

CURSOS 2006

CURSOS ABIERTOS

**TRATAMIENTO DE AGUAS
RESIDUALES, MUNICIPALES,
INDUSTRIALES Y REUSOS
CA 126**

TEMA

CARACTERÍSTICAS DE AGUAS RESIDUALES

**EXPOSITOR: DR. PEDRO MARTINEZ PEREDA
DEL 5 AL 9 DE JUNIO DE 2006
PALACIO DE MINERÍA**

CARACTERISTICAS DE AGUAS RESIDUALES

1. GRADOS DE TRATAMIENTO EN AGUA RESIDUAL Y ESTANDARES DE LA CALIDAD DEL AGUA

El grado de tratamiento requerido para un agua residual depende principalmente de los requerimientos de la descarga del efluente. El cuadro 1.2 presenta una clasificación convencional de los procesos para el tratamiento del agua residual. El tratamiento primario se utiliza para eliminar los sólidos suspendidos y los materiales flotantes, así como para acondicionar el agua residual para descargarla a un cuerpo de agua receptor o una planta tratadora secundaria a través de su neutralización o igualación. El tratamiento secundario incluye los procesos de tratamiento biológico convencionales. El tratamiento terciario tiene como objetivo primordial eliminar los contaminantes que no fueron eliminados mediante el tratamiento biológico convencional.

Cuadro 1.2

Tipos de tratamientos de aguas residuales

<u>Tratamiento primario</u>
Tamizado
Sedimentación
Flotación
Separación de aceites
Igualación
Neutralización
<u>Tratamiento secundario</u>
Procesamiento de lodos activados
Aereación prolongada (u oxidación total)
Estabilización por contacto
Otras modificaciones del proceso convencional para lodos activados: aereación progresivamente reducida, aeración a pasos y procesos completos de mezclado de lodos activados.

Lagunas aeradas
Estanques para la estabilización del agua residual
Filtros percoladores
Tratamiento anaeróbico
Tratamiento terciario (o tratamiento avanzado)
Microtamizado
Precipitación y coagulación
Adsorción (carbón activado)
Intercambio iónico
Osmosis inversa
Electrodialisis
Procesos de eliminación de nutrientes
Cloración
Ozonación
Proceso sonozónico

2. Fuentes de aguas residuales

Estos procesos de tratamiento se analizan en los siguientes capítulos. El abordaje que se utiliza en conceptos de procesamiento y operaciones unitarias. El objetivo final es el desarrollo de principios de diseño de aplicación general a cualquier problema de tratamiento de aguas residuales para llegar a la selección idónea del proceso requerido y del diseño del equipo necesario para llevarlo a cabo. Razón por la cual no se incluye en este libro la descripción de las secuencias para tratar el agua residual de algunas industrias específicas, como las refinerías de petróleo, las siderúrgicas, plantas de recubrimiento metálico, la industria de la pulpa y el papel, cervecerías, curtidurías. A fin de obtener información de procesos específicos para el tratamiento de aguas residuales, el lector debe de consultar a Eckenferder [3] y Nemerow [7].

Las normas de la calidad del agua generalmente se basan en algunos de los dos criterios que se mencionan a continuación: los estándares de la corriente de agua o los estándares del efluente. Los estándares de la corriente de agua se refieren a la calidad del agua recibida corriente abajo desde su origen, la descarga del drenaje, mientras que los

estándares del efluente se aplican a la calidad de las corrientes de agua residual descargada.

Los estándares del efluente, sin embargo, tienen una desventaja. No permiten tener ningún control sobre la cantidad total de contaminantes descargados en el agua receptora. Por ejemplo, una industria grande que, a pesar de aplicar el mismo grado de tratamiento al agua residual que una pequeña, pudiera producir una contaminación considerablemente más alta del agua receptora. Es más fácil monitorear los estándares del efluente, que los de la corriente de agua que requieren un análisis minucioso de la corriente. Quienes apoyan los estándares del efluente arguyen que una industria grande, por el valor económico que representa para la comunidad debe contar con una mayor parte de la capacidad asimilativa del agua receptora.

Los estándares de calidad seleccionados dependerán del uso que se pretenda dar al agua. Algunos de estos estándares incluyen: concentración de oxígeno disuelto (OD, mg/litro), pH, color, turbiedad, dureza (mg/litro), sólidos disueltos totales (SDT, mg/litro), sólidos en suspensión (SS, mg/litro), concentración de materiales tóxicos (o de alguna forma objetables) (mg/litro), olor y temperatura. Nemerow [7] presenta una tabulación extensa de los estándares de la calidad del agua para diversos usos y aplicaciones a varios estados de Estados Unidos

4. FUENTES DE AGUAS RESIDUALES

Las cuatro fuentes principales de aguas residuales son:

- (1) drenaje doméstico
- (2) aguas residuales industriales
- (3) escurrimientos agrícolas
- (4) aguas pluviales y escurrimientos urbanos

Aún cuando la consideración primordial de este libro es el estudio del tratamiento de aguas residuales domésticas e industriales la contaminación debida a escurrimientos agrícolas y urbanos cada vez adquiere mayor importancia. Los escurrimientos agrícolas que llevan fertilizantes (ejemplo, fosfatos) y pesticidas constituyen una de las causas principales de la eutroficación de los lagos fenómeno que se comenta en la sección 7 de este capítulo. Los escurrimientos pluviales en áreas altamente urbanizadas pueden producir efectos contaminantes significativos. En general las aguas residuales, tratadas o no tratadas, se descargan en un cuerpo de agua natural (océano, río, lago, etc.) que se conoce como "**agua receptora**".

5. ASPECTOS ECONOMICOS DEL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES Y BALANCE ECONOMICO DE LA REUTILIZACION DEL AGUA.

En los Estados Unidos el costo promedio de mil galones de agua es de aproximadamente \$0.20 (USD), que corresponde a \$ 0.05/ton es un producto relativamente barato y como resultado del aspecto económico del tratamiento de aguas residuales es sumamente crítico. En principio, utilizando procesos de tratamiento complicados, se puede obtener agua potable a partir de agua de alcantarillado. Sin embargo, las consideraciones de tipo económico impiden la aplicación práctica de muchos de los métodos de tratamiento disponibles. En aquellos países en los que el agua es costosísima (es decir, Israel, Arabia Saudita), en la actualidad están operando algunas plantas tratadoras de agua de tecnología complicada que no se justificarían económicamente en Norteamérica. Al evaluar un proceso específico para el tratamiento de aguas residuales, es muy importante estimar la relación *costo-beneficio* entre el beneficio que se deriva del tratamiento para obtener agua de una calidad especificada y el costo implícito para lograr este mejoramiento de su calidad.

Se ha hablado de la reutilización del agua reciclándola en relación con el control de las aguas residuales que se tienen en la planta entre la planta (sección 2.5) La selección de la relación óptima de reciclado para cada aplicación específica implica un balance económico en que se tienen que considerar tres factores a saber:

- 1.- costo del agua cruda utilizada en la planta
- 2.- costo del agua residual de acuerdo con los requerimientos de calidad y mediante un proceso adecuado (en el ejemplo 1.1 se refiere al costo del tratamiento del agua residual que precede a su recirculación a la planta para su reutilización)
- 3.- costo del tratamiento del agua residual antes de descargarla al agua receptora.

EJEMPLO 1.1 [3]

Una planta usa 10,000 gal/hora de agua para el proceso con una concentración máxima de contaminantes de una lb por 1000 gal. El suministro de agua cruda tiene una concentración de contaminantes de 0.5 lb/1000 gal. Optimice un sistema de reutilización del agua para esta planta basándose en el costo del agua cruda \$0.20/1000 gal. Utilice los datos que se dan en la figura 1.2 para calcular los costos de los dos procesos de tratamiento del agua que se utiliza en la planta. El contaminante no es volátil.

Se aplican las siguientes condiciones:

1. Evaporación y pérdida de producto (corriente E de la figura 1.3): 1000 gal/h de agua;
2. Adición de contaminantes (corriente Y de la figura 1.3) : 1000 lb/h contaminante)
3. Descarga máxima permitida al agua receptora: 20 lb/h contaminante.

5. ASPECTOS ECONOMICOS DEL TRATAMIENTO Y REUTILIZACION

SOLUCION: En la figura 1.3 se presenta un diagrama de bloques del flujo del proceso. Los valores, ya sea presupuestos o calculados, están subrayados en la figura 1.3. Los valores que no están subrayados son los datos básicos correspondientes al problema. Los caudales volumétricos de las corrientes 9, 10 y 11 son insignificantes.

El procedimiento para llegar a la solución consiste en presuponer varios valores para el recirculado del agua R (gal/h). Por cada valor presupuesto, se completa el balance de materiales y se hace la evaluación económica.

PASO 1. Comience por suponer una recirculación del 70%, es decir, $R/A=0.7$ (relación de la recirculación), donde R corresponde a la recirculación, es decir, la corriente 2 (gal/h) y A es la carga combinada, es decir, corriente 3 (1000 gal/h) a continuación, calcule la recirculación:

$$R = (0.7) A = (0.7 \times 10,000) = 7000 \text{ gal/h}$$

Así la corriente 5 de la figura 1.3 también corresponde a un caudal a un caudal de 7 000 gal/h puesto el caudal volumétrico del contaminante eliminado [corriente 1] es insignificante

PASO 2. Para esta recirculación supuesta, la carga de agua cruda [corriente 1] es

$$F = A - R = 10,000 - 7000 = 3000 \text{ gal/h}$$

con recirculaciones que varían de 0 a 80%, respectivamente. Se obtiene la figura 1.4, que indica que la recirculación óptima es del 60% aproximadamente, para un costo de alrededor de \$83.00/ día.

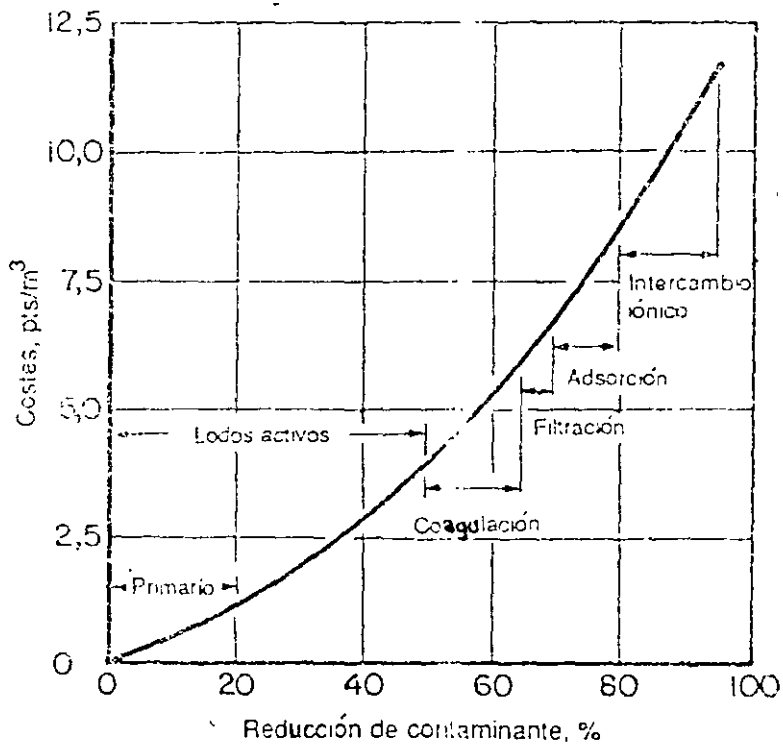


FIGURA 1. Relación entre el costo y el tipo de tratamiento [3].

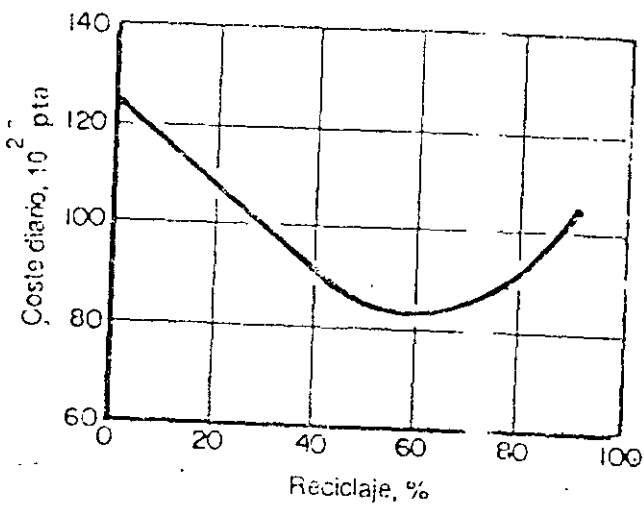


FIGURA 14 Relación entre el costo total diario del agua y la recirculación del agua residual tratada para su reutilización [3].

6. EFECTO DE LA CONTAMINACION DEL AGUA SOBRE EL MEDIO Y LA BIOTA.

Bartsh e Ingram [1] hicieron un estudio muy interesante sobre el efecto de la contaminación del agua sobre el medio y la biota. En las figuras 1.5 a 1.10 se ilustran dichos efectos y a continuación se presenta un resumen de su trabajo. La fuente de contaminación que se consideró fue un drenaje de agua cruda doméstica de una comunidad de 40,000 habitantes, que fluía a una corriente con un flujo volumétrico de 1000 ft³/seg. Las alteraciones ambientales más comunes son la reducción de la concentración de oxígeno disuelto (ODE) y la formación de depósitos de lodos ya que pueden dañar la biota acuática.

6.1 CURVA DEL DESLIZAMIENTO DEL OXIGENO.

La curva de la figura 1.5 se conoce comúnmente como la curva del oxígeno disuelto, que es una gráfica de la concentración del oxígeno disuelto (mg/lit) de una corriente. Por tanto, se conoce como la curva del deslizamiento del oxígeno. El drenaje se descarga en el punto identificado como cero (0) en el eje de las abscisas. Los valores que están a la derecha del punto 0 representan millas corriente abajo del punto en que se descarga el drenaje. Se presupone que hay un mezclado total y que la temperatura es de 25° C. En la figura 1.5 se muestra una escala alternativa de la abscisa, en términos de días de flujo.

La ordenada de la curva de la ordenada del deslizamiento del OD está en términos de mg/lit de oxígeno disuelto. La forma de la curva del deslizamiento del ODE corriente abajo del punto del punto en que se descarga el drenaje, puede comprenderse al examinar la figura 1.6. La curva del deslizamiento del OD es la resultante neta de dos curvas: una correspondiente al agotamiento del oxígeno disuelto como consecuencia de su utilización para la oxidación de materiales orgánicos en la descarga del drenaje y la otra que corresponde a la ganancia de oxígeno por reacción natural. La figura 1.5 muestra que la curva de deslizamiento del

oxígeno llega a un punto de descarga del drenaje, correspondiente a 2 ¼ días de flujo y un OD como de 1.5 mg/lit

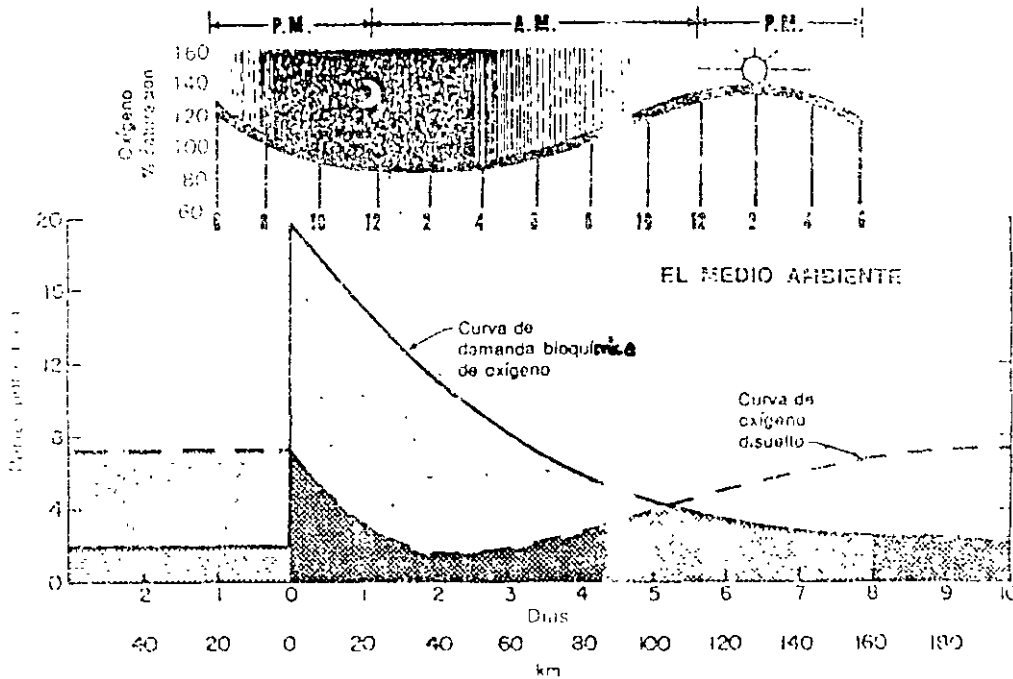


FIGURA 1.5 Curva del OD y de la DBO correspondiente a una corriente [1]

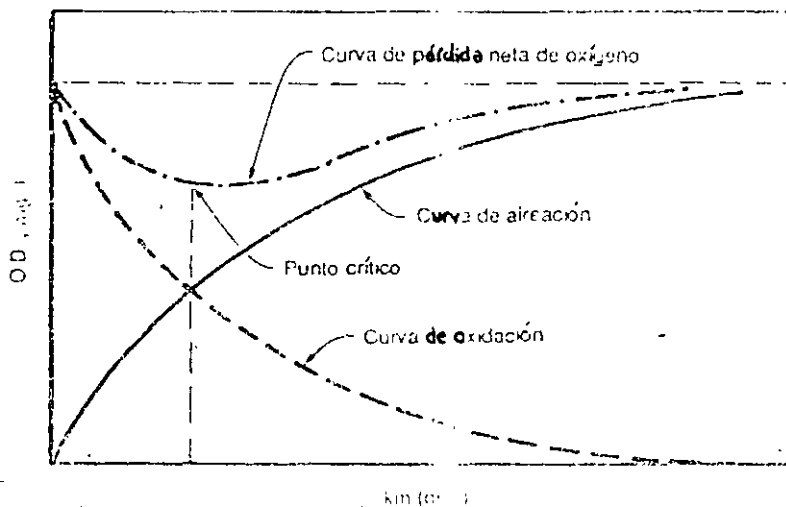


FIGURA 1.6 Curva del deslizamiento del oxígeno

Este proceso de desoxigenación reduciría el OD a 0 en 1½ días-flujo, aproximadamente, en caso de que la operación no existiera ningún factor que reintegrara el oxígeno al agua. El punto del río en el que el OD desapareciera por completo sería como a 18 millas corriente abajo desde el punto de descarga del drenaje. Después de llegar a su mínimo, el nivel de OD se eleva hacia una restauración que gradualmente alcanzaría un valor más o menos igual al del agua sin contaminar corriente arriba, es decir, un OD de aproximadamente 7 mg/lt.

Si la población es bastante constante durante el año y si el caudal es relativamente invariable, el punto bajo de la curva del deslizamiento del ODE sube o baja por la corriente cuando hay fluctuaciones de la temperatura. Durante el invierno, el índice de oxidación es más bajo y la ganancia de oxígeno por reaereación es más alta, conforme aumenta la solubilidad del oxígeno en agua a temperaturas más bajas. La combinación de estos dos factores hace que el punto bajo de la curva de deslizamiento del oxígeno se aleje más corriente abajo. Por otro lado, durante el verano, el índice de oxidación es más alto y, nuevamente el oxígeno por aereación es menos pronunciado. Estos dos factores combinados hacen que el punto bajo de la curva de deslizamiento del oxígeno se mueva corriente arriba.

El punto de cualquier corriente en el que la curva de deslizamiento del OD llega a su punto bajo representa el medio de la corriente que es más pobre en recursos de OD. Los especímenes vivientes que necesitan un alto nivel de OD, tales como peces de agua fría se sofocan y se van a otras áreas de la corriente donde los recursos de OD son mayores.

La otra curva, ilustrada en la figura 1.5, corresponde a la *demanda bioquímica de oxígeno* (DBO). En el capítulo 2, sección 2.3, se comenta este importante parámetro. La demanda bioquímica de oxígeno requerido para la oxidación a través de la acción bioquímica aeróbica de la materia orgánica degradable presente en una muestra de agua. La DBO es baja en el agua no contaminada de corriente arriba (aproximadamente, 2mg/lt),

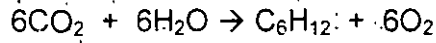
puesto que no hay una gran cantidad de materia orgánica de materia que consume oxígeno. Posteriormente la DBO aumenta abruptamente en el punto 0 (descarga del drenaje) y paulatinamente se reduce corriente abajo desde este punto, conforme se oxida progresivamente la materia orgánica descargada, hasta llegar finalmente a un valor de 2mg/lt aproximadamente, indicativo de agua no contaminada. En este punto se estabiliza el drenaje de agua cruda. Como indica la figura 1.5, se llega a la estabilización a 100 millas, más o menos, corriente abajo desde la descarga del drenaje. La DBO y el OD están tan interrelacionados que la concentración de oxígeno disuelto es baja cuando la DBO es alta y viceversa.

En la figura 1.5 se muestran 4 zonas definidas por debajo de la curva de OD: (1) la zona de agua limpia; (2) la zona de degradación; (3) la zona de descomposición activa; (4) la zona de recuperación.

6.2 EFECTOS DE LA LUZ

En la figura 1.6 los efectos del agotamiento del oxígeno por la oxidación de los materiales orgánicos y la ganancia de oxígeno por aeración, son los únicos factores considerados para explicar la forma de la curva del deslizamiento de oxígeno. para poder hacer un análisis más completo del problema es necesario, en forma adicional, considerar el efecto de la luz.

En cualquier punto seleccionado de la corriente hay una variación de la concentración del oxígeno disuelto dependiendo de la hora del día. Durante las horas diurnas, las algas y otras plantas liberan oxígeno al agua a través del proceso de fotosíntesis. Esta cantidad de oxígeno puede ser tan considerable que el agua en general se satura en algún momento. además de liberar oxígeno, el proceso de fotosíntesis resulta en la producción de azúcar que sirve como la base de apoyo de todos los organismos vivos de la corriente. Este corresponde a la reacción química que se incluye en la ecuación (1.1)



Al mismo tiempo que ocurre la fotosíntesis ocurre la respiración, que continúa durante las 24 horas del día no importa si hay iluminación o no. Durante la respiración se capta el O₂ y se libera CO₂. Durante las horas del día, las algas pueden soltar el oxígeno que excede del que necesitan para respirar, así como el que excede del requerido por otras formas de vida acuática para respirar y para satisfacer cualquier demanda bioquímica de oxígeno. Esto se puede aplicar particularmente a la zona de recuperación. Bajo estas condiciones, puede haber una supersaturación de oxígeno y el oxígeno excedente se puede perder en la atmósfera.

Por la noche no hay fotosíntesis y el OD excedente se consume gradualmente debido a la respiración de todas las formas de vida acuática, así como para satisfacer la demanda bioquímica de oxígeno. Por lo tanto, la concentración de oxígeno disuelto está en su nivel mínimo durante las primeras horas de la mañana para poder considerar dichas variaciones del OD, se hacen muestreos de las corrientes para hacer estudios sanitarios a lo largo de un período de 24 horas.

6.3 DESCOMPOSICION DE LA MATERIA ORGANICA CARBONOSA Y NITROGENADA.

El crecimiento bacteriano acelerado es una respuesta a los suministros alimentarios ricos del drenaje doméstico. Durante la rápida utilización del alimento, la reproducción bacteriana se encuentra en su nivel óptimo y la utilización del OD se vuelve más o menos proporcional al índice de utilización del alimento. La figura 1.7 ilustra los cambios progresivos, corriente abajo del nitrógeno orgánico, nitrito y finalmente nitrato. Se lleva un alto consumo inicial de oxígeno cuando las bacterias se alimentan de compuestos proteínicos disponibles en las aguas corriente arriba debida a la frescura del drenaje doméstico descargado. Como cada vez quedan menos compuestos de este tipo en las aguas corriente abajo, la

concentración de OD se recupera progresivamente para finalmente llegar a su valor inicial de 7mg/lit. aproximadamente.

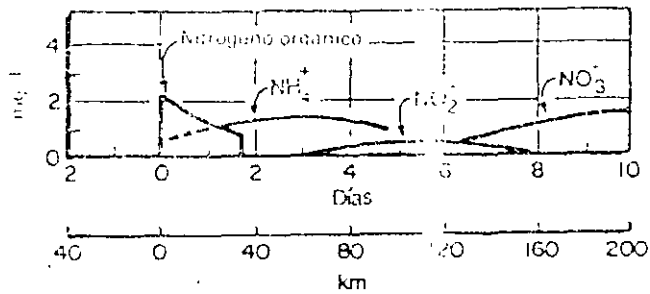


FIGURA 1.7 Descomposición aeróbica de la materia orgánica nitrogenada [1]

Existe un proceso similar con las grasas y alimentos que contienen hidratos de carbono. Los productos finales de la descomposición aeróbica y anaeróbica de la materia nitrogenada y carbonosa son

1 Descomposición de materia orgánica nitrogenada

Aeróbica (productos finales). NO_3^- , CO_2 , H_2O , SO_4^{2-}

Anaeróbicos (productos finales) mercaptanos, indol, escatol, H_2S , además de diversos productos

2. Descomposición de materia carbonosa

Aeróbica: CO_2 , H_2O

Anaeróbica. ácidos, alcoholes, CO_2 , H_2 , CH_4 , además de diversos productos

El nitrógeno y el fósforo de las proteínas cloacales causan problemas en algunas aguas receptoras. Las altas concentraciones de estos elementos en agua crean condiciones especialmente propicias para el crecimiento de plantas verdes. Si el agua fluye libremente (río, arroyos) crecen capas aterciopeladas verdes sobre las piedras y posiblemente largas guías conocidas como trenza de sirena, que ondean en la corriente. Estos

crecimientos son atractivos y constituyen, al mismo, una selva miniatura en la que la vida animal de diversos tipos se devora entre sí, y los sobrevivientes crecen hasta llegar a ser alimentos para los peces. Sin embargo, si el agua es tranquila (por ejemplo lagos), se estimula el crecimiento de tipos de algas sumamente indeseables. Esta agua torna el agua verde, color chicharo, olorosa y poco atractiva. Este fenómeno se comenta en la sección 7 de este capítulo. En algunas ocasiones, estas algas de color azul verde desarrollan venenos capaces de matar ganado, fauna silvestre y peces

6.4 DEPOSITOS DE LODOS Y PLANTAS ACUATICAS

En la parte inferior de la figura 1.8 se muestra un perfil de la profundidad del lodo contradiestancia de la desembocadura del drenaje. La profundidad máxima está cerca de la desembocadura y, posteriormente el lodo se reduce en forma gradual por descomposición a través de la acción de las bacterias y otros organismos, hasta que se vuelve insignificante aproximadamente a 30 millas por debajo de la municipalidad.

