantidades de licor sobrenadante del digestor de lodos a los tanques primarios, o de dosis de desechos industriales que tengan una DBO excesiva o que contengan sustancias químicas tóxicas, causarán

por lo general dificultades en la operación. Siempre que sea posible, debe llevarse a un mínimo la sobrecarga, controlando su descarga, o mediante pretratamiento de tales desechos deletéreos. Hasta puede ser preferible instalar una derivación en la planta evitando las unidades de lodos activados, a desarticular todo el proceso. Este procedimiento puede aplicarse si se toman las debidas precauciones, pero si tiene que practicarse con frecuencia o implica grandes volúmenes, quiere decir que probablemente son inadecuados los recursos de la planta y deben instalarse unidades adicionales.

Abultamiento (Bulking) de los lodos. El problema más común en la operación de las plantas de lodos activados es el abultamiento de los lodos. Es deseable un lodo que sedimente rápidamente, dejando un líquido sobrenadante claro, inodoro y estable. Los flóculos deben ser de apariencia granulosa, bien delimitados, de color pardo dorado y de olor a mohó. Cuando cambian las características de los lodos disminuyendo su sedimentabilidad, lo que se pone de manifiesto por un aumento importante de su índice volumétrico, se desarrolla una condición en el tanque de sedimentación final, que recibe el nombre de abultamiento de los lodos. Como una parte de los lodos, no se sedimenta en el tanque y es arrastrada por el efluente, resulta que la calidad del efluente de la planta, empeora notablemente llevando una carga orgánica adicional a las aguas receptoras.

Como siempre, más vale prevenir el mal que corregirlo y el primer paso consiste en saber su posible origen, para evitarlo. Son diversas las causas del abultamiento de los lodos y algunas de ellas son las que figuran a continuación:

- 1) El acortamiento del período de aeración como resultado de un flujo excesivo o grandes corrientes pluviales.
- 2) Corto circuitos en los tanques de aeración.
- 3) Desechos industriales de alto contenido orgánico o que contengan sustancias químicas que ejerzan efectos tóxicos sobre el desarrollo bacterial.
- 4) Contenido de sólidos demasiado alto o demasiado bajo en los tanques de aeración.
- 5) Aeración insuficiente que falle en mantener la debida concentración de oxígeno disuelto a través de todo el sistema o posibilidad de que se use demasiado aire, lo cual tiende a desintegrar los flóculos.
- 6) Aguas negras sépticas en la sedimentación primaria.
- 7) Interrupción de la continuidad de recirculación de los lodos al tanque de aeración, o intervalos demasiado largos para eliminar el exceso de lodos de las unidades del proceso.
- 8) Una preponderancia de hongos que formen filamentos en los lodos.

Todas estas causas pueden resumirse bien diciendo que el abultamiento de los lodos resulta de una sobrecarga o de un balance impropio entre las tres variables: carga de la DBO, concentración de sólidos suspendidos en el licor mezclado y cantidad de aire que se use en la aeración.

No existen reglas infalibles para la prevención ni para el control del abultamiento de los lodos. Si esta condición se desarrolla, la solución final consiste en determinar la causa y proceder a corregirla o eliminarla, o tomar medidas de compensación en las diferentes etapas de control del proceso. Hay algunas medidas correctivas que pueden tomarse cuando se dispone de los recursos necesarios, las cuales pueden contribuir a que el proceso recupere su ritmo normal. Algunas de éstas son:

- 1) Agregar cal hidratada a los tanques de aeración para elevar el pH sin que exceda de 7.1. Anteriormente se usaba esto más que en la actualidad, pues ha sido reemplazado en gran parte por el uso del cloro, según se hace notar en el punto 4) más adelante.
- 2) Disminución del contenido de sólidos que se llevan a los tanques de aeración, mediante la eliminación de algo de lodos activados como si estuviesen en exceso.
- 3) Reaeración de los lodos activados recirculados, antes de que entren a los tanques de aeración.
- 4) Cloración de los lodos activados recirculados. Esto se estudia más adelante en el capítulo 7 que trata de la cloración. Debe controlarse cuidadosamente para evitar que mueran los organismos que hay en los lodos.
- 5) Aumentar el volumen de aire y el tiempo de aeración.

