



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

A LOS ASISTENTES A LOS CURSOS

Las autoridades de la Facultad de Ingeniería, por conducto del jefe de la División de Educación Continua, otorgan una constancia de asistencia a quienes cumplan con los requisitos establecidos para cada curso.

El control de asistencia se llevará a cabo a través de la persona que le entregó las notas. Las inasistencias serán computadas por las autoridades de la División, con el fin de entregarle constancia solamente a los alumnos que tengan un mínimo de 80% de asistencias.

Pedimos a los asistentes recoger su constancia el día de la clausura. Estas se retendrán por el periodo de un año; pasado este tiempo la DECFI no se hará responsable de este documento.

Se recomienda a los asistentes participar activamente con sus ideas y experiencias, pues los cursos que ofrece la División están planeados para que los profesores expongan una tesis, pero sobre todo, para que coordinen las opiniones de todos los interesados, constituyendo verdaderos seminarios.

Es muy importante que todos los asistentes llenen y entreguen su hoja de inscripción al inicio del curso, información que servirá para integrar un directorio de asistentes, que se entregará oportunamente.

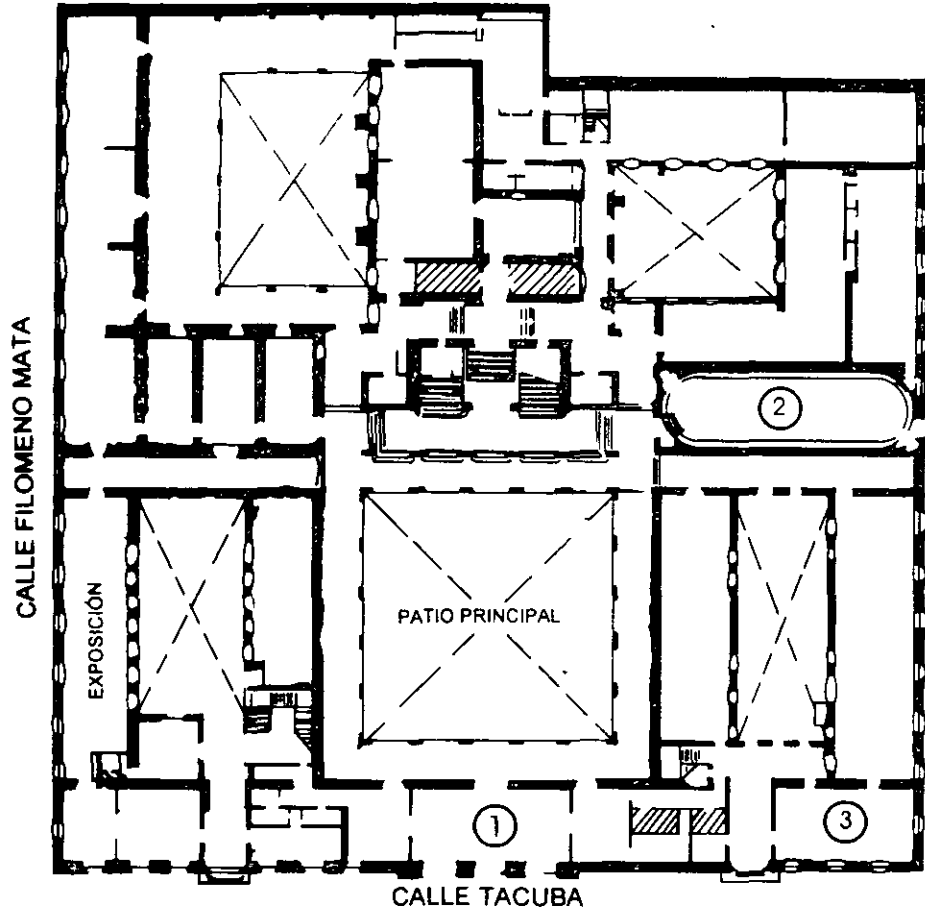
Con el objeto de mejorar los servicios que la División de Educación Continua ofrece, al final del curso deberán entregar la evaluación a través de un cuestionario diseñado para emitir juicios anónimos.

Se recomienda llenar dicha evaluación conforme los profesores impartan sus clases, a efecto de no llenar en la última sesión las evaluaciones y con esto sean más fehacientes sus apreciaciones.

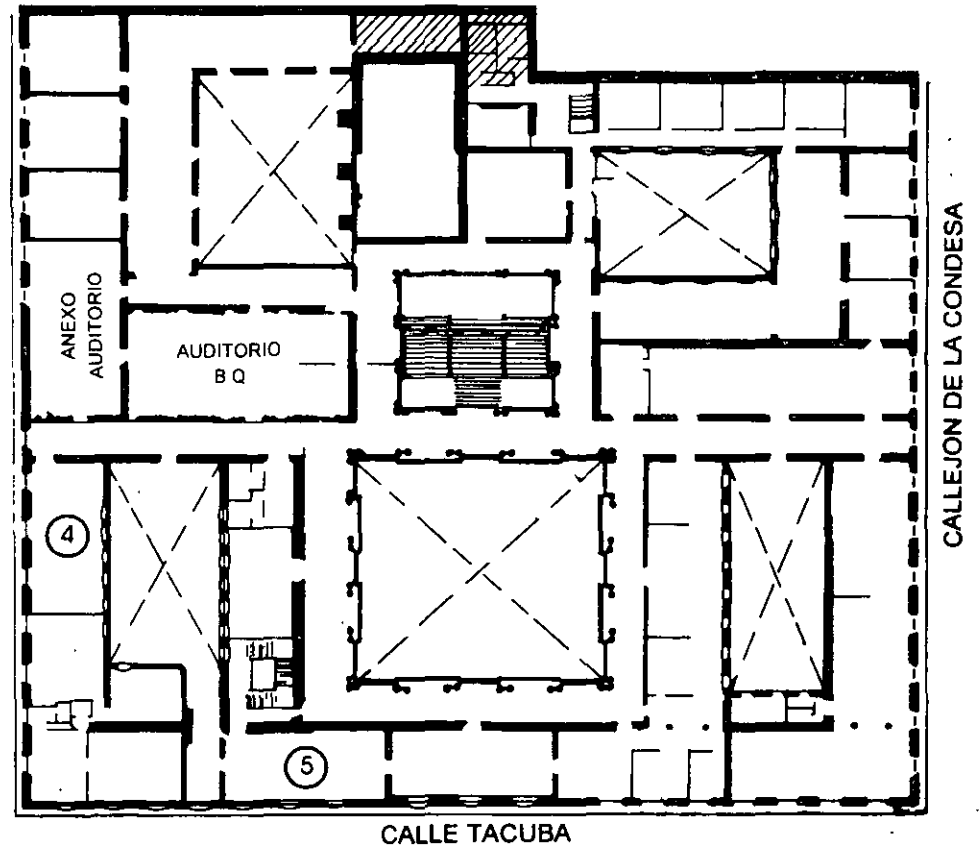
Atentamente

División de Educación Continua.

PALACIO DE MINERIA

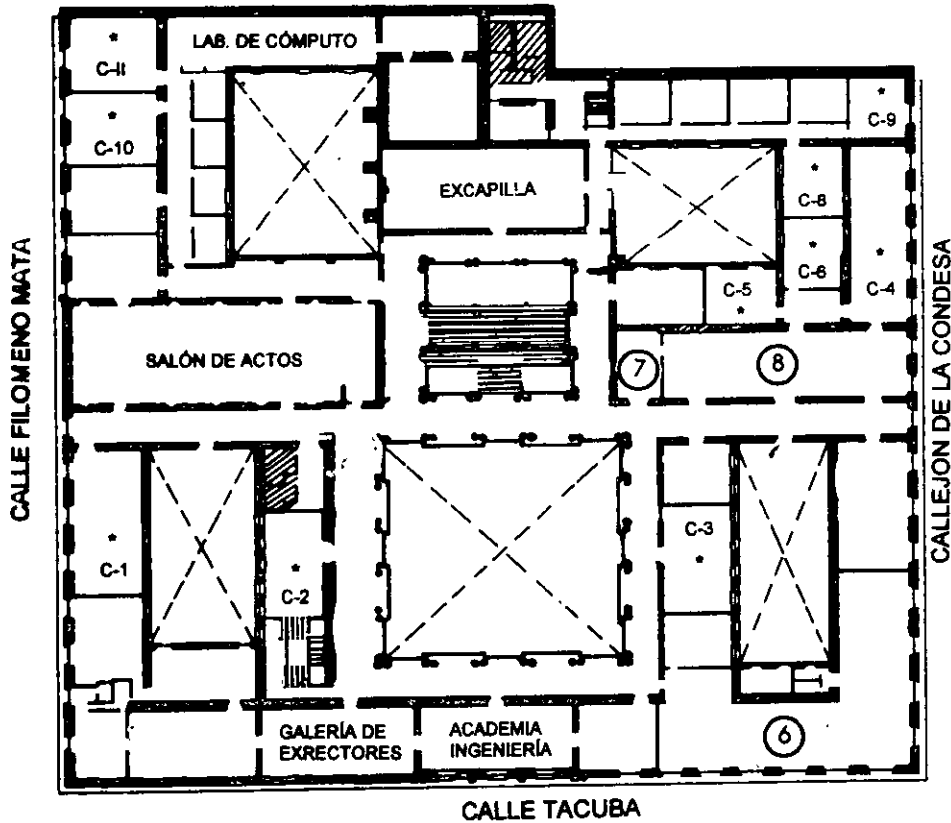


PLANTA BAJA



MEZZANINNE

PALACIO DE MINERÍA



GUÍA DE LOCALIZACIÓN

1. ACCESO
2. BIBLIOTECA HISTÓRICA
3. LIBRERÍA UNAM
4. CENTRO DE INFORMACIÓN Y DOCUMENTACIÓN "ING. BRUNO MASCANZONI"
5. PROGRAMA DE APOYO A LA TITULACIÓN
6. OFICINAS GENERALES
7. ENTREGA DE MATERIAL Y CONTROL DE ASISTENCIA
8. SALA DE DESCANSO

SANITARIOS

* AULAS

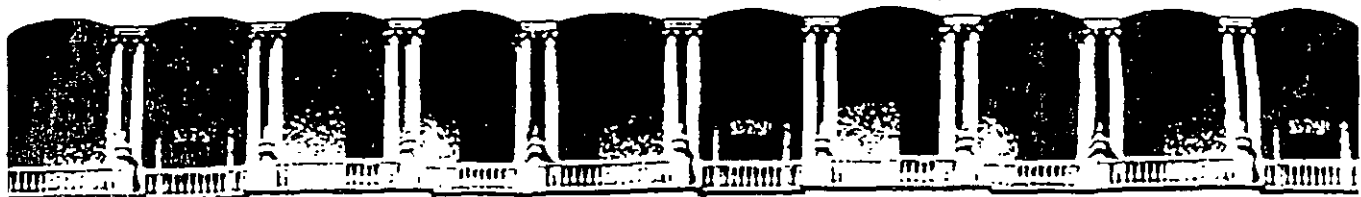
1er. PISO



DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERÍA U.N.A.M.
CURSOS ABIERTOS

DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA





**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
CURSOS ABIERTOS**

DIPLOMADO EN MANEJO INTEGRAL DE AGUAS MUNICIPALES

**MÓDULO IV
CA 086**

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

TEMA

CARACTERÍSTICAS Y GESTIÓN DE AGUAS RESIDUALES

**EXPOSITOR: DR. PEDRO MARTÍNEZ PEREDA
PALACIO DE MINERÍA
JULIO DEL 2002**

CARACTERISTICAS DE LAS AGUAS RESIDUALES

PEDRO MARTINEZ PEREDA

AR-MUNICIPALES = AR de: residencias, establecimientos
(Recibidas comerciales e instituciones (AR-Domésticas,
en drenajes +
para trata- AR de plantas manufactureras
miento en ins- (Industrias)
talaciones
municipales)

Componentes indeseables en AR-Municipales "crudas":

Algunos Pueden agotar el OXIGENO cuando se descargan
en un cuerpo de agua receptor

Otros Pueden estimular el crecimiento de ciertos
microorganismos, como las algas

Estos componentes indeseables consisten de materiales
orgánicos e inorgánicos que se pueden encontrar en
forma soluble y/o insoluble

∴ Se requiere de la CARACTERIZACION de las AR

A. MATERIALES ORGÁNICOS

Mezcla de muchos materiales carbonosos diferente

∴ Las pruebas para el contenido orgánico de tales
AR son no-específicas. Las tres pruebas más comuni.

- a) DEMANDA BIQUÍMICA DE OXIGENO (DBO)
- b) DEMANDA QUÍMICA DE OXIGENO (DQO)
- c) CARBÓN ORGÁNICO TOTAL

a) DEMANDA BIOQUÍMICA DE OXÍGENO

Da una medida del oxígeno utilizado por un grupo heterogéneo de microorganismos, fundamentalmente bacterias durante la oxidación del material orgánico contenido en una muestra de AR.

Hipótesis: todo el material orgánico contenido en la muestra de AR se oxidará a CO_2 y H_2O siendo el O_2 molecular el aceptor de electrones.

∴ Es una medida directa de los requerimientos de oxígeno y una medida indirecta de la contaminación por materia orgánica biodegradable.

El método de la botella de dilución para DBO utiliza botellas de 300 ml de volumen.

Después del periodo de incubación deseado pueden hacerse los cálculos de la DBO, utilizando las siguientes ecuaciones:

a) Para pipeteo directo:

$$DBO \text{ (en mg/l)} = \left[(OD_b - OD_i) \frac{\text{Volumen de la botella}}{\text{ml de muestra}} \right] \\ (OD_b - OD_s)$$

b) Para porcentaje de mezcla:

$$DBO \text{ (mg/l)} = \left[(OD_b - OD_i) \frac{100}{\%} \right] - (OD_b - OD_i)$$

OD_b = Concn. de oxígeno disuelto en el blanco al concluir el período de incubación.

OD_i = Concn. de oxígeno disuelto de la muestra diluida al concluir el período de incubación.

OD_s = Concn. de oxígeno disuelto presente originalmente en la muestra sin diluir.

Para que los resultados de la prueba de DBO sean válidos se requiere que al concluir la prueba haya un remanente de por lo menos 2 mg/l de oxígeno en la botella, y que se utilice más de 1 mg/l de oxígeno disuelto durante el período de incubación.

EJEMPLO 1

Para determinar la DBO de un AR municipal que contiene 2.0 mg/l de OD, se agregan 2 ml de material de siembra a cada una de las tres botellas de DBO que tienen un volumen de 300 ml cada una y 5 ml de muestra. Las botellas se llenan con agua de dilución saturada con OD. Al mismo tiempo se prepararon 3 blancos (testigos), que no contenían muestra pero sí contenían 2 ml de material de siembra y agua de dilución.

¿Cuál es la DBO_5 del AR si las botellas con la muestra contenían una media de concn. de OD de 2.5 mg/l y las botellas blanco una concn. de OD de 6.8 mg/l al concluir el período de incubación de 5 días a 20°C?

Aplicando la ecuación a, resulta

$$DBO_{5,20} \left(\frac{mg}{l} \right) = \left[(6.8 - 2.5) \frac{300}{5} \right] - (6.8 - 2.0) = 253 \frac{mg}{l}$$

$$DBO_{t,T} \left(\frac{mg}{l} \right) = \left[(OD_b - OD_i) \frac{\text{Vol. Botella}}{\text{ml de muestra}} \right] - (OD_b - OD_s)$$

EJEMPLO 2.

La DBO de 5 días de un AR es de 250 mg/l. Suponiendo que $k' = 0.20 \text{ día}^{-1}$, ¿Cuál es la DBO última, L_0 ?

Sustituyendo en la ecuación

$$y = L_0 (1 - 10^{-k't}) = 250 = L_0 (1 - 10^{-(0.20 \times 5)})$$

$$L_0 = \frac{250}{(1 - 10^{-1})} = 278 \text{ mg/l}$$

Generalmente se supone que la remoción de DBO se aproxima a una cinética de primer orden; es decir que la velocidad (tasa) de remoción de DBO (velocidad de oxidación de materia orgánica) es directamente proporcional a la cantidad de DBO remanente en cualquier tiempo. Matemáticamente, la expresión para la progresión en el tiempo es

$$\frac{dL}{dt} = -KL \quad \text{Ec. 1}$$

donde,

$$\frac{dL}{dt} = \text{velocidad de remoción de DBO (M.O.)}$$

L = Concn. de DBO remanente, masa/volumen

K = Constante de reacción de DBO, tiempo⁻¹

Suponiendo que para $t=0$, $L = L_0$

L_0 = DBO última (DBO total presente antes de que haya ocurrido cualquier acción biológica)

La Ec. 1 se puede integrar

$$L = L_0 e^{-Kt} \quad \text{Ec. 2}$$

Si Y , representa la DBO satisfecha en cualquier tiempo, t , entonces

$$L_0 = L + Y \quad \text{Ec. 3}$$

$$L = L_0 - Y \quad \text{Ec. 4}$$

Sustituyendo por L , su valor en la Ec. 1

$$y = L_0 (1 - e^{-kt}) \quad \text{Ec. 5}$$

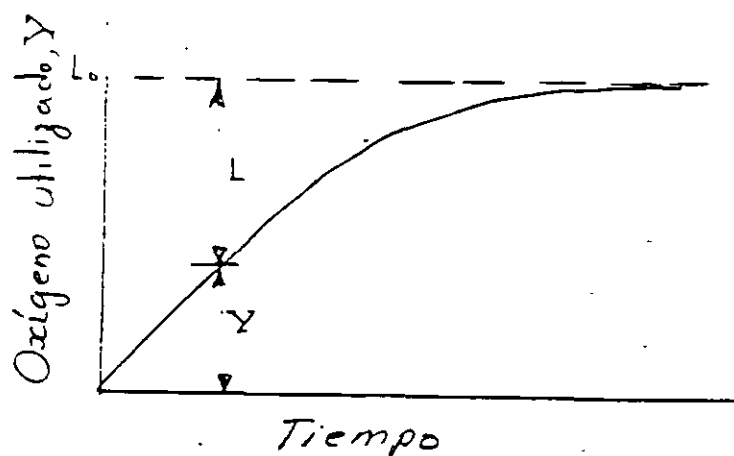
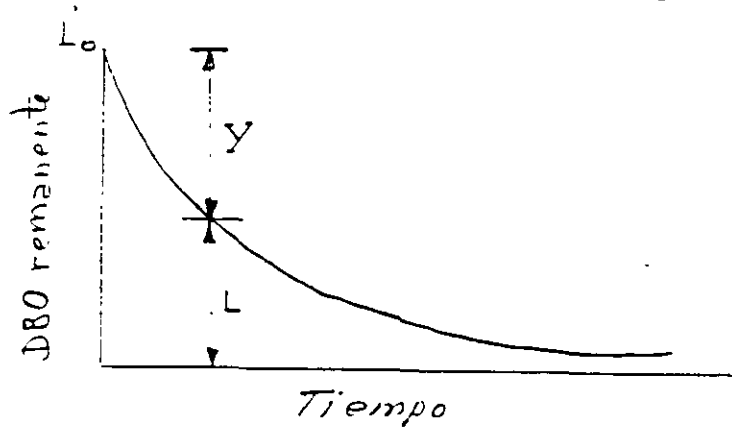
Utilizando logaritmos comunes

$$y = L_0 (1 - 10^{-k't}) \quad \text{Ec. 6}$$

donde

$$k' = \frac{k}{2.3} \quad \text{Ec. 7}$$

La relación entre L_0 , L e Y se ilustra en las curvas generalizadas de DBO, en las Figuras.

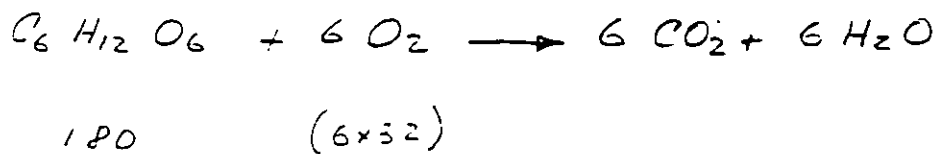


DEMANDA QUÍMICA DE OXÍGENO

Se basa en el principio de que la mayoría de los compuestos orgánicos se oxidan a CO_2 y H_2O por agentes oxidantes fuertes en condiciones ácidas. La medida representa el oxígeno que sería necesario para la oxidación microbiana aerobia a CO_2 y H_2O , suponiendo que todo el material orgánico fuera biodegradable...

Si se conoce la reacción de oxidación-reducción, es posible calcular la demanda química de oxígeno teórica, para compuestos orgánicos

Ej. Oxidación de glucosa a CO_2 y H_2O



$$\frac{6 \times 32}{180} = 1.066 \text{ g de oxígeno se requieren por gramo de glucosa oxidado}$$

Algunas veces es posible establecer una correlación entre valores de COD y DBO

CARBON ORGANICO TOTAL, COT

EL ANALIZADOR DE CARBON TOTAL (Total Carbon Analyzer)

permite el análisis de todo el carbon soluble de una muestra de agua.

1. La muestra acuosa se inyecta directamente en una cámara de combustión y se calienta a 950°C en una corriente de gas portador de flujo constante.
2. La materia orgánica se oxida a CO_2 y H_2O (vapor) sobre un empaque de carbón impregnado con un catalizador. Ambos se transportan desde el tubo por el gas portador.
3. Fuera del tubo de combustión el agua se condensa y el CO_2 es conducido a través de un analizador infrarrojo no dispersivo de CO_2 .
4. La cantidad de CO_2 medida es proporcional a la concentración inicial en la muestra.

CONTENIDO DE SÓLIDOS

CONTENIDO TOTAL DE SÓLIDOS

Una de las características físicas más importantes del AR. Incluye los suspendidos y los disueltos

SÓLIDOS SUSPENDIDOS

Combinación de sólidos sedimentables y no-sedimentables (coloidales). Generalmente se determinan filtrando una muestra de AR a través de un filtro de fibra de vidrio en un crisol Gooch, o a través de un filtro de membrana.

Los sólidos sedimentables son los que usualmente sedimentan en tanques de sedimentación durante el período de detención normal. Se determinan midiendo el volumen de lodos en la parte baja de un CONO IMHOFF después de una hora de sedimentación.

Los sólidos remanentes después de evaporación o de filtración se secan, se pesan y se queman. La pérdida de peso por ignición a 600°C es una medida de los SÓLIDOS VOLÁTILES, y se clasifican como materia orgánica. Los sólidos remanentes son los SÓLIDOS FIJOS, que se consideran inorgánicos

ESTADO DE SÓLIDOS	SÓLIDOS (mg/l)			DBO _{5,20} (mg/l)	DQO (mg/l)
	Mineral	Orgánico	Total		
Suspendidos	65	170	235	110	108
Sedimentables	40	100	140	50	42
No-sedimentables	25	70	95	60	66
Disueltos	210	210	420	30	42
TOTAL	275	380	655	140	150

COMPOSICIÓN MEDIA DE AR MUNICIPALES (Fair G.M., 1971)

pH

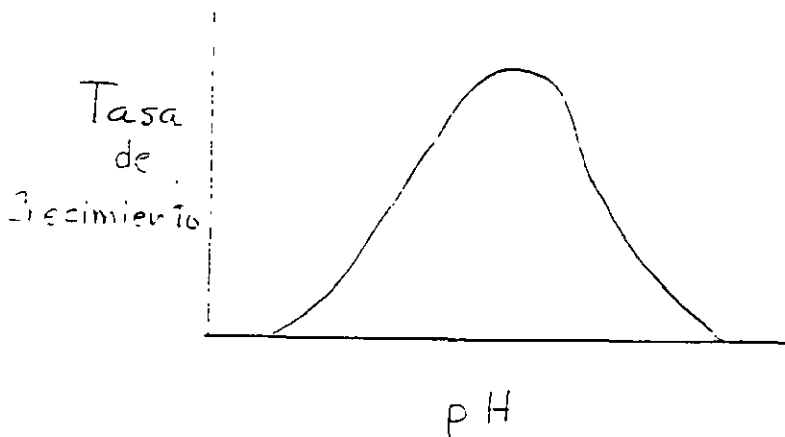
La escala de pH es un medio para designar la concn. de H^+ iones en una solución acuosa en el rango de acidez entre $1.0 M H^+$ y $1.0 M OH^-$.

El término pH se define como

$$pH = \log. \frac{1}{[H^+]}$$

donde $[H^+]$ representa la concn. de iones hidrógeno en moles por litro. Como la constante de ionización del agua es aproximadamente 10^{-14} , la escala de pH tiene un rango aproximado de 0 a 14; $pH=7$ representa neutralidad

La mayoría de los microorganismos crecen mejor a valores de pH próximos a la neutralidad



ACIDOS: Sustancias que se disocian para ceder iones H^+

BASES: Substs. que se disocian para ceder iones OH^-

COMPOSICION Y CAUDAL DE AR.

La Tabla presenta valores medios de composición de AR. Estos valores sirven solo de guía y no como base para diseño.

Gastos de AR en áreas residenciales 50 a 100 gpcd

Contribución de DBO a las AR 0.10 a 0.30 lb/día.persona

Para AR estrictamente doméstica

Parámetro	Carga por persona
Q de AR	58 gal/día
DBO ₅	0.1 lb/día
DQO	0.2 lb/día
SS	0.08 lb/día

Un método para estimar el gasto medio de AR doméstica es tomar 0.7 a 0.9 el volumen de agua utilizada para consumo doméstico durante la temporada de no-irrigación

En la mayoría de los casos el gasto de AR de una comunidad en promedio, en EUA, se estima en 100 gpcd, valor que incluye gastos de establecimientos de negocios, áreas residenciales e infiltración

EXAMEN PARCIAL

EE43

PROBLEMA 2.

LA DBO_5 de un agua residual es de 150 mg/l a 20°C .
El valor de $k_d = 0.23$ por día. ¿Cuál sería la DBO_8 si la prueba se efectuara a 15°C ?