En la desembocadura hay gran turbiedad debido a la presencia de sólidos finos suspendidos. Al asentarse, el agua se vuelve transparente y casi se aproxima a la transparencia del agua corriente arriba, sobre el punto de descarga del drenaje.

En la parte superior de la figura 1.8 se ilustra la distribución de las plantas acuáticas. Poco después de la descarga, los mohos alcanzan su crecimiento máximo. Estos mohos y las bacterias filamentosas (*Sphaerotilus*) se asocian con el depósito de lodos ilustrado en la curva inferior. De la milla 0 a la milla 36, la turbiedad no conduce a la producción de algas, puesto que necesitan luz solar para poder crecer y la luz no puede penetrar efectivamente el agua. El único tipo de alga que puede crecer son las algas azul verde características de aguas contaminadas. Puede cubrir las rocas marginales en capas resbalosas y producir olores desagradables durante su descomposición estacional.

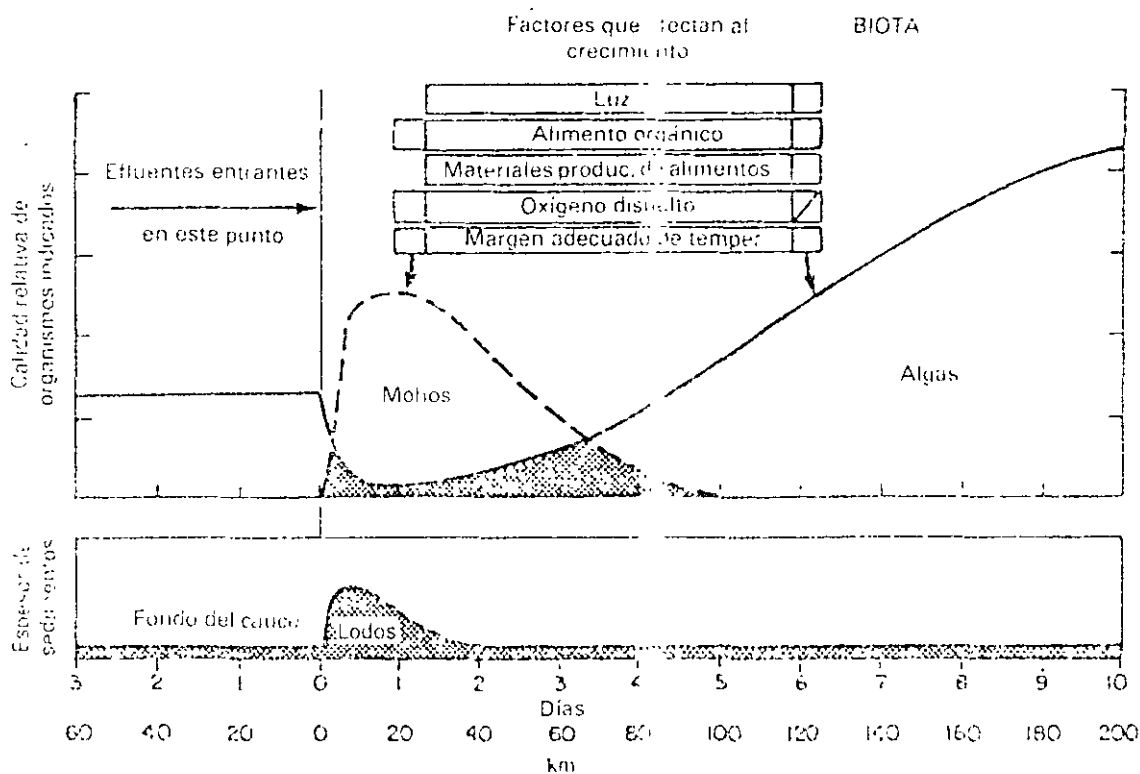


FIGURA 1.8. Depósito de lodos y plantas acuáticas [1]

Las algas empiezan a aumentar en número más o menos a partir de la milla 36. El planctón o las formas libremente flotantes comienzan a volverse uniformemente más abundante. Constituyen un excelente suministro alimentario para los animales acuáticos y también les sirven como protección. Así como cuando las plantas responden corriente abajo para desarrollar una población diversificada en las zonas de recuperación y de agua limpia, los animales siguen un desarrollo paralelo, produciendo una gran variedad de especies.

6.5 BACTERIAS Y CILIADOS

La figura 1.9 ilustra la interrelación entre las bacterias y otras formas de plancton animal tales como protozoarios ciliados, rotíferos y crustáceos. Se ilustran dos curvas que se pierden gradualmente, una correspondiente a las bacterias cloacales totales y la otra únicamente a las bacterias coliformes. las dos curvas en forma de campana pertenecen a protozoarios ciliados, rotíferos y crustáceos.

Después de introducirse a la corriente con el drenaje, las bacterias se reproducen y se vuelven abundantes, alimentándose de la materia orgánica del drenaje. Los protozoarios ciliados, inicialmente en número reducido, devoran a las bacterias. la población bacteriana decrece en forma paulatina, tanto por un proceso natural de extinción y por la injerencia predatoria de los protozoarios. Aproximadamente a dos días flujo, más o menos 24 millas corriente abajo del punto 0, el ambiente se vuelve más propicio para los ciliados que forman un grupo dominante de plancton animal. Más o menos después de 7 días, 84 millas corriente abajo del punto 0, los ciliados caen en manos de los rotíferos y crustáceos, que se vuelven entonces la especie dominante. Por tanto, este proceso biológico consumidor del drenaje depende de una asociación íntimamente relacionada de especies de plancton animal, un tipo de organismo que captura y se ingiere entre sí. Esta relación entre bacteriófagos y su presa se encuentra en la operación en una planta tratadora de aguas cloacales moderna. De hecho, la corriente se puede considerar como una planta tratadora natural de aguas cloacales

La estabilización del drenaje en una planta es mas rápida cuando hay ciliados bacteriófagos feroces presentes, ya que mantienen baja la población bacteriana, aunque tienen una etapa de crecimiento rápido. en algunas plantas tratadoras de aguas cloacales, sistemáticamente se hace un examen microscópico para observar las líneas de batalla entre los bacteriófagos y sus presas

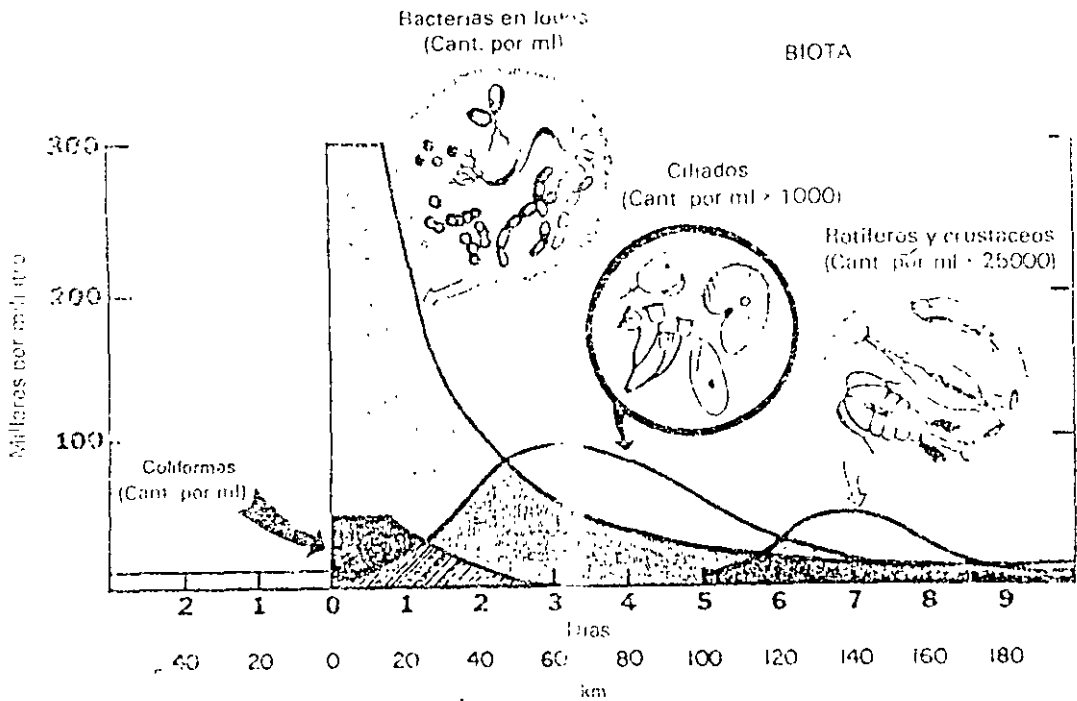


FIGURA 1.9 Las bacterias prosperan y finalmente se vuelven presa de los ciliados, que, a su vez, son alimento para rotíferos y crustáceos [1]

6.6 FORMAS MAS ALTAS DE ESPECIES ANIMALES

La figura 1.10 ilustra estos tipos de organismos y su población en el curso de la corriente. La curva (a) representa la variedad, es decir, los números de especies de organismos que se encuentran bajo diferentes grados de contaminación. La curva (b) representa la población en miles de individuos de cada especie por pie cuadrado

En el agua limpia, corriente arriba del punto cero, se encuentra una gran variedad de organismos aunque en número reducido por especie. En el

punto de descarga del drenaje, el número de especies diferentes es considerablemente reducido y hay un cambio drástico en la conformación de las especies de la biota. Esta biota cambiada está representada por unas cuantas especies, pero hay un aumento tremendo en los números de individuos de cada tipo, en comparación con la densidad de la población corriente arriba.

En el agua limpia de corriente arriba hay una asociación de peces para pesca deportiva, diversos tipos de carpas, gusanos de fríganos, cachipollas, larvas utilizadas como carnada y caracoles que respiran por las agallas, cada uno de los cuales está representado por unos cuantos individuos. En las zonas altamente contaminadas, esta biota se sustituye por una asociación de cresas cola de ratón, lombrices acuáticas, y otras cuantas especies, representadas por un gran número de individuos. Cuando las condiciones corriente abajo nuevamente se semejan a las de la zona de agua limpia corriente arriba, la asociación animal del agua limpia tiende a reaparecer y el grupo contaminante-tolerante de animales se suprime

Los animales tolerantes a la contaminación están especialmente bien adaptados a la vida en depósitos de lodo espeso y a las condiciones de bajo contenido de oxígeno disuelto. Las cresas cola de ratón, por ejemplo, poseen un tubo de aire telescópico como "snorkel" que se empuja a través de la película superficial para respirar oxígeno atmosférico. Entonces, aún cuando hay una ausencia total de oxígeno disuelto, sobreviven. Estos tipos de animales se encuentran comúnmente alrededor de las plantas tratadoras de aguas cloacales cerca de los lechos de lodo sobrenadantes.

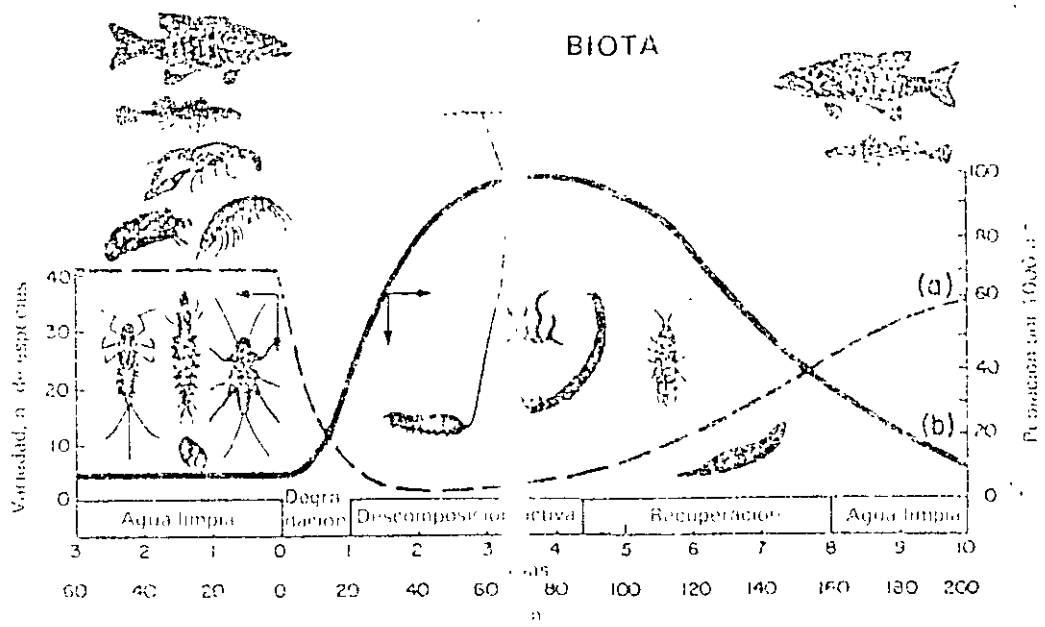


FIGURA 1.10 La curva (a) ilustra las fluctuación en número de especie; (b) las variaciones en número de cada especies [1].

La relación entre el número de especies y la población total se expresa en términos de un índice de diversidad de especies (SDI), que se define en la ecuación (1.2)

$$SDI = (\underline{S} - 1) \log \underline{I}$$

donde \underline{S} , número de especies; \underline{I} , número total de organismos individuales contados.

Por la discusión anterior, es evidente que el SDI es una indicación de la condición global del ambiente acuático. Mientras mas alto sea su valor, más productivo será el sistema acuático. Su valor disminuye al aumentar la contaminación.

7. EUTROFICACIÓN [4]

La eutroficación es el proceso natural del envejecimiento de un lago, avanza no importa cuales sean las actividades del hombre. Sin embargo, la contaminación acelera la tasa natural de envejecimiento y acorta considerablemente la expectativa de vida de un cuerpo de agua.

La secuencia general de la eutroficación lacustre está resumida en la figura 1.11. Consiste en la progresión gradual ("sucesión ecológica") de una etapa vital a otra, basada en los cambios del grado de alimentación o productividad. La etapa más joven del ciclo vital está caracterizada por una baja concentración de nutrientes vegetales y poca productividad biológica. Dichos lagos se conocen como oligotróficos (del griego oligo, "pocos" y trofein, "nutrir" por lo que oligotrófico significa pocos nutrientes). En una etapa posterior de la sucesión, el lago se vuelve mesotrófico (meso=intermedio); y al continuar el ciclo vital, el lago se vuelve eutrófico (eu=bien) o altamente productivo. La etapa vital final antes de la extinción es un estanque, un pantano o un manglar.

El enriquecimiento y la sedimentación son los principales contribuyentes al proceso de envejecimiento. La vegetación de los márgenes y las acuáticas más altas utilizan partes de los nutrientes que fluyen, crecen en forma abundante y, a su vez, atrapan los sedientos. El lago gradualmente se llena, volviéndose más somero por acumulación de plantas y sedimentos en el fondo y más pequeño por la invasión de la vegetación terrestre y, finalmente, se vuelve terreno seco. La extinción de un lago, por lo tanto, el resultado del enriquecimiento, la productividad, la descomposición y la sedimentación. El efecto de las descargas de aguas residuales ricas en nitrógeno y fósforo sobre la aceleración de la eutroficación ya se comentó en la sección 6 de este capítulo.

8. TIPOS DE SUMINISTRO DE AGUA Y CLASIFICACION DE LOS CONTAMINANTES DEL AGUA

De acuerdo con su origen, los suministros de agua se clasifican en tres categorías:

1. Aguas superficiales
2. Aguas freáticas
3. Aguas meteorológicas

Las aguas superficiales incluyen las aguas corrientes (por ejemplo, ríos), océanos, lagos, aguas embalsadas. Las aguas corrientes, sujetas a la contaminación exhiben una calidad variable a lo largo de su curso, como se explica en la sección 6. Las aguas de los lagos y embalses, por otro lado, son de una calidad relativamente uniforme. Las aguas freáticas muestran, en general, menos turbiedad que las aguas superficiales. Las aguas meteorológicas (pluviales) tienen una mayor pureza química y física que las aguas superficiales o freáticas.

Los contaminantes del agua se clasifican en tres categorías :

1. Químicos
2. Físicos
3. Biológicos

Los contaminantes químicos incluyen sustancias químicas orgánicas e inorgánicas. La inquietud principal resultante de la contaminación por compuestos orgánicos es el agotamiento del oxígeno resultante de la utilización del OD en el proceso de degradación biológica de dichos

compuestos. Como se indicó en la sección 6, este agotamiento del OD lleva a alteraciones indeseables del ambiente y de la biota. En el caso de la contaminación resultante de la presencia de compuestos inorgánicos, la inquietud principal es un posible efecto tóxico y no el agotamiento del oxígeno. Sin embargo, hay casos en que los compuestos inorgánicos ejercen una demanda de oxígeno, contribuyendo así a un agotamiento del

oxígeno. Los sulfitos y los nitritos, por ejemplo, consumen oxígeno, oxidándose a sulfatos y nitratos, respectivamente [ecuación 1.3 y 1.4]

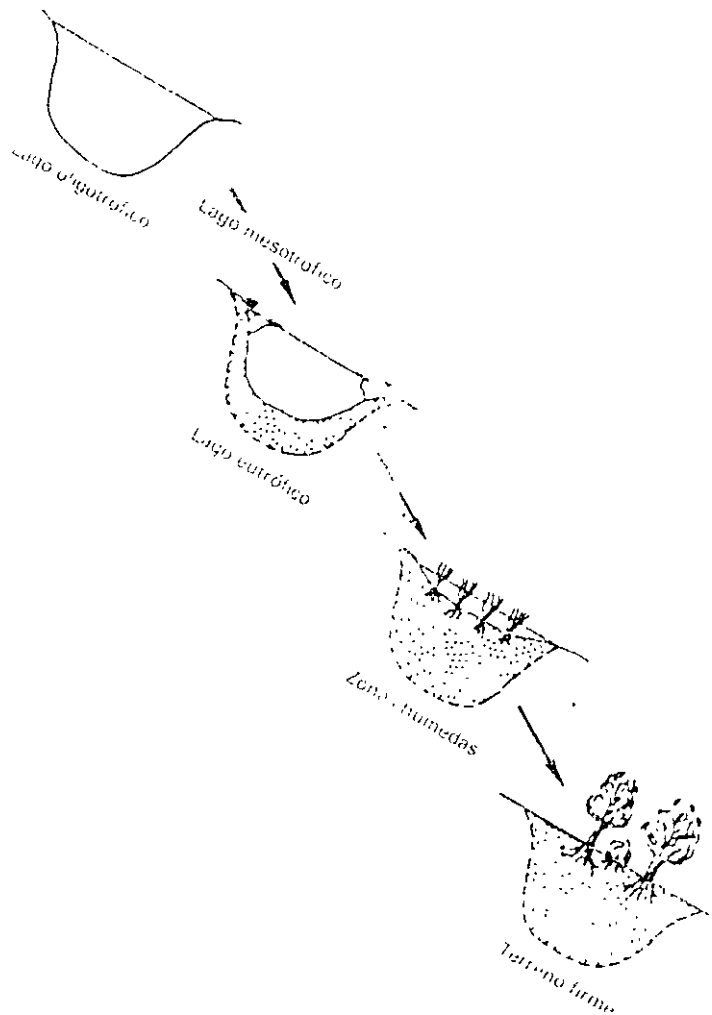


FIGURA 1.11 Eutroficación—el proceso de envejecimiento por sucesión ecológica [4] (reimpreso con autorización Copyright de American Water Resources Association)



Los iones de los metales pesados que son tóxicos para los humanos son contaminantes importantes. Se encuentran en aguas residuales industriales en plantas de electrochapeado e industrias de pinturas y pigmentos. Incluyen Hg^{2+} , As^{3+} , Cu^{2+} , Zn^{2+} , Ni^{2+} , Cr^{3+} , Pb^{2+} , Cd^{2+} . Aún su presencia en trazas (es decir, concentraciones mínimas detectables) causan graves problemas.

La prensa ha comentado ampliamente la contaminación del agua con mercurio. Los microorganismos convierten el ión del mercurio a metil-ión mercurio (CH_3Hg) o a dimetil-ión mercurio [CH_3Hg^2]. El compuesto dimetil, siendo volátil, a la larga se pierde a la atmósfera. Sin embargo, el metil-ión mercurio, se absorbe en el tejido de los peces y puede hacerlos inadecuados para el consumo humano. El contenido de mercurio en el tejido de los peces es tolerable hasta un máximo de 15-20 ppm. El metil-ión mercurio presente en los peces se absorbe en los tejidos humanos y finalmente se concentra en ciertos órganos vitales tales como el cerebro y el hígado. En el caso de mujeres embarazadas se concentra en el feto. Recientemente en Japón se reportaron varios casos de defunciones por envenenamiento por mercurio, debido al consumo humano de pescado contaminado con mercurio. Al analizar los tejidos de los pescados encontraron concentraciones de mercurio de aproximadamente 110-130 ppm. Estas altas concentraciones de mercurio, junto con la alta ingestión de pescado en la dieta típica japonesa, causa esta tragedia. La contaminación por nitratos también es peligrosa. Los fluoruros, por otro lado, parecen ser realmente benéficos, su presencia en aguas potables es responsable de una reducción apreciable en el grado de caries dentales. No obstante, hay grandes controversias concernientes a la fluoración del agua potable.

Algunos contaminantes físicos incluyen

1. Cambio de temperatura (contaminación térmica) este es el caso del agua relativamente caliente descargada por las plantas industriales después de utilizarlas en los cambiadores de calor (enfriadores);

2. Color (es decir, alcoholes de cocimiento descargados por las plantas químicas procesadoras de pulpa);
3. Turbiedad (causada por descargas que contienen sólidos suspendidos)
4. Espumas (detergentes como sulfonatos de alquillbenceno (ABS) que constituyen las causas importantes de la formación de la espuma);
5. Radiactividad

Los contaminantes biológicos son los responsables de la transmisión de enfermedades causadas por los suministros de agua. Algunas de las enfermedades transmitidas por la contaminación biológica del agua son el cólera, la tifoidea, la paratifoidea y la esquistosomiasis.

REFERENCIAS

1. Bartsh, A.F., e Ingram, W.M., Public Works 90, 104 (1959).
2. Byrd, J.P. (AIChE Symp. Ser. 68, 137 (1972).
3. Eckenfelder, W.W., Jr., "Water Quality Engineering for Practicing Engineers." Barnes & Noble, Nueva York, 1970
4. Greeson, P.E., Water Resour. Bull. Ser. 67.1 (1971)
5. Klei, W. E., y Sundertrom, D.W. , AIChE Symp. Ser. 67.1 (1971)
6. McGOVERN J.G. Chem. Eng (N.Y.). 80, 137 (1973)
7. Nemerow, N. L., "Liquid Wastes of Industry: Theories, Practice and Treatment " Addison-Wesley, Reading, Massachusetts, 1971

2. CARACTERIZACION DE LAS AGUAS RESIDUALES DOMESTICAS E INDUSTRIALES

1. Medición de la concentración de contaminantes en aguas residuales

2. Medición del contenido orgánico. Grupo 1 — Métodos de oxígeno como parámetro

2.1 Demanda teórica de oxígeno (DTO)

2.2 Demanda química de oxígeno (DQO)

2.3 Demanda bioquímica de oxígeno (DBC)

2.4 Demanda total de oxígeno (DTO)

3. Medición del contenido orgánico: Grupo 2 –Métodos del carbono como parámetro

Métodos de oxidación húmeda para obtener el CTO

Determinaciones del analizador de carbono

Demanda de oxígeno – correlación del carbono orgánico

4. modelo matemático para la curva de la DBO

5. Determinación de los parámetros k y l .

Métodos de la diferencia logarítmica

Métodos de los momentos

Métodos gráficos de Thomas

6. Relación entre k y la relación DBOs/DBO

7. Efectos ambientales sobre la prueba de la DBO

Efecto de la temperatura

Efecto del pH

8 Nitrificación

9. Evaluación de la factibilidad del tratamiento biológico para un agua residual industrial.

INTRODUCCIÓN

Respirómetro de Warburg

Evaluación del reactor por lotes

10. Características del alcantarillado municipal

11. Estudios del agua residual industrial

12. Correlación estadística de los datos del estudio del agua residual industrial

Problemas

Referencias

1. MEDICIÓN DE LA CONCENTRACIÓN DE CONTAMINANTES EN AGUAS RESIDUALES

Los contaminantes de las aguas residuales generalmente son una mezcla compleja de compuestos orgánicos e inorgánicos. En general es impráctico, sino es que casi imposible, obtener un análisis químico completo de la mayoría de las aguas residuales.

Por esta razón, se han desarrollado varios métodos empíricos para evaluar la concentración de contaminantes en aguas residuales, cuya aplicación no requiere del conocimiento de la composición química del agua residual específica en consideración. Los métodos estándar más importantes para analizar los contaminantes orgánicos específicos de las aguas residuales, la determinación de los parámetros físicos (sólidos totales, color olor) y las pruebas de bioensayos (coliformes, pruebas de toxicidad) se pueden consultar en la referencia [13].

En este capítulo se presenta atención especial a la demanda bioquímica de oxígeno (DBO) de las aguas residuales. Se comenta un modelo de

matemático para las curvas típicas de la DBO, así como la evaluación de la factibilidad del tratamiento biológico para un agua residual industrial (secciones 4-9). En las secciones 10 y 11 se describen las características promedio del alcantarillado municipal y el procedimiento que se sigue en los estudios de aguas residuales industriales. Puesto que tanto el caudal como la resistencia del alcantarillado pueden seguir un patrón aleatorio de variación, puede resultar conveniente llevar a cabo una correlación estadística de tales datos. Este tema se discute en la sección 1.

Los métodos analíticos para los contaminantes orgánicos se clasifican en dos grupos:

GRUPO 1. Métodos del oxígeno como parámetro.

1. Demanda teórica de oxígeno (DOT)
2. Demanda química de oxígeno (DQO) [método estándar de oxidación del dicromato; prueba de oxidación del permanganato; prueba rápida de la DQO; métodos industriales de la DQO (AquaRator)].
3. Demanda bioquímica de oxígeno (DBO) (métodos de diglución; métodos manométricos).
4. Demanda total de oxígeno (DTO)

GRUPO 2. Métodos del carbono como parámetro.

1. Carbono orgánico teórico (COT).
2. Carbono orgánico total (CCT) (Método de oxidación húmeda; determinaciones del analizador de carbono).

2. MEDICION DEL CONTENIDO ORGANICO: GRUPO 1 – MÉTODOS DEL OXÍGENO COMO PARÁMETRO

2.1 DEMANDA TEORICA DE OXÍGENO (DOT)

La demanda teórica de oxígeno (DOT) corresponde a la cantidad estequiométrica de oxígeno requerida para oxidar completamente un compuesto dado. En general se expresa en miligramos de oxígeno requerido por litro de solución; es un valor calculado y solo se puede

evaluar si se cuenta con un análisis químico completo del agua residual, que raramente se tiene. Por lo tanto, su utilización es muy limitada.