Algunas veces es deseable o necesario eliminar del sistema todos los lodos que sea posible y preparar lodos frescos y debidamente activados.

Espumamiento. La formación de una capa espesa de espuma sobre la superficie de los tanques de aeración se ha convertido en uno de los problemas más graves y comunes para los operadores de las plantas de lodos activados. La causa (o causas) no se conoce con precisión, aunque suele atribuirse al uso creciente de detergentes sintéticos en la industria y en los hogares. Cualquiera que sea su causa, existen diversos métodos de control. Uno de éstos consiste en emplear despumantes que por disminuir la tensión superficial, son muy eficaces. Estos productos son caros y es su costo lo que a veces impide que se haga uso de ellos cuando se requieren grandes cantidades. Otro método consiste en aplicar a la espuma aspersiones finas de agua o del efluente de la planta. También puede representarse erogaciones considerables la instalación y operación de un sistema aspersor satisfactorio. En algunas plantas se ha usado una combinación de ambos métodos, agregando un despumante a la aspersión. La

necesidad de controlar la espuma, así como el método de control que se use, dependen de la magnitud del problema y de los costos relativos de los diversos métodos de control para cada planta en particular.

Aeración por contacto

El proceso de aeración por contacto está protegido por diversas patentes. Como todos los procesos de tratamiento secundarios, depende de los organismos biológicos aerobios para degradar la materia orgánica compleja putrescible que hay en las aguas negras, a formas más simples y estables. Los organismos como los que hay en los filtros goteadores, son estacionarios y están adheridos a un medio fijo. Sin embargo, están continuamente sumergidos y alimentados con aire a la manera del sistema de aire difundido en el proceso de lodos activados.

Una planta típica de aeración por contacto, consiste de cinco tanques en serie, en los que se lleva a cabo respectivamente la sedimentación primaria, la primera etapa de la aeración, la sedimentación intermedia, la segunda etapa de la aeración y la sedimentación final. Además hay que contar con recursos para el tratamiento y la disposición de los lodos.

Las unidades de aeración consisten en tanques que contienen cierto número de placas delgadas, hechas de diversos materiales como láminas corrugadas de aluminio o de asbesto. Estas van suspendidas verticalmente y espaciadas de 2.5 a 4 centímetros de centro a centro. Sobre estas placas se va desarrollando el proceso vital necesario. Las aguas negras llegan al tanque por el fondo y pasan hacia arriba, entre las placas, mezcladas por un sistema difusor de aire que hay en el fondo. Así se mantienen las condiciones aerobias de vida biológica en las placas sumergidas. Las acumulaciones de sólidos orgánicos son desprendidas continuamente de las placas. Las de la primera etapa de la aeración se eliminan en los tanques de sedimentación intermedia y las de la segunda etapa de la aeración en el tanque de sedimentación final.

El sistema es bastante rudimentario y, como los filtros goteadores, puede resistir cargas repentinas. Las unidades son aptas para fabricarse e instalarse en unidades "compactas", con controles automáticos para disminuir, pero no eliminar, el tiempo y atención que se preste a la operación. Pueden lograrse abatimientos de la DBO y eliminación de sólidos suspendidos del 90 por ciento o mayores, con plantas correctamente diseñadas y operadas. Hoy día, el uso de este proceso ha sido restringido a plantas que sirven a pequeños pueblos, o pequeñas agrupaciones similares. Sin embargo, quizá resultaran prácticas las instalaciones mayores con unidades múltiples.

Filtros de arena intermitentes

El filtro intermitente de arena es un lecho de arena especialmente preparado en el que pueden aplicarse intermitentemente efluentes

del tratamiento primario, o de los filtros goteadores, o de los tanques de sedimentación secundaria, usando distribuidores en forma de colectores o de tubos perforados. El efluente del filtro se recoge en un sistema de desagüe en la parte inferior.