SOLU. →

1. Se calcula la DBO última

$$L_0 = \frac{L_5}{1 - e^{-k_d t}} = \frac{150 \frac{\text{mg}}{\text{l}}}{1 - e^{-0.23 \times 5}} = 220 \frac{\text{mg}}{\text{l}}$$

2. Corregir el valor de k_d a 15°C

$$k_T = k_{20} \theta^{T-20} =$$

$$k_{d,15} = (0.23)(1.047^{-5}) = 0.18$$

3. Se calcula DBO_8

$$L_t = L_0 (1 - e^{-k_d t})$$

$$= 220 (1 - e^{-0.18 \times 8}) = 168 \frac{\text{mg}}{\text{l}}$$

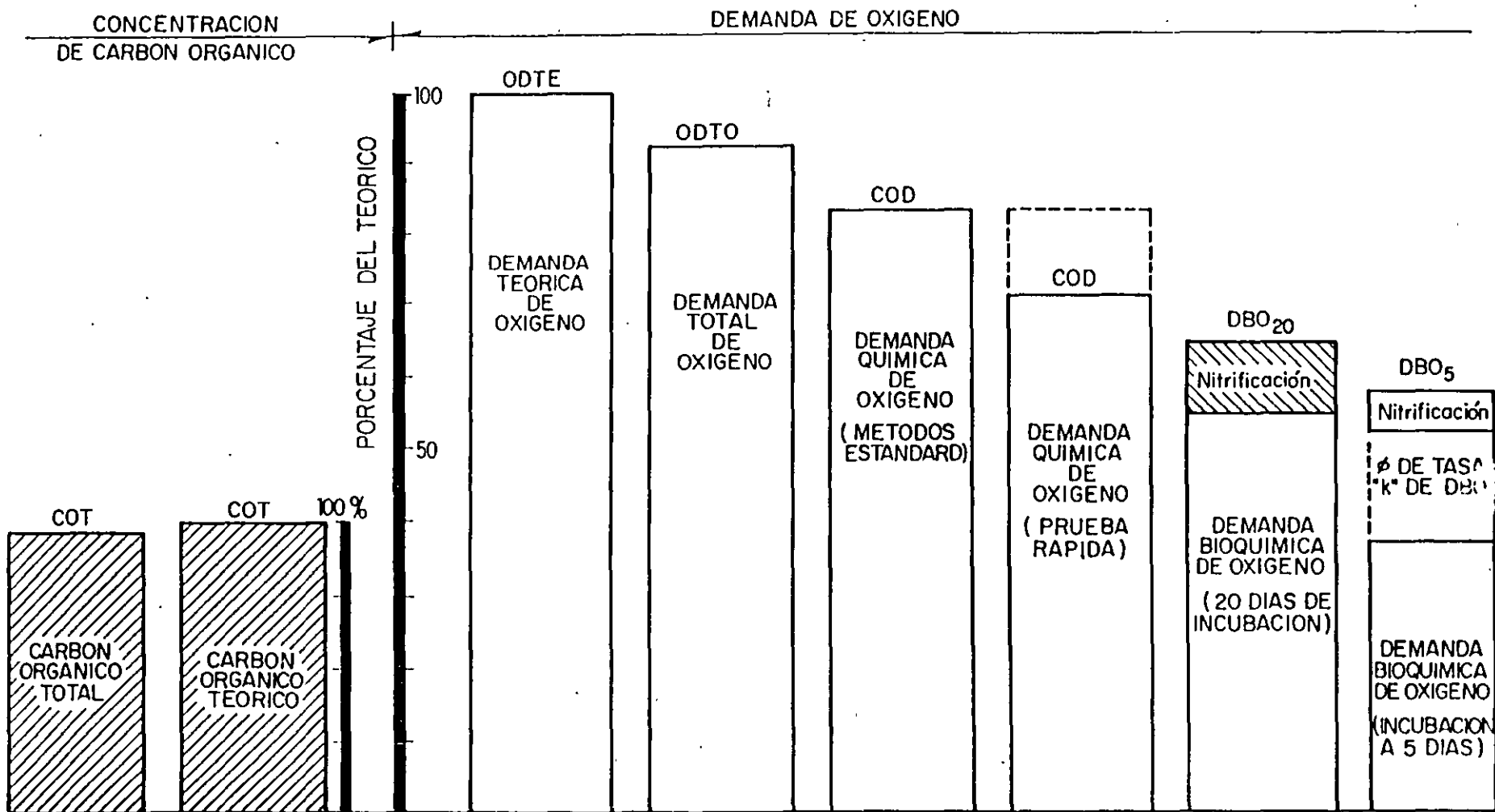
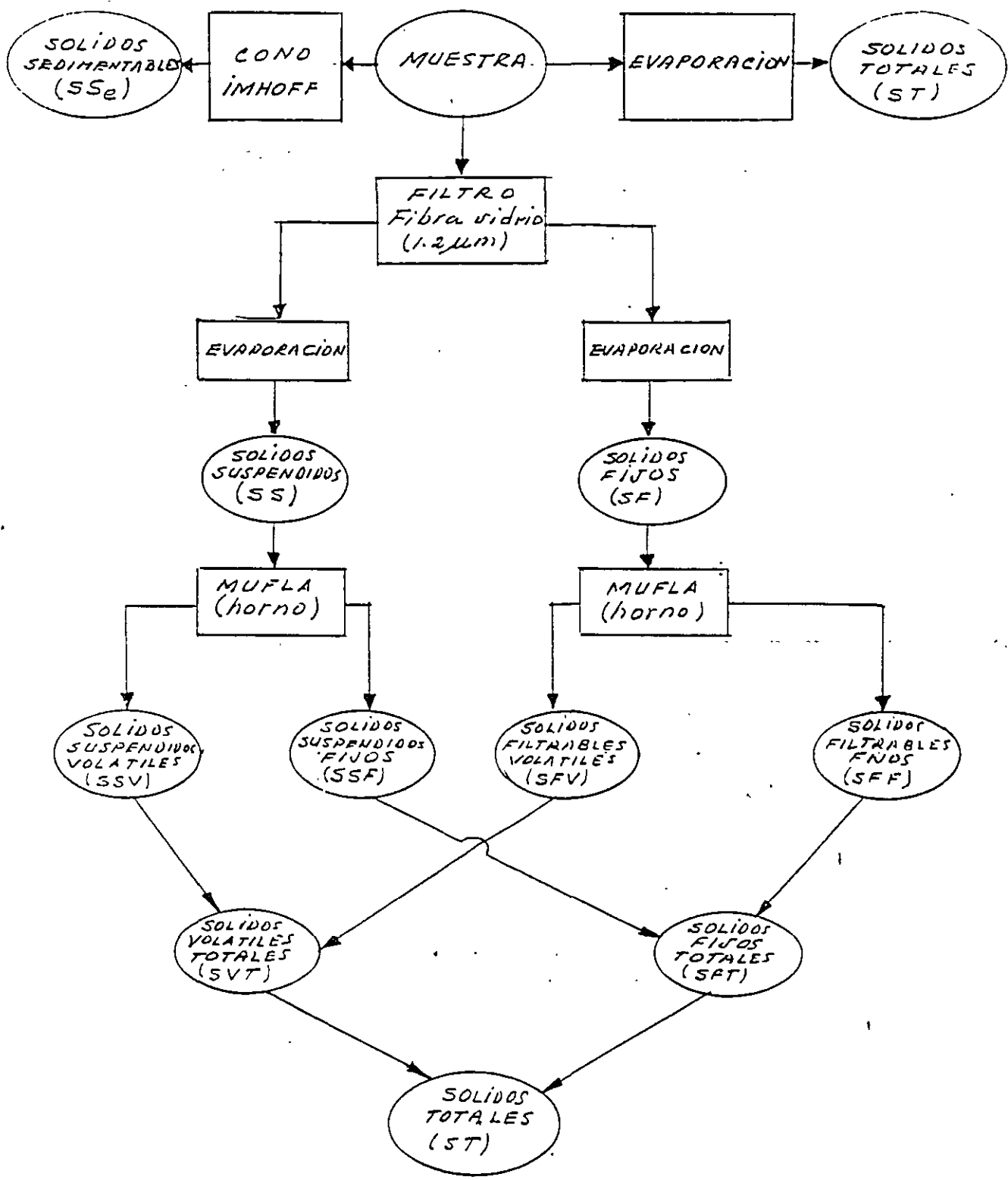


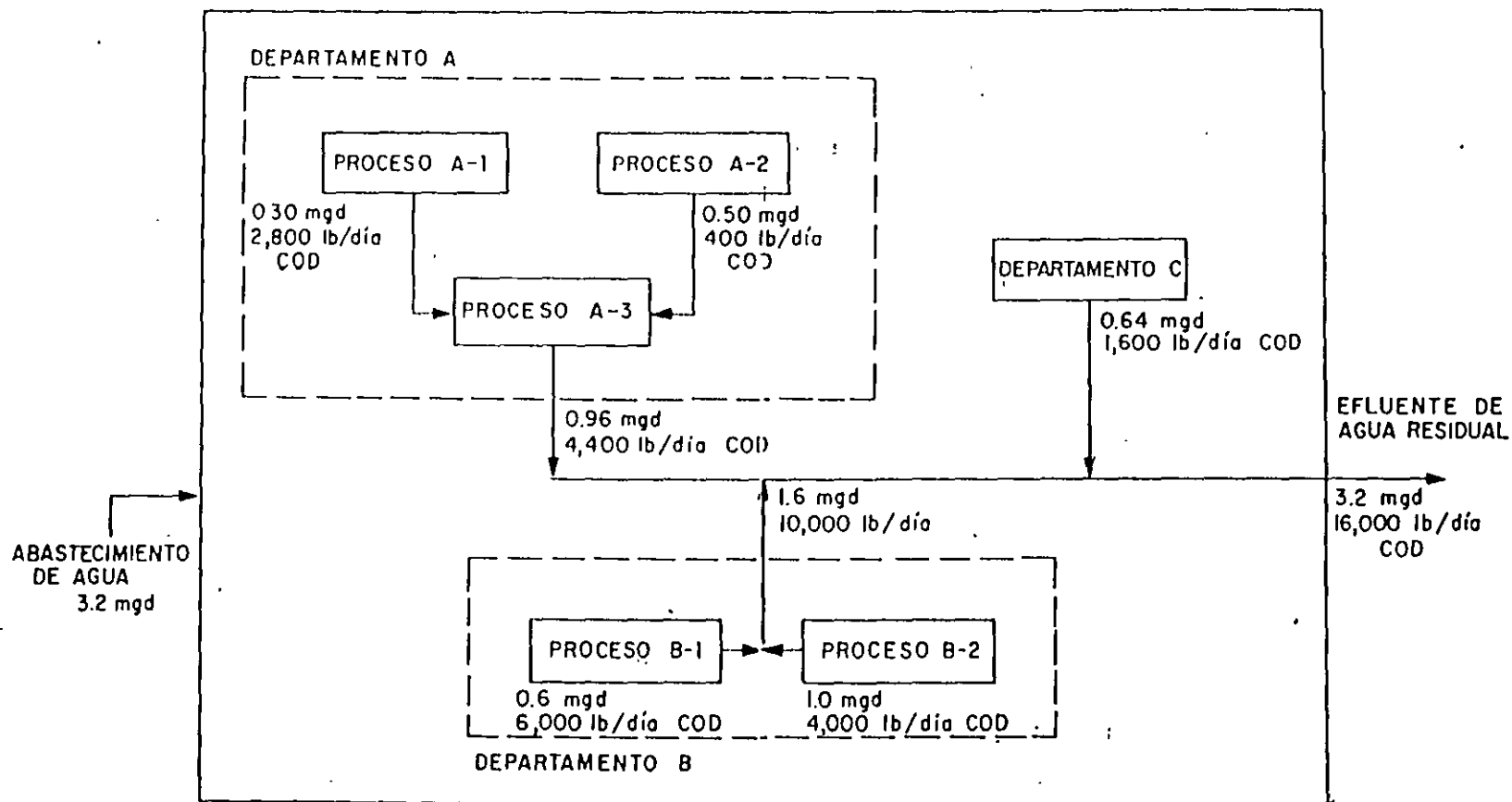
FIG. RELACIONES ENTRE PARAMETROS DE OXIGENO Y CARBON



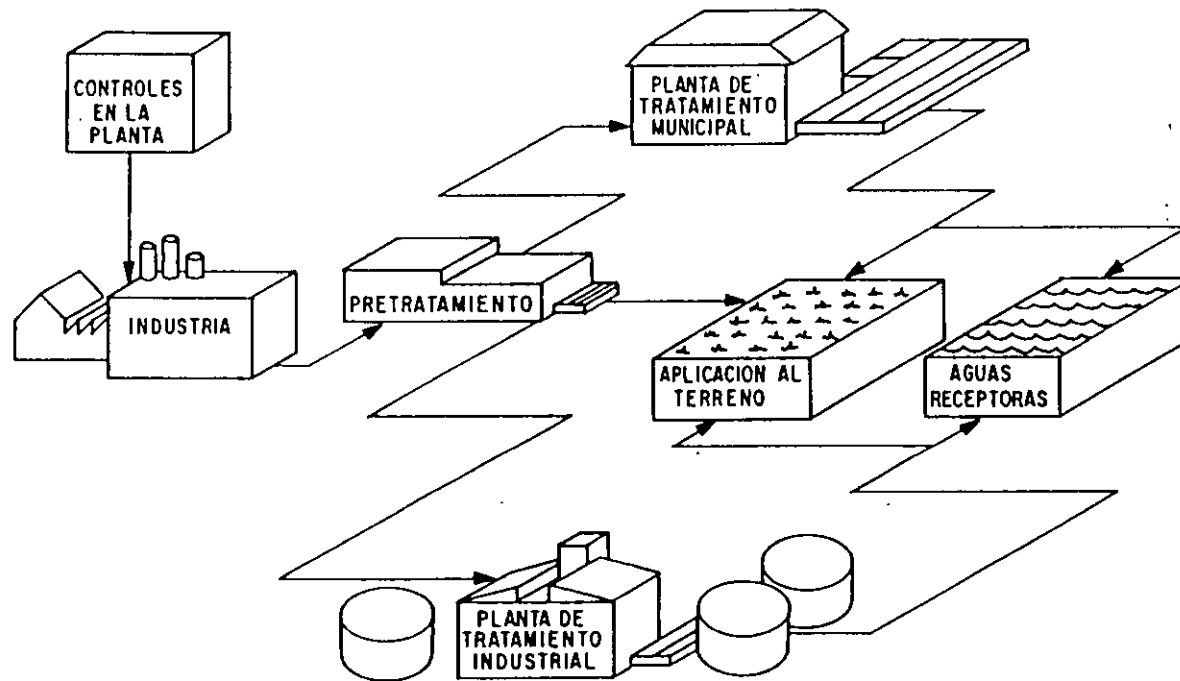
INTERRELACIONES DE SOLIDOS EN AGUA Y AGUAS RESIDUALES

12 SHEETS SQUARE
12 SHEETS SQUARE
12 SHEETS SQUARE
12 SHEETS SQUARE

PLANTA TOTAL



BALANCE TIPICO DE CAUDAL Y CARGA DE AGUA RESIDUAL PARA AUDITORIA INDUSTRIAL EN UNA PLANTA



ALTERNATIVAS DE GESTION DE LAS AGUAS RESIDUALES INDUSTRIALES

TABLA 2

PRESERVACIÓN DE MUESTRAS

Parámetro	Preservación	Máximo período Retención
Aceite y grasas	2 ml H ₂ SO ₄ /l, 4 °C	24 días
Acidez-alcalinidad	Refrigeración - 4 °C	24 horas
Cianuros	NaOH a pH = 10	24 horas
Calcio	No requerida	7 días
Carbón orgánico	2 ml/H ₂ SO ₄ /l (pH = 2)	7 días
Cloruro	No requerida	7 días
Color	Refrigeración - 4 °C	24 horas
DBO	Refrigeración - 4 °C	6 horas
DQO	2 ml H ₂ SO ₄ /l	7 días
Dureza	No requerida	7 días
Fluoruros	No requerida	7 días
Fenoles	1.0 gm CuSO ₄ /l + H ₃ PO ₄ pH = 4.0, T = 4 °C	24 horas
Fósforo	40 mg HgCl ₂ /l, 4 °C	7 días
Metales totales	5 ml HNO ₃ /l	6 meses
Metales disueltos	Filtrar 3 ml/l HNO ₃ pH = 2	6 meses
Nitrógeno - NH ₃	40 mg HgCl ₂ /l, 4 °C	7 días
Nitrógeno Kjeldahl	40 mg HgCl ₂ /l, 4 °C	24 horas
Nitrógeno - NO ₂ , NO ₃	40 mg HgCl ₂ /l, 4 °C	7 días
Olor	Refrigeración 4 °C	7 días
Oxígeno Disuelto	Determinación en sitio	
pH	Determinación en sitio	
Sólidos	No necesaria	7 días
Sulfatos	Refrigeración 4 °C	7 días
Sulfuros	2 ml acetato Zn/l	7 días
Turbiedad	No necesaria	7 días

TABLA
COMPOSICIÓN DE ALGUNOS DESECHOS INDUSTRIALES

<u>TIPO DE DESECHO</u>	<u>D80</u> <u>mg/l</u>	<u>D200</u> <u>mg/l</u>	<u>Sólidos en</u> <u>suspensión,</u> <u>mg/l</u>	<u>pH</u>
<u>Industrias de indumentaria</u>				
Textiles-algodón	200-1000	400-1800	200	8-12
lana (limpiado)	2000-5000	2000-5000	3000-30,000	9-11
lana (compuesta)	1000	-	100	9-10
Curtiembres	1000-2000	2000-4000	2000-3000	11-12
<u>Industrias de alimentos</u>				
Cervecerías	850	1700	90	4-6
Destilerías	7000	10,000	bajo	-
Procesamiento de leche	600-1000	150-250	200-400	Acido
Enlatadoras (cítricos)	2000	-	-	Acido
Mataderos y frigoríficos	1500-2500	200-400	800	7
Desechos agrícolas	1000-2000	500-1000	1500-3000	7.5-8.5
Procesamiento de aves	500-800	600-1050	450-800	6.5-9
<u>Industriales de materiales</u>				
Pulpa-sulfito	1400-1700	84-10,000	variable	
kraft	100-350	170-600	75-300	7.9-5
Papel cartón	100-450	300-1400	40-100	
Cartón prensado	950	850	1,350	
Refinerías	100-500	150-800	130-600	2-6

**CARACTERISTICAS DE DESECHOS DOMESTICOS DESPUES DE
VARIOS GRADOS DE TRATAMIENTO**

	(A)	(B)	(C)	(D)	(E)	(F)	(G)
DBO (mg/l)	200	132	12	12	10	1	<2
Sólidos en suspensión (mg/l)	250	103	<20	<20	5	0	0
PO ₄ (mg/l como PO ₄)	40.0	40.0	26.0	26.0	<1	<1	<1
NH ₃ (mg/l como N)	30.0	30.0	20	<1	<1	<1	<1
N Org. (mg/l como N)	20	16	5	<4	<4	<4	<1
SDT (mg/l)	620	620	435	435	**	**	<50
DQO (mg/l)	550	275	100	100	40	12	<5

Grado de tratamiento

- A. Efluente crudo
- B. Efluente de tratamiento primario
- C. Efluente de lodos activados o filtro percolador estándar
- D. Efluente de lodos activados + Nitrificación + Denitrificación
- E. Efluente de lodos activados + Nitrificación + Denitrificación + Cal
- F. Efluente de lodos activados + Nitrificación + Denitrificación + Cal + filtro rápido + Carbón activado
- G. Efluente de lodos activados + Nitrificación + Denitrificación + Destilación

Concentración de STD en efluente depende de la calidad del agua potable

STD= Sólidos totales disueltos

DQO= Demanda química de oxígeno

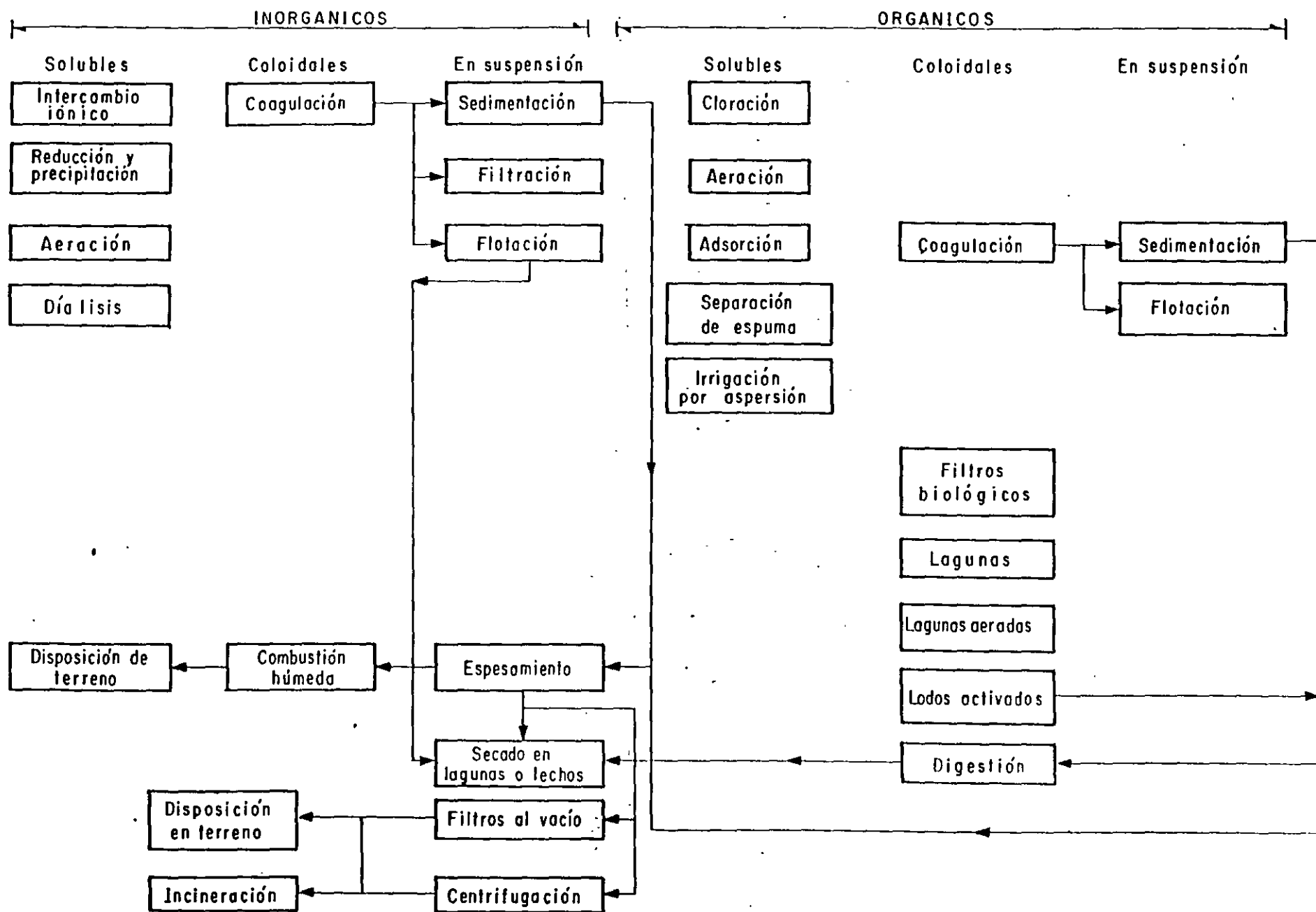


Fig 2 Procesos para la remoción de contaminantes industriales

1. EFFECTO DE LA SEPARACION DE DESCARGAS EN LOS VOLUMENES Y CARGAS A TRATAR

Ejemplo 1 : El estudio de los desechos de una fábrica que produce jabón, detergentes y artículos de tocador mostró los resultados que aparecen a continuación.

PARAMETROS	Estación	DQO (mg/ l)	DBO (mg/l)	S.S (mg/l)	Q (l/min)
Jabón líquido	D	1.100	560	195	11.3
Artículos tocador	E	2.680	1.540	810	1.8
Jabón baño	R	29	16	39	1.1
ABS	S	1.440	380	309	4.2
Casa Máquinas	P	66	10	50	20.8
Condensador	C	59	21	24	4.1
Soda Cáustica	B	30.000	10.000	563	1.0
Drenaje de fondo de los tanques	A	150.000	120.000	426	1.0
Cenizas	F			6.750	37.8
Alcantarillado Sanit. Total		2.466	1.696	3.152	83.1

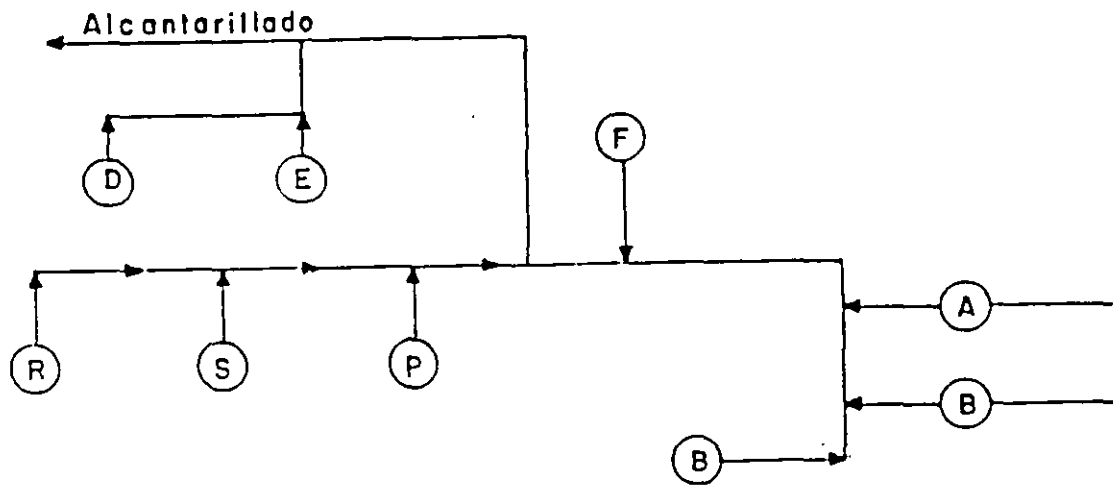


Diagrama de flujo actual de la fábrica.

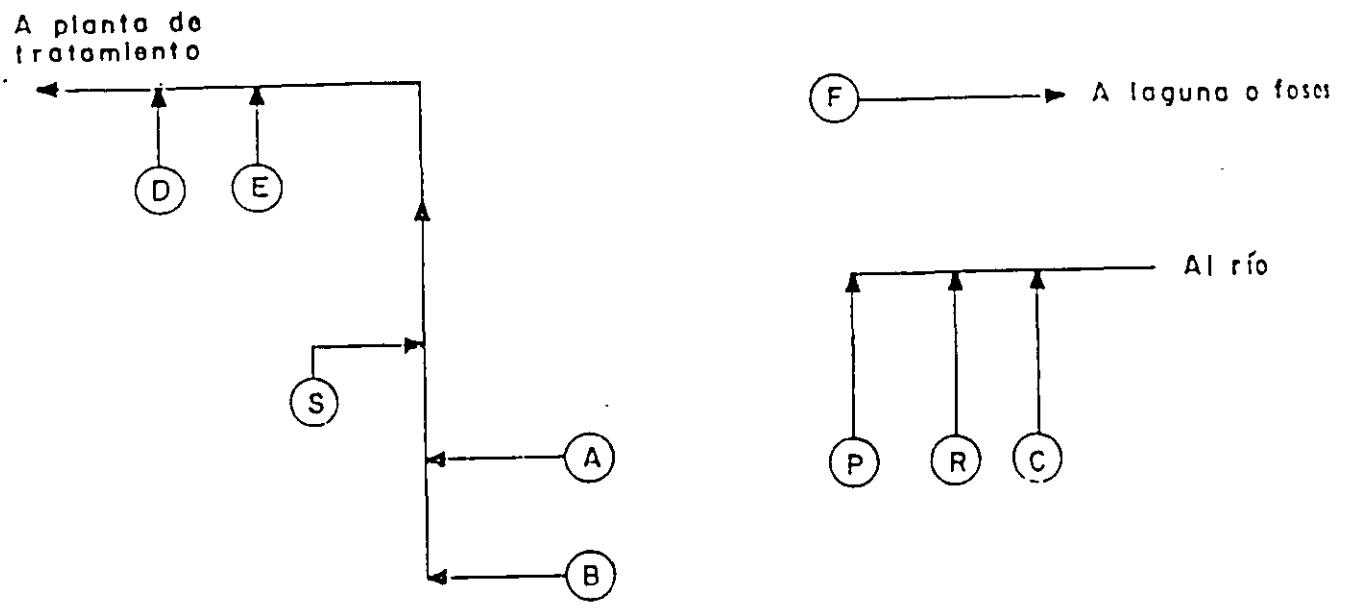
1. Desarrollar un balance de masa para la planta.
2. Las cenizas F, Soda Cáustica B y Drenaje de tanques A, son descargados intermitente. Qué reorganización podría dar a la planta?