Para ilustrar el cálculo de la DOT, consideramos un caso sencillo de una solución acuosa de una sustancia pura: una solución de mil miligramos sobre litro de lactosa. La ecuación 2.1 corresponde a la oxidación completa de la lactosa



Peso molecular:

30 32

El valor de la DOT se obtiene fácilmente a partir de un cálculo estequiométrico, basado en la ecuación 2.1.

$$\frac{30(\text{peso-lactosa})}{1000} = \frac{32(\text{peso-O}_2)}{DOT}$$

∴ DOT = $(32/30) 1\,000 = 1067$ mg/litro

2.2 DEMANDA QUIMICA DE OXÍGENO (DQO)

La demanda química de oxígeno (DQO) corresponde a la cantidad de oxígeno que se requiere para oxidar la fracción.

Para simplificar en la ecuación (2.1) la lactosa se representó por una unidad de azúcar (CH_2O). al multiplicar esta unidad por un factor de 12, se obtiene $\text{C}_{12}\text{H}_{24}\text{O}_{12}$, que es la fórmula molecular de la lactosa orgánica de una muestra que es susceptible a la oxidación del permanganto o dicromato en una solución ácida. Puesto que la oxidación que se efectúa en una prueba de laboratorio de la DQO no corresponde necesariamente a la ecuación (2.1) estequiométrica, el valor de la DQO no puede ser igual a la DOT.

Las pruebas de la DQO estándar (sección 2.2.1 y 2.2.2) dan valores que varían del 80 al 85% de la DOT, dependiendo de la composición química del agua residual que se está analizando. Las pruebas rápidas de la DQO, comentadas en la sección 2.2.3, dan valores iguales al 70%, aproximadamente, del valor de la DOT.

Cuadro 2.1

VALORES PROMEDIO DE LOS PARAMETROS DEL OXÍGENO PARA AGUAS RESIDUALES COMO UNA FRACCIÓN DE LA DEMANDA TEORICA DE OXÍGENO (tomada como 100).*

DOT	100
DTO	92
DQO (método estándar)	83
DQO (pruebas rápidas)	70
DBO ₂₀	
Con nitrificación	65
Suprimiendo la nitrificación	55
DBO ₅ Con nitrificación	58
Suprimiendo la nitrificación	52

*(De la página anterior) Para los parámetros de carbono, el CTO representa un promedio como del 95% del carbono orgánico teórico (COT). Las relaciones entre la DOT y el COT se comentan en la sección 3.

En el cuadro 2.1 se presentan las relaciones aproximadas entre los diversos parámetros del oxígeno y el carbono, estimadas a partir de una gráfica de Eckenfelder y Ford [4]. Los valores indicados en el cuadro 2.1 son valores promedio típicos; las relaciones correctas deberán determinarse para el agua residual en cuestión, puesto que dependen de su composición química. Por ende, los valores del cuadro 2.1 sólo se utilizan para estimaciones generales en ausencia de datos reales. A continuación se describen cuatro tipos de pruebas ara DQO.

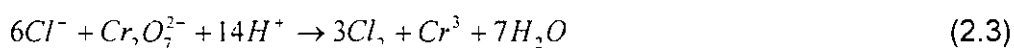
2.2.1. Método estándar de la oxidación del dicromato [5, 8, 13]

La prueba estándar del dicromato para la DQO es ampliamente usada para estimar la concentración de materia orgánica en aguas residuales. La prueba se lleva a cabo calentando bajo condiciones de reflujo total una muestra medida con un excedente conocido de dicromato potásico ($K_2Cr_2O_7$) en presencia de ácido sulfúrico (H_2SO_4), durante un período de dos horas. La materia orgánica de la muestra se oxida y, como resultado, se consume el dicromato amarillo siendo sustituido por crómico verde [ecuación (2.2)]. Se agrega sulfato de plata (Ag_2SO_4) como catalizador.



la medición se hace titulando el dicromato restante o haciendo una determinación colorimétrica del crómico verde producido. El método de la titulación es más exacto, pero más tedioso. El método colorimétrico, cuando se hace con un buen colorímetro fotoeléctrico o con un espectrofotómetro, es más rápido, más fácil y lo suficientemente exacto para todos los fines prácticos.

Si hay cloruros presentes en el agua residual, interfieren con la prueba de la DQO, puesto que los cloruro se oxidan con el dicromato según la ecuación (2.3).



se puede impedir esta interferencia agregando sulfato mercuríco ($HgSO_4$) a la mezcla, puesto que el Hg^{2+} se combina con el Cl^- para formar cloruro mercuríco ($HgCl_2$), que esencialmente no está ionizado. Se recomienda una relación de 10:1 de $HgSO_4$: Cl^- . Esto corresponde a la siguiente reacción química [ecuación (2.4)].

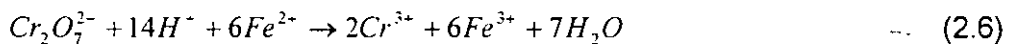


la presencia del catalizador Ag_2SO_4 es necesario para oxidar los ácidos y alcoholes de cadena recta. Si se agrega una cantidad insuficiente de Hg_2SO_4 , el Cl^- excedente precipita el catalizador de Ag_2SO_4 , produciendo, por lo mismo, valores bajos para pruebas de la DQO. Esto corresponde a la siguiente reacción química [ecuación (2.5)].

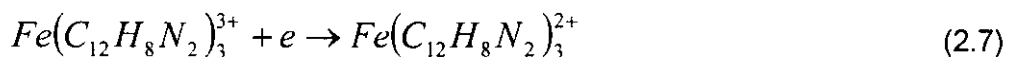


Se emplea sulfato ferroso de amonio estándar $[Fe(NH_4)_2 \cdot (SO_4)_2 \cdot 6H_2O]$ para el método de la titulación. El sulfato ferroso estándar comúnmente pierde fuerza con el tiempo debido a su oxidación con aire. Se recomienda establecer una estandarización y hacer una correlación matemática diariamente al hacer el cálculo de la DQO para compensar este deterioro [13]. Si se agrega cadmio a la botella que contiene el sulfato ferroso se evitará por completo el deterioro. El sulfato ferroso comercializado por Hach Chemical Company, que se utiliza para la prueba de la DQO, se conserva en esta forma, de tal manera que no es necesario hacer estandarización posterior.

El procedimiento recomendado consiste en enfriar la muestra después de la digestión de dos horas con $K_2Cr_2O_7$, agregar cinco gotas de indicador de ferroina y titular con solución estándar de sulfato de amonio ferroso hasta obtener un color rojo-café. El punto final es muy pronunciado. La solución de indicador de ferroina se puede comprar ya preparada (es una solución acuosa de 1,10-monohidrato de fenantrolina y $FeSO_4 \cdot 7H_2O$). el color rojo-café correspondiente al punto final es consecuencia de la formación de un complejo de ión ferroso con fenantrolina. La ecuación (2.6) corresponde a la oxidación de sulfato ferroso de amonio por dicromato.



La ecuación (2.7) corresponde a la formulación del complejo de fenantrolina ferrosa que se lleva a cabo tan pronto como todo el dicromato se reduce a Cr^{3+} y, por lo tanto, cualquier adición posterior de sulfato ferroso de amonio resulta en un exceso de Fe^{2+} (ión ferroso).



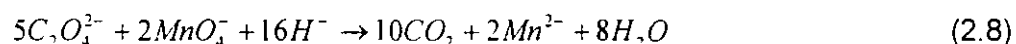
fenantrolina férrica	fenantrolina ferrosa
(azul claro)	(rojo-café)

Los detalles correspondientes a la preparación y estandarización de los reactivos y el procedimiento para su cálculo están dados en las referencias [5], [8] y [13]. La reproducibilidad de las pruebas de la DQO se ve afectada por el tiempo de reflujo. El valor de la DQO obtenido aumenta con el tiempo de reflujo hasta de 7 horas o más; se recomienda 2 horas como tiempo práctico de reflujo para el procedimiento estándar.

2.2.2 Prueba de oxidación con permanganato

Recomendada como método estándar hasta 1965, esta prueba ha sido remplazada por la prueba con dicromato que se acaba de describir. Esta prueba utiliza permanganato de potasio (KMnO_4) en lugar de dicromato como agente oxidante.

La muestra de agua residual se hierve con un exceso medido de permanganato de solución ácida (H_2SO_4) durante 30 minutos. La solución rosada se enfría y se agrega un exceso conocido de oxalato de amonio [$(\text{NH}_4)_2\text{C}_2\text{O}_4$]; la solución se vuelve incolora. A continuación se titula el oxalato excedente con una solución de KMnO_4 hasta que vuelve el color rosado. El oxalato que se utiliza se calcula por diferencia y el permanganato se calcula con estequiometría simple. La ecuación (2.8) corresponde a la oxidación del oxalato.



2.2.3 Pruebas rápidas de la DQO

Se han propuesto varias pruebas rápidas de la DQO que incluyen la digestión con dicromato por lapsos de menos de las dos horas indicadas en la prueba estándar. En una de estas técnicas, el agua residual se digiere con la solución de $\text{K}_2\text{Cr}_2\text{O}_7\text{—H}_2\text{SO}_4\text{—AgSO}_4$ a 165°C durante 15 minutos. La solución se diluye con agua destilada y se titularon sulfato ferroso de amonio, como en el método estándar.

En la prueba, el resultado de la DQO del lodo doméstico corresponde al 65%, aproximadamente, el valor que se obtiene por el método estándar. En el caso de otras aguas residuales, la relación del resultado de la DQO entre la prueba rápida y la estándar varía dependiendo de la naturaleza del agua residual.

2.2.4 Métodos instrumentales de la DQO [11, 14, 15]

Los métodos instrumentales de la DQO son muy rápidos y dan resultados reproducibles. En esta sección, se describe el Precision AquaRator desarrollado por la Dow Chemical Company, conecionado bajo la licencia a la Precision Scientifi Company. La medición de la DQO sólo requiere dos minutos, aproximadamente, y los datos son reproducibles con un margen de tolerancia de $\pm 3\%$ o menos. Los resultados se correlacionan bien con los del método estándar de la DQO y son mucho más constantes que las pruebas de la DQO, que típicamente varían en un $\pm 15\%$.

El AquaRator está diseñado para medir la demanda de oxígeno en el rango de 10-300 mg/lt. Si las muestras tienen una concentración más alta, se hace una dilución preliminar de las mismas. En la figura 2.1 se ilustra un diagrama de flujo del Precision AquaRator.

Se inyecta con una jeringa una muestra de 20 μ l (20×10^{-5} litros ≈ 0.02 cm³), se homogeniza si fuera necesario, al Precision AquaRator. (ver oficio para la inyección de la muestra, SIP). La muestra pasa por un horno de combustión (SF) con catalizador de platino) en una corriente de CO₂ seco se oxida los contaminantes a CO y H₂. El agua se separa en un tubo de secado (DT) y los productos de la reacción pasan a continuación por un segundo tratamiento con catalizador integral no dispersivo de rayos infrarrojos (IA), sensibilizando para monóxido de carbono. La lectura resultante se convierte directamente a la DQO utilizando una gráfica de calibración.

El flujo de dióxido de carbono se ajusta a $130 \text{ cm}^3/\text{min}$, aproximadamente, con el sistema de control de flujo. Cualquier traza de oxígeno presente en el gas de carga se reduce con un horno de carbono "purificador" (PCF), que produce una corriente de gas de fondo de CO y CO_2 que se indica como línea de partida básica de la graficadora. La muestra se inyecta en el horno para muestras (SF), donde los contaminantes y el CO_2 reaccionan para formar una mezcla típica de CO, CO_2 y H_2O . El analizador infrarrojo (IA) determina el aumento de contenido de CO en la corriente de gas, que está directamente relacionado con la DQO de la muestra. Después se descarga el gas de escape a través de un múltiple de purgas de la entrada de la muestra.

Conexión de aguas residuales domésticas e industriales

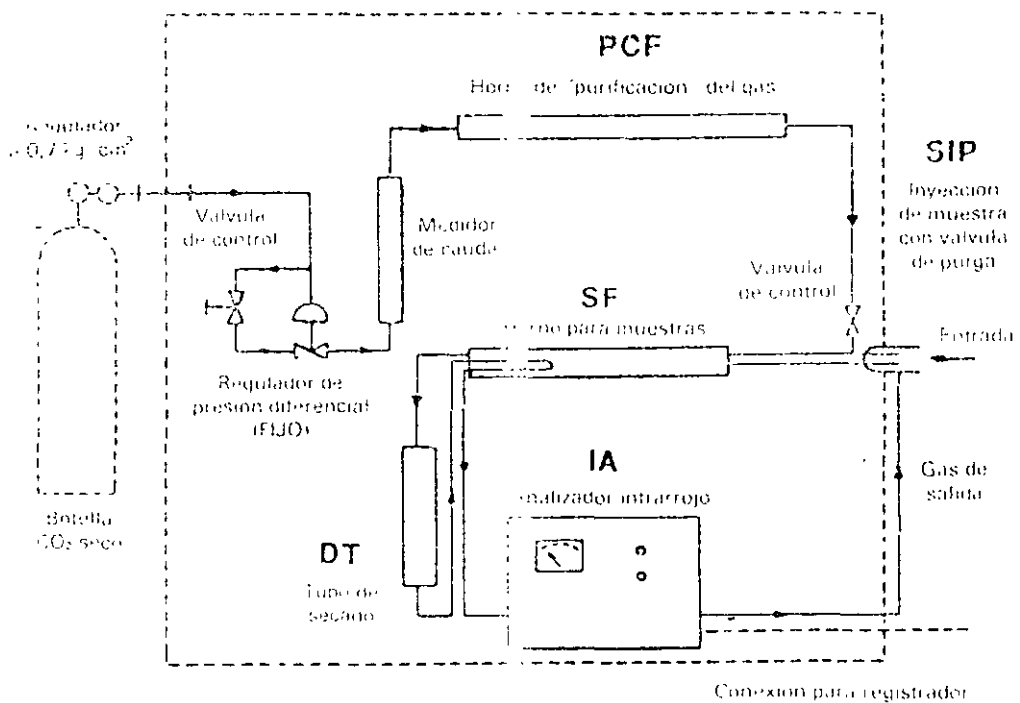
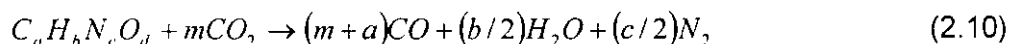
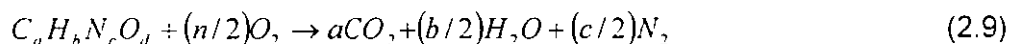


FIGURA 2.1 Diagrama de flujo del Precision AquaRator [11]
(Cortesía de ScientificCompany)

La teoría del AquaRator ha sido comentada por Stenger y Van Hall [14,15]. Las ecuaciones (2.9) y (2.10) indican los tipos de reacciones que tiene lugar cuando se quema material orgánico en atmósferas de oxígeno y bióxido de carbono, respectivamente.



Si se pudiera determinar con exactitud el oxígeno requerido en la ecuación (2.9), representaría la DQO de la muestra. Idealmente, la determinación de la DQO con dicromato se aproxima a este valor, pero algunos compuestos son difíciles de oxidar con tratamiento de dicromato. La oxidación que tiene lugar en el AquaRator es más vigorosa que la oxidación con dicromato y, por lo tanto, los resultados representan un nivel más realista de la demanda de oxígeno de los contaminantes presentes.

Los originadores del método que se utiliza en el AquaRator [14,15] demostraron que $(m+a)$ de la ecuación (2.10) es igual a n de la ecuación (2.9); es decir, el número de moles de monóxido de carbono producidas es igual al número de átomos de oxígeno requeridos. Por lo tanto, las lecturas instrumentales del monóxido de carbono formado están directamente relacionadas con la demanda química de oxígeno. La calibración se hace inyectando soluciones estándar de trihidrato de acetato sódico, para que se pueda calcular la demanda de oxígeno en miligramos por litro. Únicamente se necesita una gráfica de la demanda de oxígeno contra la salida de la graficadora (divisiones milimétricas) para determinar la demanda incógnita de los contaminantes.

2.3 DEMANDA BIOQUÍMICA DE OXÍGENO (DBO)

La demanda bioquímica de oxígeno se utiliza como una medida de la cantidad de oxígeno requerida para oxidar la materia orgánica

biodegradable presente en la muestra de agua por la acción bioquímica aeróbica. La demanda de oxígeno de las aguas residuales la ejercen tres clases de materiales:

Materiales orgánicos carbonosos, utilizables como fuente de alimento por los organismos aeróbicos.

Nitrógeno oxidable derivado de nitrito, amoníaco y compuestos de nitrógeno orgánico, que sirven como alimento para ciertas bacterias específicas (por ejemplo, Nitrosomas y Nitrobacter). Este tipo de oxidación (nitrificación) se explica en la sección 8.

Compuestos químico-reductores, por ejemplo, ión ferroso (Fe^{2+}), sulfitos (SO_3^{2-}) y sulfuro (S^{2-}) que se oxidan con el oxígeno disuelto.

En cuanto al drenaje doméstico, casi toda la demanda de oxígeno se debe a materiales orgánicos carbonosos y se determina con las pruebas de la DBO descritas en la sección 2.3.1 y 2.3.2. En lo referente a efluentes sometidos a tratamiento biológico, una parte considerable de la demanda de oxígeno se puede deber a la nitrificación (sección 8 de este capítulo).

2.3.1 Prueba de dilución para la DBO

En la referencia [13] se incluye una descripción detallada de la prueba de dilución, así como la preparación de reactivos. A continuación se da el procedimiento

1. Prepare varias diluciones de la muestra que se va a analizar con agua destilada de alta pureza. Las diluciones recomendadas dependen de la concentración estimada de los contaminantes responsables de la demanda de oxígeno. Para aguas altamente contaminadas, las relaciones de la dilución (ml de la muestra diluida/ml de la muestra original) pueden ser de 100:1. Para aguas fluviales, la muestra se puede tomar sin diluir en el caso de corrientes de baja contaminación y en otros casos, las relaciones de las diluciones de 4:1 son las más apropiadas.

2. Se utilizan frascos de incubación (con capacidad de 250 a 300 ml), con tapones de vidrio molido. En el frasco de la DBO se coloca (a) la muestra diluida (es decir, el sustrato), (b) una semilla de micro-organismos (generalmente el licor sobrenadante del drenaje doméstico) y (c) la solución nutriente para los micro-organismos. Esta solución contiene fosfatos de sodio y de potasio y cloruro de amonio (el nitrógeno y el fósforo son elementos necesarios como nutrientes para los micro-organismos).

El pH de la solución del frasco para la DBO debe ser como de 7.0 (neutro). La solución de fosfato utilizada es un reactivo. En el caso de las muestras que contienen una alcalinidad o ácidos cáusticos, se hace la neutralización a un pH aproximado de 7 con H_2SO_4 o $NaOH$ diluidos antes de la prueba de la DBO.

Por cada frasco para la DBO se prepara también un frasco testigo que no contenga el sustrato.

3. Los frascos se incuban a $20^{\circ}C$. Cada período subsiguiente de 24 horas, se toma un frasco de muestra y un frasco testigo correspondiente de la incubadora y se determina el oxígeno disuelto en ambos, como se describe al final de esta sección. La diferencia entre las concentraciones de oxígeno disuelto (mg/l) en la botella testigo y en el frasco de la muestra corresponde al oxígeno utilizado en la oxidación bioquímica de los contaminantes [ecuación (2.11)].

$$Y(\text{mg/l}) = DO (\text{frasco testigo}) - DO (\text{frasco de la muestra}) \quad (2.11)$$

Los valores de y (DBO, mg/l) se grafican contra el período de incubación t (días). En la figura 2.2 se muestra una curva típica de la DBO en la oxidación de materiales carbonosos. Las curvas de los casos en que tienen lugar la nitrificación se describen en la sección 8.

La utilización del oxígeno en la prueba de la DBO es muy lenta. Una curva típica (figura 2.2) sólo llega a la DBO limitante en, más o menos, 20 días o más. A este valor se le llama **DBO final**, denotada como DBO_{μ} .

No resulta práctico monitorear en forma continua la corriente de un proceso en términos de la DBO, debido al factor tiempo involucrado en la prueba. En la práctica, la DBO se reporta en términos de DBO a 5 días, denotada como DBO_5 (figura 2.2). Aún así 5 días es un periodo demasiado largo para esperar el resultado de una prueba.

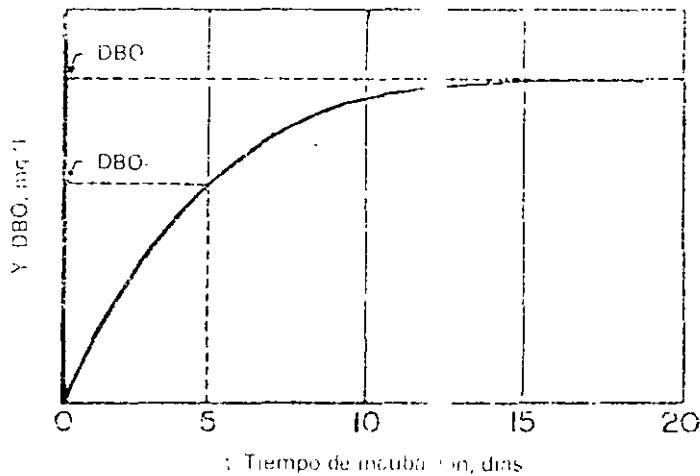


FIGURA 2.2 Curva típica de la DBO en la oxidación de materiales carbonosos.

Es importante observar que el valor de la DBO_{μ} no es igual a la DTO, porque en el frasco de la DBO no se oxida todo el sustrato. Las relaciones de los valores de la DBO_{μ} o (DBO_5) a la DTO depende de la composición química del agua residual. Los valores promedio están dados en el cuadro 2.1.

La relación de la DBO_5 a DBO_{μ} también varía de acuerdo con el sustrato. En el caso del drenaje doméstico, esta relación es aproximadamente de 0.77 [ecuación (2.12)].

$$DBO_5/DBO_{\mu}=0.77 \quad (2.12)$$

Se requiere una experiencia considerable para obtener resultados fiables en la prueba de la dilución para la DBO. En general, la mejor reproducibilidad de los resultados es de $\pm 15\%$. Algunas de las dificultades que se encuentran en la prueba de la dilución para la DBO se comentan en las siguientes secciones. En vista de estas fluctuaciones, se recomienda que se tomen varios frascos de la DBO de la incubadora cada 2----- y que se haga un promedio estadístico de los resultados.

a) Relación de la DQO y la DBO_{μ}

Se ha indicado que los valores de la DBO_{μ} y de la DTO no son iguales. En forma similar, el valor de la DBO_{μ} generalmente es más bajo que el de la DQO obtenida por el método estándar de oxidación con dicromato, como se indica en el cuadro 2.1. las razones son que (1) muchos compuestos orgánicos que se oxidan con $K_2Cr_2O_7$ no son bioquímicamente oxidables y (2) ciertos iones inorgánicos, tales como los sulfuros (S^{2-}), tiosulfuros ($S_2O_3^{2-}$), sulfitos (SO_3^{2-}), nitritos (NO_2^-) e iones ferrosos (Fe^{2+}) se oxidan con $K_2Cr_2O_7$, justificando, por tanto, la DQO de los materiales inorgánicos, que no se detecta con la prueba de la DBO.

a) Efecto del sembrado y aclimatación de la semilla en la prueba de la DBO

Una de las razones más frecuentes por las que se obtienen valores no fiables de la DBO es la utilización de una cantidad insuficiente de semilla de micro-organismos. Otro problema serio con los desechos industriales es la aclimatación de la semilla. En el caso de muchos desechos industriales, la presencia de materiales tóxicos interfiere con el crecimiento

de la población de micro-organismos. Las curvas de la DBO que se obtienen muestran un período de retraso (figura 2.3)

Se obtiene valores bajos de la DBO si no se toman las medidas correctivas adecuadas. Es necesario aclimatar la semilla de los micro-organismos al desecho específico. Se hace comenzando con una muestra del drenaje doméstico ya asentado que contenga una gran variedad de micro-organismos y se agrega una pequeña cantidad de efluente industrial. El aire burbujea por esta mezcla. La operación se hace en reactores de banco, ya sea continuos o por lotes. En el capítulo 5, sección 6.1 se describen estos reactores.

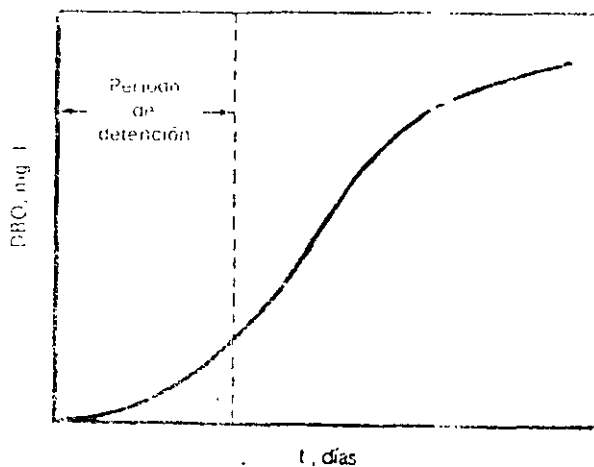


FIGURA 2.3 Período de retraso en la prueba de la DBO

Este proceso se repite con un aumento gradual de la proporción de desecho industrial a drenaje doméstico, hasta que se desarrolle un cultivo microbiano aclimatado al desecho industrial específico. Puede tratarse de un procedimiento largo y difícil cuando se trata de aguas residuales industriales muy tóxicas. Una vez que se haya desarrollado un cultivo delimitado, la curva de la DBO no presentará un período de retraso, volviéndose, así, una curva típica de la DBO con la forma general que se muestra en la figura 2.2.

a. Efecto de la presencia de algas sobre la prueba de la DBO

La presencia de algas en el agua residual que se está analizando afecta la prueba de la DBO. Si se incuba la muestra en presencia de la luz, se obtendrán valores bajos de la DBO debido a la producción de oxígeno por fotosíntesis, lo que satisface parte de la demanda de oxígeno. Por otro lado, si la incubación se hace en la oscuridad, las algas sobrevivirán por un cierto tiempo. Entonces, la determinación de la DBO a corto plazo muestra el efecto que les produce el oxígeno. Después de un período en la oscuridad, las algas mueren y las células algáicas contribuyen al aumento de la muestra, razón por la cual se obtienen valores altos de la DBO. Por lo tanto, el efecto de las algas sobre la prueba de la DBO es difícil de evaluar.

b. Verificación con ácido glutámico-glucosa

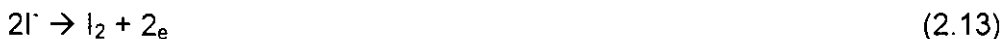
La calidad del agua para la dilución, que, si estuviera contaminada, daría valores incorrectos e la DBO, la efectividad de la semilla y la técnica analítica se verifican periódicamente utilizando compuestos orgánicos puros de los que se conoce o puede determinar la DBO. Uno de los que se utilizan con mas frecuencia es una mezcla de glucosa ($C_6H_{12}O_6$) y ácido glutámico [$HOOCCH_2CH_2CH(NH_2)COOH$]. Se recomienda una mezcla de 150 mg/lit de cada uno. La glucosa pura tiene un índice de oxidación excepcionalmente alto con semillas relativamente sencillas. Cuando se usa con ácido glutámico, el índice de oxidación se estabiliza y es similar al de la mayoría de las aguas residuales municipales. La DBO de la solución estándar de glucosa-ácido glutámico es de 220 ± 11 mg/lit. Cualquier divergencia apreciable de estos valores hace surgir dudas sobre la calidad del agua destilada o sobre la variabilidad del material seminal. Si ocurre una variación mayor que ± 20 - 22 mg/lit con una frecuencia de más de 5% de las veces, la técnica que se está utilizando no es adecuada.

c. Determinación del oxígeno disuelto (OD)

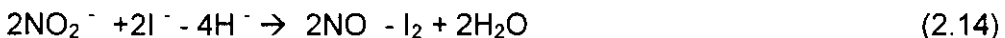
El método de dilución para la DBO requiere determinaciones de la cantidad de oxígeno disuelto. Estas determinaciones se hacen por titulación o por métodos instrumentales. El método básico de titulación es el de Winkler. Las aguas residuales pueden obtener varios iones y compuestos que interfieren con la determinación original del OD. Para eliminar dichas interferencias, se han propuesto algunas modificaciones del método básico [13]. A continuación se describe sucintamente la modificación con nitrato del método de Winkler, que efectivamente elimina la interferencia causada por los nitritos. Esta es la interferencia que se encuentra más a menudo en la práctica. En la referencia [13] se describen otras modificaciones para eliminar las interferencias.