Construcción del lecho. El lecho del filtro está formado por una capa de arena limpia de 60 centímetros de espesor, como mínimo, colocada sobre grava limpia graduada. La grava debe colocarse en tres capas como mínimo, cubriendo los colectores y hasta una altura de, por lo menos, 15 cm por encima de los mismos. La arena deberá tener un tamaño efectivo de 0.3 a 0.6 mm y un coeficiente de uniformidad no mayor de 3.5. El espaciamiento de los colectores no debe exceder de 3 metros entre centro y centro.

Capacidad. Cuando se trata un efluente primario de aguas negras de composición media, éste se puede aplicar a razón de 1,200 metros cúbicos por hectárea y por día, como máximo, debiendo ser menor si se tratan aguas negras fuertes. En el caso de efluentes de filtros goteadores con sedimentación secundaria, la carga no debe exceder de 4,700 metros cúbicos por hectárea y por día.

Los filtros intermitentes de arena son verdaderos filtros que cuelean y retienen las partículas finas de los sólidos suspendidos, además de que actúan como unidades de oxidación. Gran parte de la filtración y de la oxidación se realiza en o cerca de la superficie de la arena. La filtración es consecuencia de la finura del medio de arena con sus pequeños poros y del desarrollo de organismos en los lodos que se acumulan en la superficie de la arena. La oxidación la llevan a cabo como en todos los dispositivos para tratamiento secundario, los microorganismos aerobios que habitan principalmente en la superficie, formando una capa de lodo que se extiende también hacia dentro del medio de arena.

Operación. Es importante dejar que se vacíe en intervalos el filtro y se obtenga así un suministro de aire fresco. Esto se logra con una dosificación intermitente de aguas negras sobre el filtro. Las aguas negras se aplican dos a seis veces al día, en cantidades suficientes para cubrir la superficie del filtro formando una capa de 5 a 8 cm y, a medida que las aguas negras pasan hacia abajo a través de la arena, se arrastra el aire desde la superficie. Los filtros de arena se construyen por equipos de dos o más unidades que se van usando en rotación. Con el tiempo la capa de lodo superficial obstruye la capa superior de arena y hay que eliminarla para volver a poner el filtro en condiciones de operar eficientemente.

No deben permitirse **ESTANCAMIENTOS** sobre los lechos, por que con esto se produce una acción séptica, olores molestos y un efluente de baja calidad. El estancamiento indica que hace falta una limpieza. La superficie de los lechos debe mantenerse a nivel para proveer una distribución uniforme de las aguas negras, y no deben dejarse crecer hierbas o pastos sobre los lechos.

Durante el invierno, los lechos expuestos al aire libre, en el norte de los E.U. de A., deben surcarse cada 60 cm para impedir que llegue el hielo a la masa principal de la arena. Un método alterna-

tivo consiste en levantar con rastrillo pequeñas pilas de 10 a 15 cm sobre la superficie del lecho, cada 90 cm. El lecho debe ser limpiado y nivelado lo más pronto posible al llegar la primavera. Cuando se usan lechos percoladores naturales de arena, es a veces conveniente rastrillarlos superficialmente, después de eliminar cuidadosamente todos los depósitos orgánicos. El rastrilleo no es aconsejable en lechos que tengan colectores porque se puede dañar el sistema de desagüe inferior.

Eficiencia y uso. Una planta de filtración por arena, intermitente, bien operada, dará un efluente estable, transparente y cristalino, casi completamente oxidado y nitrificado. Puede esperarse una eliminación global del 95 por ciento de la DBO, o más, así como de los sólidos suspendidos en las aguas negras crudas. Esto supera otros procesos secundarios de tratamiento aceptados.

En comparación con otros procesos de tratamiento de aguas negras, éste requiere grandes superficies de terreno, con costos de construcción por volumen unitario alto de aguas negras tratadas y un mantenimiento de la limpieza de los filtros también costoso. El uso de filtros de este tipo queda limitado a los usos en que el volumen de aguas negras por tratar es pequeño o cuando se necesita una calidad excepcionalmente alta del efluente. Se han empleado con eficacia para el tratamiento adicional de efluentes de tratamientos secundarios. Desde hace tiempo, se han propuesto modificaciones a los filtros de arena, pero, por lo general, no han demostrado ser prácticas para el tratamiento de grandes volúmenes de aguas negras.