Solución:

a. Balance de Masa

	D	E	R	S	P	F	B	C	A	Alcant.
DQO (Kg/día)	17.9	7.0	0.05	8.7	2.0	-	43.2	0.35	216	295.2
DBO (Kg/día)	9.11	4.0	0.025	2.30	0.30	-	14.4	0.12	172.8	203.0
S.S. (Kg/día)	3.17	2.1	0.06	1.9	1.50	367	0.8	0.14	0.61	377.3
Flujo (l/min)	11.3	1.8	1.1	4.2	20.8	37.8	1.0	4.1	1.0	83.1

b) Diagrama de flujo según nueva reorganización



c. Balance de Masa para la planta Reorganizada

	D	E	S	A	B	TOTAL
DQO (Kg/día)	17.9	7.0	8.7	216	43.2	292.8
DBO (Kg/día)	9.11	4.0	2.3	172.8	14.4	202.6
S.S. (Kg/día)	3.17	2.1	1.9	0.61	0.8	8.58
Q (l/min)	11.3	1.8	1.1	4.2	1.0	19.4

d. Cantidad a tratar

PARAMETRO	Antes		Después	
	Kg/día	mg/l	Kg/día	mg/l
DQO	295.2	470	292.8	1.958
DBO	203.0	240	202.6	1.053
S.S.	377.3	120	8.58	291

Caudal (Q) 83.1 l/min

19.4 l/min

CARACTERÍSTICAS DE RESIDUOS GENERADOS EN DIFERENTES OPERACIONES Y PROCESOS UNITARIOS

Identificación	Unidad de tratamiento	Características
a	A; Rejillas	Basura, generalmente se dispone en relleno sanitario, $20.0 \times 10^{-3} \text{ m}^3/10^3 \text{ m}^3$
b	B; Desarenador	Sólidos inorgánicos pesados, $30 \times 10^{-3} \text{ m}^3/10^3 \text{ m}^3$
c	IC; Lodo primario	Lodo viscoso, olor desagradable $150 - 250 \text{ g/m}^3$, contenido de sólidos 3.0 - 4.5 por ciento.
c'	IC; Espuma y natas	Material flotante, grasas y aceites, 8 g/m^3
d	D; F; Lodo biológico (lodos activados)	$50 - 90 \text{ g/m}^3$, contenido de sólidos 0.3 - 1.0 por ciento.
e	E; F; Lodo biológico (filtros biológicos)	$40 - 60 \text{ g/m}^3$, contenido de sólidos 3 por ciento.
f	H; F; Lodo de precipitación química.	Lodo viscoso o gelatinoso, $80 - 300 \text{ g/m}^3$, contenido de sólidos 3 - 4 por ciento
g	H; D o F; F; Lodo químico-biológico	Generación $100 - 150 \text{ g/m}^3$ a 0.8 por ciento de L.A. y $50 - 80 \text{ g/m}^3$ de F.B.
h	I; F; Lodo de precipitación con cal una etapa	Lodo viscoso o gelatinoso, generación $500 - 600 \text{ g/m}^3$ Contenido de sólidos 2 - 5 por ciento.
i	I; D o E; F; Lodo biológico con cal	Generación $200 - 300 \text{ g/m}^3$ al 1 por ciento de L.A. y $150 - 200 \text{ g/m}^3$ al 3 por ciento de F.B.
j	I; D; F1; F2; Lodo de cal dos etapas	Lodo viscoso y gelatinoso, generación 900 g/m^3 al 5 por ciento
k	J1; F; Nitrificación una etapa	Generación de lodo $70 - 100 \text{ g/m}^3$ al 0.8 por ciento de L.A. y $40 - 70 \text{ g/m}^3$ al 3 por ciento de F.B.

CARACTERÍSTICAS DE RESIDUOS GENERADOS EN DIFERENTES OPERACIONES Y PROCESOS UNITARIOS

Identificación	Unidad de tratamiento	Características
l	J2,F; Nitrificación etapas separadas	Generación de sólidos 10 -12 g/m ³ contenido de sólidos 0.8 - 3 por ciento.
m	K,F; Denitrificación etapas separadas	Generación de sólidos 40 - 20 g/m ³ contenido de sólidos 0.8 - 2 por ciento.
n	I,O; Retrolavado del filtrado.	Generalmente este líquido, con sólidos suspendidos se retorna al principio de la planta
o	P, Retrolavado de carbón activado.	Generalmente este líquido, con sólidos suspendidos se retorna al principio de la planta
c	Q, Salmuera del sistema de ósmosis inversa	Sales disueltas, requiere tratamiento y disposición especial
c	R, Salmuera del sistema de electrodiálisis	Sales disueltas, requiere tratamiento y disposición especial

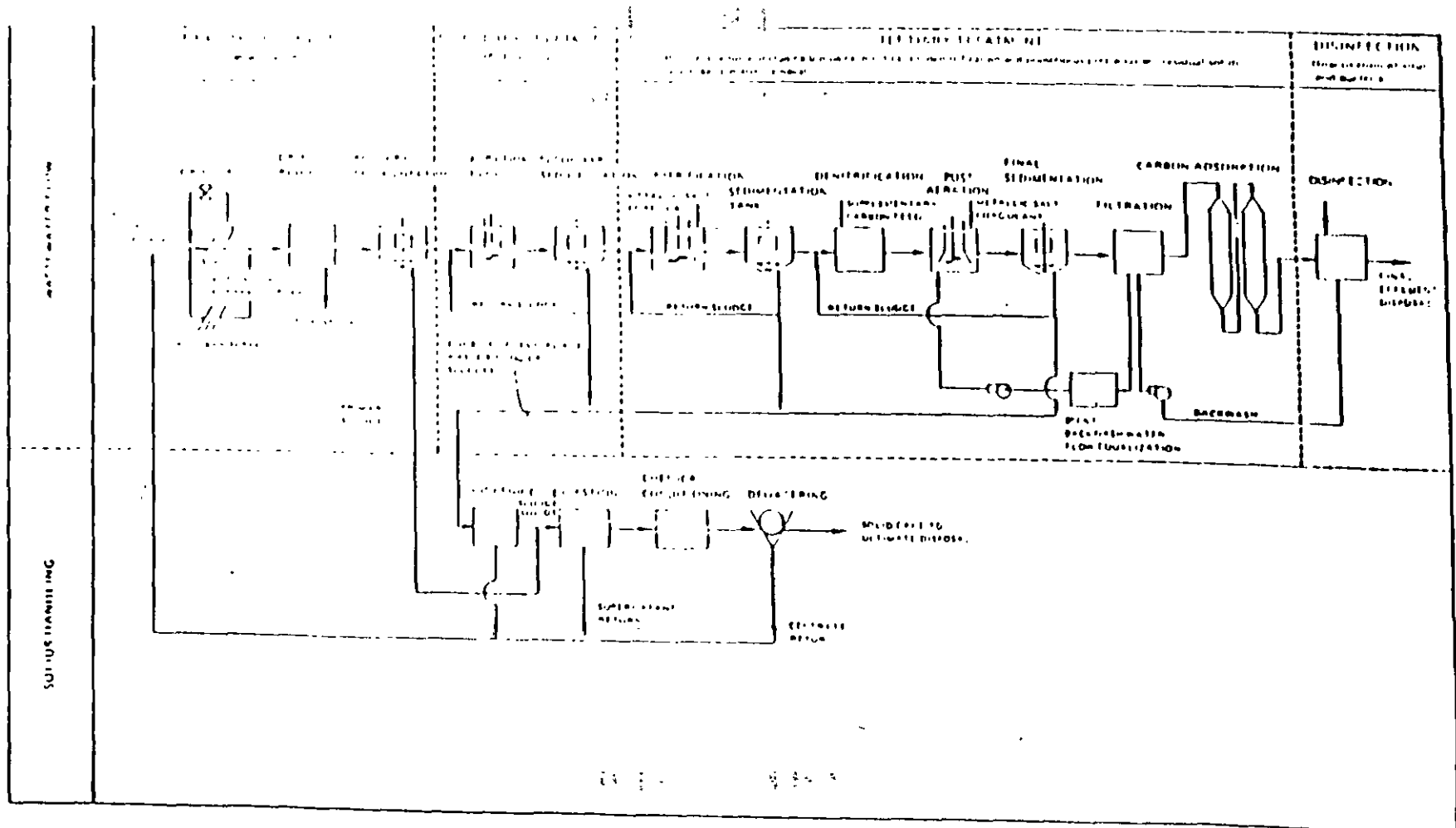


FIGURE 2-1. Typical schematic flow and process diagram.

GRADOS DE TRATAMIENTO QUE SE HACEN A CABO POR VARIAS OPERACIONES Y PROCESOS.

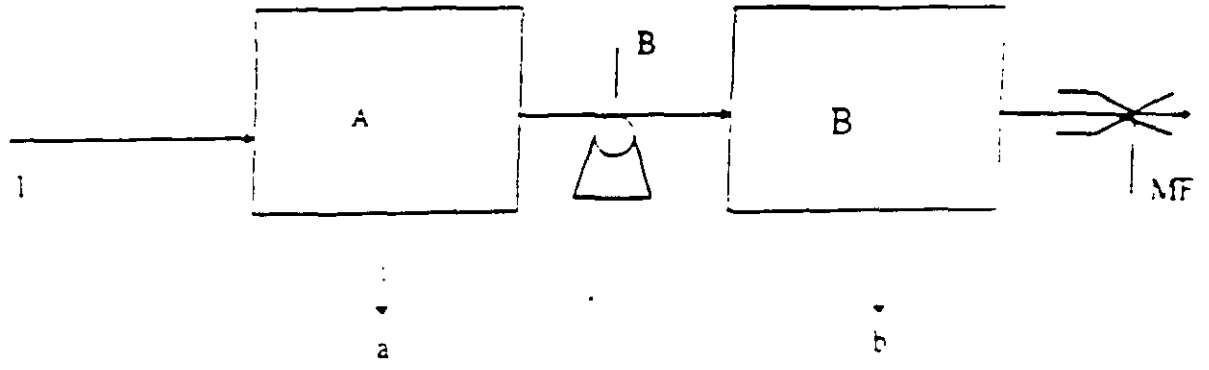
UNIDAD DE TRATAMIENTO O COMBINACION	SIGLAS DEL TRATAMIENTO	ESTACION A TRAVES DE LA UNIDAD	EFICIENCIA DE REMOCION A TRAVES DE LAS UNIDADES					
			DBP5	TKXO	DSI	PT	NO	NI3-N
Pruebas de agua	A, B, C, M	1 - 2	MINIMA	MINIMA	MINIMA	MINIMA	MINIMA	MINIMA
Señales de agua (por hora)	C	3 - 4	90-95	90-95	90-95	90-95	90-95	90-95
Tratamiento de agua (convencional)	D, E	5 - 6	80-85	80-85	80-85	80-85	80-85	80-85
Filtros de arena (por hora)	E, F	7 - 8	60-80	60-80	60-85	8-12	15-50	8-15
Desinfección	G	9 - 10	MINIMA	MINIMA	MINIMA	MINIMA	MINIMA	MINIMA
Computación y control de los procesos de tratamiento o tratamiento secundario	H, I	11 - 12	40-70	40-70	50-80	70-90	50-90	0
Computación en proceso de tratamiento	H, D, E, I	13 - 14	80-90	80-90	70-90	75-85	60-90	0
Aeración de agua (por hora) después de proceso	H, I	15 - 16	50-70	50-70	60-80	70-90	60-90	0
Aeración de agua (por hora) después de tratamiento	H, D, E, I	17 - 18	80-90	80-90	70-80	75-85	60-90	0
Aeración de agua (por hora) después de proceso de tratamiento	I, E, I, I	19 - 20	50-85	50-85	50-90	85-95	70-90	0
Nitrificación (por hora) de agua (NH ₄) y amoníaco	J, I	21 - 22	80-95	80-95	70-90	10-15	75-85	85-95 (a)
Nitrificación de agua separada (combinada)	K, I	23 - 24	50-70	50-60	MINIMA	---	40-50	80-90
Desnitrificación de agua separada (combinada)	K, I	25 - 26	MINIMA	MINIMA	MINIMA	MINIMA	MINIMA	MINIMA (b)
Desnitrificación de amoníaco	L	27 - 28	0	---	0	0	---	80-95
Estado de contaminación con el agua	M	29 - 30	---	---	0	0	---	80-90
Tratamiento de agua (convencional)	N	31 - 32	0	0	0	0	0	80-95
Filtración	O	33 - 34	20-50	20-50	60-80	20-50	50-70	0
Aeración con carbón	P	35 - 36	90-95	90-95	50-80	10-30	30-90	---
Osmosis inversa	Q	37 - 38	90-100	90-100	---	90-100	90-100	80-90
Electrólisis	R	39 - 40	20-60	20-60	---	---	80-95	30-50

(a) la concentración de NO₃-N puede alcanzar 15 - 20 mg/l en el efluente

(b) remoción de NO₃-N de 75 a 95 %

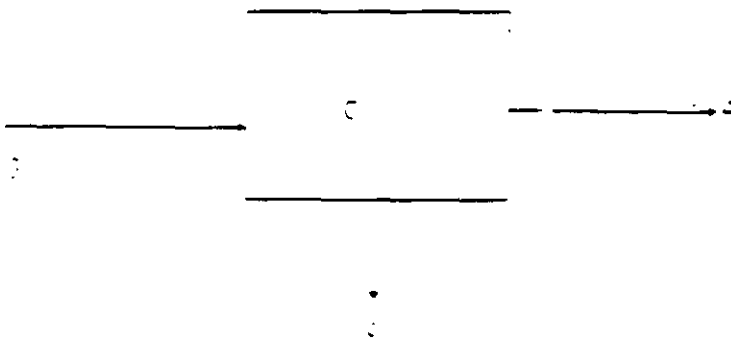
TI = fósforo total

NO = Nitrógeno orgánico

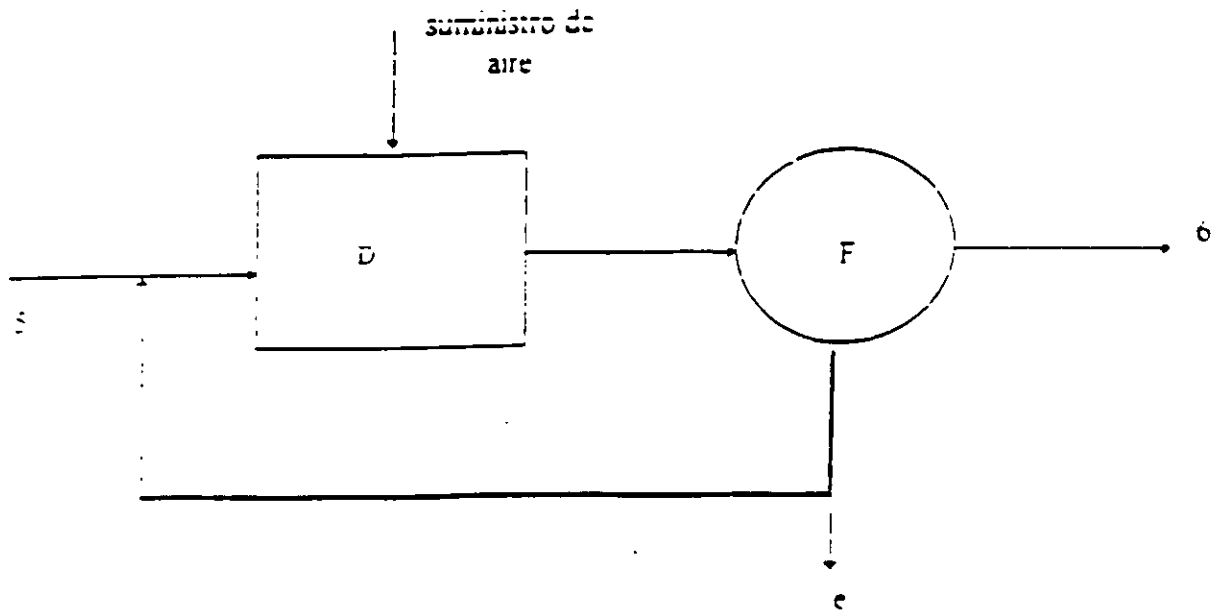


B BOMBEO
MF MEDICION DE FLUJO

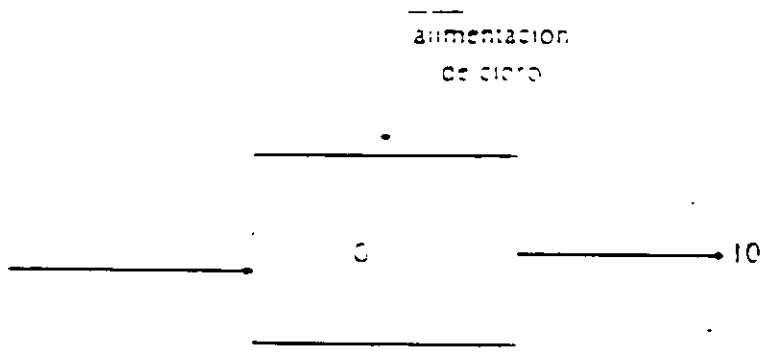
PRETRATAMIENTO



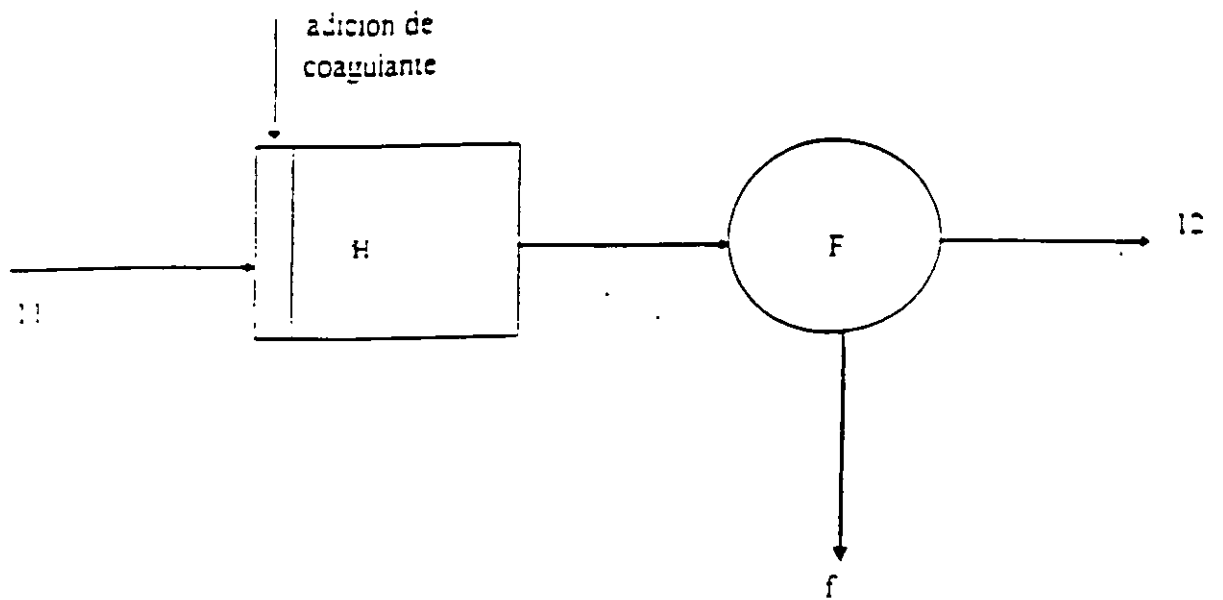
SEDIMENTACION PRIMARIA



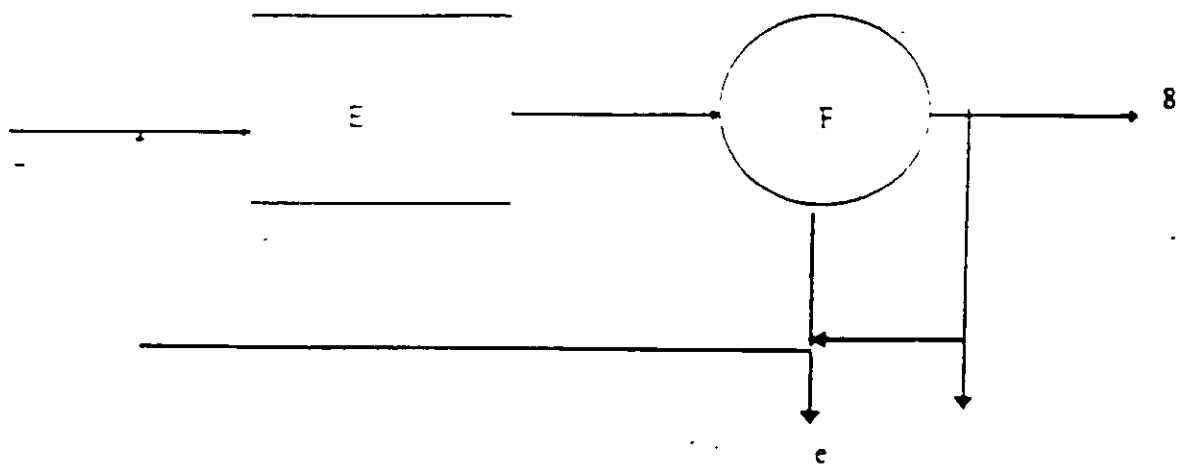
**REACTOR DE CRECIMIENTO
EN SUSPENSIÓN
(TRATAMIENTO SECUNDARIO)**



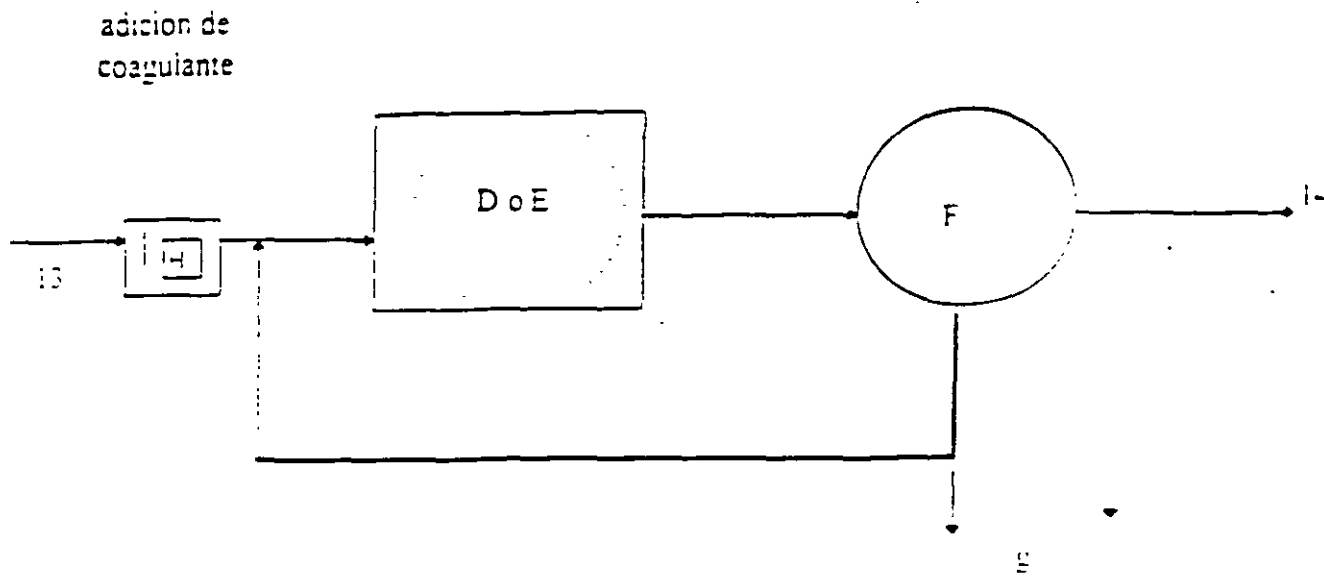
**DESINFECCION UTILIZANDO
CLORO**



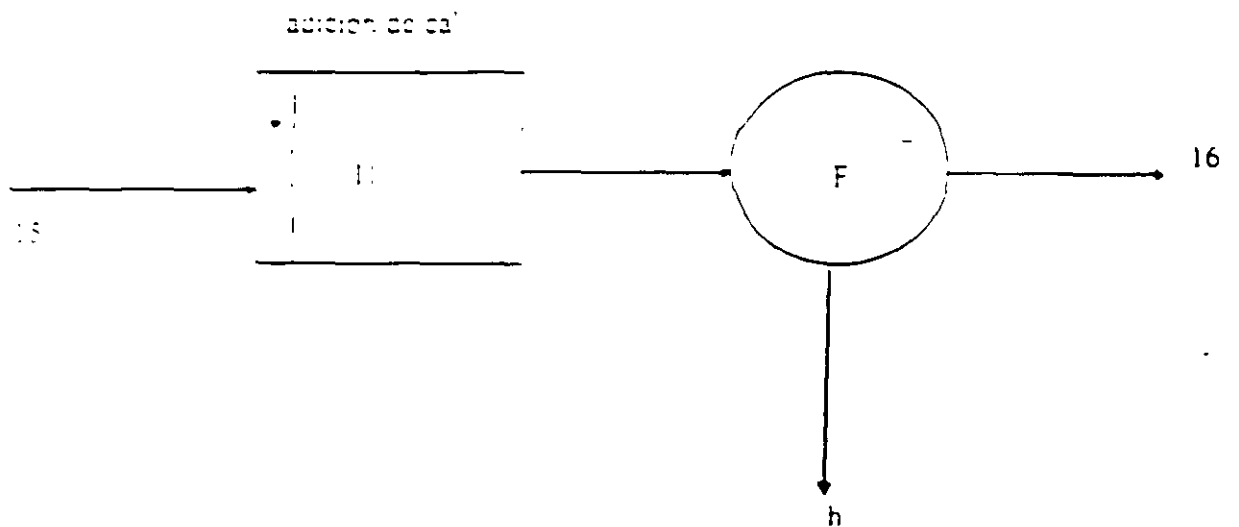
**COAGULACIÓN DESPUES DE
PRIMARIO O SECUNDARIO**



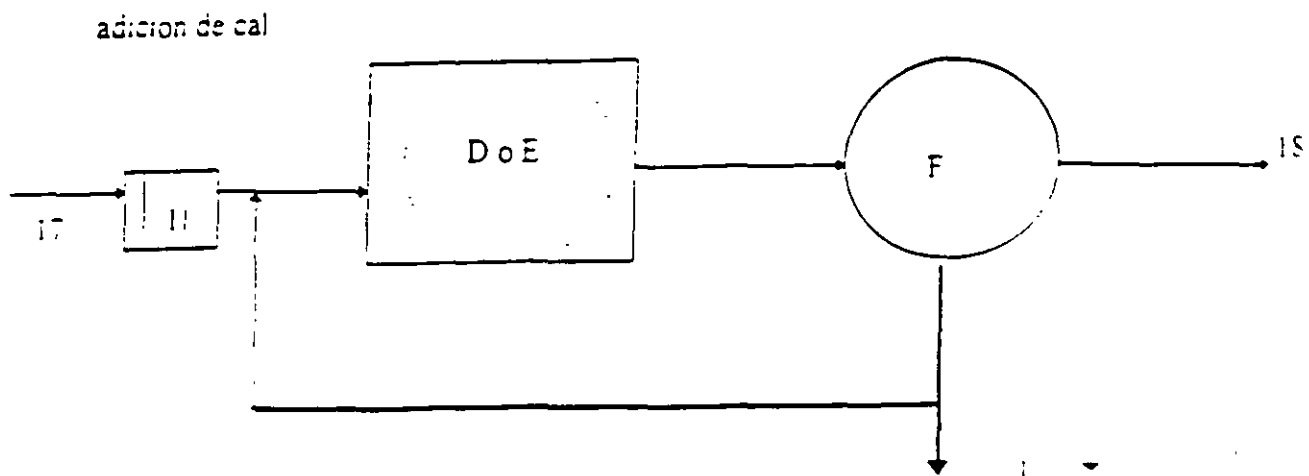
**REACTOR DE CRECIMIENTO
CON PELÍCULA FIJA
(TRATAMIENTO SECUNDARIO)**



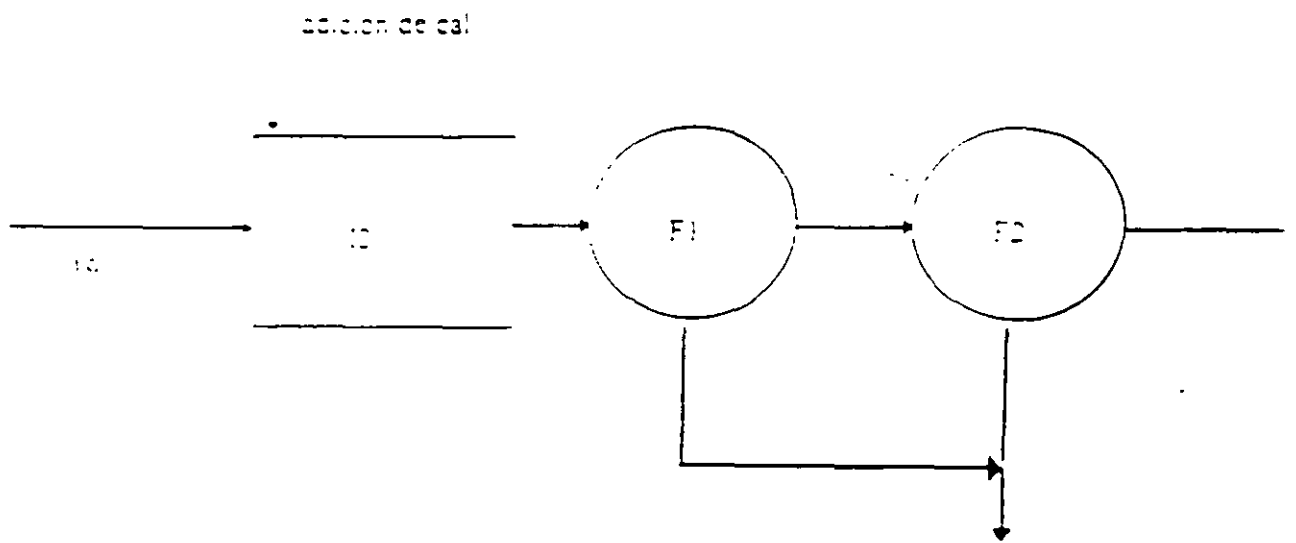
**COAGULACIÓN CON
TRATAMIENTO BIOLÓGICO**