El método de Winkler está basado en la oxidación del ión de yoduro (I^-), que contiene el reactivo de nitrato-yoduro-álcali, a yodo (I_2) por el oxígeno disuelto de la muestra y en la titulación del yodo con tiosulfato de sodio ($Na_2S_2O_3$), utilizando almidón como indicador. La oxidación se lleva a cabo en un medio ácido (H_2SO_4) en presencia de sulfato de manganeso ($MnSO_4$). El reactivo de nitrato-yoduro-álcali es una solución de NaOH, NaI y NaN_3 (nitrato de sodio).

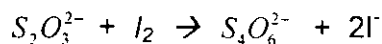
La ecuación (2.13) corresponde a la oxidación de I^- a I_2 .



La interferencia de los nitritos se debe a su oxidación a NO con la formación de I_2 [ecuación (2.14)].



La titulación del I_2 con tiosulfato corresponde a la ecuación (2.15) [el tiosulfato ($S_2O_3^{2-}$) se oxida a tetratiónato $S_4O_6^{2-}$].



El almidón produce a un color azul en presencia en presencia del yodo. Se continúa la titulación con tiosulfato de sodio hasta que desaparece el color azul.

En una variación de este procedimiento se utiliza un reactivo nuevo (óxido de fenilarsina, PAO) en lugar de tiosulfato de sodio. Este reactivo tiene la ventaja de ser estable, mientras el tiosulfato de sodio se deteriora con rapidez y debe re-estandarizarse antes de cada determinación. En la referencia [8] se incluye una descripción de este procedimiento mejorado. La determinación instrumental del oxígeno disuelto se hace con analizadores del OD. En la figura 2.4 se ilustra un modelo típico del instrumento. El analizador de OD es un sistema galvánico que utiliza un ánodo de plomo en forma de cilindro que rodea un cátodo de plata en forma de varilla. Ambos electrodos están cubiertos con una capa de electrolito KOH contenido en un cojín electrolítico delgado. Los electrodos y el electrolito están cubiertos por una membrana de plástico y sirven como barrera de difusión selectiva, permeable a todos los gases, incluyendo oxígeno molecular, pero es virtualmente impermeable a las especies iónicas que pudieran estar presentes en las aguas residuales. Para medir el OD, el sensor se sumerge en la muestra. La corriente de una celdilla, proporcional a la concentración de oxígeno de la muestra, se mide directamente en términos de mg/lit de oxígeno disuelto con la aguja del medidor de oxígeno. La muestra se agita constantemente durante la medición, ya que solo bajo estas condiciones la corriente es directamente proporcional a la concentración de oxígeno del volumen de la muestra para prueba. La calibración del analizador del OD se lleva a cabo midiendo el OD de una muestra de contenido de oxígeno conocido, determinado por métodos analíticos estándar (es decir, el método de Winkler) [13].

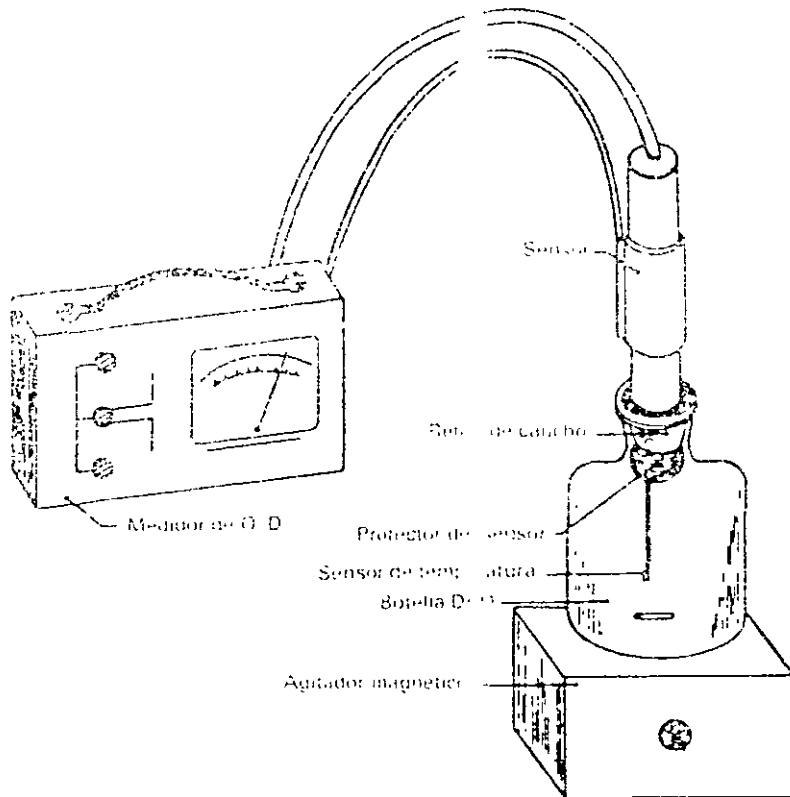


FIGURA 2 4 Analizador de oxígeno disuelto

2 3 2 Métodos manométricos para la DBO.

El aparato manométrico descrito en esta sección es el Hach modelo 2173 [7]. El aparato de Hach para la DBO se ha comparado con el método de dilución estándar bajo condiciones de laboratorio comparadas. En los análisis sistemáticos de resultados y precisión casi equivalentes. Puesto que se conserva un cambio químico no se requiere un análisis químico de laboratorio. En la figura 2 5 se ilustra un diagrama que muestra sólo un frasco. El principio de operación es el siguiente: Se pone en un frasco en

el aparato una muestra de medida de agua de alcantarillado o residual, el aparato se conecta a un manómetro de extremo siego. Arriba de la muestra del drenaje o del agua hay una cantidad de aire (que contiene aproximadamente 21% de oxígeno por volumen). Durante un cierto tiempo las bacterias del drenaje utilizan el oxígeno para oxidar la muestra orgánica presente en la muestra y por lo tanto, se consume el oxígeno disuelto. El aire dentro del frasco cerrado que contiene la muestra restaura el oxígeno utilizado, resultando en una caída de la presión del aire del frasco de la muestra. El mercurio de la pata del manómetro que está conectado al frasco se mueva hacia arriba, como indica la flecha de la figura 2.5. Así se registra la caída de presión en el manómetro de mercurio y da una lectura directa de la DBO en mg/lit. Antes de indicar la prueba, los tornillos prisioneros de la escala del manómetro están flojos y la marca del 0 está arriba de la columna del mercurio.

Durante el período de la prueba (5 días para la DBO), el sistema se incuba a 20° y la muestra se agita continuamente con una varilla magnética de agitación que rota por un sistema de poleas conectado a un motor. Se produce bióxido de carbono por la oxidación de la materia orgánica y tiene que sacarse del sistema para que no desarrolle una presión positiva del gas que resultaría en un error. Esto se hace agregando unas cuantas gotas de solución de hidróxido de potasio en la tasa de sello de cada frasco de muestra. Las lecturas de la DBO se comprueban periódicamente utilizando la solución estándar de glucosa-ácido glutámico.

Cuando se encuentran altas demandas de oxígeno, se tiene que diluir la muestra. Se dice que la exactitud de la prueba manométrica es comparable a la prueba de dilución.

2.4 DEMANDA TOTAL DE OXIGENO (DTO) [6,9,17].

La utilidad del método estándar se debe al hecho de que los resultados de obtienen en dos horas y no en 5 días como en el caso de la medición común de la DBO. Sin embargo, el método de la DQO, según se sabe no

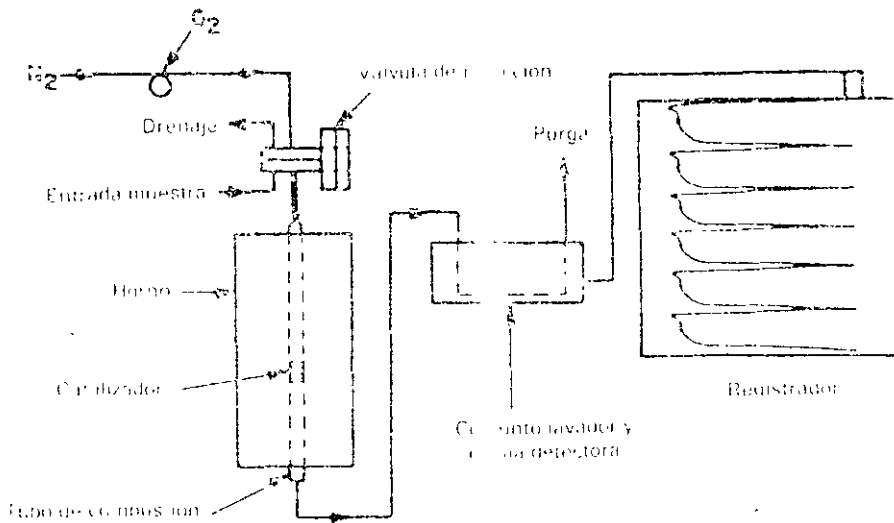


FIGURA 2.5 Aparato manométrico de la DBO (que muestra una celdilla)[7] Cortesía de Hach Chemical Company)

oxida los contaminantes como piridina, benceno y amoníaco, aunque se ha reportado una oxidación de muchos compuestos orgánicos hasta del 95-100% de la oxidación teórica.

Por lo tanto, se ha enfocado la búsqueda de métodos analíticos mejorados para determinar la demanda de oxígeno en técnicas [6] que sean (1) significativas y se correlacionen con los parámetros aceptados de control y supervisión;(2) rápidas, para que se tengan los resultados en

minutos, no en horas ni en días; y (3) verdaderamente adaptables a la automatización y el monitoreo constante.

El modelo 225 de iones analizador de la demanda total de oxígeno (DTO) determina la demanda total de oxígeno en tres minutos. La figura 2.6 muestra los elementos funcionales del sistema que incluye el sistema de inyección, la unidad de combustión el ensamble del detector de oxígeno y la graficadora.

La muestra de agua residual se transmite por un aspirador neumático a la válvula de inyección del líquido. Al actuar, la válvula entrega una muestra de 20 μlt (0.02 cm^3) en la cámara de combustión. El sistema de muestreo esta controlado por un regulador de tiempo ajustable del programa o por medio de un botón oprimible manual. Simultáneamente se introduce un gas portador (nitrógeno) que contiene una pequeña cantidad de oxígeno, del orden de 200 ppm, con la muestra de agua residual en la cámara de combustión. La muestra se vaporiza y los componentes combustibles se oxidan en tubo de combustión. El tubo, que contiene un catalizador con tamiz de platino, esta montado en un horno eléctrico que se mantiene a 900° C . Como resultado de la utilización del oxígeno en el proceso de combustión, ocurre un agotamiento momentáneo del oxígeno en la corriente de gas inerte este agotamiento se mide con exactitud pasando el efluente por una celdilla con combustible de platino-plomo. Antes de entrar en la celdilla, el gas se lava y humecta. El lavado se hace pasando el gas por una solución cáustica acuosa que elimina las impurezas del gas portador nocivas a las celdillas del detector y humedece la muestra gaseosa. La celdilla de combustible y el lavador están localizados en una cámara y termostáticamente controlada y aislada.

La salida de corriente de la celdilla de combustible es una función de concentración de oxígeno. Se monitorea gráficamente en una graficadora potenciométrica, en la que los cambios de la corriente toman la forma de picos en la graficadora. El sistema de la graficadora incluye un circuito automático de 0 que mantiene una línea de partida constante. Los picos

graficados son linealmente proporcionales a la concentración reducida del oxígeno en el gas portador y la demanda total de oxígeno de la muestra

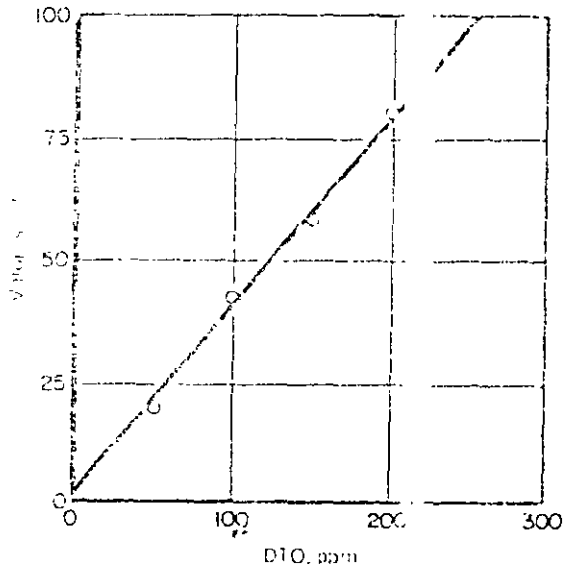


FIGURA 2.6 Diagrama de flujo del analizador de la DTO [6] (reimpreso con autorización de Copyright por The American Chemical Society).

La medición de la DTO, en el caso de muestras desconocidas, se determina comparando las alturas de los picos graficados con una curva de calibración típica para análisis de soluciones estándar, que demuestra la linealidad de las alturas de los picos contra la DTO.

El método de la DTO mide la cantidad de oxígeno consumido basado en las siguientes reacciones químicas para el proceso de combustión catalítica [ecuaciones 2 16 a 2 18].





Los compuestos sulfurosos se oxidan a una condición estable consistente en una relación fija de SO_2 a SO_3 . Normalmente se utiliza nitrógeno molecular como gas portador ya que no reacciona en el proceso de combustión.

La ecuación (2.19) corresponde a una oxidación teórica típica (para el caso de urea).



Los resultados del análisis de la DTO de un cierto número de compuestos diferentes indican que la demanda de oxígeno medida generalmente se aproximan más al cálculo teórico que en caso de los métodos químicos. Estos resultados están incluidos en Seldsusin et al [6].

CURSOS2006

CURSOS ABIERTOS

**TRATAMIENTO DE AGUAS
RESIDUALES, MUNICIPALES,
INDUSTRIALES Y REUSOS
CA 126**

**TEMA
DESARENADORES**

**EXPOSITOR: DR. PEDRO MARTINEZ PEREDA
DEL 05 AL 019 DE JUNIO DE 2006
PALACIO DE MINERÍA**



...: Ingeniería Ambiental

DESARENADORES, TEORIA Y DIMENSIONAMIENTO

I. INTRODUCCIÓN

Los tanques desarenadores forman parte del tratamiento preliminar y se diseñan para eliminar la arena, aquí el término arena incluye además, cáscaras de huevo, pedazos de hueso, semillas, residuos de café molido y otros sólidos cuya gravedad específica es mayor que la de las partículas orgánicas putrescibles presentes en las aguas residuales. La necesidad de eliminar estos materiales radica en:

- a) Proteger el equipo mecánico y las bombas de abrasión y de un desgaste excesivo,
- b) Prevenir el taponamiento de tuberías y reducir el depósito de este material en los canales,
- c) Prevenir el efecto de cementación en el fondo de los tanques digestores y de sedimentación primaria Y
- d) Reducir el efecto de la acumulación en los tanques de aeración y en los digestores de lodos lo cual puede reducir su volumen útil.

II LOCALIZACIÓN

Con el objeto de proporcionar mayor protección al equipo mecánico, se ha vuelto una necesidad la instalación de tanques desarenadores en la mayoría de plantas de tratamiento de aguas residuales.

Normalmente, estas unidades se localizan antes del bombeo de las aguas residuales crudas, sin embargo, en algunas ocasiones los colectores de llegada se encuentran a tal profundidad que resulta impráctico y poco económico la

instalación de los desarenadores antes del bombeo. En esta situación puede preferirse bombear las aguas, a un punto de mayor accesibilidad a costa de un mayor mantenimiento en el equipo de bombeo

III TIPO DE DESARENADORES

La cantidad y la calidad de la arena y el efecto de la misma en las unidades de tratamiento subsecuentes, son factores de gran importancia en la sección del desarenador, así mismo, su selección puede estar influenciada por la pérdida de carga, los requerimientos de espacio y el tipo de equipo empleado en otras partes de la planta. Existen tres tipos de tanques desarenadores:

- a) de flujo horizontal o velocidad controlada
- b) desarenadores aereados, y
- c) los tanques de sección cuadrada o tanques de detritus

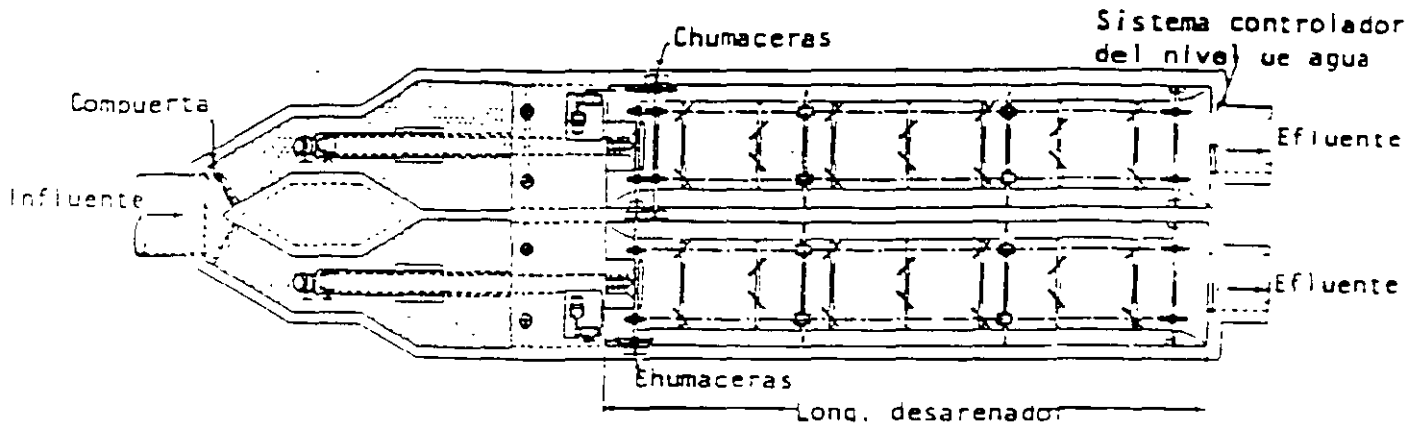
En los desarenadores de tipo horizontal, el caudal pasa a través del tanque de dirección horizontal y la velocidad de flujo es controlada por las mismas dimensiones de la unidad o mediante el uso de vertedores de sección especial al final del tanque.

Los desarenadores aereados consisten en tanques sujetos a una aereación del tipo de flujo en espiral donde la velocidad es controlada mediante sus dimensiones así como por la cantidad de aire suministrada a esa unidad.

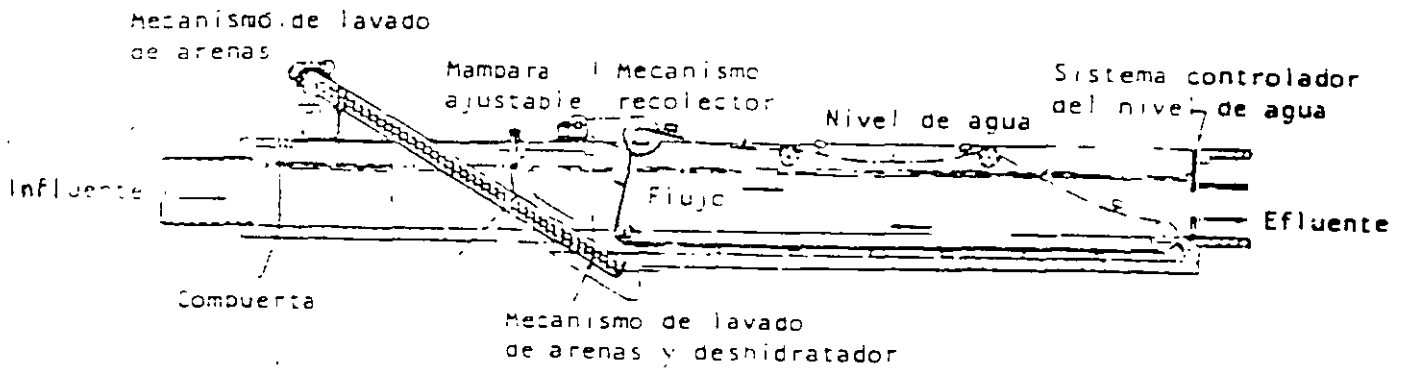
Los desarenadores de sección cuadrada a tanques de detritus son simplemente tanques de sedimentación en los cuales la arena y los sólidos orgánicos sedimentan en forma conjunta; los sólidos orgánicos se separan posteriormente por medios mecánicos.

III.1 Tanques desarenadores de flujo horizontal o velocidad controlada (Fig. 1)

Actualmente en México, la mayoría de tanques desarenadores son del tipo de flujo horizontal. Estos tanques se diseñan para mantener una velocidad de flujo cercana a 0.30 m/s. Esta velocidad conducirá las partículas orgánicas a través del



(a) Planta



(b) Sección longitudinal

FIGURA 1. Detalles de un desarenador de flujo horizontal de doble canal y velocidad controlada.

tanque y tenderá a resuspender a aquellas que se hubieran sedimentado. sin embargo, permitirá la sedimentación de las arenas.

El diseño de este tipo de desarenadores deberá ser tal, que bajo las condiciones más adversas, las partículas de arena más ligeras lleguen al fondo del tanque antes de llegar a la salida del mismo.

Normalmente, los tanques desarenadores son diseñados para eliminar las partículas que fuesen retenidas en la malla # 65, es decir, con un diámetro mayor a 0.21 mm. La longitud del canal estará regida por la profundidad requerida por la velocidad de sedimentación y la sección de control. El área transversal a su vez estará regida por el caudal y el número de canales. Es importante prever cierta longitud adicional para tener en cuenta La turbulencia que se forma en la entrada y en la salida , recomendándose un mínimo de aproximadamente el doble de la profundidad a flujo máximo aunque a veces se puede utilizar una longitud máxima adicional del 50% de la longitud teórica.

III.2 Desarenadores aereados. (Fig. 2).

El excesivo desgaste del equipo de manejo de la arena y el descubrimiento de acumulaciones de ese material en los tanques de aireación fueron las causas que fomentaron el uso de los desarenadores aereados. Por lo general, estos tanques se proyectan para proporcionar tiempos de retención de casi tres minutos a caudal máximo. La acción transversal del tanque es semejante a la proporcionada para la circulación en espiral en los tanques de areación de lodos activados. En la Tabla 2 se presentan los datos típicos del diseño.

En la Tabla 1 se presentan los datos típicos de diseño para este tipo de desarenadores:

Tabla 1. Datos típicos de diseño para desarenadores de flujo horizontal.

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

* Si la gravedad específica de la arena es significativamente menor que 2.65 se deberá usar velocidades menores

** Uso de medidor Parshall como sección de control

*** Dm= Profundidad máxima en el desarenador

La agitación o velocidad de rotación en el tanque, es el factor que rige el tamaño de las partículas de una gravedad específica determinada que serán eliminadas. Si la velocidad es demasiado grande la arena será arrastrada fuera del tanque y, si fuese demasiado pequeña habrá materia orgánica que se depositará junto con la arena. Afortunadamente, la cantidad de aire se puede ajustar fácilmente. Si se ajusta adecuadamente, se obtendrán porcentajes de eliminación de casi el 100% y la arena quedará bien lavada. El agua residual se desplaza a través del tanque siguiendo una trayectoria helicoidal y pasa dos o tres veces por el fondo del tanque a caudal máximo, e incluso más veces con caudales menores.

El agua residual deberá introducirse en dirección transversal al tanque.

La pérdida de carga en este tipo de tanque es mínima y la limpieza se puede realizar manual, mecánica e hidráulicamente. La limpieza mecánica se realiza a través de cucharones y transportadores y la limpieza hidráulica incluye eyectores hidráulicos o propulsores de alta velocidad.

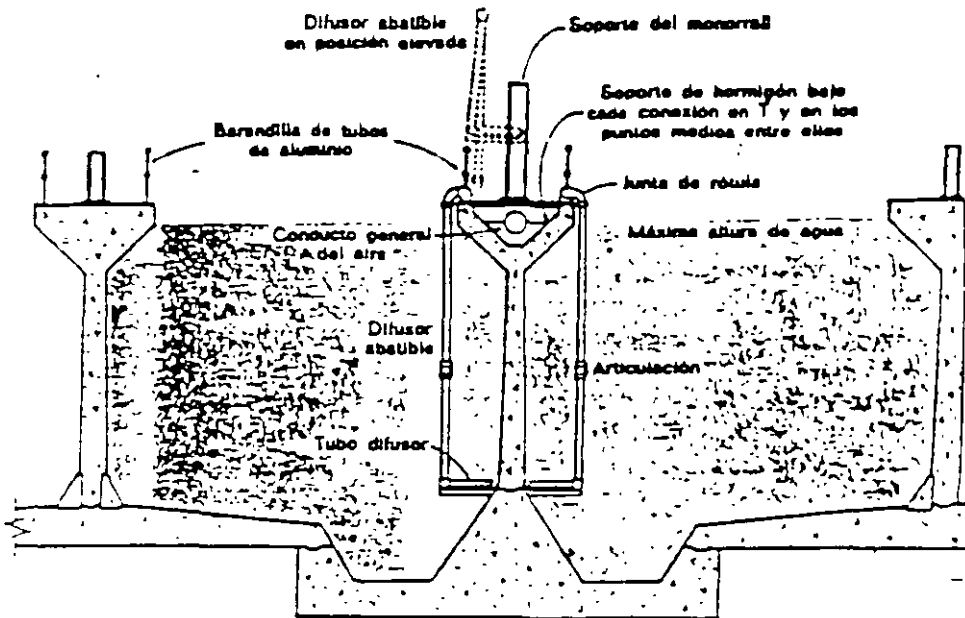


FIGURA 2 Sección transversal típica de un desarenador aereado

TABLA 1. Datos típicos para el diseño de desarenadores aerados.