Estanques de estabilización (se conocen también como lagunas de oxidación)

Durante los últimos años se ha desarrollado un sistema de tratamiento de aguas negras que se basa en el uso de estanques especialmente preparados, a los cuales se les llama estanques de estabilización. Estos estanques se usaron primero en zonas en las que prevalecen los climas calurosos y los días soleados, pero se ha visto que operan también con resultados satisfactorios en climas más fríos y más nublados. Los tanques de estabilización se pueden usar casi en cualquier parte, variando la velocidad a que pueden operar, con la temperatura, la energía luminosa y otras condiciones locales.

El proceso de la descomposición de la materia orgánica que hay en las aguas negras se verifica en dos etapas. La materia carbonosa de las aguas negras es primero desintegrada por los organismos aerobios, con formación de bióxido de carbono, el cual es utilizado por las algas en su fotosíntesis. La *fotosíntesis* es un proceso natural que se lleva a cabo en los tejidos verdes de los vegetales, bajo la influencia de la luz y la presencia de clorofila, que es la substancia a que deben el color verde los vegetales vivos. En este proceso, el oxígeno del bióxido de carbono es liberado y se disuelve en el líquido en el que crecen las algas. Como resultado de esto, la materia orgánica de las aguas negras es convertida en algas y las aguas reciben

- 1) Desinfección o destrucción de organismos patógenos.
- 2) Prevención de la descomposición de las aguas negras para:
 - a) controlar el olor, b) protección de las estructuras de la planta.
- 3) Como auxiliar en la operación de la planta para: a) la sedimentación, b) en los filtros goteadores, c) el abultamiento de los lodos activados.
- 4) Ajuste o abatimiento de la demanda bioquímica de oxígeno.

Tratamiento de los lodos

Los lodos de las aguas negras están constituidos por los sólidos que se eliminan en las unidades de tratamiento primario y secundario, junto con el agua que se separa con ellos. Mientras que en algunos cuantos 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 tiene dos objetivos, siendo el primero de éstos eliminar parcial o totalmente el agua que contienen los lodos, para disminuir su volumen en fuerte proporción y, en segundo lugar, para que se descompongan todos los sólidos orgánicos putrescibles transformándose en sólidos minerales o sólidos orgánicos relativamente estables. Esto se logra con la combinación de dos o más de los métodos siguientes:

- 1) Espesamiento.
- 2) Digestión, con o sin aplicación de calor.
- 3) Secado en lechos de arena, cubiertos o descubiertos.
- 4) Acondicionamiento con productos químicos.
- 5) Elutriación.
- 6) Filtración al vacío.
- 7) Secado aplicando calor.
- 8) Incineración.
- 9) Oxidación húmeda.
- 10) Flotación con productos químicos y aire.
- 11) Centrifugación.

Unidades compactas

En los últimos años se ha vuelto de uso muy común el término "Unidades compactas", para describir a cierto equipo que ha sido lanzado al mercado por muchos fabricantes. No hay una definición de este término que haya sido aceptada generalmente. Un significado se refiere a una instalación completa que incluye tanto a los

mecanismos como a los recipientes prefabricados. Este término se aplica también a las instalaciones en las que solamente se adquieren los mecanismos, y los recipientes son construidos por el comprador ajustándose a los planos y especificaciones aconsejados por el fabricante. Esta segunda interpretación es la que parece ser más generalmente aceptada.

Aunque no hayan sido establecidas sus limitaciones específicas, las unidades compactas individuales han consistido generalmente de pequeñas instalaciones que prestan servicio a poblaciones chicas.

Las unidades compactas se han adaptado a prácticamente todos los procesos de tratamiento, ya sea aisladamente o en diversas combinaciones como las que se mencionan en este capítulo.