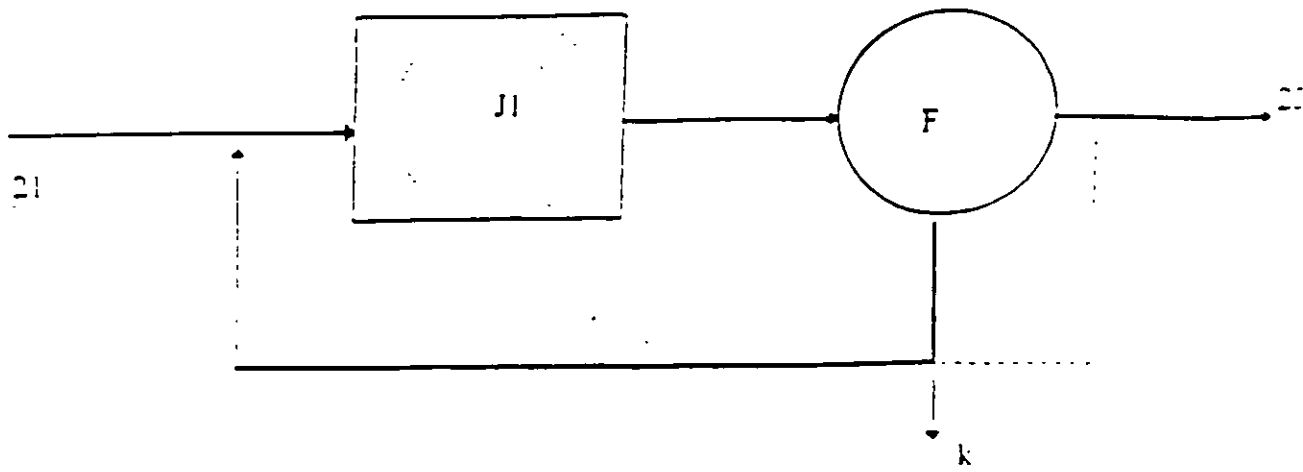
**ADICIÓN DE CAL (UNA ETAPA)
DESPUÉS DE TRATAMIENTO
PRIMARIO O SECUNDARIO**



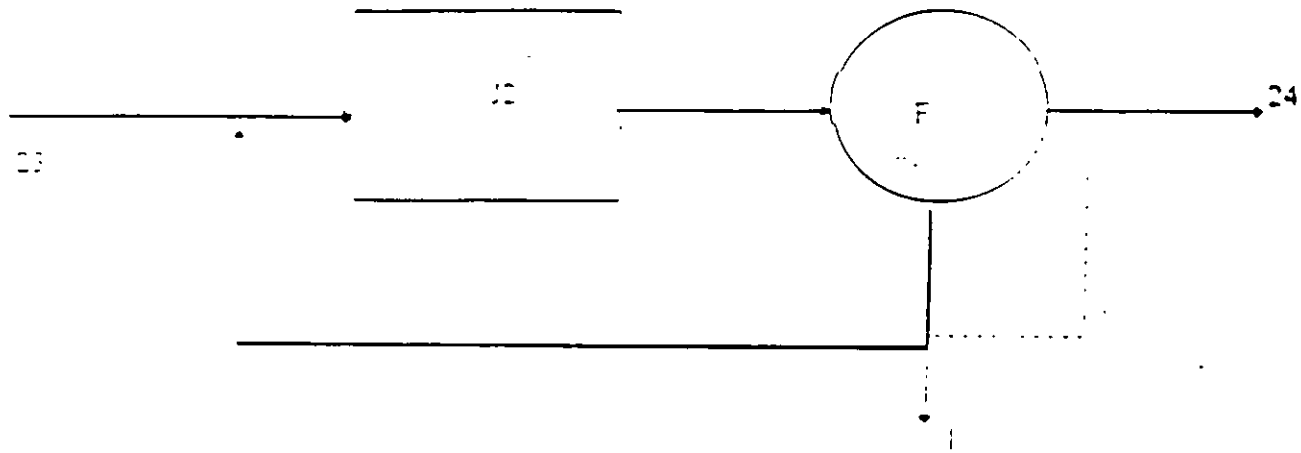
ADICIÓN DE CAL(UNA ETAPA) EN TRATAMIENTO BIOLÓGICO



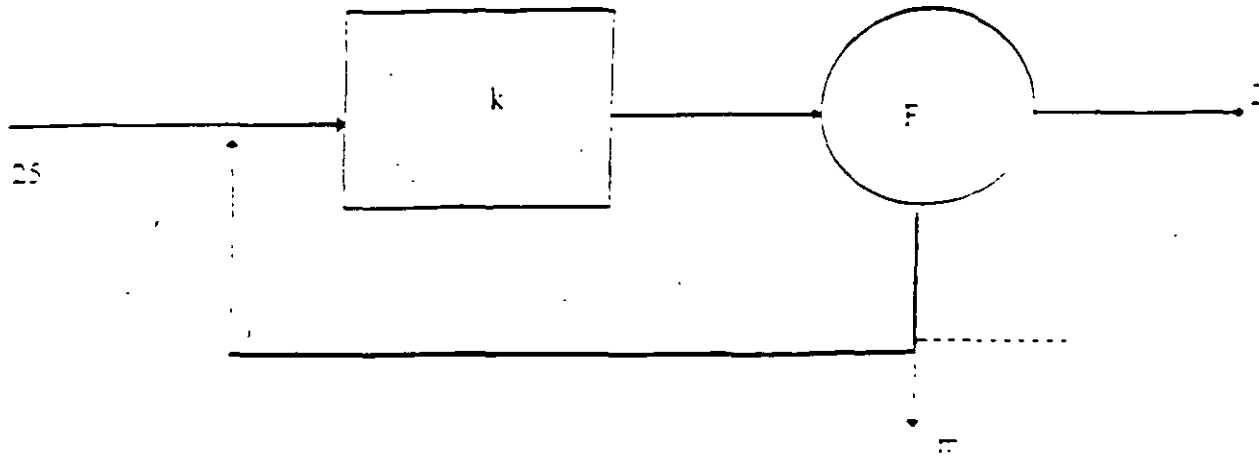
ADICION DE CAL(DOS ETAPAS) DESPUÉS DE TRATAMIENTO PRIMARIO O SECUNDARIO



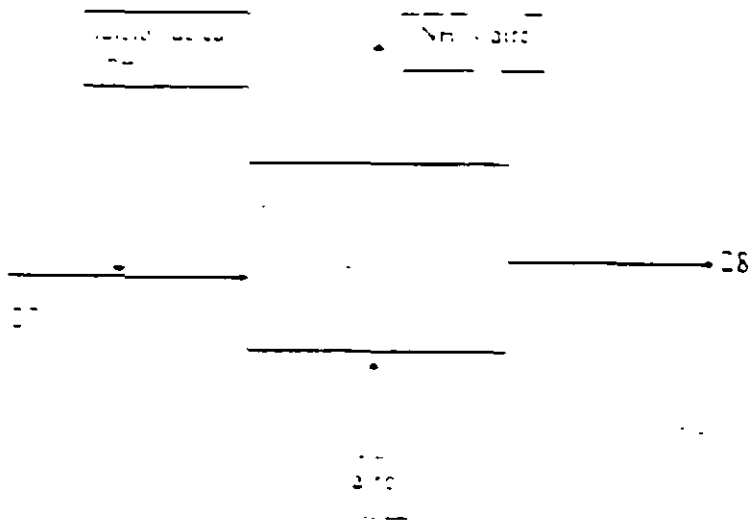
NITRIFICACIÓN UNA ETAPA



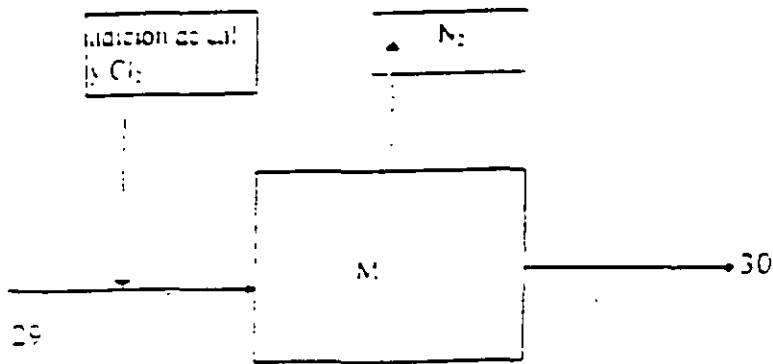
**NITRIFICACION SEPARADA DESPUES
DE TRATAMIENTO SECUNDARIO**



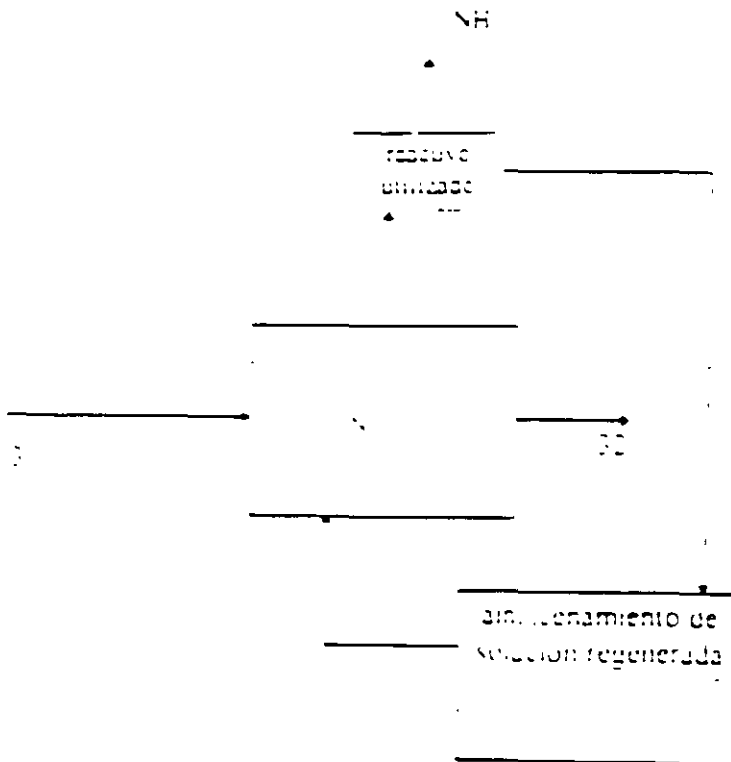
DENITRIFICACIÓN SEPARADA



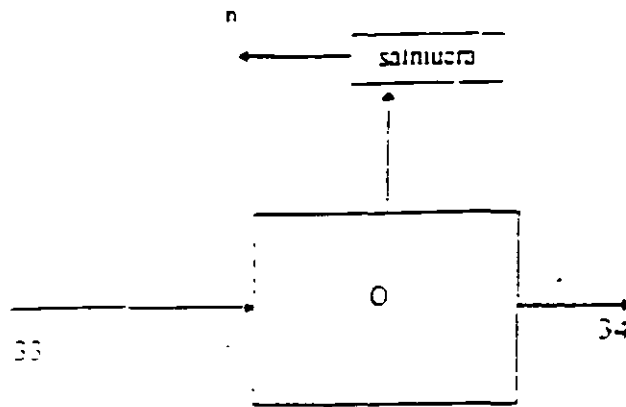
DESPRENDIMIENTO DE AMONIACO



DESPRENDIMIENTO DE NITRÓGENO (PUNTO DE ROMPIMIENTO CON CLORO)



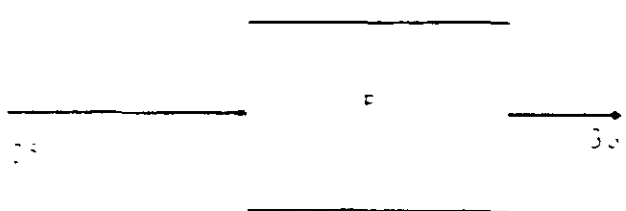
INTERCAMBIO IONICO PARA REMOCIÓN DE NH_3



retrolavado

FILTRACIÓN

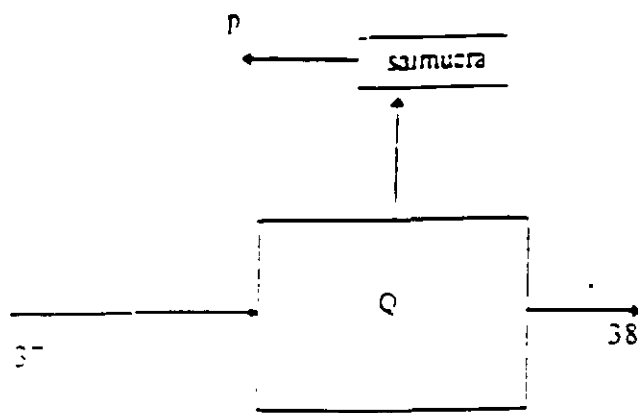
diminución de retrolavado



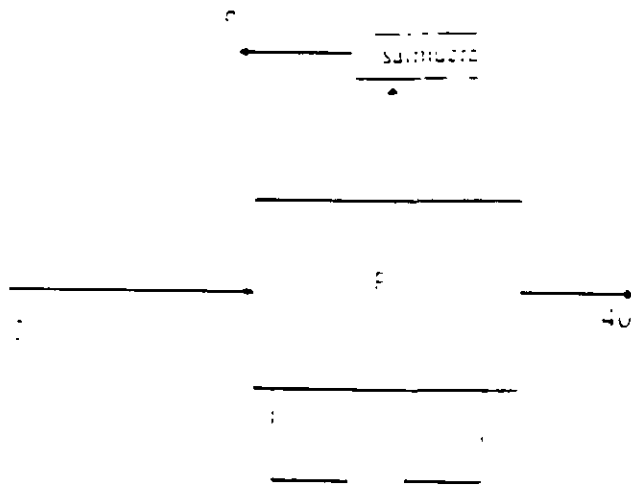
carbon utilizado para regeneración

retrolavado

ADSORPCION CON CARBON

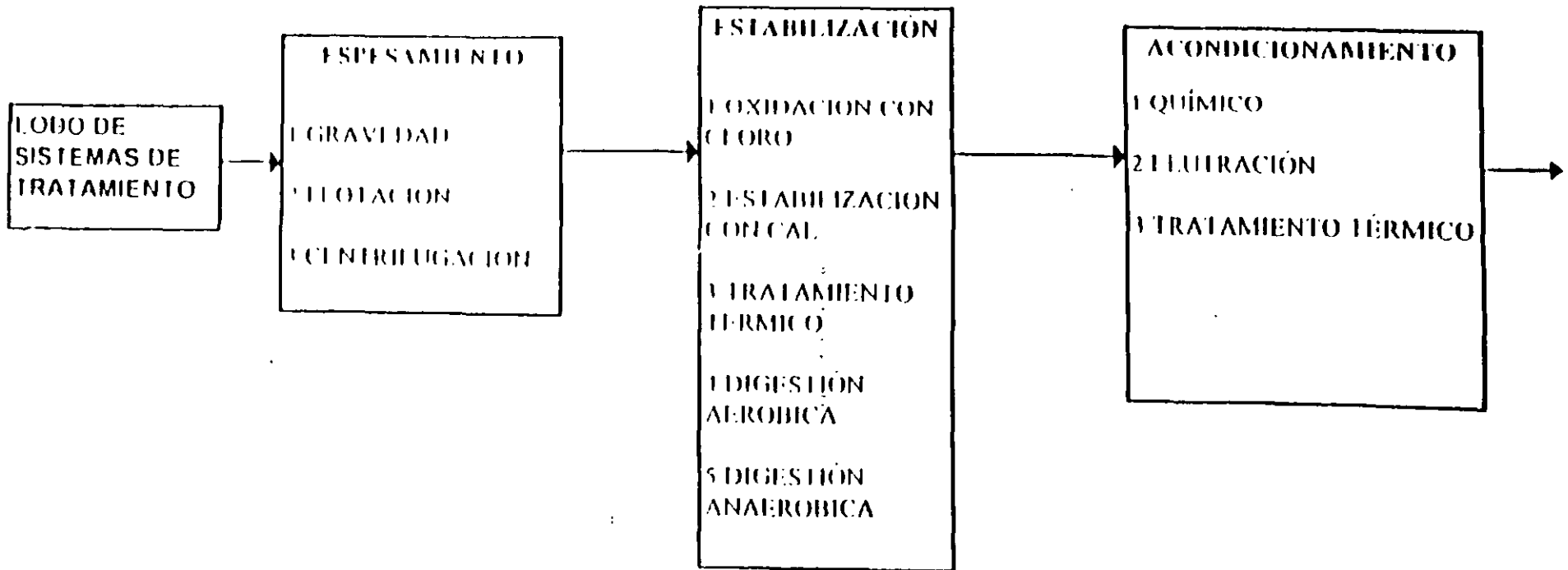


OSMOSIS INVERSA

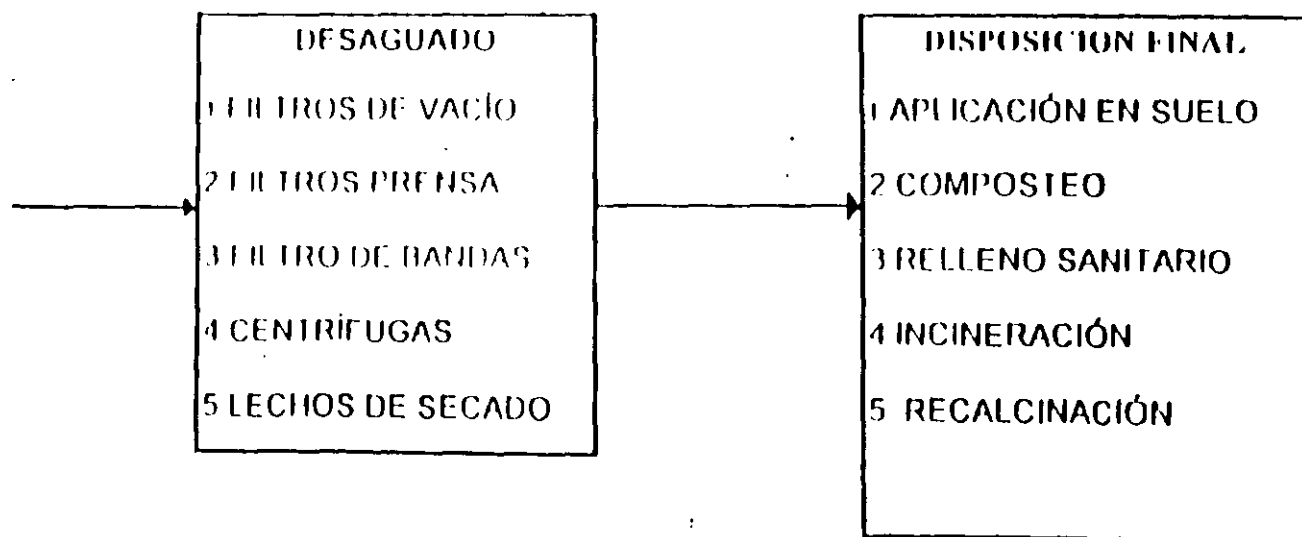


ELECTRODIALISIS

ALTERNATIVAS DE OPERACIONES Y PROCESOS PARA TRATAMIENTO Y DISPOSICIÓN DE LODOS



ALTERNATIVAS DE OPERACIONES Y PROCESOS PARA TRATAMIENTO Y DISPOSICIÓN DE LODOS



CRITERIOS DE DISEÑO PARA ESPESADORES POR GRAVEDAD

TIPO DE LODO	AFLUENTE % DE CONCENTRACION DE LODOS	LADOS ESPESADOS % DE CONCENTRACION DE LODOS	CARGA HIDRÁULICA M ³ /M ² ·D	CARGA DE SÓLIDOS Kg/M ² ·D	% CAPTURA DE SÓLIDOS	EFLUENTE SST mg/l.
PRIMARIO	10 - 70	50 - 100	240 - 330	90 - 144	85 - 98	300 - 1.000
FILTROS BIOLÓGICOS	10 - 40	20 - 80	20 - 60	35 - 50	80 - 92	200 - 1.000
LADOS ACTIV	0.2 - 1.5	20 - 40	20 - 40	100 - 35	60 - 85	200 - 1.000
PRIMARIA	0.5 - 2.0	40 - 60	40 - 100	25 - 80	85 - 92	300 - 800

CRITERIOS TÍPICOS DE DISEÑO PARA DIGESTORES ANAEROBIOS ESTÁNDARES Y DE ALTA TASA

PARAMETRO	TASA ESTÁNDAR	ALTA TASA
Tiempo de retención de sólidos días	30 - 60	15 - 20
Carga de lodos kg SV/m ² d	0.64 - 1.60	2.4 - 6.41
Criterio de volumen.		
Lodo primario, m ³ /per capita	0.03 - 0.04	0.02 - 0.03
Lodo primario + lodo de desecho de lodos activados, m ³ /per capita	0.06 - 0.08	0.02 - 0.03
Lodo primario + lodo de filtro biológico, m ³ /per capita	0.06 - 0.14	0.02 - 0.04
Alimentación de lodos concentración de sólidos % peso seco	2 - 4	4 - 6
Sólidos digeridos concentración en el dren, % de peso seco	4 - 6	4 - 6

CARACTERÍSTICAS DEL SOBRENADANTE DE UN DIGESTOR ANAEROBIO, TRATANDO LODO PRIMARIO MAS LODO ACTIVADO ESPESADOS.

PARAMETRO	CONCENTRACION, mg/l
Sólidos totales	3 000 - 15 000
DBO ₅	1 000 - 10 000
COD	3 000 - 30 000
Nitrogeno amoniacal como N	400 - 1 000
Fosforo total como P	300 - 1 000

PARÁMETROS DE DISEÑO PARA DIGESTORES AEROBIOS.

PARAMETRO	VALOR	OBSERVACIONES
Tiempo de retención de sólidos, d.		
Solo lodo activado	10 - 15	Dependiendo de la temperatura, tipo de lodo, mezcla, etc. la edad del lodo puede alcanzar de 10 a 40 d
Lodo de primario mas lodos activados o lodo primario	15 - 20	
Volumen requerido, m ³ /per capita.	0.085 - 0.113	
Carga de sólidos volátiles		
Kg/m ³ ·d	0.384 - 1.600	Depende de la temperatura, tipo de lodo mezcla etc
Requerimientos de aire		Suficiente para mantener los solidos en suspension y mantener un OD de 1 a 2 mg/l
Sistema de burisores Solo lodo activado - m ³ /m ³ ·min Lodo de primario - LA - m ³ /m ³ ·min	0.020 - 0.035 > 0.05	
Sistema mecanico, kw/m ³	0.0263 - 0.0329	
Oxigeno disuelto minimo, mg/l	1.0 - 2.0	
Temperatura, °C	> 15	Si la temperatura del lodo es menor a 15 °C se debera adicionar tiempo de retencion adicional
Por ciento de reduccion de SSV	35 - 50	
Diseño del tanque	Los tanques de digestion aerobica son abiertos y generalmente no requieren de equipo especial de transferencia de calor o aislamiento. Para sistemas de tratamiento pequeños 44 l/seg. o menos el diseño del tanque debera ser suficientemente flexible para que el digestor pueda funcionar como unidad de espesamiento	
Requerimientos de energia, kW por 10,000 de poblacion equivalente	6 - 7.5	

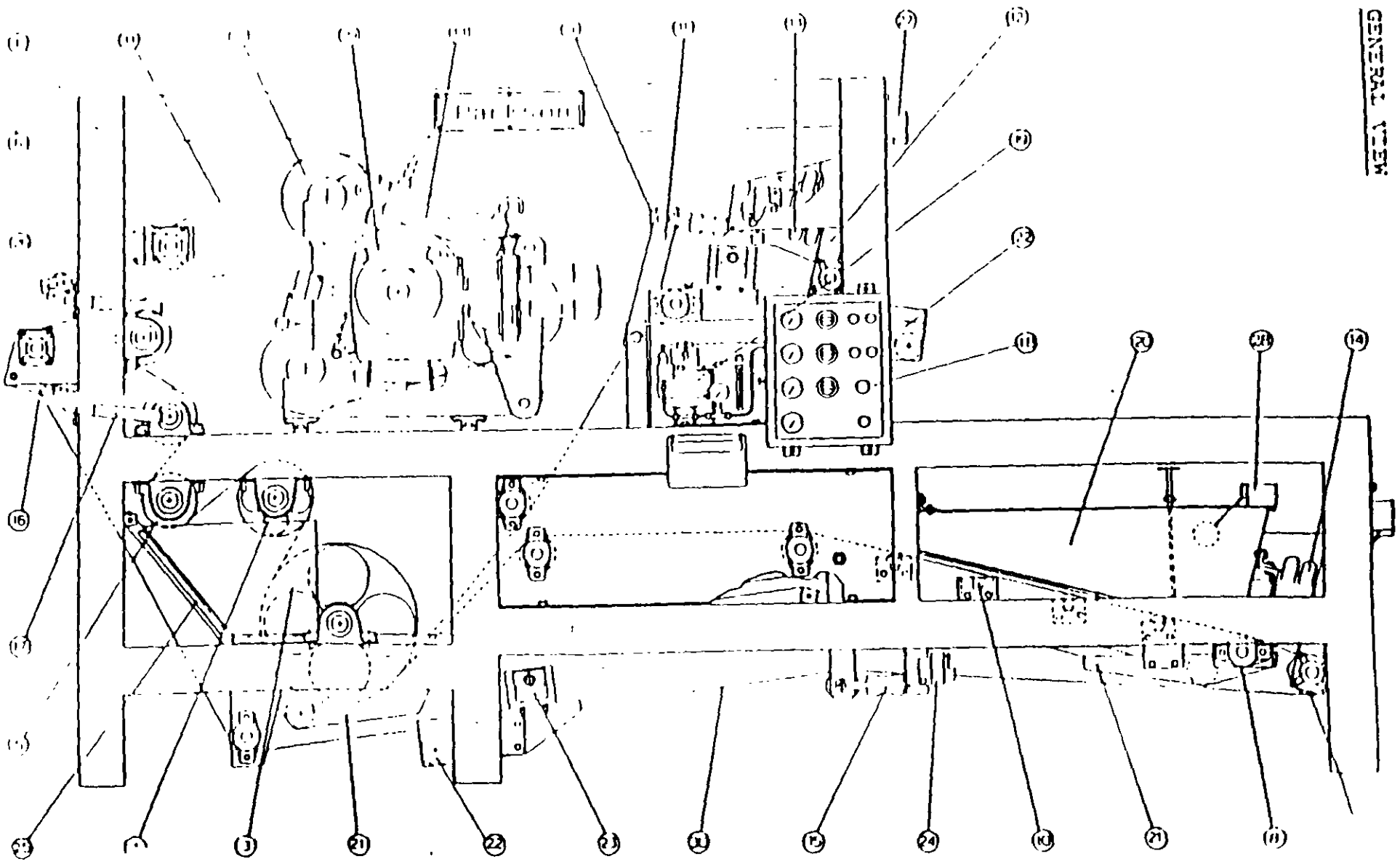
CARACTERÍSTICAS DEL SOBRENADANTE DE UN DIGESTOR AEROBIO.