Concepto	Valor	
	Rango	Típico
Dimensiones:		
Profundidad, m	2-5	----
Longitud, m	7.5-20	----
Ancho, m	2.57.0	
Relación ancho-profundidad	1:1-5:1	2:1
Tiempo de retención a		
Flujo máximo, min.	2-5	3
Suministro de aire, m ³ /m de		
Longitud por min.	0.15-0.45	0.3
Cantidades de arena, m ³ /1000 m ³	0.004-0.0200	0.015

III.3 Desarenadores de sección cuadrada o tanques de detritus (Fig. 3)

A este tipo de desarenadores se les llama también tanques de detritus y en ellos; tanto la arena como las partículas orgánicas son separadas mecánicamente antes de su remoción. La hidráulica en este tipo de tanques se controla a través de deflectores ajustables localizados en la entrada del mismo, que además aseguran una velocidad relativamente uniforme y una adecuada distribución del material. Igual que en los desarenadores aerados, la pérdida de carga es relativamente pequeña.

Aunque este tipo de desarenación se ha usado en otros países desde hace tiempo, en México, son pocas las plantas de tratamiento que cuentan con este tipo de unidades. A continuación se presentan algunas de sus ventajas.

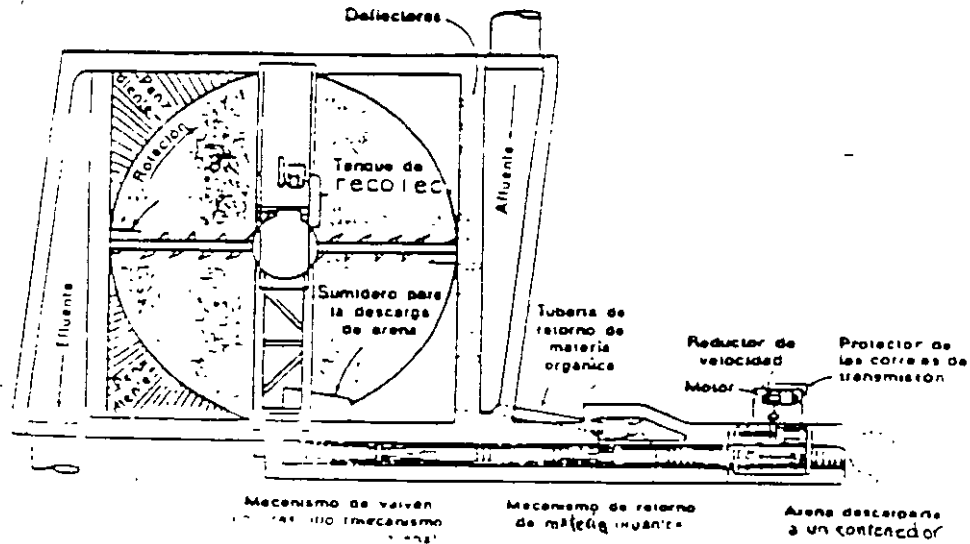


FIGURA 3 Desarenador de sección cuadrada o tanque de detritus

1. Debido a que se diseñan con base al área, son capaces de eliminar hasta el 95% del material cuyo tamaño es mayor al de diseño. Esto, siempre y cuando el flujo no exceda el máximo del diseño
2. El material que se elimina en esta unidad, no saldrá lavado y drenado y, su porcentaje de sólidos orgánicos no excederá del 3% en peso
3. No existe la necesidad de proveer una velocidad uniforme en este tipo de desarenador cuando se trabaja a flujos variables.
4. El desgaste del equipo por abrasión es mínimo.

Entre las desventajas están las siguientes:

1. En la práctica, es difícil obtener la distribución uniforme del flujo (caudal) mediante el uso de deflectores
2. En tanques poco profundos (menos de 0.9m), se puede perder material debido a la agitación provocada por la rastra al pasar frente al vertedor de salida

En este tipo de desarenadores, los sólidos sedimentados son arrastrados a un depósito localizado en un extremo del tanque, desde donde son eliminados a través de un mecanismo rotatorio inclinado (normalmente una bombilla de tornillo). En este proyecto, los sólidos orgánicos son separados de la arena y regresados al tanque. Según Metcalf y Hedí, éste tipo de desarenadores se diseñan con base a la carga superficial, la cual depende del tamaño de las partículas y de su temperatura. En la figura 4 se presentan algunas curvas típicas de diseño.

IV CONTROL DE LA VELOCIDAD

En los desarenadores no aerados, el control de la velocidad dentro de la longitud efectiva del canal se realiza a través del uso de una sección de control, es decir: un vertedor proporcional, un vertedor Sutro, un medidor Parshall, etc. Estas secciones de control mantienen constante la velocidad dentro del canal en un amplio rango de flujos.

El vertedor proporcional y el tipo Sutro (Fig. 5) son ampliamente utilizados en este tipo de trabajos y al compararlos, la única diferencia es que el vertedor proporcional tiene ambos lados curvados y el vertedor Sutro tiene un lado curvado y un lado recto, es decir, es exactamente la mitad del vertedor proporcional. Para determinar las características del flujo, cuando se usa un vertedor tipo Sutro como sección de control se pueden utilizar las siguientes ecuaciones:

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

$$Q = b \sqrt{2ag} \left(h + \frac{2}{3}a \right) \quad (2)$$

$$Q_1 = \frac{2}{3} b \sqrt{2g} \left[\left(h + a \right)^{\frac{3}{2}} - h^{\frac{3}{2}} \right] \quad (3)$$

Donde:

a, b = Constantes típicas del vertedor

y = Altura del líquido

x = Anchura del vertedor a la superficie líquida

h = Altura total del vertedor

Q = Gasto total del vertedor Sutro

Q_1 = Gasto a través de la porción del vertedor Sutro.

Como se ha mencionado, las descargas para un vertedor tipo proporcional serían simplemente el doble de las obtenidas por las ecuaciones 2 y 3.

Las fórmulas anteriores se utilizan para determinar la forma de un vertedor para una capacidad específica. Seleccionando dimensiones apropiadas para a ó b y h , la variable remanente que pueda ser a ó b puede determinarse sustituyendo en la ecuación apropiada. Una vez determinadas a y b , x puede calcularse para cualquier valor de y .

V. CANTIDAD DE ARENA

Las cantidades de arena pueden variar enormemente de una localidad a otra, dependiendo del tipo de sistema de alcantarillado, características de la zona drenada, el estado en que se encuentran las alcantarillas, el tipo de descargas industriales y la proximidad y el uso de playas arenosas. Los valores típicos están reportados en la Tabla 2.

VI DISPOSICIÓN O ELIMINACIÓN DE ARENAS

Posiblemente, el método más común de disposición o eliminación de arenas sea el relleno sanitario para evitar condiciones desagradables. En países desarrollados, las arenas son incineradas junto con los lodos. Es recomendable sin embargo, lavar las arenas antes de su disposición.

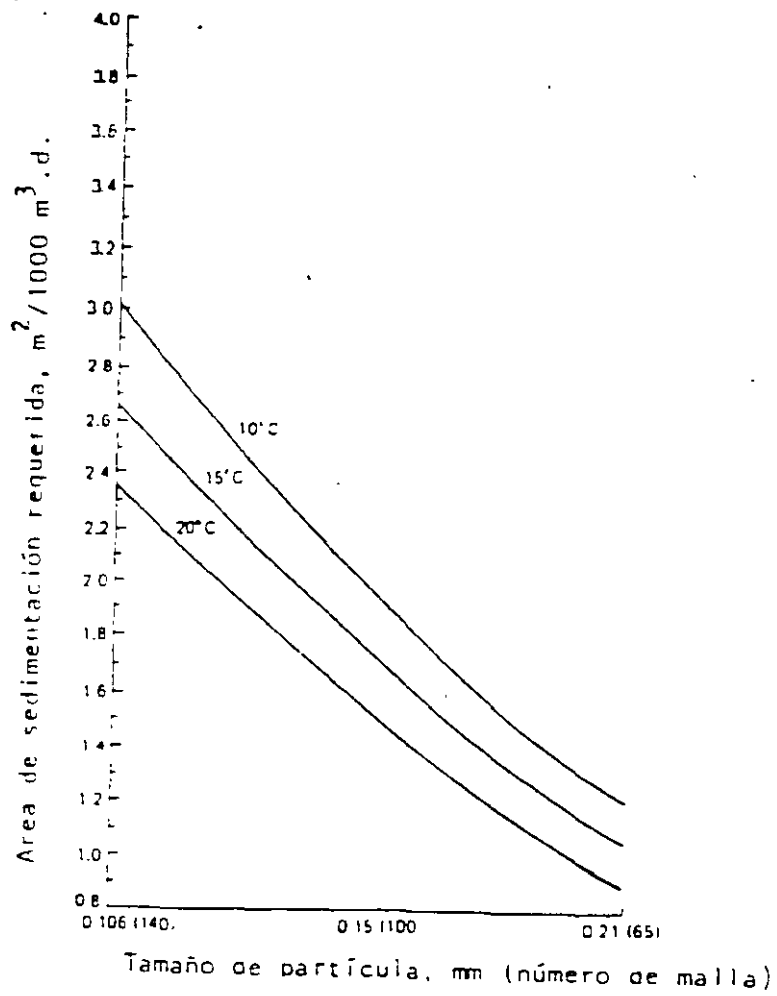


FIGURA 4. Área requerida por cada 1000m³ de aguas residuales para la sedimentación de partículas con gravedad específica = 2.65 a las temperaturas adecuadas

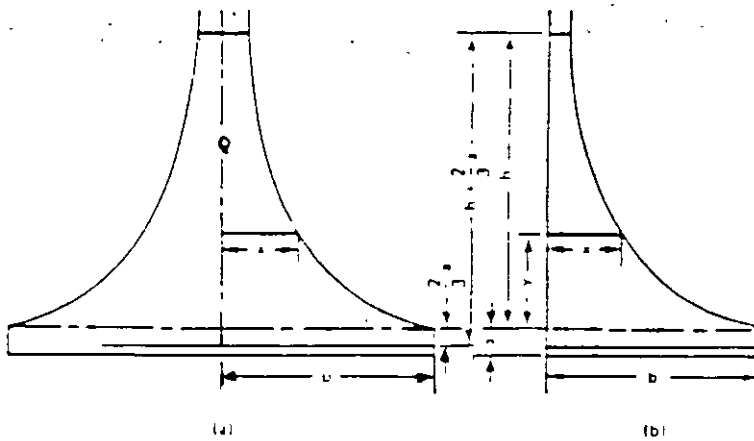


FIGURA 5 Elementos de un vertedor proporcional (a) y de un vertedor tipo Sutro (b)

VI.1 Lavado

El carácter de la arena normalmente recolectada en los desarenadores de flujo horizontal varía ampliamente desde lo que podría considerarse una arena limpia hasta aquella que contiene gran proporción de materia orgánica putrescible. La arena sin lavar puede contener hasta un 50% o más de materia orgánica. Este material a menos que se elimine rápidamente puede atraer insectos y roedores y tiene además un olor desagradable

Existen varios tipos de lavadores de arenas. Uno de ellos, se basa en un tornillo o rastra inclinada que proporciona la agitación necesaria para la separación de la materia orgánica y al mismo tiempo, eleva la arena lavada hasta un punto de descarga situado por encima del nivel del agua

VII. EJEMPLOS

VII.1 Diseño de un desarenador de flujo horizontal

Datos:

Gasto medio (un solo canal) = $Q_m = 104.54 \text{ l/s}$

Tipo de limpieza: manual: $C_s = 0.023 \text{ m}^3/\text{s m}^2$ a 20° C en aguas residuales domésticas.

Tipo de limpieza: manual: $C_s = 0.023 \text{ m}^3/\text{s}\cdot\text{m}^2$ a 20°C en aguas residuales domésticas.

"Experimental Sewage Treatment" Imhoff y Fair.

Tamaño de partículas a eliminar = 0.20 mm y mayores

Velocidad de sedimentación de partículas de 0.20 mm de diámetro en agua limpia a 20°C . "Wastewater Treatment". Fair, Geyer y Okun, $V_s = 2.54 \text{ cm/s}$

$$1 < R < 10; R = \text{No. de Reynolds}$$

$$\text{Gravedad específica de las partículas} = 2.65$$

1. Área horizontal del canal desarenador:

$$A_h = \frac{Q_m}{C_s} = \frac{101.54 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \cdot \frac{1}{1000}}{0.023 \frac{\text{m}^3}{\text{s}\cdot\text{m}^2}} = 4.545 \text{ m}^2$$

2. Longitud del canal (suponiendo un ancho = 0.60 m);

$$L = \frac{A_h}{\text{Ancho}} = \frac{4.545 \text{ m}^2}{0.60 \text{ m}} = 7.575 \text{ m}$$

Cuando está lleno el depósito para acumular arena, la velocidad horizontal del flujo a lo largo del canal debe ser $V_h = 0.35 \text{ m/s}$

Cuando no hay arena, $V_h = 0.30 \text{ m/s}$.

La velocidad de arrastre de las partículas de arena es de aproximadamente:

$V_a = 0.60 \text{ m/s}$.

3. Área transversal del canal cuando no contiene arena:

$$A_t = \frac{Q}{V_h} = \frac{0.10454 \text{ m}^3/\text{s}}{0.30 \text{ m/s}} = 0.3485 \text{ m}^2$$

4. Tirante si el canal tiene arena:

$$hc \cdot a. = \frac{Ai}{Ancho} = \frac{0.2987 \text{ m}^2}{0.60 \text{ m/s}} = 0.498 \text{ m}$$

Diferencia de tirantes : $0.581 - 0.498 = 0.083 \text{ m}$

5. Volumen para depósito de arena:

$$V_{arena} = (0.083 \text{ m}) (0.60 \text{ m}) (7.575 \text{ m}) = 0.378 \text{ m}^3$$

6. Producción de arena:

Si las aguas residuales acarrean aproximadamente 0.20 m^3 /semana de arena (0.3 toneladas por semana), el tiempo requerido para llenar el espacio disponible será:

Tiempo = Vol. Disponible/generación por semana

$$= \frac{0.378 \text{ m}^3}{0.20 \text{ m}^3 / \text{semana}} = 1.9 \text{ semanas}$$

Por lo tanto, se debe retirar la arena cada dos semanas (Fig 6).

Solución:

1. Determinar el volumen del desarenador. Debido a que será necesario drenar el tanque periódicamente para mantenimiento rutinario, se usarán dos tanques desarenadores. Suponiendo que el tiempo de retención promedio a gasto máximo es igual a 3 minutos:

$$Volumen \text{ del desarenador} = (1/2)(1.38 \text{ m}^3 / \text{s}) 3 \text{ min} \times 60 \text{ s/min} = 124.2 \text{ m}^3$$

2. Determinar las dimensiones del desarenador. Usar una relación profundidad/ancho de 1.2:1 y suponer que el ancho = 3.0m.

a) La profundidad = $1.2 (3 \text{ m}) = 3.6 \text{ m}$

b) Longitud = Volumen /ancho por profundidad = $124.2 \text{ m}^3 / 3 \text{ m.} \times 3.6$

c) Incrementar la longitud un 15% para tomar en cuenta las condiciones de entrada y salida: Longitud ajustada = $11.5 \text{ m} \times 1.15$

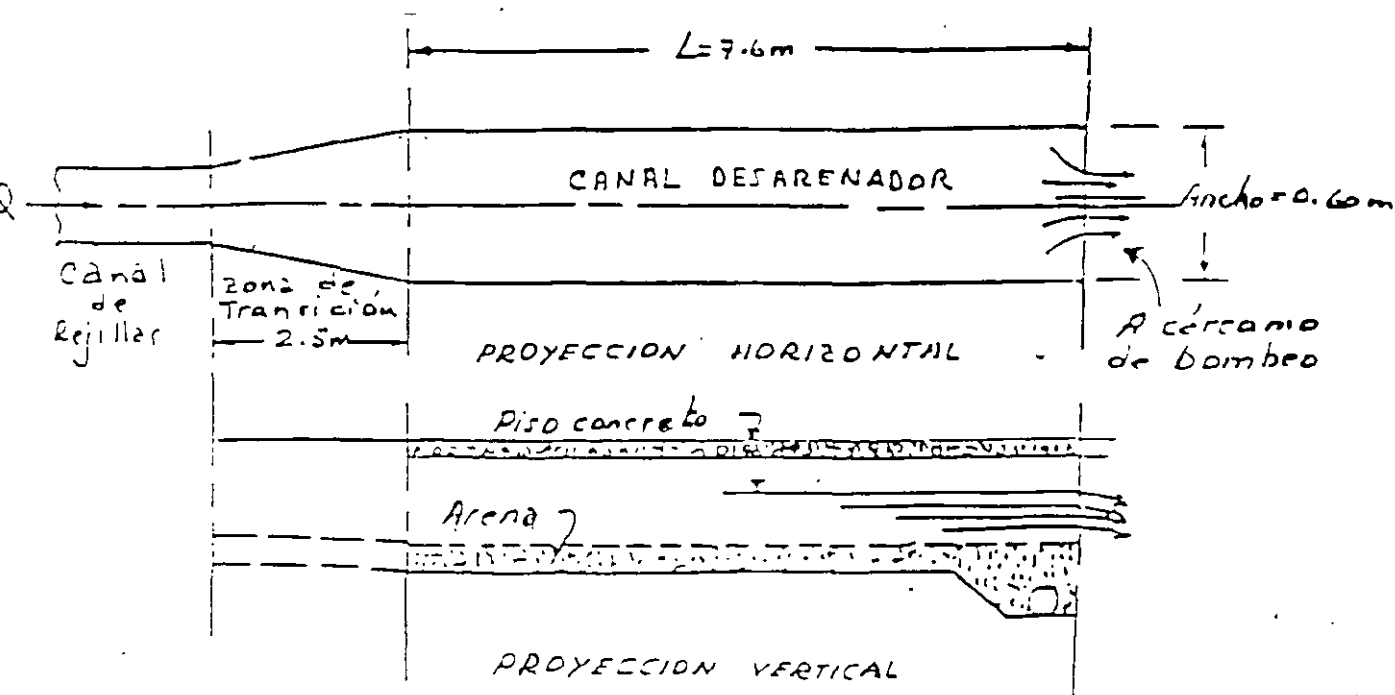


FIGURA 6. Desarenador del ejemplo VII.1

VII.2 Diseño de un drenador aerado.

Datos

Diseñar un desarenador aerado para el tratamiento de aguas residuales municipales

El gasto promedio es de $0.5 \text{ m}^3/\text{s}$., y el gasto máximo (pico)= $1.38 \text{ m}^3/\text{s}$.

Solución:

- 1 Determinar el volumen del desarenador. Debido a que será necesario drenar el tanque periódicamente para mantenimiento rutinario, se usarán dos tanques desarenadores. Suponiendo que el tiempo de retención promedio a gasto máximo es igual a 3 minutos:

$$\begin{aligned} \text{Volumen del desarenador} &= (1/2) (1.38 \text{ m}^3 / \text{s}) 3 \text{ min} \times 60 \text{ s/min} \\ &= 124.2 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

2. Determinar el volumen del desarenador. Usar una relación profundidad / ancho de 1.2:1 y suponer que el ancho = 3.0 m

a) La profundidad = 1.2 (3 m) = 3.6 m

b) Longitud = Volumen / Ancho por profundidad = $124.2 \text{ m}^3 / \text{m} \times 3.6 \text{ m} = 11.5 \text{ m}$

c) Incrementar la longitud un 15% para tomar en cuenta las condiciones de entrada y salida: Longitud ajustada = $11.5 \text{ m} \times 1.15 = 13.2 \text{ m}$

3. Determinar el requerimiento del suministro de aire. Suponer que 0.04 m³/min. M de longitud serán adecuados:

$$\text{Requerimientos de aire (en longitud)} = 13.2 \text{ m} \times 0.04 \text{ m}^3/\text{min}. \text{ m} = 0.53 \text{ m}^3/\text{min}.$$

4. Estimar la cantidad de arena que debe ser manejada. Suponer un valor de 0.050 m³ por cada 1000 m³ de aguas residuales:

$$\begin{aligned} \text{Volumen de arena} &= (1.38 \text{ m}^3 / \text{s}) \times 86400 \text{ s/d} \times 0.050 \text{ m}^3 \\ /1000 \text{ m}^3 &= 5.96 \text{ m}^3 / \text{d} \end{aligned}$$

Observación: En el diseño de desarenadores aereados es especialmente importante que el tamaño de las unidades para el manejo de la arena este basado en el gasto máximo.

VIII. BIBLIOGRAFÍA

- 1) WATER POLLUTION CONTROL FEDERATION. AND AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS, " Water Treatment Plant Design" MOP/8, Water Pollution Control Federation, Washington, D.C., 1977.
- 2) METCALF AND EDDY, INC. "Wastewater Engineering: Tratment Disposal And Reuse", McGraw-Hill, New York, 1979.

- 3) METCALF Y EDDY, INC. "Tratamiento y depuración de las aguas Residuales" Editorial Labor, 1981.
- 4) QASIM, S.R. "Wastewater Treatment Plants: Planning Design and Operation", CBS Colleague Publishing, New York, 1985.

CURSOS2006



CURSOS ABIERTOS

TRATAMIENTO DE AGUAS
RESIDUALES, MUNICIPALES,
INDUSTRIALES Y REUSOS
CA 126

TEMA

SEDIMENTACIÓN Y TANQUES DE SEDIMENTACIÓN

**EXPOSITOR: DR. PEDRO MARTINEZ PEREDA
DEL 5 AL 9 DE JUNIO DE 2006
PALACIO DE MINERÍA**

SEDIMENTACION

Es un proceso de separación sólido-líquido que emplea la fuerza de gravedad para remover sólidos suspendidos.

- 1 Aplicaciones: potabilización del agua, tratamiento de aguas residuales, tratamiento avanzado de agua.

Aplicaciones en potabilización del agua

- a) sedimentación simple de aguas superficiales previa al tratamiento de clarificación
- b) Sedimentación de agua coagulada y floculada antes de la filtración rápida en lechos granulares.
- c) Sedimentación del agua coagulada y floculada en el proceso de ablandamiento químico del agua.
- d) Sedimentación de precipitados de hierro y magnesio

Aplicaciones en tratamiento de aguas residuales

- a) Remoción de arenas, arcillas y limos
- b) Remoción de sólidos suspendidos en clarificadores primarios
- c) Remoción de flóculos biológicos en plantas de tratamiento mediante lodos activados
- d) Remoción de humus en plantas de tratamiento mediante procesos biológicos de contacto (filtros percoladores, biodiscos)

Aplicaciones en tratamiento avanzado de agua

- a) Remoción de flóculos coagulados químicamente antes de la filtración.

Los principios básicos del proceso de sedimentación son los mismos para cualquier tipo de aplicación.

Los tanques se construyen comúnmente de concreto reforzado.

2. Secciones: circular, cuadrada o rectangular

- Tanques circulares:

Diámetro. 4.5 m a 120 m (10m – 45m usualmente)

Profundidad : 1.8m a 4.8m (3m – 4.2m usualmente)

Bordo libre 0.3m a 0.75m

Diseño estándar: Con intervalos de diámetro de 1.5m con el fin de acomodar los mecanismos de remoción de lodos.

- Tanques cuadrados:

Lados de 10m a 60m y profundidades de 1.8 m a 5.7m

Bordo libre: 0.3 0.75 m

Intervalos de los lados: 1.5 m

- Tanques rectangulares:

Tipos de limpieza de lodos:

a) Rastras por medio de cadenas y catarinas

b) Rastras soportadas por un puente viajero

c) Sistema de vacío montado en un puente viajero.

Dimensiones de los tanques de acuerdo con el tipo de mecanismos de limpieza de lodos:

a) Ancho: De 1.5m a 6m.

Longitud Hasta 75m

Profundidad: mayor de 1.8m

Se pueden emplear anchos mayores hasta 30m instalando 4 módulos separados para mamparas y con mecanismos individuales,

b) Ancho 3.5m a 36m.

Longitud: 12m a 90m

Profundidad. Mayor de 1.8m

Las rastras se pueden quitar para inspeccionarlas o repararlas sin drenar los tanques.

c) Ancho: Hasta 36m

Profundidad: Mayor de 1.8m

3. Tipos de sedimentación.

TIPO I. Sedimentación libre de partículas discretas, no suculentas, en una suspensión diluida.

TIPO II. Sedimentación de partículas floculentas en una suspensión diluida.

TIPO III. Sedimentación de zonas de partículas con concentración intermedia.

TIPO IV. Sedimentación por compresión.

3.1.) TIPO I.

las partículas sedimentan como unidades separadas y aparentemente no hay interacción entre ellas.

Ejemplos: Sedimentación simple de aguas superficiales y de arenas.

Ecuaciones para el análisis:

General:
$$V_s = \sqrt[3]{\frac{4g}{3C_p} \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right) d}$$

Stokes
$$V_s = \frac{1}{18} \frac{g}{\mu} (\rho_s - \rho) d^2$$

Ó
$$V_s = \frac{1}{18} \frac{g}{\nu} (s_s - 1) d^2$$

para condiciones de flujo laminar

Flujo de transición:
$$V_s = 0.78 [(p_s - p) d^{1.6} p^{-0.4} \mu^{-0.6}]^{0.714}$$

Newton:
$$V_s = 1.82 \sqrt{g(s_s - 1)d}$$

Para condiciones de flujo turbulento donde

V_s = velocidad de sedimentación de la partícula discreta.

C_R = Coeficiente de arrastre, el cual es una función del número de Reynolds (figura 1)

ρ_s = densidad de masa de la partícula

ρ = densidad de masa del líquido

S_s = densidad relativa partícula-líquido

μ = viscosidad absoluta

- v viscosidad relativa
- d diámetro de la partícula
- g aceleración debido a la gravedad

Flujo laminar

$$N_R < 1. \quad C_D = \frac{24}{N_R} \quad . \quad N_R = \frac{\rho v d}{\mu} = \frac{v d}{\nu}$$

Dominan las fuerzas viscosas sobre las de inercia.

Flujo de transición

$$1 < N_R < 1000. \quad C_D = \frac{18.5}{N_R^{0.6}}$$

o

$$C_D = \frac{24}{N_R} - \frac{3}{\sqrt{N_R}} + 0.34 \quad . \quad (Fair, Geyer y Okun)$$

Las fuerzas viscosas y las de inercia tienen la misma importancia.

Flujo turbulento

$$1000 < N_R < 25,000, \quad C_D = 0.4 \text{ (partículas esféricas)}$$

Dominan las fuerzas de inercia sobre las viscosas

Se puede emplear la fig. 2 para obtener la velocidad de sedimentación en las tres regiones de flujo, a partir del diámetro, densidad y temperatura.

3.1 1) Teoría del estanque ideal de Camp

Se basa en las hipótesis siguientes:

- a) La sedimentación de partículas es Tipo I
- b) El flujo se distribuye uniformemente a la entrada del sedimentador
- c) El flujo se distribuye uniformemente a la salida del sedimentador
- d) Zonas del tanque: entrada, sedimentación, lodos y salida.
- e) Hay una distribución uniforme de partículas en toda la profundidad de la zona de entrada

En la fig. 3 aparece el diagrama de un tanque ideal rectangular, donde:

V_0 es la velocidad de sedimentación de la partícula de tamaño más pequeño que se remueve en un ciento por ciento.

Cuando una partícula de este tamaño entra al tanque al nivel del espejo de agua (punto 1), tiene la trayectoria mostrada e intercepta la zona de lodos en el punto 2.

El tiempo de retención, t , es igual a H/V_0 (5)

Se puede exponer también como: L/V (6)

La velocidad horizontal, V , es igual a Q/HW (7)

Combinando estas expresiones: $t=LWH/Q$ (8)

Como LWH es el volumen del tanque, $t=$ (9)

Igualando las ecuaciones (8) y (5) $LWH/Q = H/V_0$

Quedando:

$V_0 = Q/LW$, o sea $V_0 = Q/A_s$ (10)

Donde A_s es el área superficial del tanque.

La ecuación (10) muestra que la tasa hidráulica (tasa de derrame carga superficial) es equivalente a la velocidad de sedimentación de la partícula de tamaño más pequeño que se remueve en un ciento por ciento

- Tanque de sedimentación y sección circular.

En la figura (4) aparece el diagrama del tanque ideal de sección circular, donde:

$$V = \frac{Q}{2\pi r H} \quad (11)$$

$$\frac{dh}{dr} = \frac{V_0}{V} \quad (12)$$

quedando

$$\frac{dh}{dr} = \frac{2\pi r H V_0}{Q} \quad (13)$$

integrando

$$\int dh = \frac{2\pi H V_0}{Q} \int r dr \quad (14)$$

resolviendo la integral

$$H = \frac{2\pi H V_0}{Q} \left[\frac{r^2}{2} \right]_{r_1}^{r_0} \quad (15)$$

ó

$$H = \frac{2\pi h V_0}{Q} (r_0^2 - r_1^2) = \frac{H A_s V_0}{Q}$$

quedando $V_0 = Q/A_s$ (16)

La ec. (16) es idéntica a la ec (10) del tanque rectangular.

- Condiciones de sedimentación de otros tamaños de partículas.

En la figura 5 y 6 se muestra que todas la partículas con una velocidad de sedimentación, V_1 mayor que V_0 se removerán totalmente, dado que su trayectoria intercepta la zona de lodos. Las partículas con una velocidad de sedimentación, V_2 , menor que V_0 , se removerán en una proporción

$$\frac{L_2}{L_0} = 0 \quad \text{sea, } R_2 = \frac{H_2}{H} \quad (17)$$

en las suspensiones que se estudian en el tratamiento de agua se presentan, en general, una gran variedad de tamaños de partículas, por lo que se debe evaluar el rango completo de velocidades de sedimentación y por tanto la remoción total que se puede esperar par una tasa hidráulica (tasa de derrame o carga superficial) dada.

-Análisis experimental

Columna de sedimentación

Proceso cerrado (batsh)

Suspensión homogenizada

Se toman muestras a varias profundidades y tiempos para determinar la concentración de sólidos. La interpretación de los datos da como resultado una curva como la que aparece en la figura 7. la fracción del total de partículas que se remueven a una velocidad V_0 es:

$$\text{Fracción removida} = (1 - F_0) + \frac{1}{V_0} \int_0^{F_0} V dF \quad (18)$$

Donde

$(1-F_0)$ es la fracción de partículas con velocidad $V > V_0$

$\frac{1}{V_0} \int_0^{F_0} V dF$ fracción de partículas con velocidad $V < V_0$

- Resúmen.

En la teoría del tanque de sedimentación ideal la remoción de sólidos suspendidos es una función de la tasa de derrame o la velocidad de sedimentación de diseño, V_0 , el tiempo en retención, t , y la profundidad, H .

2.2 Tipo II

Corresponde a la sedimentación de partículas floculentas en una suspensión diluida. Las partículas floculan durante la sedimentación con lo que aumentan de tamaño y sedimentan a una velocidad mayor. La sedimentación primaria de aguas residuales y de agua y aguas residuales coaguladas químicamente son ejemplos de este tipo de sedimentación.

Para evaluar las características de sedimentación de una suspensión floculante se deben realizar ensayos en columnas mediante un proceso cerrado (batch). En la figura 8 se muestra una columna para tal ensayo. Diámetro igual 15 a 20 cm, para minimizar los efectos de pared. La altura por lo menos igual a la profundidad que se proponga para el tanque de sedimentación. Los cilindros o puertos para la toma de muestras se deben localizar con intervalos iguales en toda altura de la columna.

La suspensión se debe mezclar vigorosamente y vaciar rápidamente en la columna a fin de asegurar que se tenga una distribución uniforme de las partículas en toda la altura de la columna. Para que la prueba sea representativa se debe hacer en condiciones de reposo y la temperatura no debe variar en más de 1° C en la altura de la columna a fin de evitar corrientes de convección. Las muestras se toman a intervalos periódicos y se determinan las concentraciones de sólidos suspendidos. El porcentaje de remoción se calcula para cada muestra conociendo la concentración inicial de sólidos suspendidos y la concentración de la muestra. El

porcentaje de remoción se grafica contra los tiempos y profundidades a las que se tomaron las muestras. Se hacen interpolaciones entre los puntos obtenidos y se trazan curvas de igual porcentaje de remoción, R_A , R_V , etc., ver figura 9

Las tasas de derrame o cargas superficiales, V_0 , se determinan para los diferentes tiempos de sedimentación, t_a , t_v , etc., donde las curvas R interceptan el eje horizontal, por ejemplo, para la curva R_{AC} , la tasa de derrame es:

$$V_0 = \frac{3.05m}{47 \text{ min.}} \times 1440 \frac{\text{min}}{\text{día}} = 93.45 \frac{m^3}{m^2} - \text{día.}$$

Las fracciones de sólidos removidos, R_T , para los tiempos t_a , t_b , etc.; se pueden entonces determinar. Por ejemplo para el tiempo $t=17$ min., la fracción removida R_T ser .

$$R_T = R_{20} - \frac{2.05m}{3.05m} (R_{30} - R_{20}) - \frac{0.88}{3.05} (R_{40} - R_{30}) - \frac{0.61}{3.05} (R_{50} - R_{40}) - \frac{0.40}{3.05} (R_{60} - R_{50}) - \frac{0.21}{3.05} (R_{70} - R_{60})$$

$$R_T = 0.2 - 0.067 - 0.029 - 0.02 - 0.012 - 0.007$$

$$R_T = 0.336 = 33.6\%$$

Así, se puede hacer con cada uno de los tiempos. Con esta información se pueden graficar las curvas de porcentaje de remoción de sólidos vs. tiempo y de porcentaje de remoción de sólidos vs tasa de derrame. Ver figura 10 y 11

Par aplicar las curvas en el diseño de un tanque de sedimentación, se emplean factores de escalamiento para compensar los efectos de pared de la columna de sedimentación. Para la tasa de derrame 0.65 y para el tiempo de retención.

2.3.1 Tipos III y IV.

La sedimentación tipo III o con interferencia comprende las partículas de concentración intermedia que se encuentran cercanas unas de otras, lo que provoca que las fuerzas interpartículas interfieran la sedimentación de

partículas vecinas. Las partículas permanecen en una posición fija relativa una a otra y todas sedimentan con una velocidad constante como resultado, la masa de partículas sedimenta como una zona. La parte superior de la masa que se asienta, se tiene una interfase sólido-líquido entre las partículas y la zona clarificada (ejemplo: clarificador final del proceso biológico de lodos activados).

La sedimentación tipo IV, o de compresión, corresponde a partículas que están a tan alta concentración que se tocan unas a otras y la sedimentación puede ocurrir solo por compresión de la masa (ejemplo: profundidades más bajas de un clarificador final del proceso biológico de lodos activados).

La evaluación de la sedimentación de una suspensión de partículas floculentas que sigan un comportamiento tipo III o IV se hace mediante un cilindro graduado como se muestra en la figura 12 (a) y (b) sistema cerrado

La figura 10 (a) muestra una sección transversal de un clarificador circular final del proceso de lodos activados, donde se definen las clases de sedimentación que pueden ocurrir. La tasa de agua clarificada usualmente es de 1.5 a 1.8 mts. de profundidad. La profundidad para la zona con interferencia, transición, y de compresión usualmente es de 1.5 a 2.1 mts.

3.2.1 Diseño de sedimentadores.

Las pruebas permiten obtener los parámetros básicos de diseño de sedimentadores. Para el caso de clarificadores finales se obtienen datos tanto de la clarificación del líquido como del espesamiento de lodos.

Los cilindros de prueba se equipan con un dispositivo de agitación lenta para simular la acción de arrastre de los limpiadores mecánicos de lodos. El equipo debe girar de 4 a 6 revoluciones por hora.

Considerando que con los resultados de una prueba se obtiene la curva de sedimentación de la figura 14, el área de un clarificador final se determina con el siguiente procedimiento:

- a) Se calcula la pendiente de la reacción de sedimentación con interferencia V_0 , esta es la velocidad de sedimentación requerida para clarificación.
- b) Se prolonga las tangentes para la región desde la región de sedimentación o interferencia y desde la de comprensión.
Bisectar el ángulo formado y localizar el punto 1
- c) Se traza una tangente a la curva en el punto 1.
- d) Conociendo la concentración inicial de los lodos, C_0 , y altura inicial de los lodos, H_0 , se selecciona una concentración del bajo flujo para diseño, C_u , y se determina altura de la interfaz, H_u .

Como $C_u H_u = C_0 H_0$, entonces $H_u = \frac{C_0 H_0}{C_u}$ (19)

- e) Se traza una línea horizontal a partir de H_u hasta interceptar la tangente y se determina el tiempo t_u , que es requerido para alcanzar la concentración deseada, C_u .

- f) Determinar el área requerida para espesamiento A_u .

$$A_u = 1.5 (Q - R) t_u / H_u \quad (20)$$

Donde

Q gasto influente al aerador

R gasto lodo recirculado

(Q - R) gasto total influente al clarificador

1.5 factor de escalamiento

- g) Determinar el área requerida para clarificación, A_0 .

$$A_0 = 2.0 Q / V_0 \text{ donde} \quad (21)$$

Q gasto efluente del clarificador final

2.0 factor de esclarecimiento

El área de control para el diseño del clarificador será la mayor de las dos áreas calculadas.

El diseño se hace con el gasto promedio diario, aunque se debe revisar el comportamiento del sedimentador para el gasto pico horario. De ser el caso, el área se debe calcular con este gasto

4 Características físicas de los sedimentadores.

4.1) Geometría (ver figuras anexas)

Rectangulares

Cuadrados

Circulares

Ventajas y desventajas

4.2) Entrada (ver figuras anexas)

Función

Esquema

Diseño

4.3) Zona de sedimentación

Factores que afectan las condiciones de "tanque ideal"

Clasificación de sedimentadotes

4.3.1) Factores básicos de diseño

a) Carga superficial

b) Tiempo de retención

c) Velocidad de escurrimiento

d) Relación L:H

e) Número de unidades

a) Carga superficial (m^3/m^2-d)	Valores medidos
Remoción de arenas	600-1200
Sedimentación simple (agua suministro)	5-20
Sedimentación primaria seguida de tratamiento secundario por purga de lodo activado	33-48 24-32
Sedimentación secundaria de lodo activado convencional	16-32
de aeración extendida	8-16
de filtros percoladores	16-24
Clarificación	
Aguas turbias	30-60
Aguas con color	15-40
Aguas con tratamiento biológico	
Coaguladas con sulfato de aluminio	20-24
Coaguladas con sales de hierro	28-22
Coaguladas con cal	56-64
Ablandamiento químico	30-80
Contacto de sólidos	
Aguas turbias	70-120
Aguas con color	60-100
Ablandamiento	80-130
Sedimentación alta tasa (flujo laminar)	60-250

b) tiempo de retención medio (horas)

Desarenación	<0.25
Sedimentación simple	1-4
Sedimentación primaria	0.75-2
Sedimentación secundaria	1.0-2.5
Sedimentación de aguas tratadas con coagulantes provenientes de un proceso biológico	2.0-2.5
Sedimentación de partículas coaguladas o precipitados (aguas de primer uso)	
Diseño convencional	1.5-3.0
Contacto de sólidos	0.75-
Flujo laminar	1.5
	<0.25

Relación entre tiempo de retención, profundidad y área superficial

$$C_v = \frac{Q}{A_v} = \frac{B}{tr \cdot La} = \frac{L \cdot a \cdot H}{L \cdot a \cdot tr} = C_v = \frac{H}{tr}$$

(22)

c) La velocidad de escurrimiento de en la zona de sedimentación en la zona ayuda a la floculación de las partículas provocando choques entre ellas y por ende mejora la sedimentación, pero por otra parte, puede provocar arrastre y resuspensión de las partículas sedimentadas. Se debe lograr la primera acción y evitar la segunda.

En general:

$$V_a = 30 \text{ a } 90 \text{ cm/min}$$

d) Relación entre la velocidad de escurrimiento, la velocidad crítica de sedimentación, la longitud del tanque y el tirante de agua

$$Q = V_{c0} A_v \quad Q = V_c A_s$$

(23)

$$A_v = al \quad A_s = aH$$

$$\frac{V_c}{V_{c0}} = \frac{A_v}{A_s} = \frac{al}{aH} = \frac{l}{H}$$

A igual a carga superficial (velocidad crítica), la relación L/H determinar la velocidad horizontal.

e) El número de unidades se determina por el gasto de diseño, el grado de flexibilidad deseado en la operación y la economía del proyecto. En

plantas grandes el número de unidades la determina el tamaño máximo práctico de los tanques. El número mínimo recomendable para plantas pequeñas es dos.

4.4) Salida (Ver figuras anexas)

- Función
- Esquemas
- Diseño

4.5) Zonas de lodos

- Función
- Producción de lodos
- Mecanismos de arrastre y concentración
- Pendientes del fondo de tanques
- Velocidad crítica de arrastre de lodo

5) Unidades de contacto de sólidos

- Características
- Funciones
- Aplicaciones
- Sistemas de control del proceso

6) Unidades de flujo laminar

- Características
- Ventajas
- Aplicaciones
- Bases teóricas

Variables:

V_{sc} , V_0 , e , L , S_0

Donde

V_{sc} velocidad de sedimentación crítica

V_0 velocidad promedio del flujo a través de un sedimentador (l/t)

L Longitud relativa del sedimentador

$$L = \frac{L}{e}$$

L Longitud del sedimentador

e Profundidad de un sedimentados

S_0 Valor crítico del parámetro S que caracteriza la geometría del módulo de sedimentación

Valores:

Tubos circulares	4/3
Conductos cuadrados	11/8
Placas paralelas	1
Ecuación general de Yao	

$$S_0 = \frac{V_c}{V_0} (\text{sen}\theta + L \cos\theta) \quad (24)$$

Valores prácticos:

L = De 20 a 40

e = de 5° a 60°

$N_R < 500$ (para lograr un flujo laminar).

Se presenta una región de transición donde no se establece flujo laminar con una longitud relativa L' :

La longitud relativa total es: $L_r = L + L'$, donde $L' = 0.058 V_0 e / v$

Estudios con trazadores

Los tanques de sedimentación los afectan los espacios muertos, las corrientes turbulentas por viento y térmicas. En el tanque ideal todos los elementos del fluido pasan a través del tanque en un tiempo igual al tiempo de retención teórico, t , que es igual a $--$. En los tanques reales una parte de los elementos del fluido pasan en un tiempo más corto que el teórico, y otra en un tiempo mayor. Los espacios lentos y las corrientes turbulentas tienen flujo rotacional presentándose muy poca sedimentación ya que la entrada y salida del flujo de estos espacios es muy pequeña. Como resultado, el volumen neto disponible para sedimentación se reduce y por tanto el tiempo medio para el paso de los elementos de flujo decrece. También las corrientes de viento y térmicas de flujo que pasan directamente hasta la entrada a la salida del tanque, lo que decrece el tiempo medio de residencia.

La magnitud de los efectos por espacios muertos, corrientes térmicas y de viento, y las características de los tanques de sedimentación, se pueden medir mediante estudios con trazadores.

3. Reynolds, T.D. Unit Operations and Processes in Environmental Engineering, Ed. Brooks/Cole Engineering Division, Monterey, Calif. 1982

4. Metcalf & Eddy, Wastewater Engineering, Ed. McGraw-Hill, N.Y., 3a. Edición, 1992

Figura 1

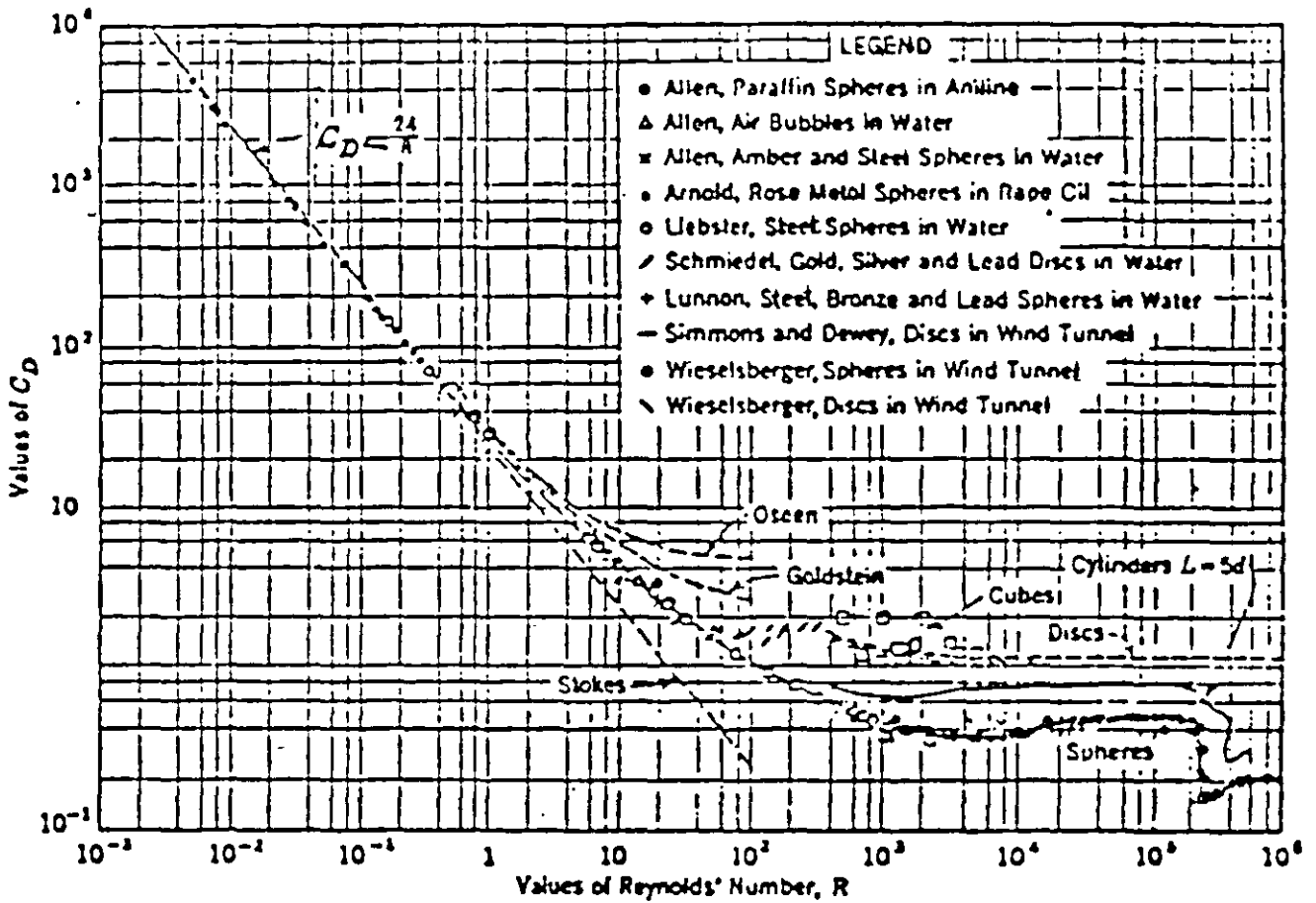


Fig 1 Drag coefficient vs. Reynolds number for a sphere and other shapes.

FIGURA 2

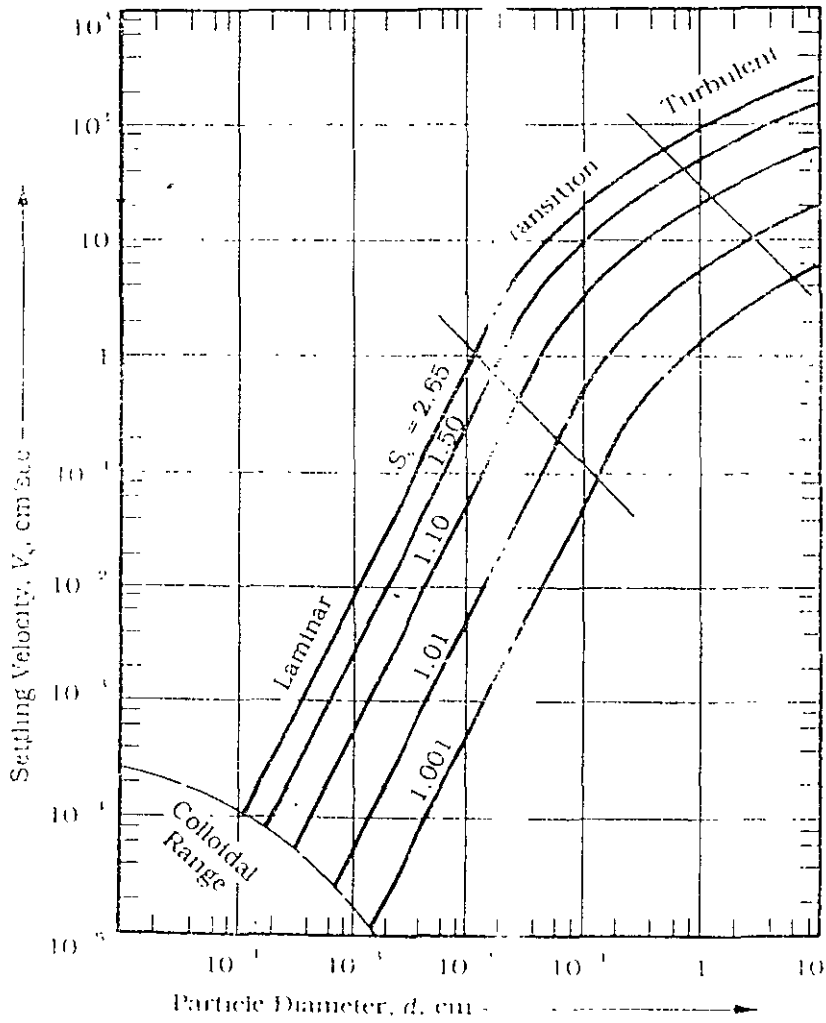


FIGURA 3

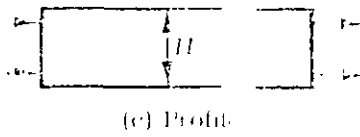
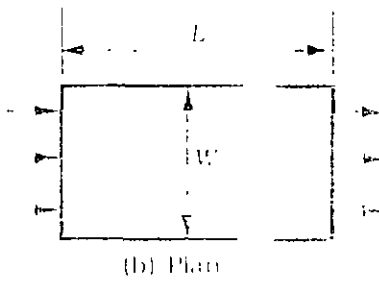
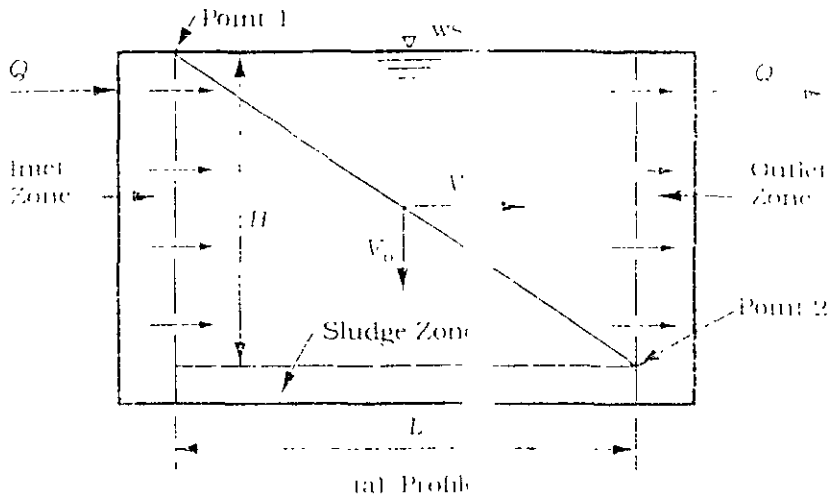
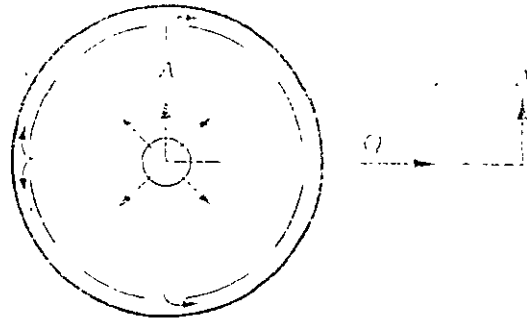
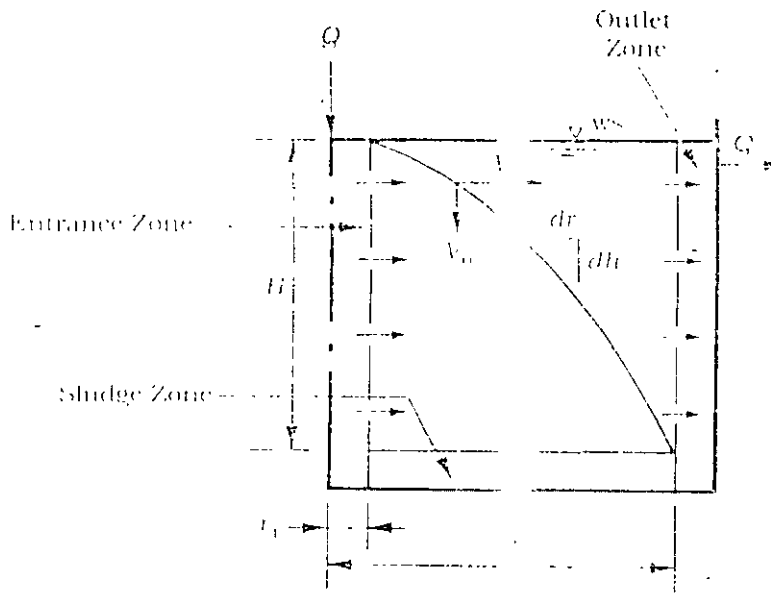


FIGURA 4



(a) Plan



(b) Half Section A-A

FIGURA 7

Type I Settling Curve

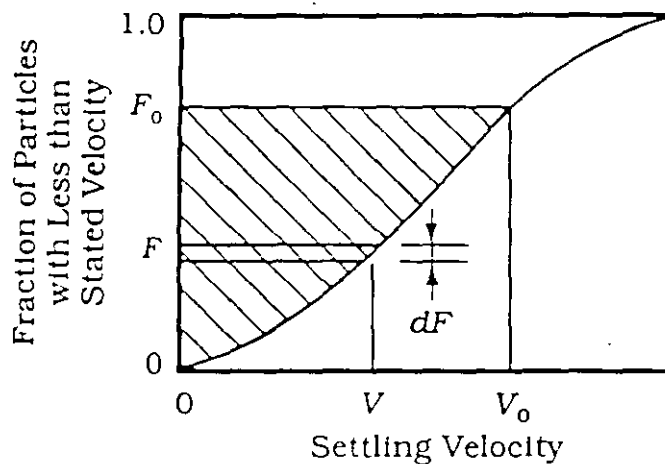


FIGURA 8

Graph Showing Suspended Solids Removal (as a Percent) at Various Depths and Settling Times, for Example Problem 3 1.