PARAMETRO	RANGO	TIPICO
pH	5.9 - 7.7	7.0
DBO ₅	9 - 1.700	500
DBO ₅ soluble	4 - 183	57
DOO	288 - 8.140	2.600
SST	46 - 11.500	3.400
N Kjeldahl	10 - 400	170
P total	19 - 241	98
P soluble	2.5 - 64.0	20

VENTAJAS Y DESVENTAJAS EN EL USO DE LECHOS DE SECADO

VENTAJAS	DESVENTAJAS
CUANDO HAY TERRENO DISPONIBLE EL COSTO DE INVERSION ES BAJO	REQUIERE DE MÁS TERRENO QUE LOS DEMAS METODOS MECANICOS
MINIMO DE OPERACION	FALTA DE BASES PARA UN DISEÑO DE INGENIERIA ADECUADO
BAJO CONSUMO DE ENERGIA	PARA EVITAR OLORES REQUIERE DE LODO BIEN ESTABILIZADO
POCOSENSIBLE A LAS VARIACIONES DE LA CALIDAD DEL LODO	SISTEMA AFECTADO POR CONDICIONES CLIMATOLGICAS
NO REQUIERE DE PRODUCTOS QUIMICOS	PARA LA REMOCION DEL LODO REQUIERE DE LABOR INTENSA
ALTO CONTENIDO DE LODOS EN LA TORTA DE LODO	

1. GENERAL VIEW





**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO EN MANEJO INTEGRAL DE
AGUAS MUNICIPALES**

**MÓDULO IV
CA 086**

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

TEMA

TABLE 10-16 TYPICAL TREATABILITY CONSTANTS

**EXPOSITOR: DR. PEDRO MARTÍNEZ PEREDA
PALACIO DE MINERÍA
JULIO DEL 2002**

TABLE 10-16
Typical treatability constants for
20-foot tower trickling filter packed
with plastic media^a

Type of wastewater	Treatability constant, k , gal/min ^{0.5} ft
Domestic	0.065–0.10
Domestic and food waste	0.060–0.08
Fruit-canning wastes	0.020–0.05
Meat packing	0.030–0.05
Paper mill wastes	0.020–0.04
Potato processing	0.035–0.05
Refinery	0.020–0.07

^a Data are for 20°C.

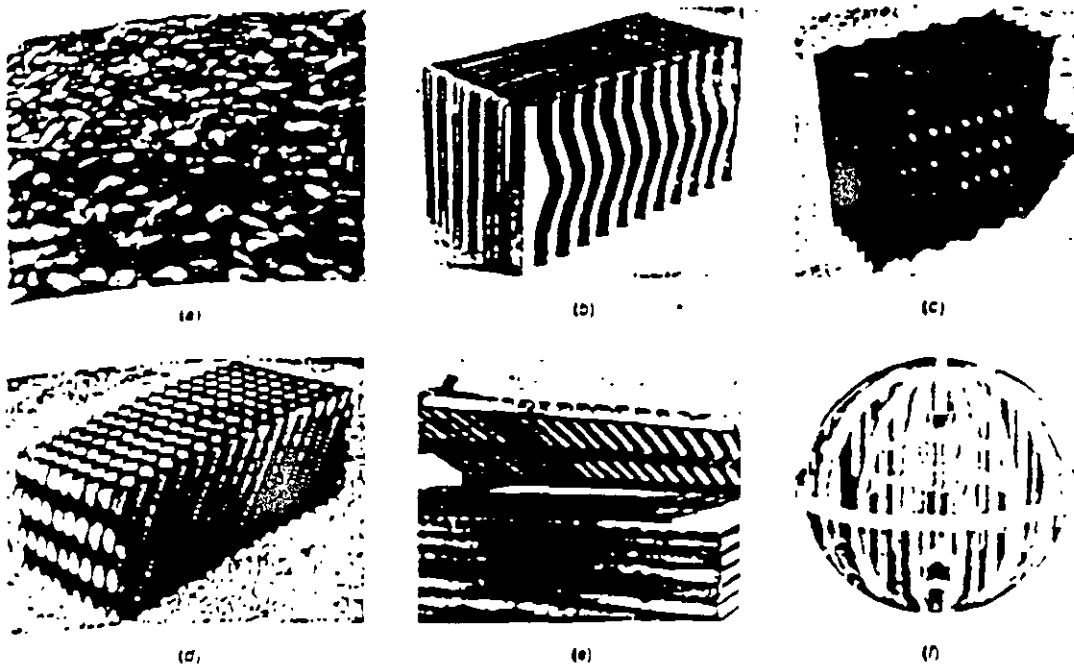


FIGURE 10-3^a
 Typical packing media for trickling filters: (a) rock, (b) and (c) plastic-vertical flow, (d) plastic-cross flow, (e) redwood horizontal, and (f) random pack. (Figs. (c) and (d), from American Surpac Corp. and from National Microfilm, and (f) from Jaeger Products, Inc.)

TABLE 10-15
 Physical properties of trickling-filter media^b

Media	Nominal size, in	Mass/unit volume, lb/ft ³	Specific surface area, ft ² /ft ³	Void space, %
Rock				
Small	1-2.5	76-90	17-21	40-50
Large	4-6	50-62	12-50	50-60
Blast furnace slag				
Small	2-3	56-75	17-21	40-50
Large	3-6	50-62	14-18	50-60
Plastic				
Conventional	21 × 24 × 12 ^c	2-6	24-30	50-67
High-specific surface	21 × 24 × 12 ^c	2-6	30-60	50-67
Redwood	40 × 48 × 2 ^c	9-11	12-15	70-80
Random pack ^d	1-2.5	9-6	30-25	50-95

^a Adapted in part from Ref. 22.

^b Module size.

1 ft = 12 in = 304.8 mm
 1 lb = 453.6 g
 1 ft³ = 0.0283168 m³
 1 ft² = 0.092903 m²

TABLE 10-13
Typical design information for trickling filters^a

Item	Low-rate	Intermediate rate	High-rate	Super high-rate	Roughing	Two-stage
Filter medium ^b	Rock, slag	Rock, slag	Rock	Plastic	Plastic, reewood	Rock, plastic
Hydraulic loading, gal/ft ² · min	0.02–0.06	0.06–0.16	0.16–0.64	0.2–1.20	0.6–3.2	0.16–0.64
Mgal/acre · d	1–4	4–10	10–40	15–90	50–200 ^c	10–40 ^c
BOD ₅ loading, lb/10 ³ ft ³ · d	5–25	15–30	30–60	30–100	100–500	60–120
, kg	6–8	6–8	3–6	10–40	15–40	6–8
Recirculation ratio	0	0–1	1–2	1–2	1–4	0.5–2
lies	Many	Some	Few	Few or none	Few or none	Few or none
Sloughing	Intermittent	Intermittent	Continuous	Continuous	Continuous	Continuous
BOD ₅ removal efficiency, %	80–90	50–70	65–95	65–80	40–65	85–95
Affluent	Well-nitrified	Partially nitrified	Little nitrification	Little nitrification	No nitrification	Well-nitrified

^a Adapted in part from Feltz, 36 and 62.

^b See Table 10-15 for physical characteristics of various filter mediums.

^c Does not include recirculation.

Note: ft × 0.3048 = m

gal/ft² · min × 58.6740 = m³/m² · d

Mgal/acre · d × 0.0354 = m³/m² · d

lb/10³ ft³ · d × 0.0160 = kg/m³ · d

EJEMPLO DE DISEÑO DE FILTROS ROCIADORES

DATOS

$$Q = 100 \text{ l/seg} = 8640 \text{ m}^3/\text{d} = \underline{1585.04} \text{ gal/min}$$

$$S_i = \text{DBOSINF} = \underline{250} \text{ mg/l}$$

$$S_e = \text{DBO5EFL} = \underline{30} \text{ mg/l}$$

$$D = \text{profundidad del tanque} = 4\text{m} = \underline{13.12} \text{ ft}$$

$$\text{Temperatura} = \underline{18^\circ\text{C}}$$

$$K_{20} = \text{constante de reacción a } 20^\circ\text{C} = \underline{0.085}$$

SOLUCION

Se utilizará la expresión propuesta por Metcalf and Eddy

$$S_e / S_i = \exp [- K_{20} D (Qv)]^{-n} \dots\dots\dots (1)$$

Sustituyendo $Qv = Q / A$, y despejando A , se tiene :

$$A = Q \left[\frac{-\ln S_e / S_i}{K_{20} D} \right]^{1/n} \dots\dots\dots (2)$$

Seleccionando un valor de $K=0.085 \text{ gal} / \text{min}^{0.5} \text{ ft}$ para aguas residuales domésticas.

Corrigiendo por profundidad.

$$K_2 = K_1 \left[\frac{D_1}{D_2} \right]^x$$

$$K_{13.12} = 0.085 \left(\frac{20}{13.12} \right)^{0.5} = \underline{0.1049}$$

Para considerar el efecto de la temperatura en la constante de reacción, se utiliza la ecuación de Van't Hoff-Arrhenius

$$K_T = K_{20} \varnothing^{(T-20)} \dots\dots\dots (3)$$

para temperaturas entre 20° y 30° C, \varnothing es alrededor de 1.056

para temperaturas entre 4° y 20° C, \varnothing es alrededor de 1.135

Para el ejemplo se tomará $\phi = 1.1$

por lo que

$$K_{18} = K_{20} (1.1)^{(18-20)}$$

$$K_{18} = 0.1049 (1.1)^{(-2)} = \underline{0.0867}$$

Sustituyendo los valores correspondientes en la ecuación (2) se tiene:

$$A = 5508 \text{ ft}^2 ; \text{ Diámetro} = \underline{83.74 \text{ ft}}$$

$$\text{Diámetro comercial} = \underline{85 \text{ ft}}$$



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO EN MANEJO INTEGRAL DE
AGUAS MUNICIPALES**

**MÓDULO IV
CA 086**

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

TEMA

**RIESGOS DE LA SALUD CON LA CONTAMINACIÓN DEL
AGUA**

**EXPOSITOR: M. EN C. EDUARDO IZURIETA RUIZ
PALACIO DE MINERÍA
JULIO DEL 2002**

RIESGOS DE LA SALUD CON LA CONTAMINACION DEL AGUA *

Desde hace muchos años atrás el hombre notó la estrecha relación que existe entre la calidad del agua que consume, la calidad del ambiente y las condiciones de la salud humana.

Se citan a continuación algunas enfermedades, denominadas de origen hídrico, o aquellas que se originan por la ingestión de agua contaminada de aquellas que se producen por contacto con aguas contaminadas, por falta total ó parcial de agua para mantener la higiene personal o--aquellas que son transmitidas por vectores que crecen en el ambiente acuático.

Enfermedades transmitidas a través del agua.

Ingestión

- 1.- Enfermedades entéricas
- 2.- Varios agentes etiológicos (microorganismos, virus)
- 3.- Forma de transmisión: Fecal-Oral
- 4.- Los animales también transmiten enfermedades a través de ratas y otros animales que contaminan el agua (orina) como la filaria.
- 5.- Amibiasis (disentería amébrica)
 - Afecta al 10% de la población mundial
 - En lugares con saneamiento deficiente afecta al 50% y más de la población.
 - Responsable de abceso al hígado y peritonitis
 - Agente entameba histolytica.

(*) Este material fué preparado por el Ing. Edmundo Izurieta R.,
Profesor del Departamento de Ingeniería Ambiental, DEPFI.

- 6.- Disentería bacilar (Shigelosis)
 - Aislado el agente por Kiyoshi Shiga
 - Con pocas bacterias ingeridas se produce la enfermedad

- 7.- Cólera
 - Enfermedad aguda
 - Agente un bacilo (vibrio cholerae)
 - Produce una toxina proteica
 - Es enfermedad endémica. Fue pandémica entre 1961 y 1975
 - Saneamiento deficiente responsable

- 8.- Enfermedades diarréicas
 - Son varios los agentes incluyendo el virus
 - El rol de la Escherichia Coli, ahora es más importante que antes
 - Se transmiten por agua y alimentos (lavado de las manos)

- 9.- Virus
 - Hay virus entéricos en el agua (100 tipos)
 - Virus de la polio, hepatitis, gastroenteritis

- 10.- Fiebre tifoidea
 - agente infeccioso: bacilo Salmonela Typhi
 - Desde hace 150 años se sabe que es transmitida por el agua
 - Hay varios agentes responsables
 - Agua y alimentos juegan papel importante

- 11.- Salmonelosis
 - Enfermedad aguda
 - Hay 100 serotipos, el más común Salmonella Typhimurium
 - Tifoidea y paratifoidea son salmonelosis
 - Contaminación fecal del abastecimiento de agua es responsable de la transmisión

12.- Filariasis

- La filaria es una lombriz parásita que penetra por la piel y se aloja en la parte posterior de la pierna originando una úlcera (Dracunculus Medinensis)
- La úlcera en contacto con el agua descarga larvas que infectan --- un pequeño crustáceo (ciclópodo). El agua contaminada es consumida (se estiman 25 millones enfermos)

13.- Cancerígenos

- Responsables pequeñas cantidades de compuestos orgánicos
- Cloroformo (subproducto de la cloración)
- Trihalometanos (THM) responsables del cáncer a la vejiga

Enfermedades producidas por contacto con el agua

1.- Esquistosomiasis

- Se la llama Bilharziasis, fiebre del caracol (Dr. T. Bilharz)
- Enfermedad parasitaria. Lombriz (Schistosoma). Hay varias especies
- Primero infecta a un huésped (caracol) para luego infectar al ----- hombre. Se necesita estar en contacto con el agua
- La lombriz hembra deposita huevos en el cuerpo humano dañando -- hígado, bazo, úlceras, parálisis, vejiga
- El ciclo es parásito (cercaria), caracol, hombre. Para controlar la -- enfermedad hay que erradicar el caracol

Enfermedades por higiene insuficiente (falta de agua)

1.- Enfermedades de la piel

- Sarna (sarcoptes scabies)
- Tiña (hongos en cabello, piel, uñas)
- Enfermedades transmitidas por piojos

2.- Otras como frambesia, pinto y sífilis endémica

- No se transmiten sexualmente
- La incidencia disminuye con la higiene y nivel de vida

3.- Tracoma

- Ojo irritado (griego)
- Chlamydia Trachomatis

Enfermedades por vectores mosquitos

1.- Mosquitos, garrapatas, jejenes, culicoides (artrópodos) que se alimentan de sangre transmiten un virus ((arbovirus)

- Se han clasificado más de 300 arbovirus, 100 de éstos infectan al --- hombre
- Son causantes de patología con fiebre y erupciones, como: Dengue-- (debilitamiento, dolor articulaciones, hemorragias) fiebre amarilla:--- infecciosa aguda, grave, corta duración
- Mosquitos responsables aedis aegypti
- Haemogogus (f. selvática)
- Malaria: Enfermedad relacionada con el agua y transmitida por vectores (mosquito hembra generó anofeles) Enfermedad infecciosa causada por protozoarios (4 del género plasmodio)
- Oncocercosis: causado por una lombriz filarial (Onchocerca volvulus), transmitida por un mosquito (simulum) la enfermedad es llamada --- "Ceguera de los ríos"

En los capítulos anteriores se han presentado los riesgos que tiene la salud humana frente a los contaminantes biológicos, a continuación un resumen de los efectos a algunos contaminantes orgánicos e inorgánicos, los que produ-

cen serias alteraciones de las características del medio acuático.

Para abundar en información se anexa una publicación de la Organización Mundial de la Salud (OMS), titulada "Riesgo del Ambiente Humano para-- la Salud". en el capítulo 2, EL AGUA.



***ASOCIACION DE INGENIEROS
SUBSECRETARIA DE SANEAMIENTO
AMBIENTAL***

**CICLO DE CONFERENCIAS SOBRE PROCESOS DE
TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES**

Ing. Edmundo Izurieta

*Ex - Consultor de la Organización Panamericana de la Salud
Ex - Profesor de la División de Estudios Superiores, Facultad de
Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México*

20 al 26 de Mayo - 1 al 5 de Junio de 1998
Quito - Ecuador

CHARLAS QUE PODRIA SUSTENTAR EN QUITO EL ING. E. IZURIETA

1. TRATAMIENTO BIOLOGICO DE AGUAS RESIDUALES

- | | |
|---|-----------------|
| 1.1 Lagunas de estabilización: teoría, modelos y ejercicios | 6 horas |
| 1.2 Lagunas mecánicamente aireadas: teoría, metodología matemática y dos ejercicios | 4 horas |
| 1.3 Filtros rociadores: teoría, 3 modelos y varios ejercicios | 4 horas |
| 1.4 Biodiscos: teoría, modelo | 2 horas |
| 1.4 Zanja de oxidación: teoría y modelo matemático | 1 1/2 a 2 horas |
| 1.5 Introducción a lodos activados: teoría y breve explicación matemática. | 2 horas |
| 1.6 Introducción al tratamiento anaerobio | 2 a 3 horas |
| 1.7 Introducción a la estabilización de lodos | 1 1/2 horas |
| 1.8 La problemática de la contaminación del agua (introducción). | 1 1/2 a 2 horas |
| 1.9 Tratamiento de aguas residuales en localidades pequeñas: teoría y ejercicios | 1 1/2 a 2 horas |

2. REVISION DEL PROBLEMA DE LA CONTAMINACION DE CURSOS DE AGUA

2 horas

3. REVISION DE LOS CONCEPTOS FUNDAMENTALES DE HIDRAULICA APLICADOS A PLANTAS DE TRATAMIENTO.

2 O 2 1/2 horas

4. EVALUACION DE IMPACTO AMBIENTAL. INTRODUCCION.

3 o 4 horas

Nota: indicar el número del tema de interés.



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO EN MANEJO INTEGRAL DE
AGUAS MUNICIPALES**

**MÓDULO IV
CA 086**

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

TEMA

**AGUAS RESIDUALES: INDICADORES, PARÁMETROS DE
CALIDAD Y EFECTOS EN EL MEDIO AMBIENTE**

**EXPOSITOR: DR. PEDRO MARTÍNEZ PEREDA
PALACIO DE MINERÍA
JULIO DEL 2002**

CARACTERIZACION DE AGUAS RESIDUALES

Dr. Pedro Martínez Pereda.

1. GRADOS DE TRATAMIENTO DE 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 a 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

Tratamiento primario

- Tamizado
- Sedimentación
- Flotación
- Separación del aceite
- Igualación
- Neutralización

Tratamiento secundario

- Procesamiento de lodos activados
- Aeración prolongada (u oxidación total)

Estabilización por contacto

Otras modificaciones del proceso convencional para lodos activados: aeración 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 y ozonación

Proceso sonozónico

5. Planes de aguas residuales

Estos procesos de tratamiento se analizan en los siguientes capítulos. El enfoque que se utiliza se basa 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. Rr

zón 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 papel, cervecerías, curtidorías. A fin de obtener información sobre procesos específicos para el tratamiento de aguas residuales, el lector debe consultar a Eckenferder [3] y Nemerow [7].

Las normas de la calidad del agua generalmente se basan en alguno 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 de agua para diversos usos y aplicables 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 y (4) aguas pluviales y escurrimientos urbanos. Aun 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 (por 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. La

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. ASPECTO ECONOMICO 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 (US), 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 tiene en la planta (sección 2.5). La selección de la relación óptima de reciclado para cada aplicación específica implica un balance económico en el que se tienen que considerar tres factores [3], a saber: (1) costo del agua cruda utilizada en la planta; (2) costo del tratamiento 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); y (3) costo del tratamiento del agua residual antes de descargarla al agua receptor es decir, en un río.

En el ejemplo 1.1 se ilustra este balance económico.

EJEMPLO 1.1 [3]

Una planta usa 10 000 gal/h de agua para el proceso con una concentración máxima de contaminantes de 1 lb por 1 000 gal. El suministro de agua cruda tiene una concentración de contaminantes de 0.5 lb/1 000 gal. Optimice un sistema de reutilización del agua para esta planta basándose en el costo del agua cruda, \$0.20/1 000 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): 1 00

gal/h de agua; (2) adición de contaminantes (corriente Y de la figura 1.3): 1000 lb/h de contaminante; y (3) descarga máxima permitida al agua receptora: 20 lb/h de 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 reciclado 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 (10 000 gal/h). A continuación, calcule la recirculación:

$$R = (0.7) (A) = (0.7) (10\,000) = 7\,000 \text{ gal/h [corriente}$$

Así, la corriente R de la figura 1.3 también corresponde a un caudal de 7 000 gal/h, puesto que el caudal volumétrico

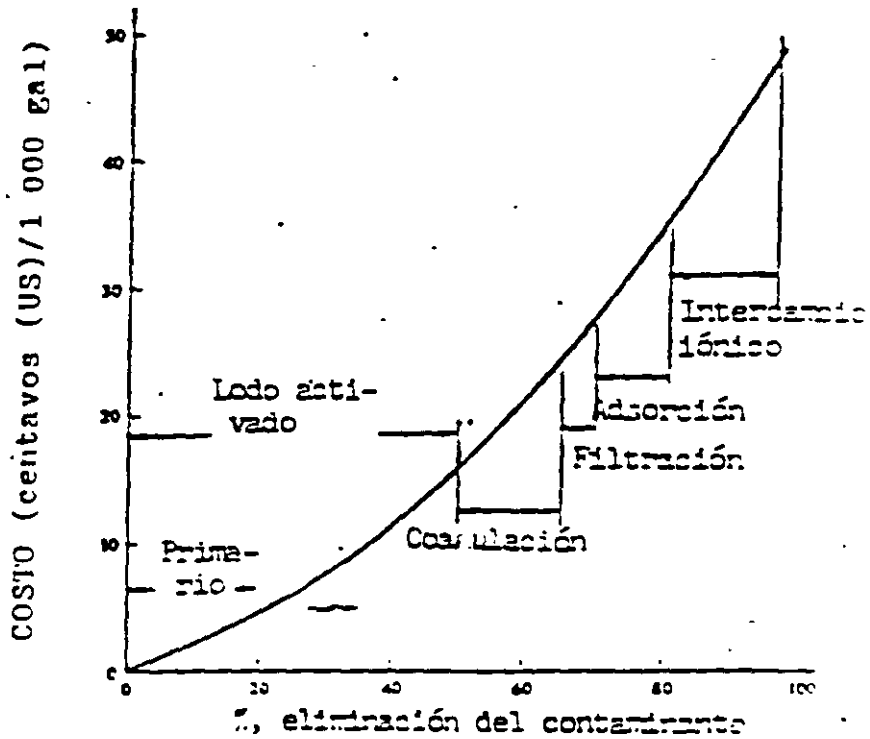


FIGURA 1. Relación entre el costo total y el tipo de tratamiento [3].

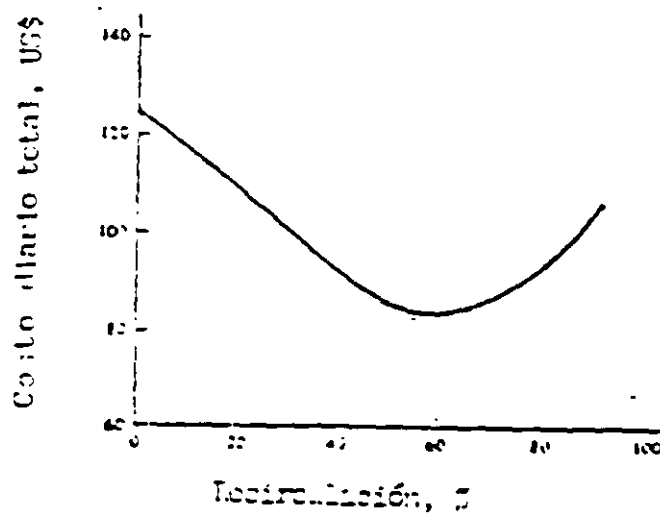


FIGURA 1.4. Relación entre el costo total diario del agua y la recirculación de un residual tratada para su reutilización [3].

del contaminante eliminado [corriente 1] es insignificante.

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

$$P = A - R = 10\ 000 - 7\ 000 = 3\ 000\ \text{gal/h}$$

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.

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 fluye a una corriente con un flujo volumétrico de 100 pies³/seg. Las alteraciones ambientales más comunes son la reducción de la concentración de oxígeno disuelto (OD) 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 como la curva del oxígeno disuelto, que es una gráfica de la concentración del oxígeno disuelto (mg/litro) 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 cero representan millas corriente abajo del punto en que se descarga el drenaje. Se presupone que hay un mezclado total y que la temperatura del agua 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 del deslizamiento del OD está en términos de mg/litro de oxígeno disuelto. La forma de la curva del deslizamiento del OD, corriente abajo 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 reaeración natural. La figura 1.5 muestra que la curva de deslizamiento del oxígeno llega a un punto bajo aproximadamente a 27 millas corriente abajo del punto de descarga del drenaje, correspondiente a 2 ½ días de flujo y un OD como de 1.5 mg/litro.

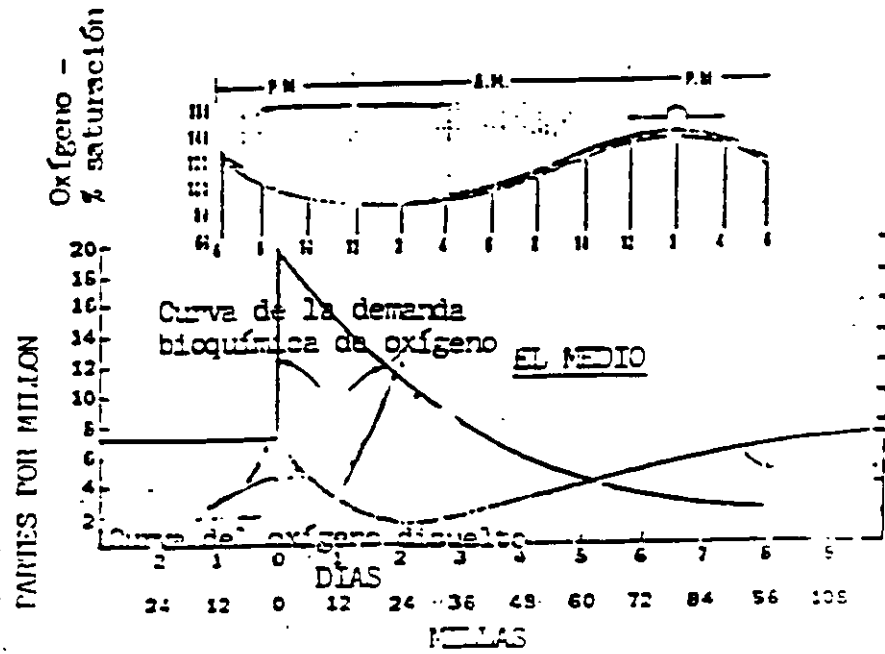


FIGURA 1.5 Curvas del OD y de la DBO correspondiente a una corriente [1].

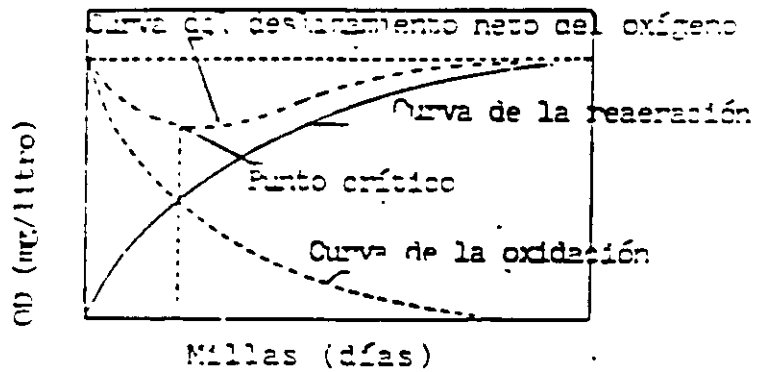


FIGURA 1.6 Curva del desajuste del oxígeno

Este proceso de desoxigenación reduciría el OD a cero en 1½ días-flujo, aproximadamente, en caso de que en la operación no existiera ningún factor que reintegrara el oxígeno al agua. El punto del río en el que el OD desaparecería 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/litro.

Si la población de la ciudad es bastante constante durante el año y si el caudal es relativamente invariable, el punto bajo de la curva del deslizamiento del OD 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 reaeración 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 reaeración 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 me-

dio 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.

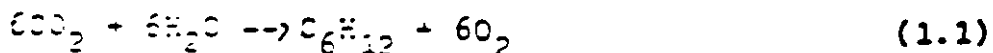
La otra curva, ilustrada en la figura 1.5, corresponde a la demanda bioquímica de oxígeno (DBO). En el capítulo 2, sección 2.3, se comenta este importante parámetro. La demanda bioquímica de oxígeno se usa como medida de la cantidad de oxígeno requerido para la oxidación a través de la acción bioquímica 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, 2 mg/litro), puesto que no hay una gran cantidad de materia orgánica que consuma oxígeno. Posteriormente la DBO aumenta abruptamente en el punto cero (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 2 mg/litro 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 vice versa.

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

6.2 EFECTO 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 declinamiento 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 supersatura 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 vivientes de la corriente. Esto 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 O_2 y se libera CO_2 . 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 a 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 CARBONADA 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

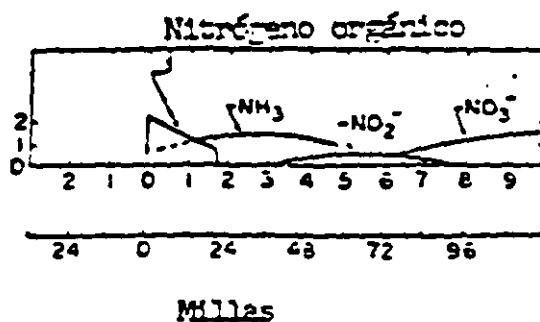


FIGURA 1.7 Descomposición aeróbica de la materia orgánica nitrogenada [1].

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 a amoníaco, nitrito y finalmente nitrato. Se lleva a cabo un alto consumo inicial de oxígeno cuando las bacterias se alimentan de compuestos proteínicos disponibles en las aguas corriente arriba debido 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 7 mg/litro, aproximadamente.

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-}

Anaeróbica (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 fósforo de las proteínas cloacales causan problemas especiales 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 (ríos, arroyos), crecen capas aterciopeladas verdes sobre las piedras y posiblemente largas guías, conocidas popularmente como trenzas de sirena, que ondean en la corriente. Estos crecimientos son atractivos y constituyen, asimismo, una selva miniatura en la que la vida animal de diversos tipos se devora entre sí, y los sobrevivientes crecen hasta llegar a ser alimento para los peces. Sin embargo, si el agua es tranquila (por ejemplo, lagos), se estimula el crecimiento de tipos de algas sumamente innumerables. Estas algas tornan el agua verde, color enfocado, 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 contra distancia desde 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 también 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 30, 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. Pueden cubrir

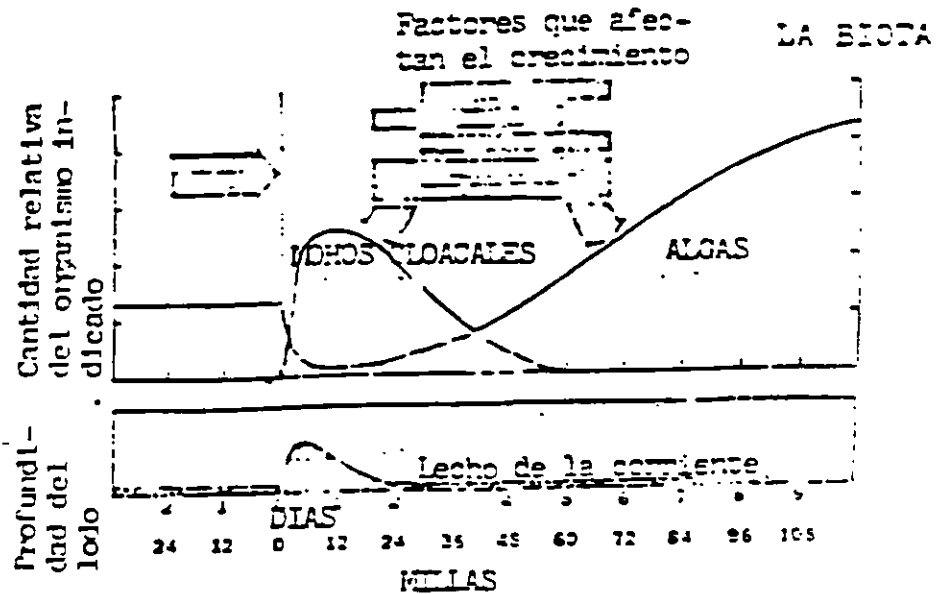


Figura 1.6 Depósitos de lodos y plantas acuáticas [1].

las rocas marginales en capas resbalosas y producir olores desagradables durante su descomposición estacional.

Las algas empiezan a aumentar en número más o menos a partir de la milla 36. El plancton o las formas libremente flotantes comienzan a volverse uniformemente más abundantes. Constituyen un excelente suministro alimentario para los animales acuáticos y también les sirven como protección. Así, 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 1.7 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 y rotíferos y crustáceos.

Después de introducirse a la corriente con el drenaje, las bacterias se reproducen y se vuelven abundantes, alimentándose en 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 ingerencia predatoria de los protozoarios. Aproximadamente a 2 días flujo, más o menos 24 millas corriente abajo del punto cero, 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 cero, 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 sucesión 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 de una planta tratadora de aguas cloacales moderna. De hecho, la corriente se puede considerar como una planta tratadora natural de las aguas cloacales.

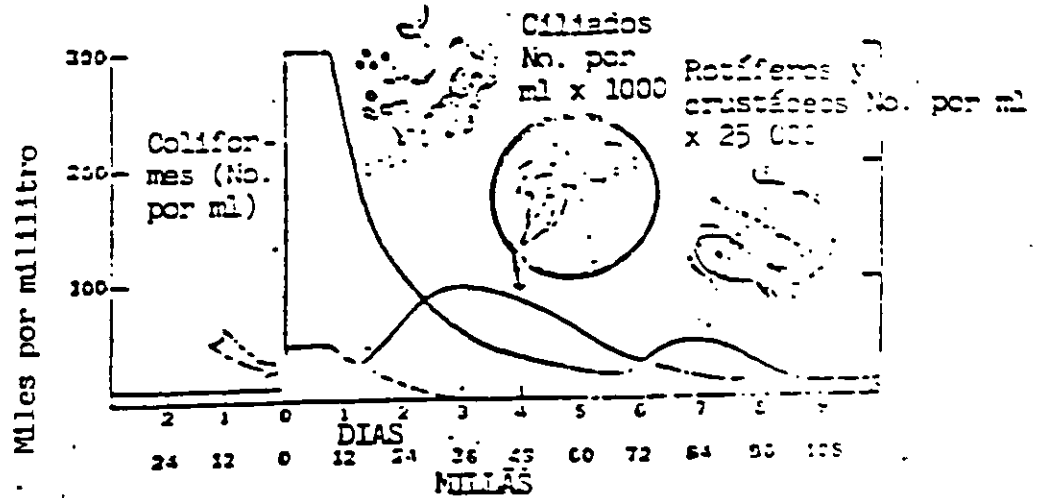


FIGURA 1.9 Las bacterias prosperan y finalmente se vuelven presa de los ciliados, que, a su vez, son alimento para rotíferos y crustáceos [1].

La estabilización del drenaje en una planta es más 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.

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 variación, es decir, los números de especies de organismos que se encuentran bajo diferentes grados de conta-

minación. 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 especial

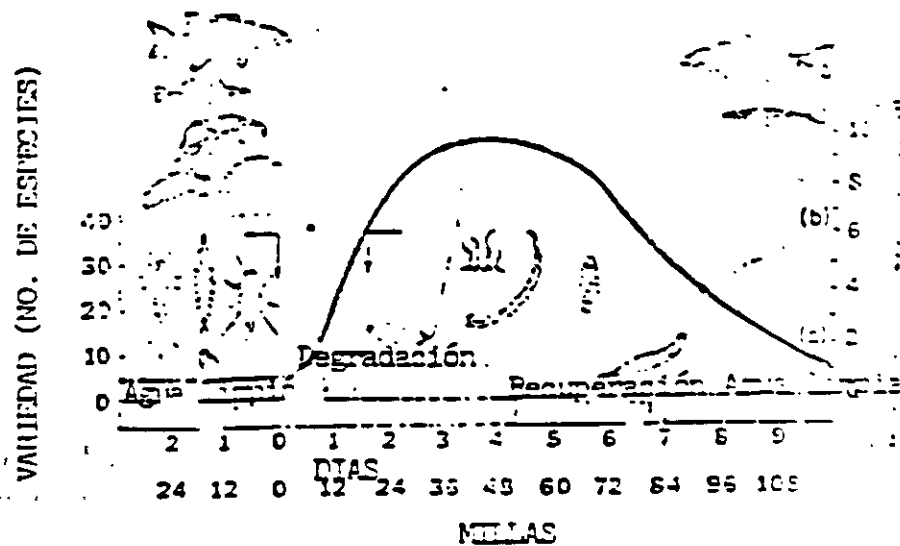


FIGURA 1.10 La curva (a) ilustra las fluctuaciones en número de las especies; (b) las variaciones en número de cada especie [1].

mente bien adaptados a la vida en depósitos de lodo espeso y a las condiciones de bajo contenido de oxígeno disuelto. Las cresas colas 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.

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

$$SDI = (\underline{S} - \underline{I}) \log \underline{I} \quad (1.2)$$

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 más alto sea su valor, más productivo será el sistema acuático. Su valor disminuye al aumentar la contaminación.

7. EUTROFICACION [4]

La eutroficación es el proceso natural del envejecimiento de un lago, Avanza no importa cuáles 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 mesotró-

fico (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 plantas acuáticas más altas utilizan parte de los nutrientes que fluyen, crecen en forma abundante y, a su vez, atrapan los sedimentos. 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 es, 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 y (3) aguas meteorológicas. Las aguas superficiales incluyen las aguas corrientes (por ejemplo, ríos), océanos, lagos, aguas empalsadas. Las aguas corrientes, su-

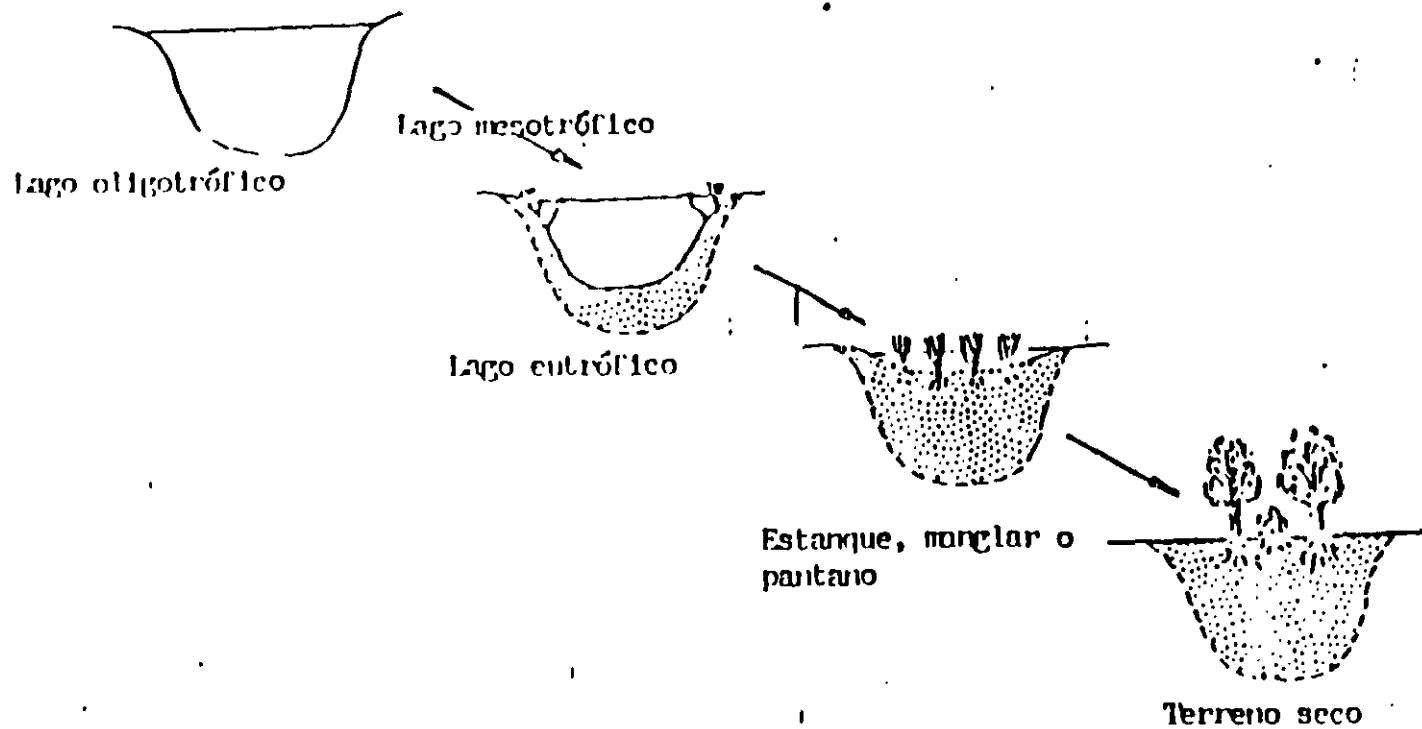


FIGURA 1.11 Eutroficación -- el proceso de envejecimiento por sucesión ecológica [4]. (Reimpreso con autorización. Copyright de American Water Resources Association.)

jetas 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 y (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 su posible efecto tóxico y no el agotamiento del oxígeno. Sin embargo, hay casos en los que los compuestos inorgánicos ejercen una demanda de oxígeno, contribuyendo así al agotamiento del oxígeno. Los sulfitos y los nitritos, por ejemplo, consumen oxígeno, oxidándose a sulfatos y nitratos, respectivamente [ecuaciones (1.3) y (1.4)].



tiene lugar en el AquaRator es más vigorosa que la oxidación con dicromato y, por 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 $(r+d)$ 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 el que se puede 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 BIQUÍMICA DE OXÍGENO (DBO)

La demanda biológica 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 biológica aeróbica. La demanda de oxígeno de las aguas residuales lo ejercen tres clases de materiales: (1) materiales orgánicos carbonosos, utilizables como fuente de alimento por los organismos aeróbicos; (2)

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 utilizarla 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 sulfonato de alquibenceno (ABS) que constituyen las causas importantes de la formación de la espuma]; y (5) radiactividad.

Los contaminantes biológicos son 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. 5.16 (1969)
5. Klei, W.E., y Sundstrom, 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.

2CARACTERIZACION 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 del oxígeno como parámetro
 - 2.1 Demanda teórica de oxígeno (DTO)
 - 2.2 Demanda química de oxígeno (DQO)
 - 2.3 Demanda bioquímica de oxígeno (BEO)
 - 2.4 Demanda total de oxígeno (DTO)
3. Medición del contenido orgánico: Grupo 2 -- Métodos del carbono como parámetro
 - 3.1 Método de oxidación húmeda para obtener el CTO
 - 3.2 Determinaciones del analizador de carbono
 - 3.3 Demanda de oxígeno -- correlación del carbono orgánico
4. Modelo matemático para la curva de la BEO
5. Determinación de los parámetros k y t .
 - 5.1 Método de la diferencia logarítmica
 - 5.2 Método de los momentos
 - 5.3 Método gráfico de Thomas
6. Relación entre k y la relación BEO_s/BEO_{∞}
7. Efectos ambientales sobre la prueba de la BEO

- 7.1 Efecto de la temperatura
- 7.2 Efecto del pH
- 8. Nitrificación
- 9. Evaluación de la factibilidad del tratamiento biológico para un agua residual industrial
 - 9.1 Introducción
 - 9.2 Respirómetro de Warburg
 - 9.3 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. MEDICION DE LA CONCENTRACION 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, si no 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 agua:

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 están descritos en las secciones 2 y 3. Los métodos analíticos para los contaminantes inorgánicos 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 presta atención especial a la demanda bioquímica de oxígeno (DBO) de las aguas residuales. Se comenta un modelo 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 11.

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

GRUPO 1. Métodos del oxígeno como parámetro

1. Demanda teórica de oxígeno (DT)

2. Demanda química de oxígeno (DQO) [método estándar de oxidación del dicromato; prueba de oxidación del permanganato; pruebas rápidas de la DQO; métodos instrumentales de la DQO ("AquaRator")].
3. Demanda bioquímica de oxígeno (DBO) (métodos de dilución; 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 -- METODOS DEL OXIGENO COMO PARAMETRO

2.1 DEMANDA TEORICA DE OXIGENO (DOT)

La demanda teórica de oxígeno (DOT) corresponde a la cantidad estequiométrica de oxígeno requerida para oxidar totalmente un compuesto dado. En general se expresa en miligramos de oxígeno requerido por litro de solución; es un valor calculado y sólo 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 DDT, consideremos en caso sencillo de una solución acuosa de una sustancia pura: una solución de 1 000 mg/litro de lactosa. La ecuación (2.1)* corresponde a la oxidación completa de la lactosa.



Peso molecular:

30 32

El valor de la DDT se obtiene fácilmente a partir de un cálculo estequiométrico, basado en la ecuación (2.1):

$$\frac{30 \text{ (peso lactosa)}}{1000} = \frac{32 \text{ (peso } O_2\text{)}}{DDT}$$

$$\therefore DDT = (32/30) \cdot 1000 = 1067 \text{ mg/litro}$$

2.2 DEMANDA QUÍMICA 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 ($C_6H_{12}O_6$). Al multiplicar esta unidad por un factor de 10, se obtiene $C_{12}H_{24}O_{12}$, que es la fórmula molecular de la lactosa.

orgánica de una muestra que es susceptible a la oxidación del permanganato 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) estiquiométrica, el valor de la DQO no puede ser igual a la DCT.

Las pruebas de la DQO estándar (secciones 2.2.1 y 2.2.2) dan valores que varían del 60 al 85% de la DCT, 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 DCT.

CUADRO 2.1

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

DCT	100
DTC	92
DQO (método estándar)	63
DQO (pruebas rápidas)	70
DBO ₂₀	
Con nitrificación	65
Suprimiendo la nitrificación	55
DBO ₅	
Con nitrificación	58
Suprimiendo la nitrificación	52

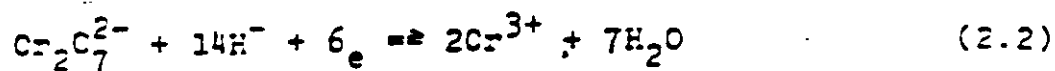
* (De la página anterior) Para los parámetros de carbono, el CTO representa un promedio como del 95% del carbono orgánico teórico (COT). Las relaciones entre la DCO y el COT se comentan en la sección 3.

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 para la DCO.

2.2.1. Método estándar de la oxidación del dicromato [5, 6, 13]

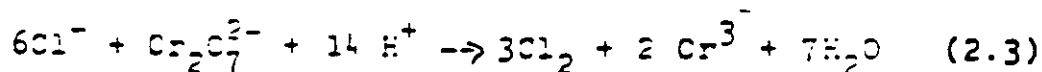
La prueba estándar del dicromato para la DCO es ampliamente usada para estimar la concentración de materia orgánica en aguas residuales. La prueba se lleva a cabo calentando bajo condiciones de reflujo total una muestra medida con un excedente conocido de dicromato potásico ($K_2Cr_2O_7$) en presencia 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 sul-

fato de ^{plata} cromo (Ag_2SO_4) como catalizador.

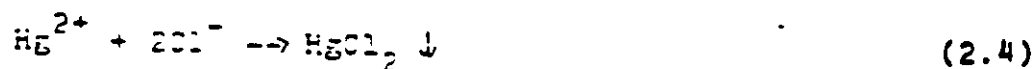


La medición se hace titulando el dicromato restante o haciendo una determinación colorimétrica del crómico verde producido. El método de la titulación es más exacto, pero más tedioso. El método colorimétrico, cuando se hace con un buen colorímetro fotoeléctrico o con un espectrofotómetro, es más rápido, 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 DCO, puesto que los cloruros 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 necesaria para o:

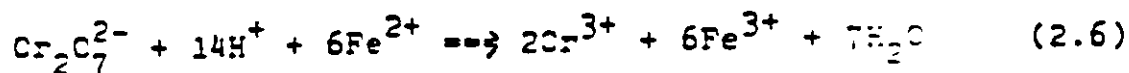
dar los ácidos y alcoholes de cadena recta. Si se agrega una cantidad insuficiente de HgSO_4 , el Cl^- excedente precipita el catalizador de Ag_2SO_4 , produciendo, por lo mismo, valores bajos para la prueba de la DQO. Esto corresponde a la siguiente reacción química [Ecuación (2.5)].



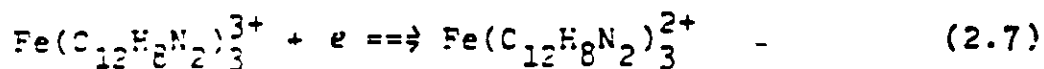
Se emplea sulfato ferroso de amonio estándar $[\text{Fe}(\text{NH}_4)_2(\text{SO}_4)_2 \cdot 6\text{H}_2\text{O}]$ para el método de la titulación. El sulfato ferroso estándar comúnmente pierde fuerza con la edad debido a su oxidación con aire. Se recomienda establecer una estandarización y hacer una corrección 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 la Hach Chemical Company, que se utiliza para la prueba de la DQO, se conserva en esta forma, de tal forma que no es necesario hacer ninguna estandarización posterior.

El procedimiento recomendado consiste en enfriar la muestra después de la digestión de dos horas con $\text{H}_2\text{Cr}_2\text{O}_7$, agregar cinco gotas de indicador de ferroína y titular con la solución estándar de sulfato de amonio ferroso hasta obtener un color rojo-café. El punto final es muy pronunciado. La solución de indicador de ferroína se puede comprar ya pre-

parada (es una solución acuosa de 1,10-monohidrato de fenantrolina y $\text{FeSO}_4 \cdot 7\text{H}_2\text{O}$). 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 formación 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
(azul claro)

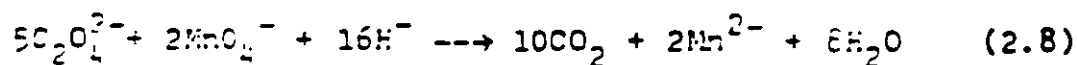
fenantrolina ferrosa
(rojo-café)

Los detalles concernientes 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 la prueba de la DQO se ve afectada por el tiempo del reflujo. El valor de la DQO obtenido aumenta con un tiempo de reflujo hasta de 7 horas o más; se recomiendan 2 horas como tiempo práctico de reflujo para el procedimiento estándar.

2.2.2 Prueba de oxidación con permanganato

Recomendada como método estándar hasta 1955, 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 en 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 titula con sulfato ferroso de amonio, como en el método estándar.

En esta prueba, el resultado de la DQO del lodo doméstico corresponde al 65%, aproximadamente, del 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, concesionado bajo licencia a la Precision Scientific 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 DBO, que típicamente varían en un $\pm 15\%$.

El AquaRator está diseñado para medir la demanda de oxígeno en el rango de 10-300 mg/litro. 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^{-6} litros ≈ 0.02 cm³), se homogeniza si fuera necesario, al

Precisión AquaRator. (Ver orificio para la inyección de la muestra, SIP). La muestra pasa por un horno de combustión (SF) con catalizador de platino) en una corriente de CO_2 seco que oxida los contaminantes a CO y H_2). 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 de platino. Se mide la concentración de CO en un analizador integral no dispersivo de rayos infrarrojos (IA), sensibilizado 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 la 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 purga de la entrada de la muestra.