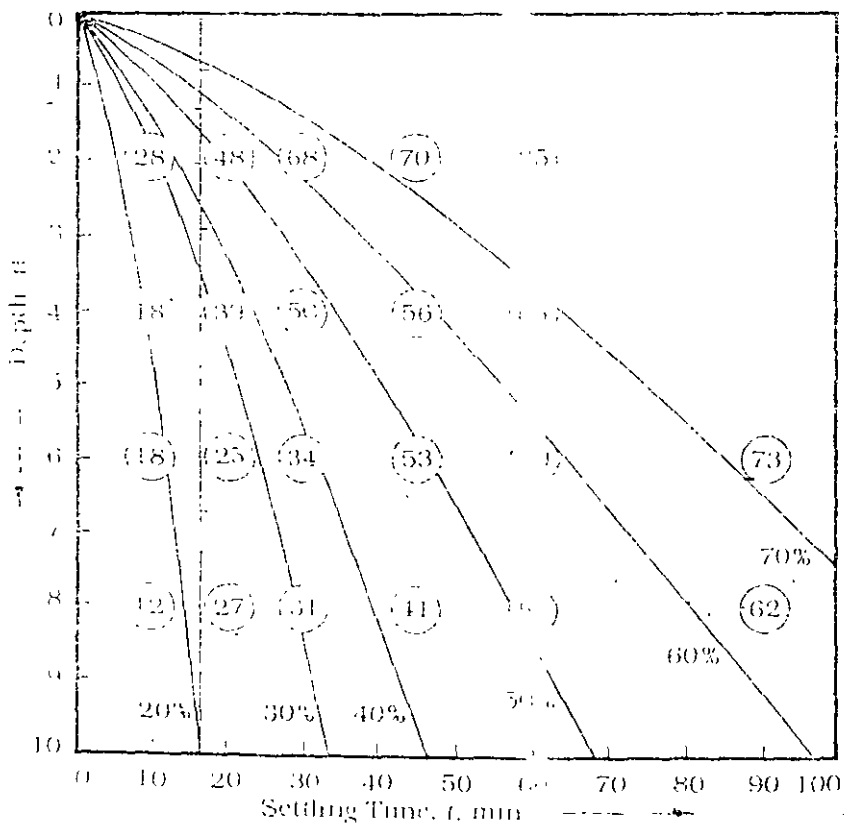


FIGURA 9

Profile through an Ideal Rectangular Basin

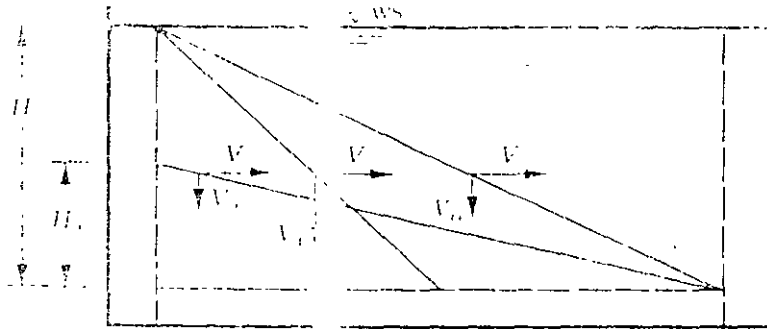


FIGURA 10

Half Section through an Ideal Circular Basin

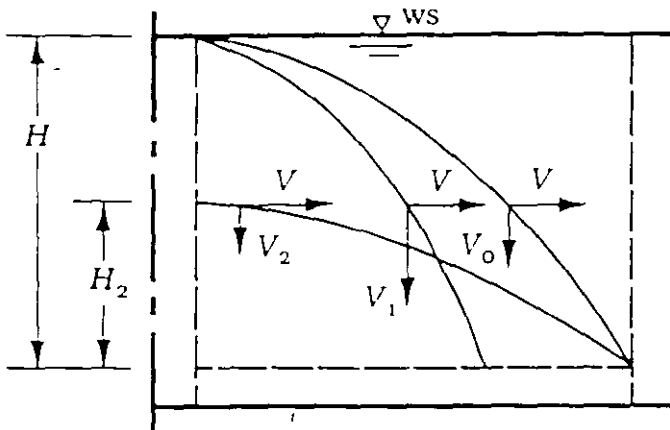


FIGURA 13

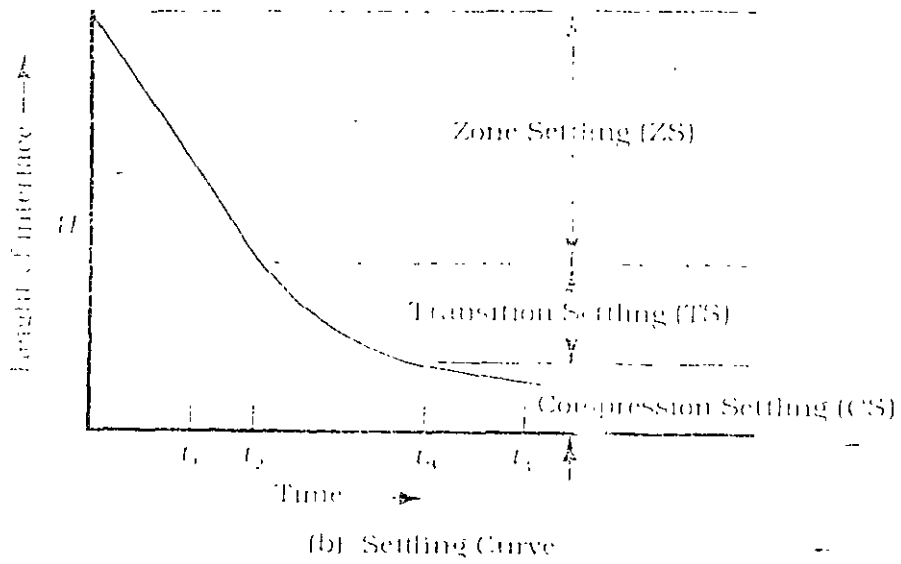
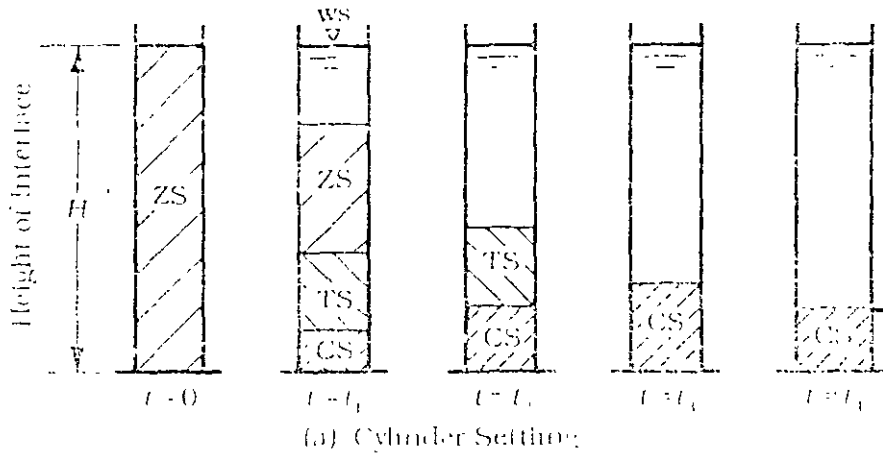


FIGURA 11

Suspended Solids Removal versus Detention Time, for Example Problem 3.1

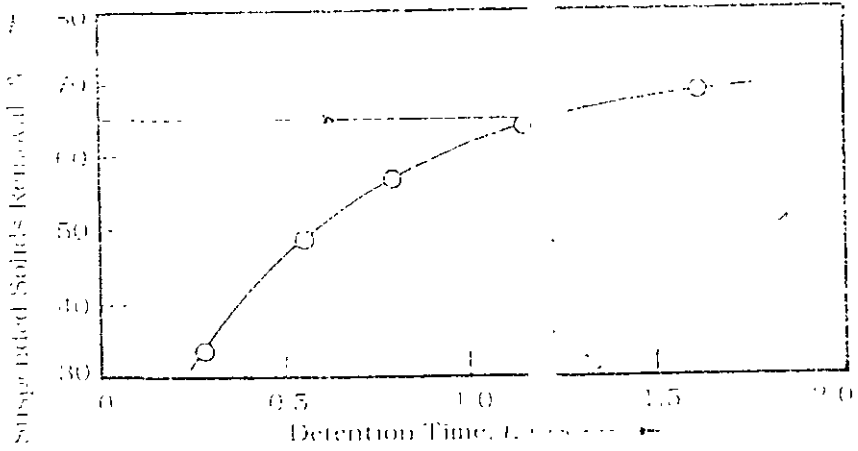


FIGURA 12

Suspended Solids Removal versus Overflow Rate, for Example Problem 3.1

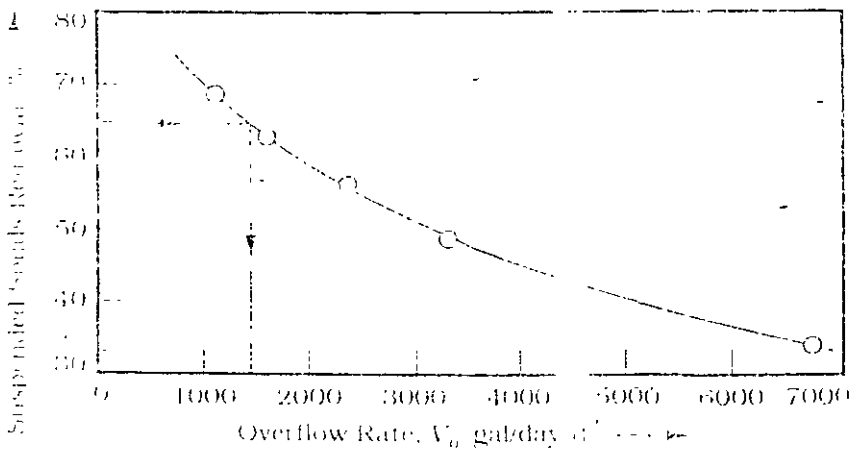


FIGURA 14

Settling in a Final Clarifier for the Activated Sludge Process

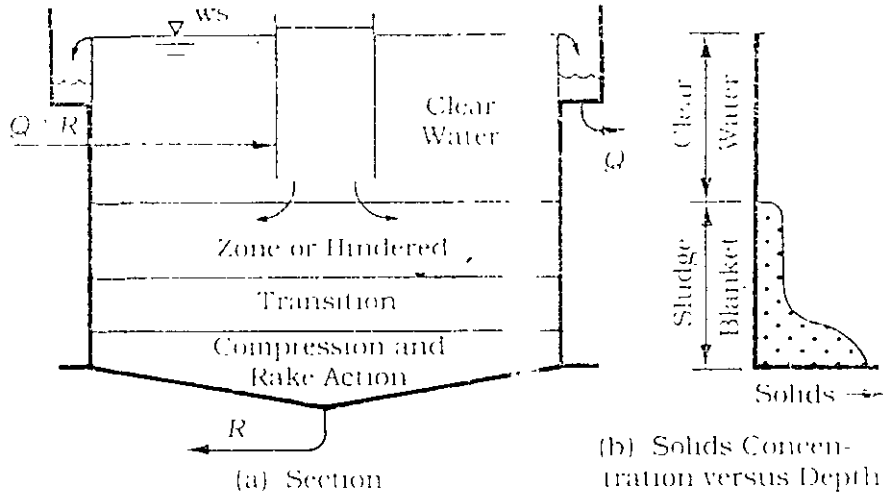


FIGURA 15

Settling Basin Characteristics as Shown by Tracer Studies

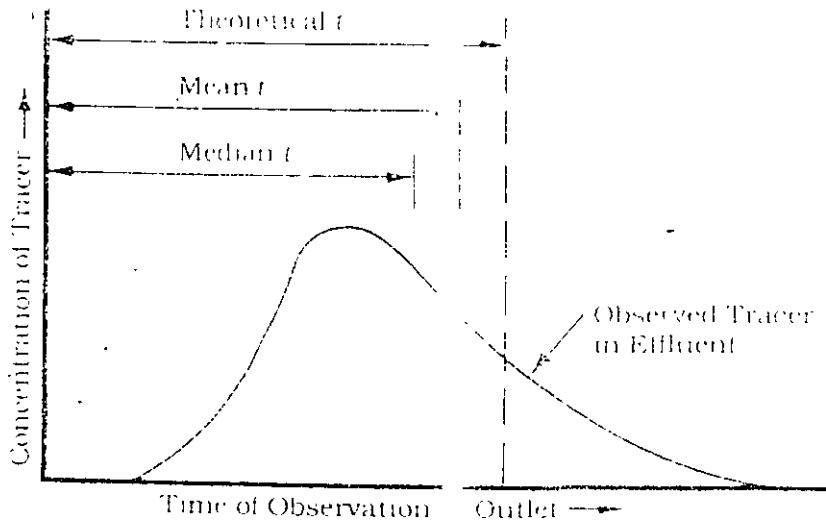


FIGURA 16

Tracer Studies on Circular and Rectangular Settling Tanks

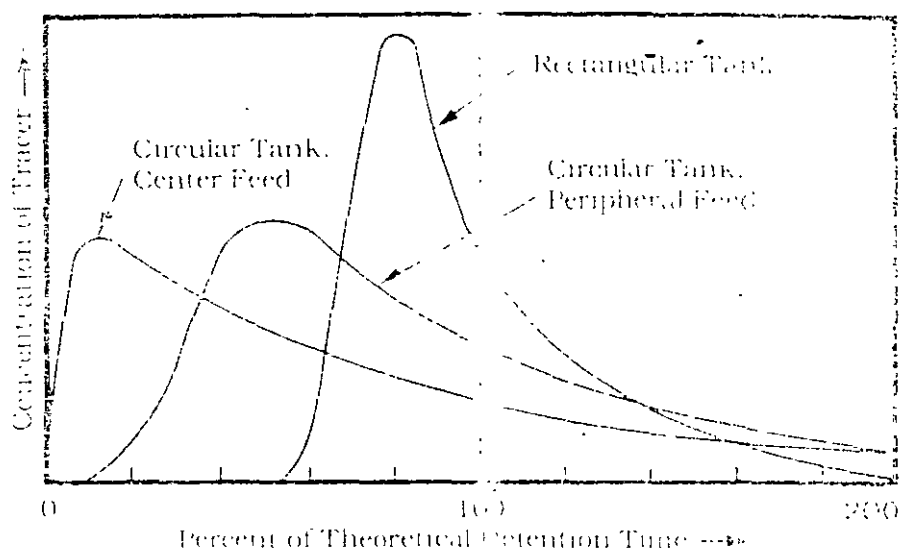


FIGURE 1

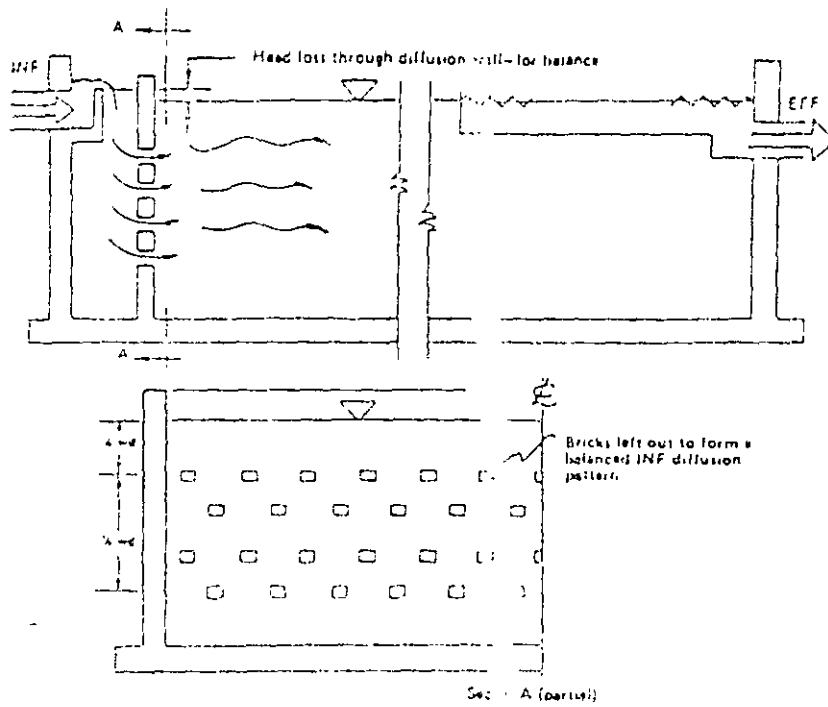


Figure Checkerwork influent diffusion wall

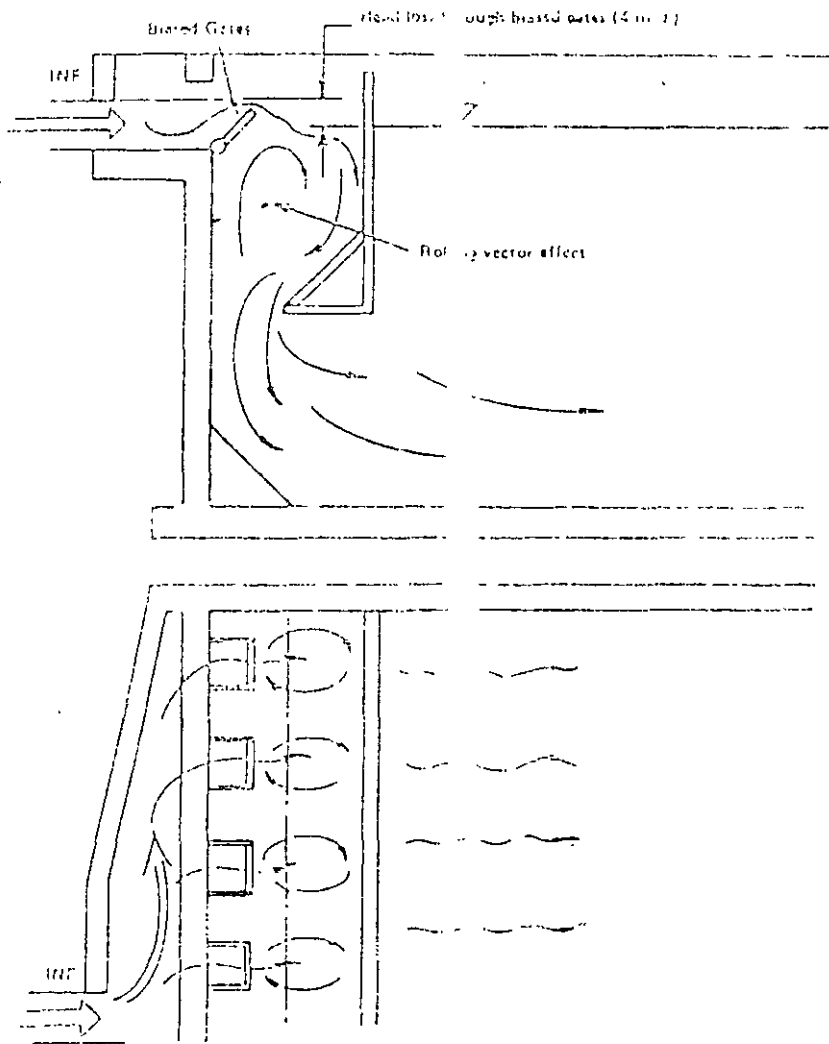


Figure Lateral inlet distribution with adjustable biased gates.

FIGURE 18

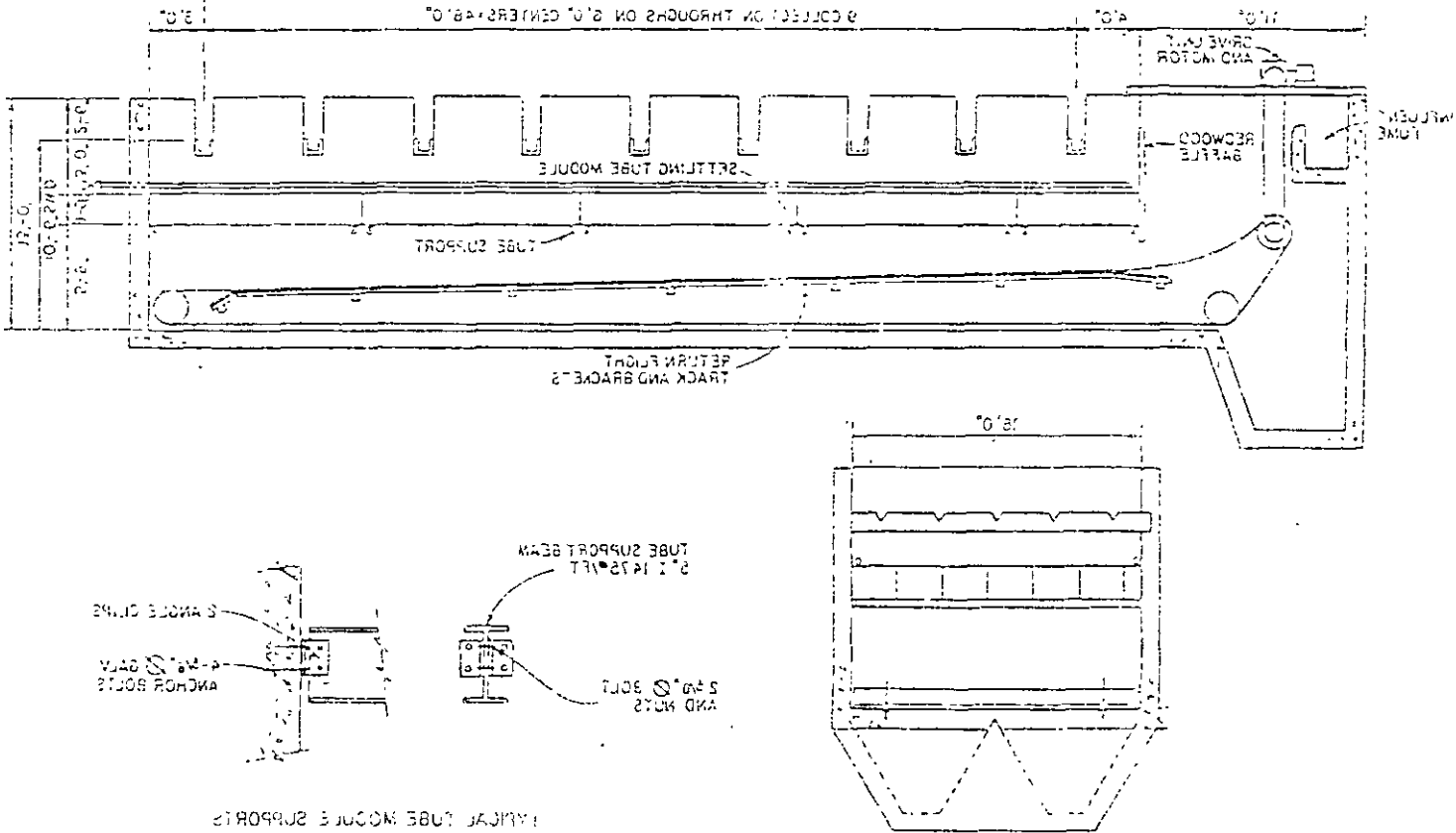
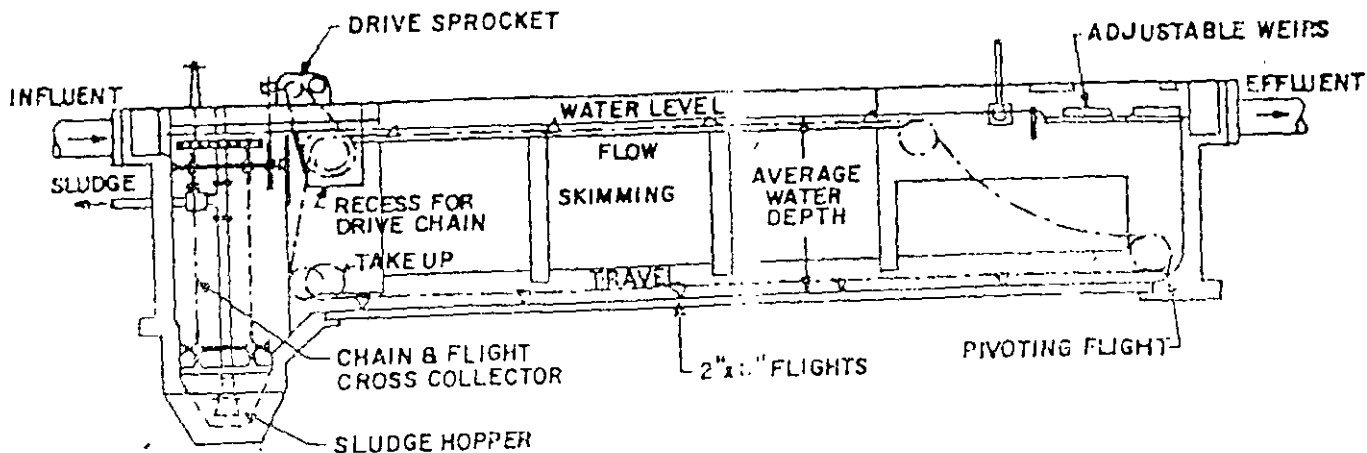
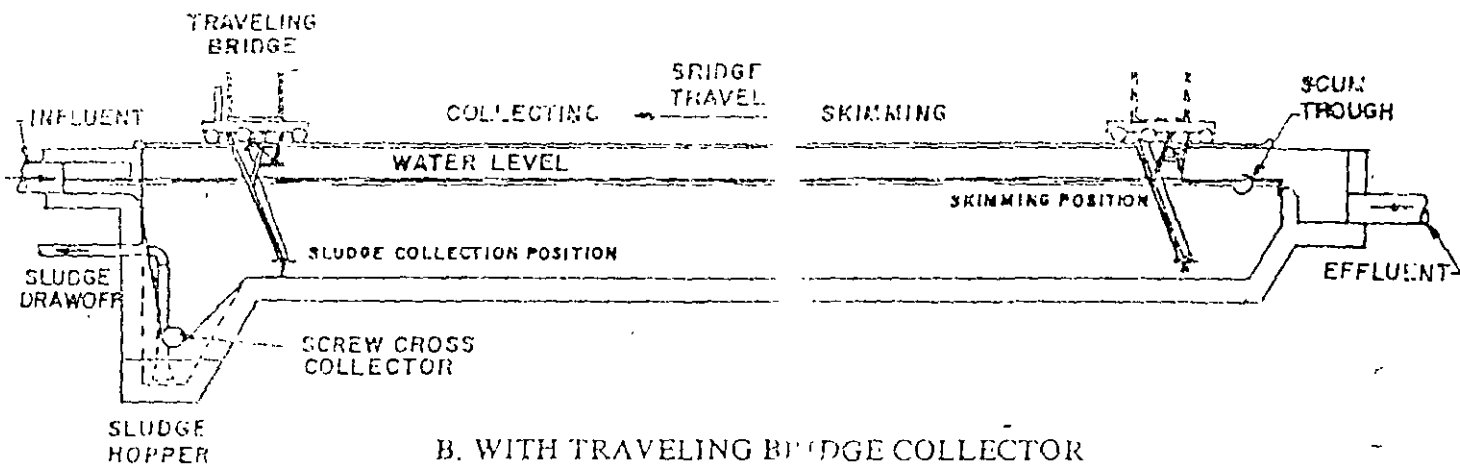


Figure 3-2 Cross section of typical tube clarifier for collection of chemically coagulated secondary effluent clarifier. (Courtesy, Napline Alcott, Inc.)