La teoría del AquaRator ha sido comentada por Stenger y Van Hall [14, 15]. Las ecuaciones (2.9) y (2.10) indican

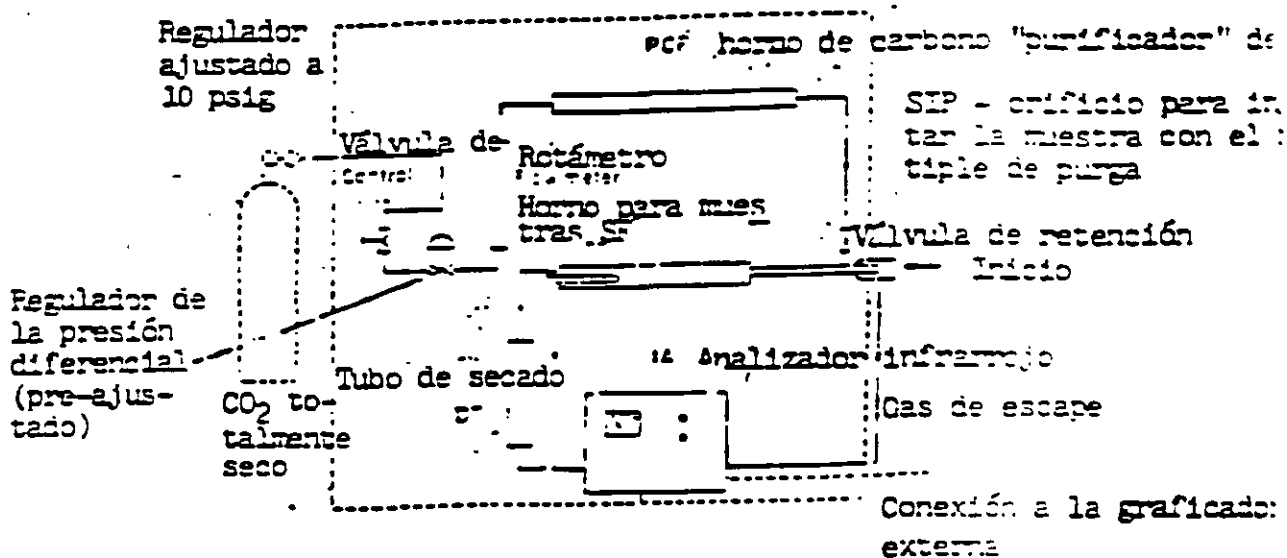
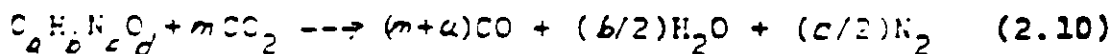
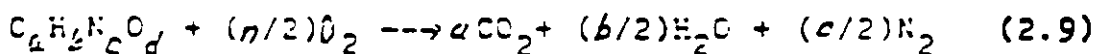


FIGURA 2.1 Diagrama de flujo del Precision AquaFactor [11].
(Cortesía de Precision Scientific Company.)

los tipos de reacciones que tienen 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 DTO de la muestra. Idealmente, la determinación de la DTO con dicromato se aproxima a este valor, pero algunos compuestos son difíciles de oxidar con el tratamiento de dicromato. La oxidación que

tiene lugar en el AquaRator es más vigorosa que la oxidación con dicromato y, por 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 $(v+u)$ 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 el que se puede 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 BIQUÍMICA DE OXIGENO (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: (1) materiales orgánicos carbonosos, utilizables como fuente de alimento por los organismos aeróbicos; (2)

nitrógeno oxidable derivado de nitrito, amoníaco y compuestos de nitrógeno orgánico, que sirven como alimento para ciertas bacterias específicas (por ejemplo, Nitrosomonas y Nitrobacter). Este tipo de oxidación (nitrificación) se explica en la sección 8; y (3) 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 las secciones 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 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 1:1 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 ácido cáustico, 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°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

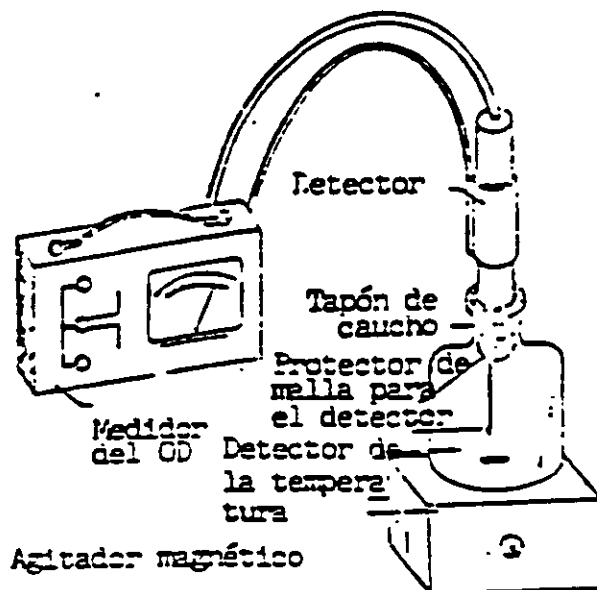


FIGURA 2.4 Analizador del oxígeno disuelto --

directamente proporcional a la concentración de oxígeno del volumen de la muestra para prueba. La calibración del analizador de 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].

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 comprobadas. En los análisis sistemáticos de resultados y precisión casi equivalentes. Fuesto 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.

le llama DBO final, denotada como DBO_{∞} .

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, cinco días es un período demasiado largo para esperar el resultado de una prueba.

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

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

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

Se requiere una experiencia considerable para obtener resultados fiables en la prueba de 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 dilución para la DBO se comentan en las siguientes secciones. En vista de estas fluctuaciones, se recomienda que se tomen varios frascos de la serie de la incubadora cada 24 horas y que se haga un promedio estadístico de los resultados.

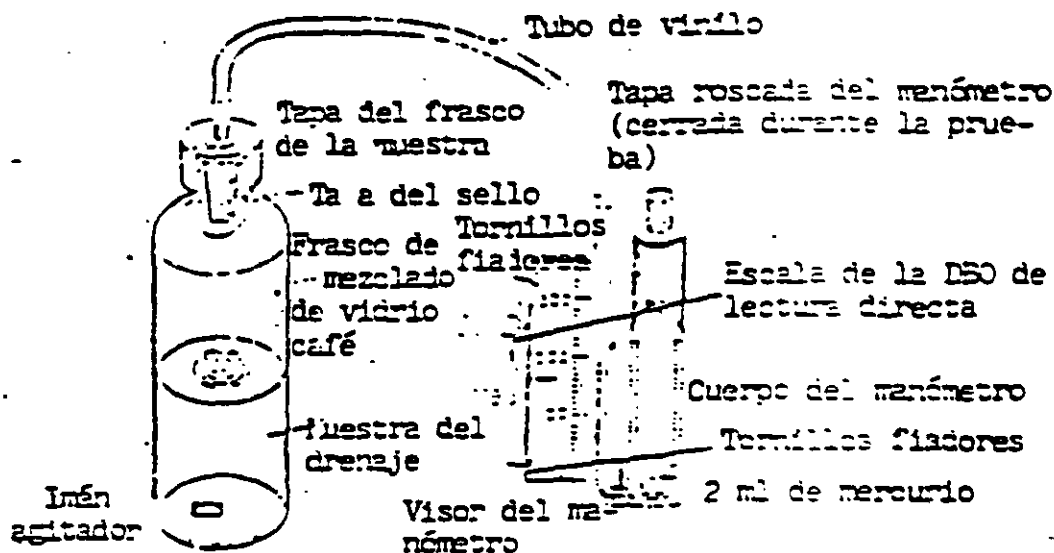


FIGURA 2.5 Aparato manométrico de la DBO (que muestra una celdilla) [7]. (Cortesía de Hach Chemical Company.)

agregando unas cuantas gotas de solución de hidróxido de potasio en la taza del sello de cada frasco de muestra. Las lecturas de la DBO se comprueban periódicamente utilizando la solución estándar de glucosa-ácido glutámico.

Quando 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 de la prueba de dilución.

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

La utilidad del método estándar de la DBO se debe al hecho de que los resultados se obtienen en 2 horas y no en cinco días como en el caso de la medición común de la DBO. Sin

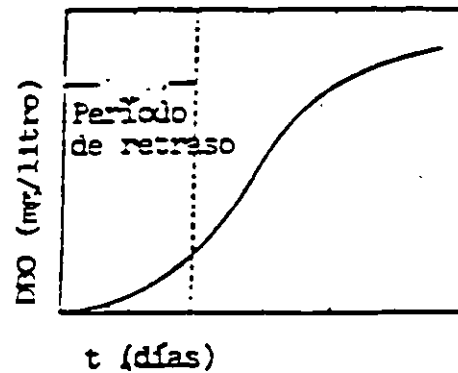


FIGURA 2.3 Período de retraso en la prueba de la DBO

didas 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 tanque, ya sea continuos o por lotes. En el capítulo 5, sección 6.1 se describen estos reactores.

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 aclimatado, 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.

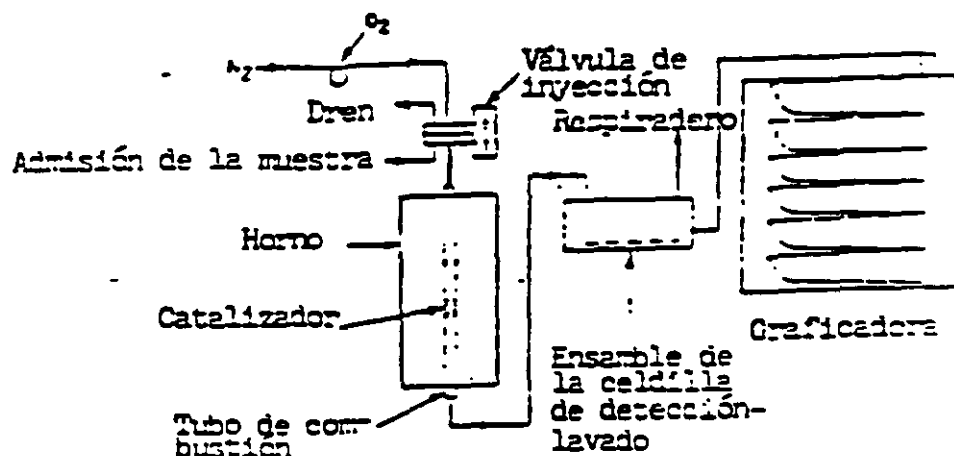


FIGURA 2.6 Diagrama de flujo del analizador de la DTO [6]
 (Reimpreso con autorización. Copyright por The American
 Chemical Society.)

tra de agua residual en la cámara de combustión. La muestra se vaporiza y los componentes combustibles se oxidan en un tubo de combustión. El tubo, que contiene un catalizador con tamiz de platino, está montado en un horno eléctrico que se mantiene a $900^{\circ}C$. 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 a la celdilla, el gas se lava y humedece. El lavado se hace pasando el gas por una solución cáustica acuosa que elimina las impurezas del gas portador nocivas a la celdilla del detector y humedece la muestra gaseosa. La celdilla de combustible y el lavador es-

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/litro. Cualquier divergencia apreciable de estos valores hace surgir dudas sobre la calidad del agua destilada o sobre la viabilidad del material seminal. Si ocurre una variación mayor que $\pm 20-22$ mg/litro con una frecuencia de más del 5% de las veces, la técnica que se está utilizando no es la adecuada.

e. 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 contener 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 nitratos. 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.

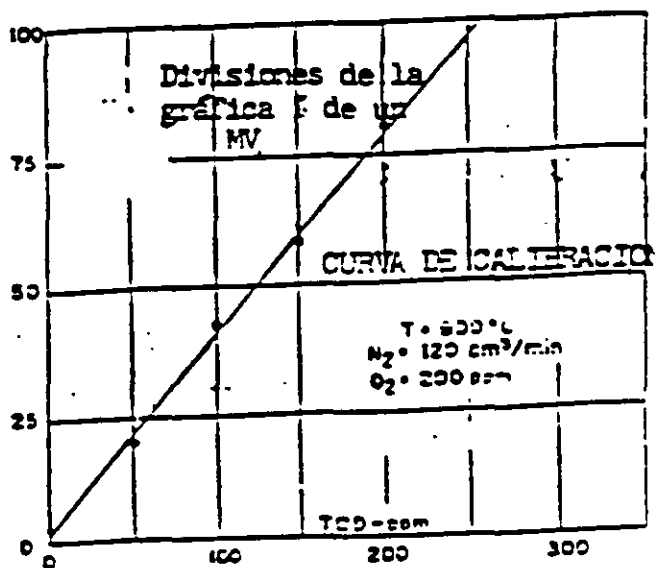
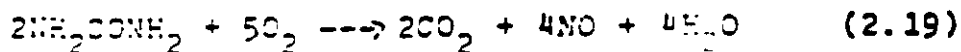


FIGURA 2.7 Curva de calibración típica para el analizador de la DTO [9]. (Cortesía de Ionics Incorporated.)

ble consistente en una relación fija de SO_2 a SO_3 . Normalmente se usa 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 aproxima más al cálculo teórico que en el caso de los métodos químicos. Estos resultados están incluidos en Colección 21 al 21. [9]. Ninguno de los iones

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 que 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 sirve 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/litro de oxígeno disuelto con la aguja del medidor de oxígeno. La muestra se agita constantemente durante la medición, ya que sólo bajo estas condiciones la corriente es

es el siguiente: Se pone en un frasco en el aparato una muestra-medida de agua de alcantarillado o residual; el aparato se conecta a un manómetro de mercurio de extremo ciego. 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 materia orgánica presente en la muestra y, por 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 mueve 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/litro. Antes de iniciar la prueba, los tornillos prisioneros de la escala del manómetro están flojos y la marca del cero está arriba de la columna de mercurio.

Durante el período de la prueba (5 días para la DBO), el sistema se incuba a 20°C 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

embargo, el método de la DQO, según se sabe, no 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 días; y (3) verdaderamente adaptables a la automatización y el monitoreo constante.

El modelo 225 de Ionics, analizador de la demanda total de oxígeno (DTC) 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 μ l (0.02 cm³) en la cámara de combustión. El sistema de muestreo está 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 mues-

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

TIPO III. Sedimentación de zona 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:

$$\text{General: } V_s = \sqrt{\frac{4g}{3C_D} \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho}\right) d} \quad (1)$$

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

$$V_s = \frac{1}{18} \frac{g}{\nu} (S_s - 1) d^2 \quad (2b)$$

para condiciones de flujo laminar.

$$\text{Flujo de transición: } V_s = 0.78 \left[(\rho_s - \rho) d^{1.6} \rho^{-0.4} \mu^{-0.6} \right]^{0.714} \quad (3)$$

$$\text{Newton: } V_s = 1.82 \sqrt{g (S_s - 1) d} \quad (4)$$

para condiciones de flujo turbulento.

donde

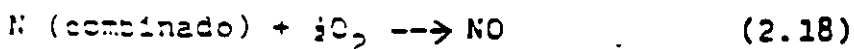
V_s = velocidad de sedimentación de una partícula discreta.

C_D = coeficiente de arrastre, el cual es una función del número de Reynolds. (figura 1)

tán localizados en una cámara termostáticamente controlada y aislada.

La salida de corriente de la celdilla de combustible es una función de la 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 cero 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. 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 estándar. En la figura 2.7 se ilustra 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 sulfurados se oxidan a una condición esta-

- 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 profundidad de la zona de entrada.
- f) Las partículas que entran a la zona de lodos ahí permanecen.

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 $\frac{H}{v_0}$ (5)

Se puede expresar también como: $t = \frac{LH}{V}$ (6)

La velocidad horizontal, V , es igual a $\frac{Q}{LH}$ (7)

Combinando estas expresiones: $t = \frac{LH}{Q}$ (8)

Como LH es el volumen del tanque, $t = \frac{V}{Q}$ (9)

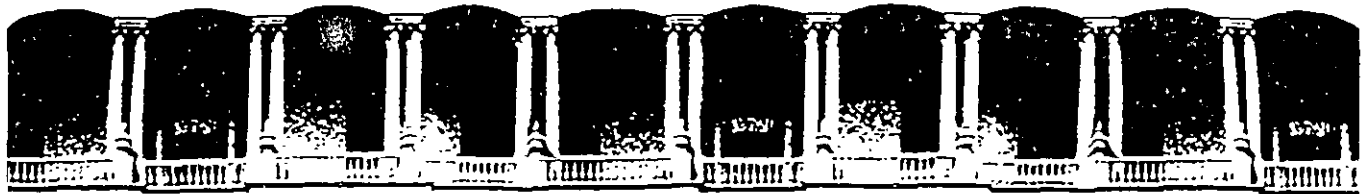
Iguando las eqs (8) y (9) $\frac{LH}{Q} = \frac{H}{v_0}$

Quedando:

$$v_0 = \frac{Q}{L} \quad \text{o sea } v_0 = \frac{Q}{As} \quad (10)$$

donde

As área superficial del tanque



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO EN MANEJO INTEGRAL DE
AGUAS MUNICIPALES**

**MÓDULO IV
CA 086**

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

TEMA

**EFFECTO DE LA CONTAMINACIÓN DEL AGUA EN EL
AMBIENTE Y EN LA BIÓTA ACUÁTICA EN UN RIO**

**EXPOSITOR: DR. PEDRO MARTÍNEZ PEREDA
PALACIO DE MINERÍA
JULIO DEL 2002**

EFFECTO DE LA CONTAMINACION DEL AGUA EN EL AMBIENTE
Y EN LA BIOTA ACUATICA EN UN RIO

Dr. Pedro Martínez Pereda

A continuación presentaremos de una manera esquemática el impacto que produce la contaminación por la descarga de aguas residuales en el ambiente de los ríos y por consiguiente en la vida acuática o biota. Se han escogido aguas negras domésticas como fuente de contaminación.

La disminución en el oxígeno disuelto y la formación de depósitos de lodos son las alteraciones del medio ambiente mas comunmente visibles que dañan la vida acuática. Los peces y los organismos de los que estos se alimentan pueden ser reemplazados por una horda dominante de animales como *larvas de mosquito, gusanos de sangre, gusanos de lodos, gusanos de cola de rata y sanguijuelas*. Algas gelatinosas de color negro pueden cubrir los lodos y conforme los olores pestilentos y a podredumbre emergen del agua la pintura de las casas cercanas se decolora. Esto obliga a las comunidades a combatir la contaminación sin demora. Este escenario biótico enfatiza que la contaminación es tan efectiva como la sequía en reducir la utilidad de un recurso hidráulico.

No existen dos ríos que sean siempre exactamente iguales. En su individualismo, las corrientes difieren entre sí en los detalles de respuesta a la indignidad de la contaminación.

En los párrafos subsecuentes y que describen las figuras 1 a la 8, una corriente hipotética está pensada de tal manera, que se apegue a la teoría con exactitud, mostrando precisamente como una corriente idealizada y su biota deberían reaccionar en un sistema perfecto. En la realidad, desde luego, ninguna corriente será como esta,

aunque los principios que se muestran pueden aplicarse con buen juicio a los problemas reales que se puedan presentar.

Condiciones hipotéticas

1. La etapa para discusión, se indica en la Figura 1. El eje horizontal representa la dirección y distancia del flujo de la corriente de izquierda a derecha. Tiempo y distancia del escurrimiento aguas abajo se indican en días y también en millas. La escala vertical de cantidad, o más bien concentración (expresado en partes por millón), se aplica al oxígeno disuelto y demanda bioquímica de oxígeno a distancias aguas arriba y aguas abajo del punto de origen de la descarga de aguas negras, que se identifica como punto cero. Aquí, aguas negras crudas de una comunidad de 40,000 habitantes descarga a la corriente. El caudal de la corriente es de 100 pies cúbicos por segundo ($2.85 \text{ m}^3/\text{seg}$); se supone que ocurre mezclado completo, y que la temperatura del agua es de 25°C . En estas condiciones, la curva del perfil de oxígeno disuelto (OD) alcanza su punto mas bajo después de $2\frac{1}{2}$ días de flujo y después aumenta de nuevo hacia una restauración similar a la de aguas arriba de la descarga, donde no hay contaminación.

La curva de demanda bioquímica de oxígeno (DBO) indica valores bajos aguas arriba, donde no hay contaminación, aumenta en el punto cero debido a la gran carga de aguas negras y gradualmente decrece desde este punto hacia abajo hasta una condición que sugiere aguas no-contaminadas. La DBO y el OD están interrelacionados de tal manera, que la concentración de OD es baja cuando la DBO es alta, y lo contrario también es cierto.

En la Figura 1, se distinguen cuatro zonas características:

- ZONA I : REPRESENTA AGUAS CLARAS
- ZONA II : REPRESENTA UNA ZONA DE DEGRADACION
- ZONA III : REPRESENTA UNA ZONA DE DESCOMPOSICION ACTIVA
- ZONA IV : REPRESENTA UNA ZONA DE RECUPERACION

Efecto de la reaeración

La curva de la Figura 1 representa el perfil de oxígeno disuelto (concentración en mg/ℓ a lo largo del río). Esta curva se conoce como la "curva de flambeo de oxígeno disuelto" o perfil de oxígeno disuelto a lo largo del río. Los valores a la derecha del punto cero corresponden a la localización en millas aguas abajo de la descarga de aguas negras. Se supone una mezcla completa y la temperatura del agua es de 25°C. La forma de la curva de OD, aguas abajo del punto de descarga de aguas residuales es la resultante neta de dos curvas, Figura 2: una que corresponde a la disminución del oxígeno disuelto debido a su consumo para la oxidación de materiales orgánicos contenidos en la descarga de aguas negras, y la otra corresponde a la ganancia de oxígeno por reaeración natural. La Figura 1 indica que la curva alcanza un mínimo después de 27 millas de recorrido, que corresponden a 2½ días y un valor de OD de 1.5 mg/ℓ

Este proceso de desoxigenación reduciría el OD hasta cero en 1½ días (18 millas) si no hubiere factores en operación que pudieran aportar OD al agua. Después de alcanzar un mínimo, el OD se incrementa hasta alcanzar eventualmente un valor igual al de aguas arriba de la descarga de aguas negras; es decir, 7 mg/ℓ

Si la población de la ciudad se mantiene razonablemente constante durante el año, y por tanto el caudal de aguas residuales también, el punto inferior de la curva de oxígeno disuelto, se desplazará aguas arriba o aguas abajo con los cambios de temperatura. En el invierno la tasa de oxidación es más baja, y la solubilidad de oxígeno por reaeración mayor, ya que la solubilidad de oxígeno en agua aumenta a bajas temperaturas. La combinación de estos dos factores desplazan el punto bajo de OD aguas abajo. Durante el verano ocurre lo contrario.

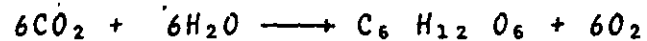
El tramo del río donde ocurren los valores más bajos de OD representa el ambiente del río más pobre en recursos de oxígeno disuelto. Las especies vivientes que requieren valores altos de OD, como peces de agua fría, se sofocan y se desplazan a otras áreas con recursos de OD mayores.

La otra curva de la Figura 1 corresponde a la Demanda Bioquímica de Oxígeno. La DBO se utiliza como una medida de la cantidad de oxígeno que se requiere para la oxidación, mediante la acción bioquímica aerobia, de la materia orgánica presente en una muestra de agua. La DBO es baja en la parte del río aguas arriba de la descarga, cerca de 2 mg/ℓ, ya que no hay mucha materia orgánica presente que consuma oxígeno. La DBO se incrementa abruptamente en el punto cero, y decrece gradualmente aguas abajo de este punto, conforme la materia orgánica descargada se oxida progresivamente, hasta que alcanza un valor de 2 mg/ℓ, indicativo de agua no contaminada.

Esta situación se presenta aproximadamente a las 100 millas aguas abajo de la descarga de la ciudad. La DBO y el OD están tan interrelacionados que la concentración de OD es baja donde la DBO es alta y viceversa.

Efecto de la luz

En cualquier punto seleccionado en la corriente, hay una variación en la concentración de oxígeno disuelto dependiendo de la hora del día. Durante las horas diurnas, algas y otras plantas aportan oxígeno al agua a través del proceso de fotosíntesis. La cantidad de oxígeno puede ser tan considerable que el agua se sobresatura durante las horas de día. Además de producir oxígeno, el proceso de fotosíntesis resulta en la fabricación de azúcares que sirven de base para sostener la vida en la corriente. Esto se ilustra por medio de la siguiente reacción química:



Al mismo tiempo que ocurre la fotosíntesis, también hay respiración de los organismos vivos, pero esta ocurre las 24 horas del día. Durante la respiración se utiliza oxígeno y se desecha CO_2 . Durante el día las algas, pueden ceder oxígeno en exceso del que necesitan para respirar otros organismos acuáticos y para satisfacer la DBO. Estas condiciones se pueden dar en la zona de recuperación en particular. Pueden ocurrir por tanto sobresaturación de OD.

Por la noche, no hay fotosíntesis y el exceso de OD se utiliza gradualmente en la respiración de todas las formas de vida acuática y para satisfacer la DBO. Para registrar esas variaciones en OD, es necesario tomar muestras de la corriente las 24 horas del día.

Descomposición de la materia orgánica

Durante la utilización rápida del alimento (materia orgánica) contenido en las aguas residuales, la reproducción de bacterias es óptima y la utilización de OD es razonablemente proporcional a la tasa de utilización de alimentos. La figura 4 ilustra las transformaciones sucesivas aguas abajo de la descarga, de amoníaco a nitritos y a nitratos. Inicialmente hay un alto consumo de oxígeno por las bacterias que se alimentan de compuestos proteínicos contenidos en la descarga de aguas negras frescas.

Conforme estos compuestos se van acabando aguas abajo, la concentración de OD se recupera progresivamente hasta el valor inicial de aproximadamente 7 mg/ℓ. Algo semejante ocurre con los carbohidratos. Los productos finales de la descomposición aerobia y anaerobia de la materia carbonosa y nitrogenada son:

a. Descomposición de la materia carbonosa

Aerobia: CO_2 , H_2O

Anaerobia: Ácidos, alcoholes, CO_2 , H_2 , CH_4 ,
otros productos

b. Descomposición de la materia orgánica nitrogenada

Aerobia (productos finales): NO_3^- , CO_2 , H_2O , SO_4^{-2}

Anaerobia: (productos finales): mercaptanos, H_2S

El nitrógeno y el fósforo en las aguas residuales causan problemas especiales en las aguas receptoras. Favorecen el crecimiento de plantas verdes a altas concentraciones.

Plantas acuáticas

En la Figura 5, parte inferior, se indica la profundidad de los lodos con la distancia a partir de la descarga de aguas residuales. La profundidad máxima se presenta cerca de la descarga y luego se reduce gradualmente por la descomposición de las bacterias y otros organismos hasta que se hace insignificante a unas 30 millas. También, en la descarga hay una gran turbiedad debido a la presencia de sólidos suspendidos finos. Conforme estos sólidos se asientan, el agua se aclara y recupera la transparencia que tenía aguas arriba de la descarga. En la parte superior de la figura se presenta la distribución de plantas acuáticas. Poco después de la descarga, los hongos logran su máximo crecimiento. Estos y las bacterias filamentosas (*Esfarotilus*) están asociadas a la acumulación de lodos. En las primeras 36 millas, la alta turbiedad no permite el desarrollo de algas, pues no penetra la luz. El único tipo de algas que puede crecer es la azul-verde, característica de las aguas contaminadas.

A partir de la milla 36, las algas empiezan a multiplicarse y el plánton, se hace más abundante. Este constituye una buena fuente de alimento para los animales acuáticos. Así, en las zonas de recuperación y de aguas claras se desarrolla una gran diversificación de plantas y paralelamente de animales acuáticos que resultan en gran variedad de especies.

Bacterias y ciliados

La Figura 7, ilustra la interrelación entre bacterias y otras especies de plánton animal (protozoarios, rotíferas, crustáceos). Se presentan dos curvas de "decaimiento", una para el número total de bacterias en las aguas negras y otra para

bacterias del grupo coliforme. Las dos curvas en forma de campana corresponden a protozoarios ciliados y rotíferas.

Una vez que entran en la corriente con las aguas residuales, las bacterias se reproducen en forma abundante alimentándose de la materia orgánica en las aguas negras. Los protozoarios ciliados, pocos al principio, se alimentan de las bacterias. La población bacteriana decrece gradualmente, tanto por el proceso natural de decaimiento, como por la acción de rapiña de los protozoarios. Después de aproximadamente 2 días de flujo (24 mi) aguas abajo de la descarga, el ambiente es más propicio para los ciliados, que se constituyen en el grupo predominante de plácton animal. Después de 7 días de flujo (84 mi), los ciliados son víctimas de rotíferas y crustáceos, que se convierten en la especie dominante. En consecuencia, este proceso biológico de utilización de las aguas negras depende de una estrecha interrelación de sucesión de especies de plácton animal, una clase de organismos captura y come a la otra.

La corriente puede imaginarse como una planta natural de tratamiento de aguas negras. La estabilización de las aguas negras en una planta es más rápida cuando están presentes feroces ciliados comedores de bacterias, para mantener la población bacteriana baja y a una alta tasa de crecimiento.