FIGURA 19

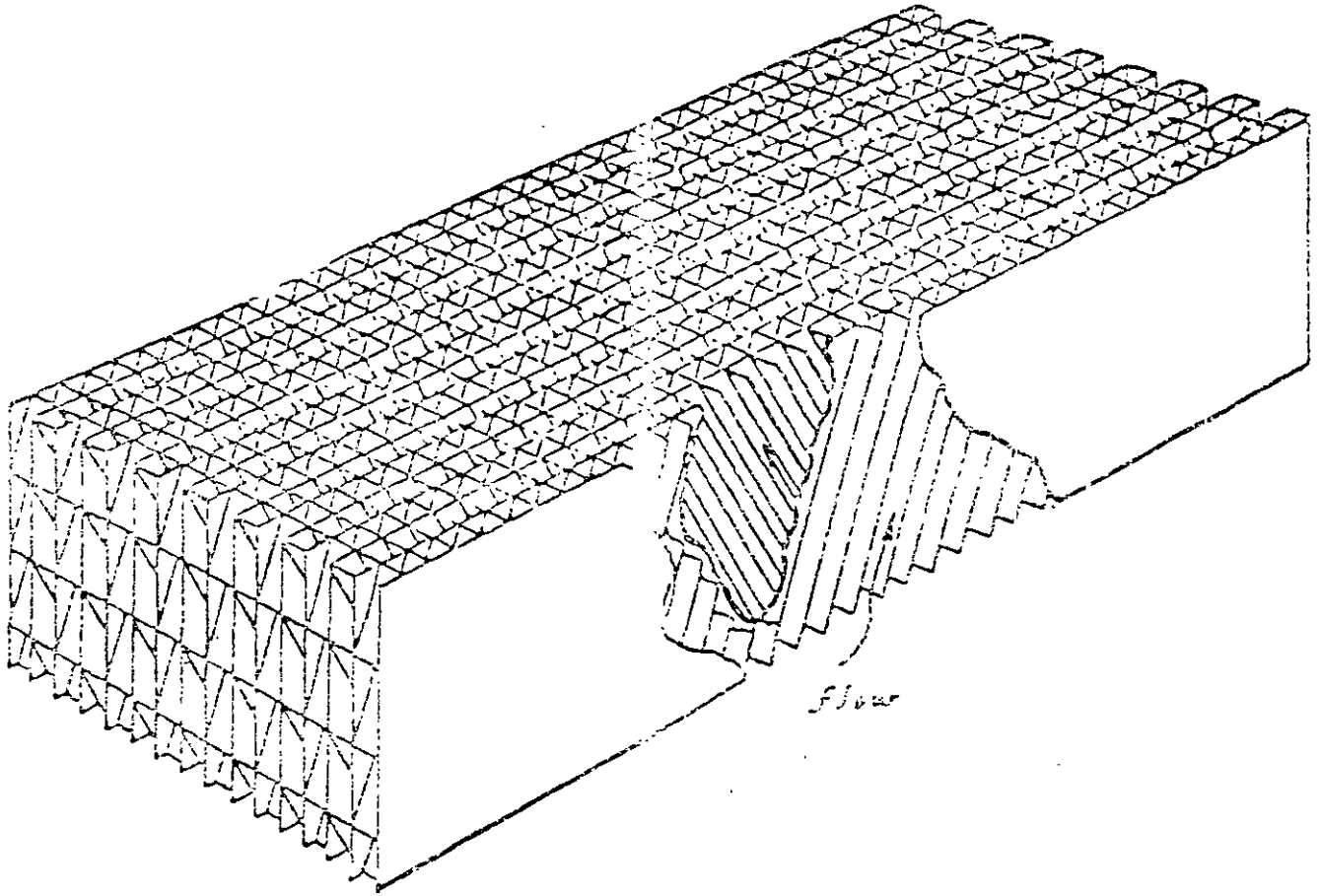


A. WITH CHAIN AND FLIGHT COLLECTOR



B. WITH TRAVELING BRIDGE COLLECTOR

FIGURE 19



MODULE OF STEEL TUBES INCLINED TUBES
(Courtesy Neptune Microfloc, Inc.)

FIGURA 20

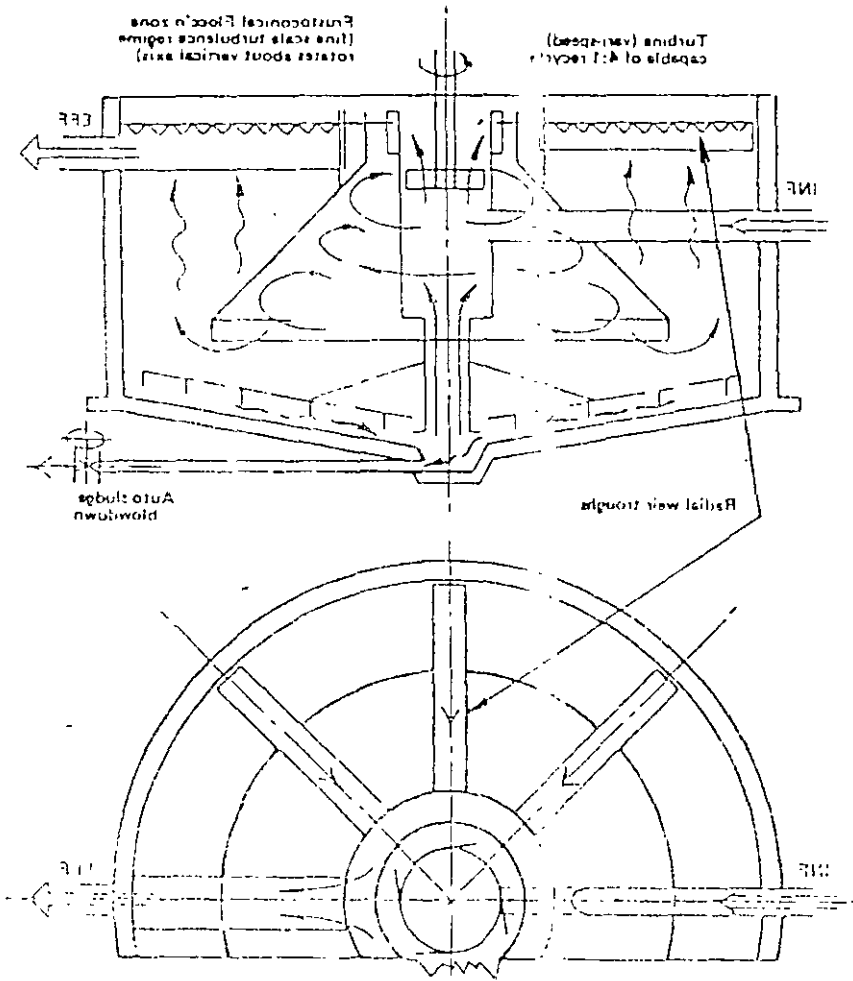


Figura 20. (baza de contact fluid) (plan)

FIGURA 21

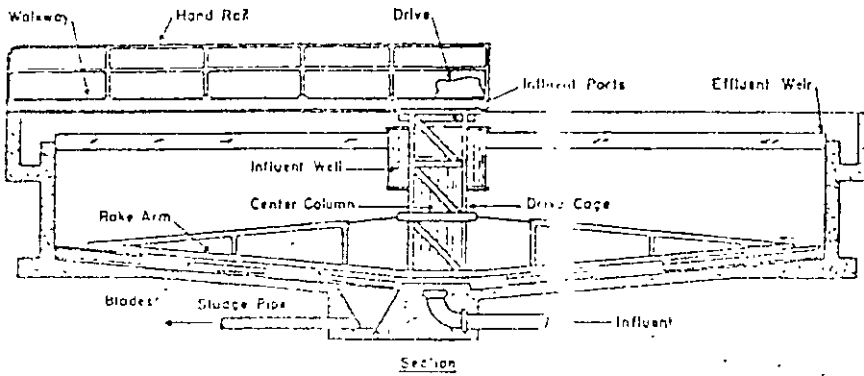
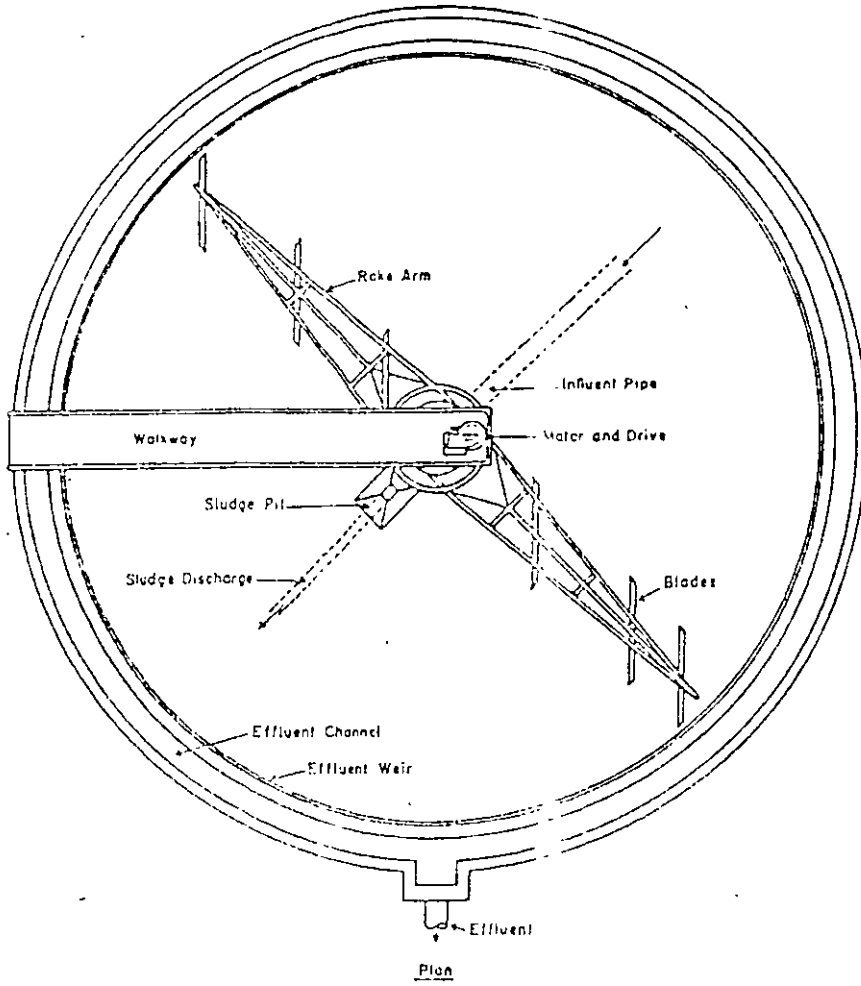
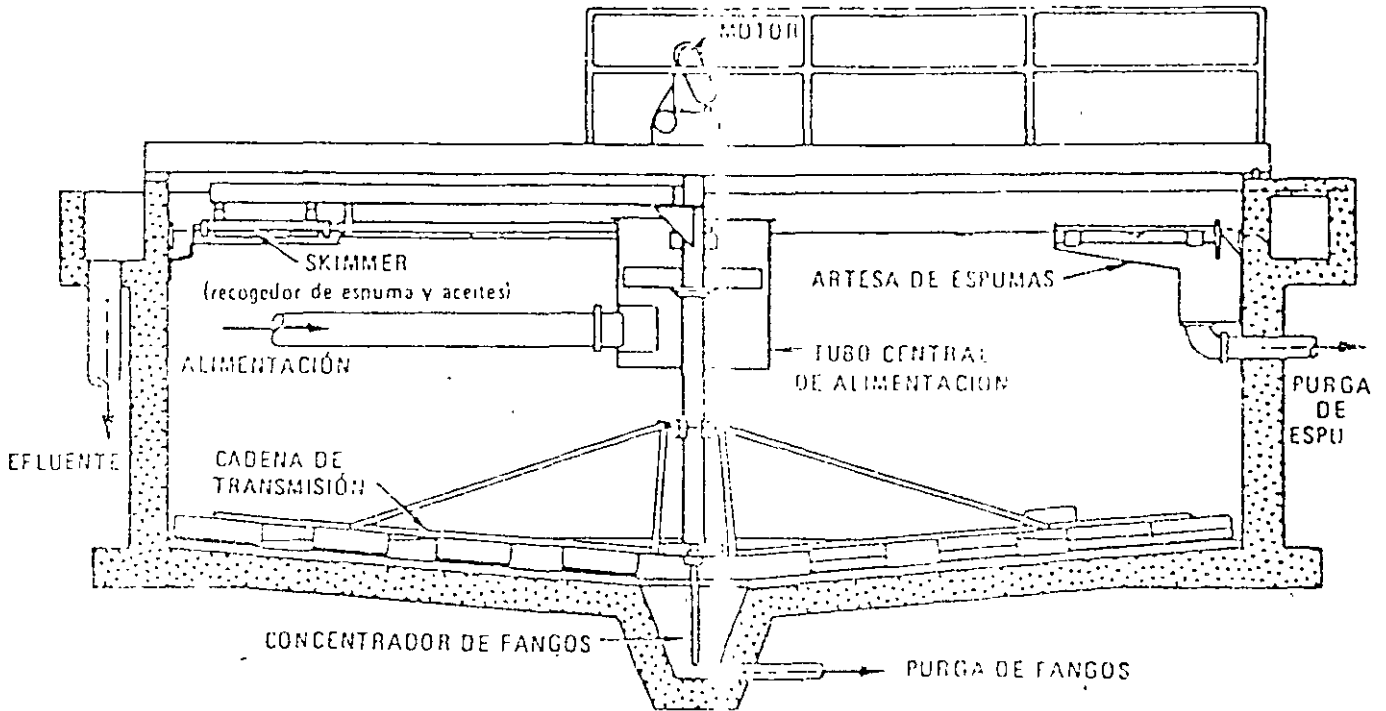


Fig. 13. Typical Plan and Section of a Circular Center-Feed Clarifier

FIGURA 22



Diseño de un clarificador circular. (Cortesía de Walker Process equipment)

FIGURA 23

Circular Settling tank (Center Feed by Pipe through Wall)

Courtesy of Infilco Degremont, Inc

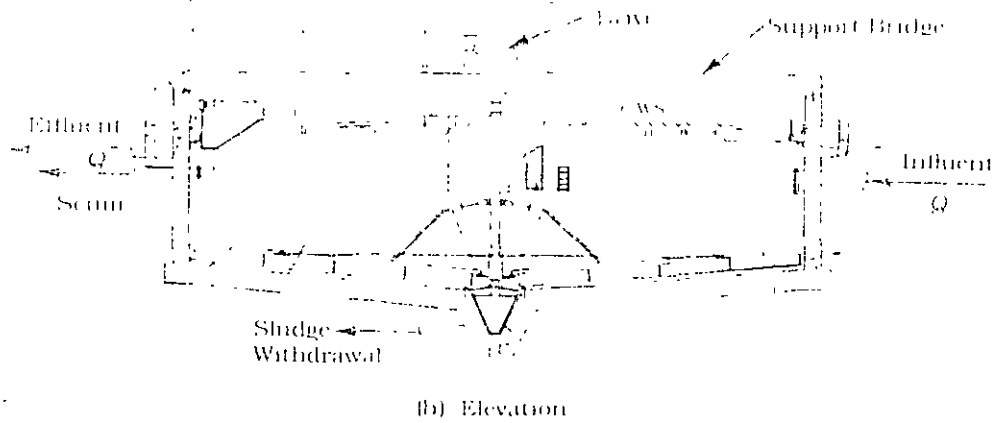
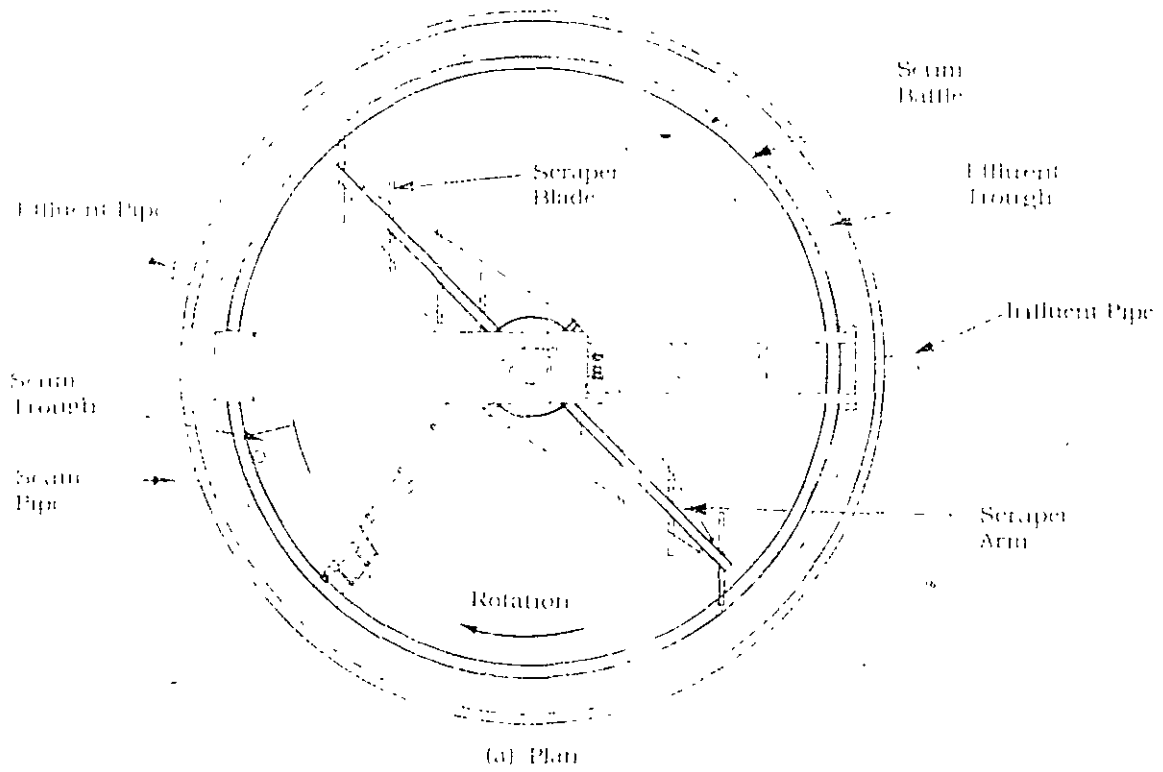


FIGURA 24

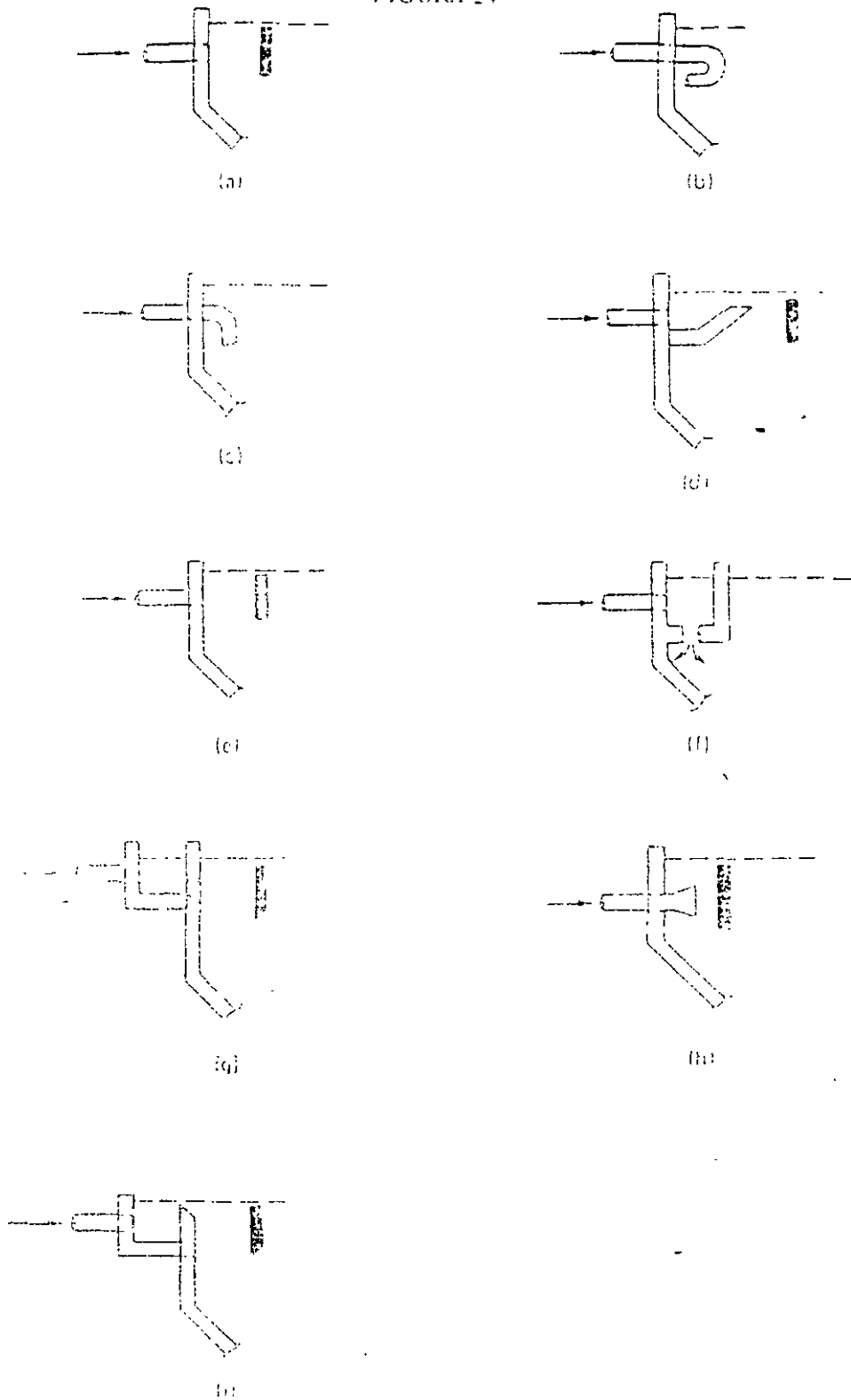


Figure Details of Influent Structures for Rectangular Sedimentation Basin. (a) Inlet pipes discharging against a baffle. (b) U-shape elbow discharging against the wall. (c) A series of inlet pipes spaced across the width with turned elbow. (d) An inclined weir with baffle (e) Perforated baffle. (f) A stilling basin with opening at the bottom. (g) Pipe discharging in a channel which has series of openings discharging against a baffle. (h) A bell shaped

FIGURE 25

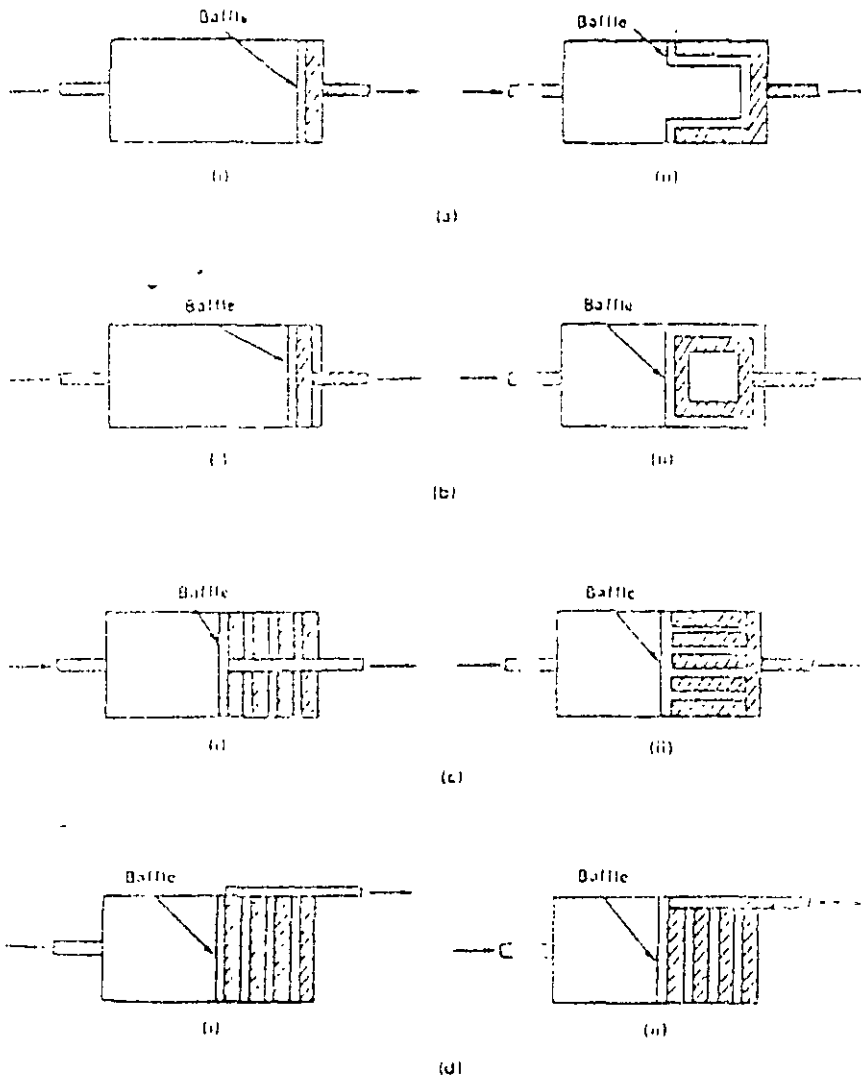


Figure 25 Various Configurations of Effluent Structure Used for Rectangular Clarifiers
 (a) Single weir and trough (b) Double weirs and trough (c) Multiple weirs and troughs with outlet channel at the middle, and at the end (d) Multiple weirs and troughs with outlet channel at the side.