Formas mayores de especies animales

La Figura 8 ilustra estos tipos a lo largo de la corriente así como el número. La curva (a) representa la variedad; es decir los números de especies de organismos que se encuentran en condiciones variables de contaminación. La curva (b) representa la población en miles de individuos de cada especie por pie cuadrado.

Aguas arriba de la descarga (aguas claras), hay una gran variedad de organismos pero pocos de cada clase. En el punto de descarga de aguas residuales, el número de diferentes especies se reduce y se reduce drásticamente la composición del biota. La nueva biota está representada por unas pocas especies, pero hay un incremento impresionante en el número de individuos de cada clase comparado con la densidad de población aguas arriba.

La relación entre el número de especies y la población total, se expresa como un INDICE DE DIVERSIDAD DE ESPECIES (IDE), que se define como:

$$IDE = \frac{S - 1}{\text{Log. } I}$$

S= Número de especies

I= Número total de organismos individuales contados

Mientras mayor sea el índice más productivo es el sistema acuático

Eutroficación

Proceso natural de envejecimiento de lagos. Progresa independientemente de las actividades del hombre. La contaminación, no-obstante, acelera el proceso y reduce la esperanza de vida de un cuerpo de agua. El estado más joven del ciclo de vida se caracteriza por una baja concentración de nutrientes de plantas y poca productividad biológica (lagos oligotróficos). Después el lago es mesotrófico (intermedio) y finalmente el lago se convierte en eutrófico, muy productivo. El estado final previo a la extinción es una laguna, pantano o matorral.

El enriquecimiento con nutrientes y la sedimentación, son los contribuyentes principales al proceso de envejecimiento.

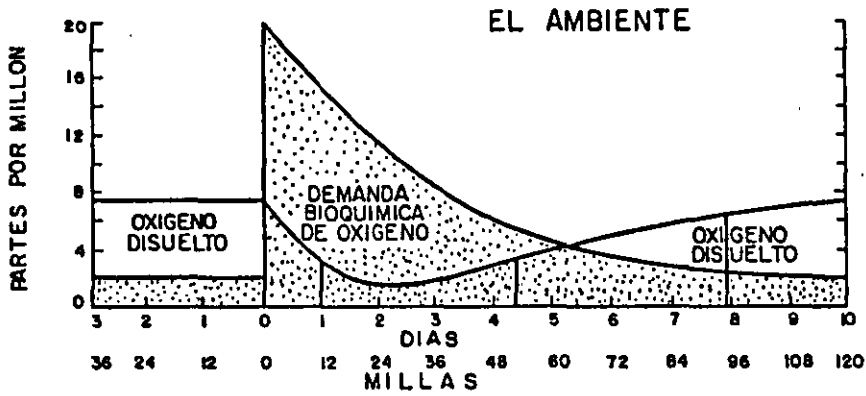


Fig. 1 Representación esquemática de la variación típica de oxígeno disuelto y demanda bioquímica de oxígeno en una corriente hipotética, que recibe una descarga de aguas residuales domésticas crudas.

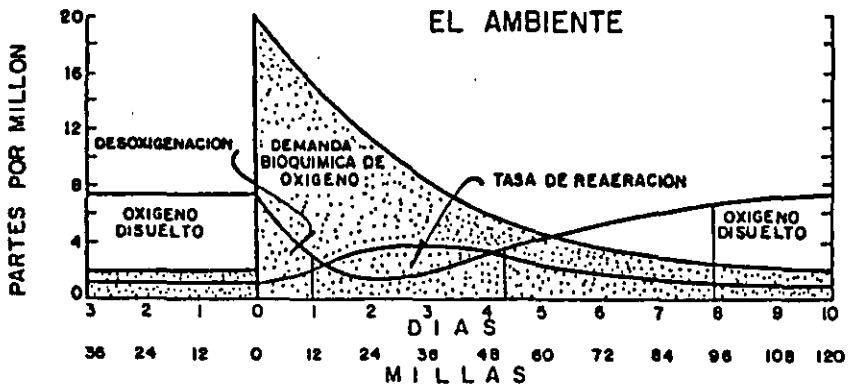


Fig. 2 La concentración de oxígeno disuelto en la corriente disminuye parcialmente por efecto de la carga contaminante. El proceso de reaeración evita la disminución total.

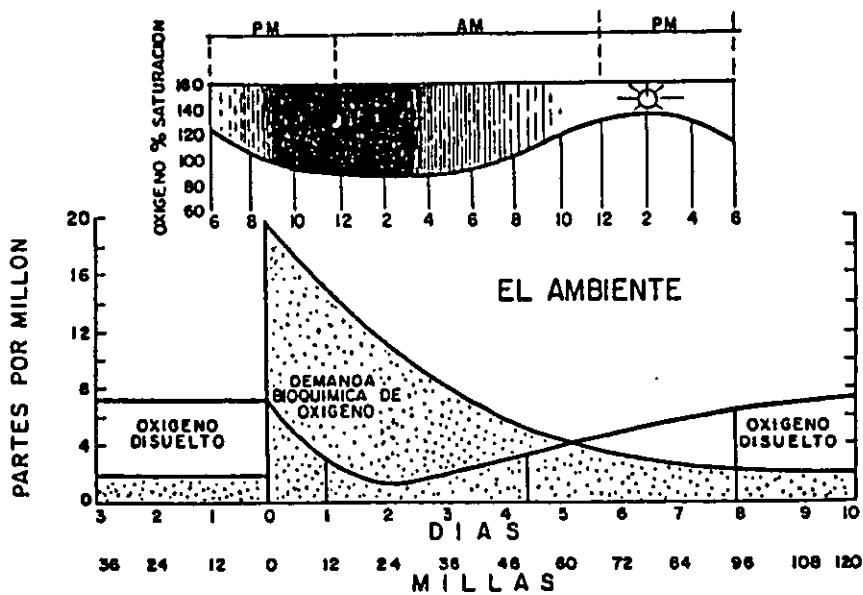


Fig. 3 El oxígeno disuelto fluctúa en función de la luz disponible como resultado de la fotosíntesis.

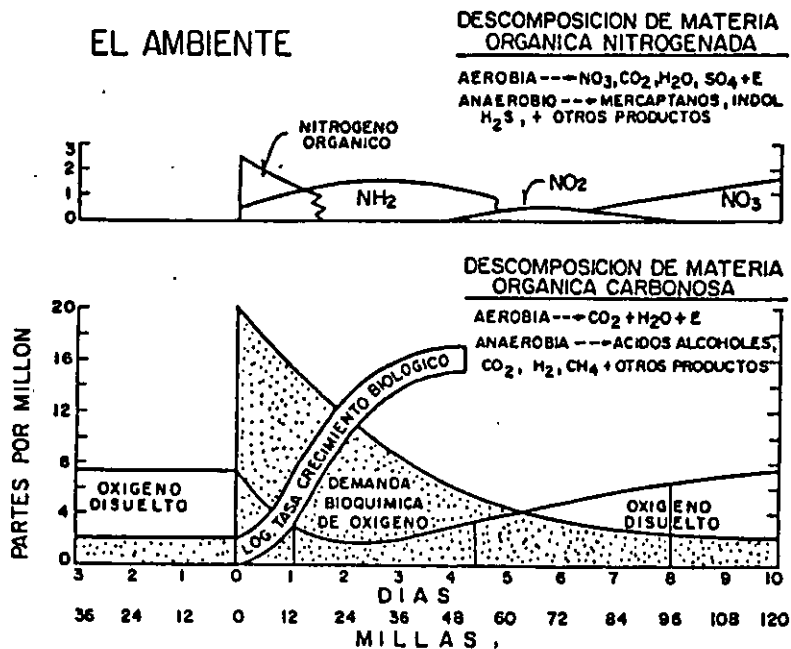


Fig. 4 Con el fuerte influjo de compuestos carbonosos y nitrogenados de las aguas residuales, el crecimiento bacteriano se acelera y el oxígeno disuelto se utiliza para oxidar estos compuestos. Conforme el proceso progresa, la materia orgánica se utiliza como alimento y la DBO disminuye.

LA BIOTA

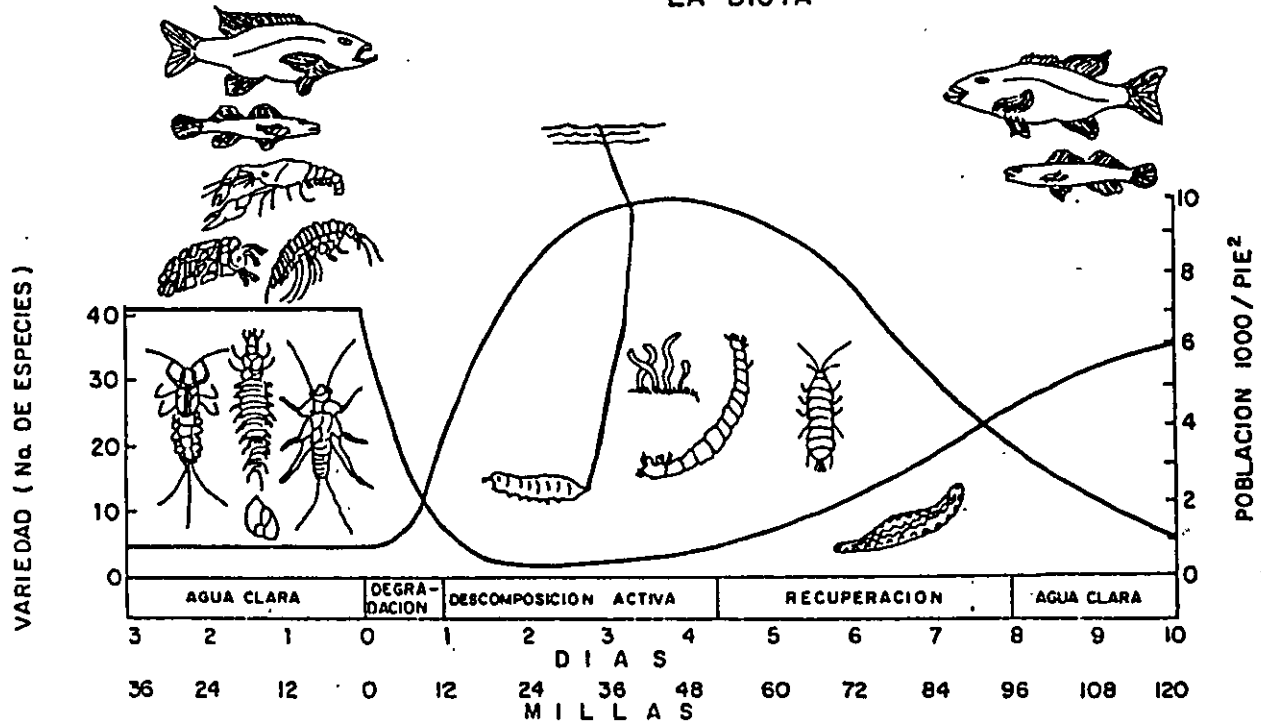


Fig. 7 La curva superior ilustra las fluctuaciones en el número de especies; la curva inferior indica las variaciones en el número de cada espacio.



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO EN MANEJO INTEGRAL DE
AGUAS MUNICIPALES**

**MÓDULO IV
CA 086**

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

TEMA

CRIBADO

**EXPOSITOR: M. EN I. EDUARDO VEGA GONZÁLEZ
PALACIO DE MINERÍA
JULIO DEL 2002**

CRIBADO

1. INTRODUCCION

La primera operación unitaria en las plantas de tratamiento de aguas residuales es el cribado o desbaste. El propósito de esta operación es remover sólidos gruesos como papel, trapos, madera, plásticos y otros. Estos sólidos si no se eliminan pueden dañar el equipo de bombeo y de concentración de lodos, atorarse sobre los aeradores mecánicos, bloquear tuberías, boquillas, etc. creando serios problemas de operación y mantenimiento.

2. CLASIFICACION DE CRIBAS

Las cribas pueden ser de limpieza manual o mecánica y de acuerdo al tamaño de aberturas se clasifican en gruesas y finas:

Cribas gruesas

Este tipo de cribas representan generalmente el primer paso en el tratamiento de aguas residuales y consisten en rejillas, tamices y trituradores (comminutors).

Cribas finas

Las cribas finas fueron utilizadas inicialmente en los sistemas de tratamiento de agua en la industria. Generalmente tienen aberturas de 2 a 6 mm y en la actualidad se usan ya sea como una etapa de pretratamiento o bien para mejorar los efluentes del tratamiento secundario.

Las cribas finas pueden ser fijas o móviles. Las cribas finas o estáticas se mantienen permanentemente en posición vertical, inclinada u horizontal y deben limpiarse con rastrillos o cepillos. Las cribas móviles se limpian continuamente mientras están operando. Ambos tipos de cribas pueden ser capaces de remover de 20 a 35 porciento de Sólidos Suspendidos y DBO5.

3. REJILLAS

Las rejillas (cribas gruesas) se fabrican con barras de acero u otro material de alta resistencia las cuales van soldadas a un marco que se coloca transversalmente al canal; son comunmente utilizadas en las instalaciones de tratamiento de aguas residuales de tamaño medio y grande y su limpieza puede ser manual o mecánica. Las rejillas de limpieza manual tienen ángulos de inclinación típicos respecto a la horizontal de 30 a 45 grados. En rejillas mecánicas esta inclinación es de 45 a 90 grados con valores típicos de 60°. En la tabla 1 se presenta la información de diseño para rejillas de limpieza manual y mecánica.

Tabla 1 Información típica de diseño para rejillas de limpieza manual y mecánica

Concepto	Limpieza manual Limpieza mecánica	
	Velocidad a través de las rejillas, m/s	0.3-0.6
Tamaño de las barras:		
Ancho, mm	4 - 8	8 - 10
Profundidad, mm	25 - 50	50 - 75
Separación libre entre barras, mm	25 - 75	10 - 50
Pendiente con respecto a la horizontal, grados	45 - 60	75 - 85
Pérdida de carga admisible, mm (en rejilla combatada)		
Admisible, mm	150	150
Máxima, mm	800	800

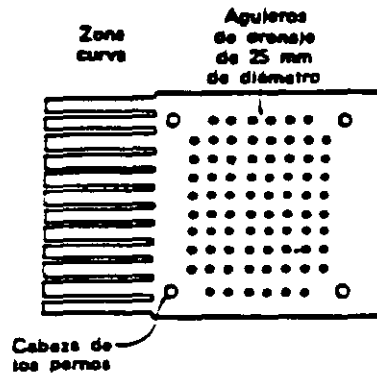
3.1 Rejillas de limpieza manual

Las rejillas de limpieza manual en los sistemas de tratamiento de aguas residuales se localizan generalmente antes de los sistemas de bombeo para su protección. La tendencia en los últimos años ha sido instalar rejillas de limpieza mecánica o trituradores, no sólo para reducir a un mínimo el trabajo manual de limpiar la rejillas sino también para disminuir los reboses y desbordamientos que se producen por el atascamiento de las mismas.

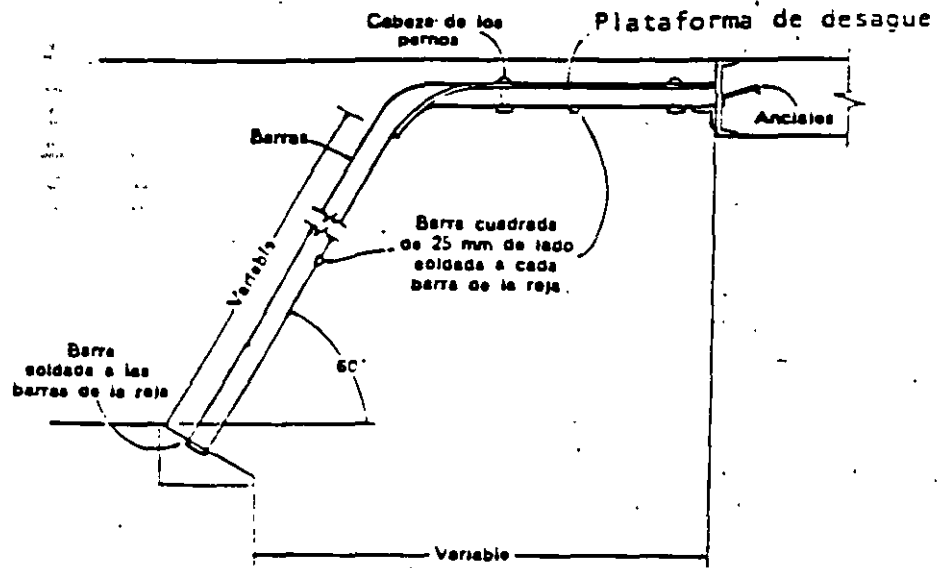
La longitud (profundidad) de la rejilla de limpieza manual no debe exceder de lo que pueda rastrillarse fácilmente a mano. En la parte superior de la rejilla deberá colocarse una placa perforada para que los sólidos removidos puedan almacenarse temporalmente para su desagüe. En la Figura 1 se muestra una rejilla de limpieza manual típica.

El canal donde se ubica la rejilla debe proyectarse de modo que se evite la acumulación de arena y otros materiales pesados antes y después de la reja. De preferencia, el canal deber ser recto, perpendicular a la rejilla para procurar una distribución uniforme de los sólidos en la sección transversal al flujo y sobre la rejilla.

Con objeto de proporcionar suficiente superficie de rejilla para la acumulación de basuras entre las operaciones de limpieza, es esencial que la velocidad de aproximación se limite a 0.45 m/s a caudal medio. Conforme se acumulan las basuras, obturando parcialmente la reja, aumenta la pérdida de carga, sumergiendo nuevas zonas a través de las cuales va a pasar el agua. El diseño estructural de la rejilla ha de ser adecuado para evitar su rotura en caso de que llegue a taponarse totalmente.



Vista en planta de la plataforma de desagüe



Detalle de una rejilla con barras de aluminio

Figura 1 Rejilla típica de limpieza manual

3.2 Rejillas de limpieza mecánica

Para realizar el proyecto de este tipo de dispositivos, se determina por anticipado el tipo de equipo a utilizar, las dimensiones del canal de la rejilla, el intervalo de variación de la profundidad del flujo en el canal, la separación entre barras y el método de control de la rejilla. Este tipo de rejillas según la empresa fabricante pueden limpiarse, por la cara anterior (frontal) o la posterior. Cada tipo tiene sus ventajas y desventajas. En la Figura 2 se muestra una rejilla mecánica de limpieza frontal.

En el modelo de limpieza frontal, el mecanismo se halla totalmente enfrente de la rejilla, una posible desventaja de este tipo de rejillas es que si se depositan algunos sólidos al pie de ésta, la pueden obstruir, bloqueando el mecanismo y poniéndolo fuera de operación.

En el modelo de limpieza por la cara posterior se evita precisamente el atascamiento que pudieran ocasionar los sólidos depositados al pie de la rejilla ya que existen diseños en los cuales los rastrillos entran a la rejillas por la zona posterior, pasan por debajo de ella y rastrillean en la cara frontal arrastrando los sólidos que pudieran quedarse en la base de la rejilla (Figura 3).

4. FACTORES A CONSIDERAR EN EL DISEÑO DE REJILLAS

Los principales factores a considerar en el diseño de rejillas son:

4.1 Canal de rejillas

Consiste en un canal de sección rectangular. El piso del canal es 7 a 15 cm más bajo que la plantilla de la tubería de llegada pudiendo ser plano o con pendiente. El canal se diseña para evitar la acumulación de arenas y otros materiales pesados en el mismo canal. Se debe prever un medio de aproximación recto, perpendicular a las rejillas para asegurar una distribución uniforme de los sólidos gruesos en toda el área a cubrir.

Se deben instalar por lo menos dos rejillas, cada una diseñada para operar con el gasto pico de diseño. Una rejilla se opera mientras la otra se alterna. Para el mantenimiento de rutina se deben considerar medios (compuertas para detener el flujo y drenar el canal).

La estructura de entrada debe tener una transición suave o divergente con el fin de minimizar las pérdidas de carga a la entrada al pasar las aguas residuales del intercaptor al canal y prevenir la sedimentación y acumulación de arenas. En forma semejante, la estructura de salida debe tener convergencia uniforme. El efluente de canales individuales puede combinarse o mantenerse separado, según sea necesario. En la Figura 4 se muestran algunos arreglos de canales con rejillas.

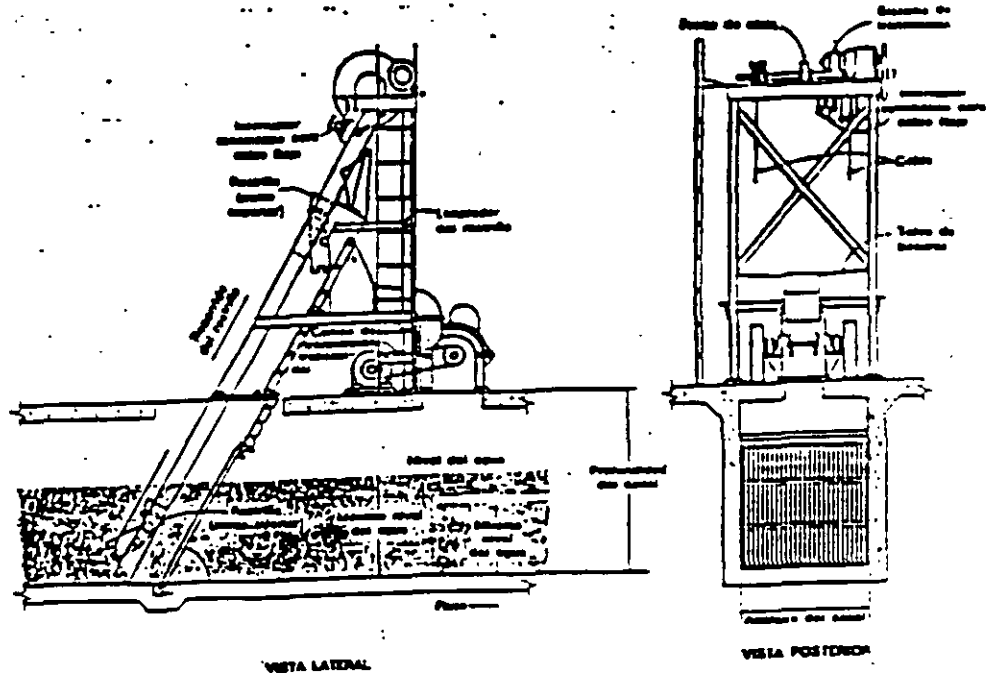


Figura 2 Rejilla mecánica de limpieza frontal

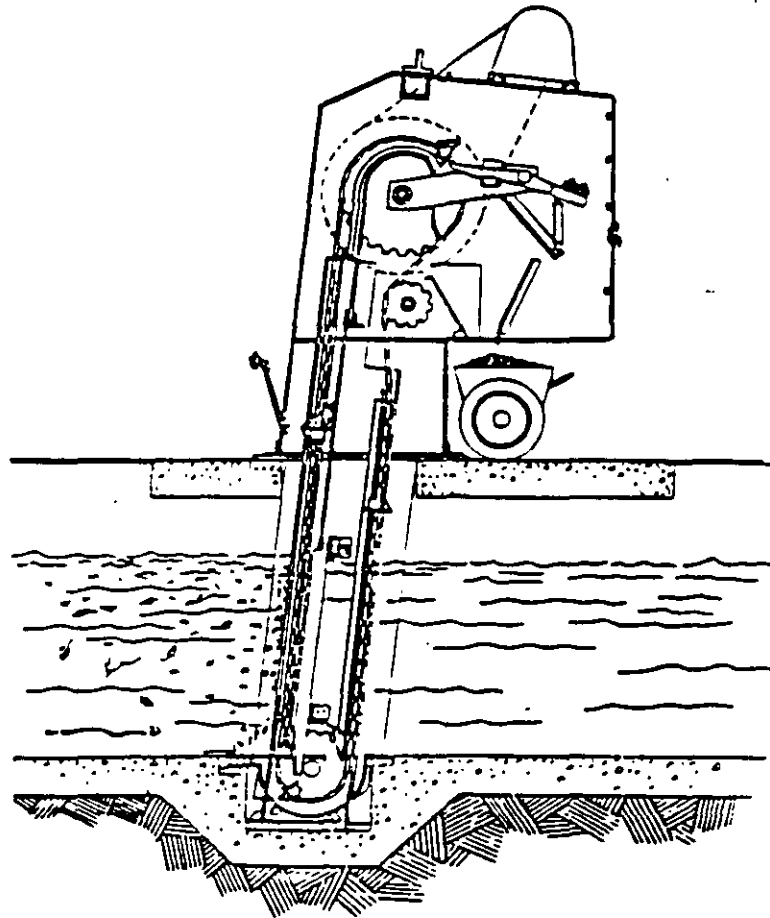


Figura 3 Rejilla mecánica de limpieza posterior

En todos los casos se deben tomar en cuenta las pérdidas de carga por entrada, salida, curvas, ampliaciones y contracciones.

4.2 Pérdida de carga

La pérdida de carga a través de las rejillas se calcula a partir de las siguientes ecuaciones:

$$h_L = \frac{V^2 - v^2}{2g} \left(\frac{1}{0.7} \right) \dots \dots \dots (1)$$

$$h_L = \beta (W/b)^{4/3} hv. \text{ sen } e \dots \dots \dots (2)$$

$$h_L = \frac{1}{2g} (Q/CA)^2 \dots \dots \dots (3)$$

La ecuación (1) se emplea para calcular la pérdida de carga a través de barras limpias o parcialmente colmatadas, mientras que la ecuación (2) se usa para calcular la pérdida de carga a través de cribas limpias solamente. La ecuación (3) es la fórmula común de orificios y también se usa para calcular la pérdida de carga a través de cribas finas como mallas o tamices.

Simbología:

- h_L = Pérdida de carga a través de la rejilla, en m.
- V, v = Velocidad a través de la rejilla y en el canal aguas arriba de la rejilla, r s.
- g = constante de gravedad = 9.81 m/seg²
- W = Ancho máximo de la sección transversal de las barras frente a la dirección del flujo (espesor), en m.
- b = Espaciamiento libre mínimo de las barras, en m.
- e = Angulo de la rejilla con la horizontal
- hv = Carga de velocidad del flujo que se aproxima a las rejillas, en m.
- Q = Gasto a través de la rejilla
- A = Area abierta efectivamente sumergida, en m²
- C = Coeficiente de descarga, igual a 0.60 para rejillas limpias
- β = Factor de forma de las barras:

Valores de Kirschmer, β para rejillas limpias

Tipo de barra	β
Rectangular cortes rectos	2.42
Rectangular con cara semicircular aguas arriba	1.83
Circular	1.79
Rectangular con cara semicircular aguas arriba y aguas abajo	1.67

4.3 Remoción de sólidos

Las rejillas que se limpian manualmente tienen barras inclinadas para facilitar el rastrillado. El material se coloca posteriormente sobre una placa perforada para drenarlo y almacenarlo.

Como se ha mencionado, las rejillas que se limpian mecánicamente son del tipo frontal o posterior. En ambos casos el rastrillo viajero mueve el material hacia arriba y lo deja caer en una fosa colectora o en un transportador. El dispositivo de limpieza posterior tiene la ventaja que no se atasca fácilmente debido a obstrucciones en la base de la criba. En ambos tipos, el rastrillo opera continuamente por medio de cadenas sin fin y catarinas. La operación puede hacerse intermitentemente por medio de un reloj o actuarse por una diferencial de pérdida de carga preestablecida a través de la criba.

4.4 Cantidades y composición de los sólidos retenidos

La cantidad de sólidos retenidos depende del tipo de agua residual, localización geográfica, condiciones climatológicas y características de las cribas.

La cantidad de material retenido por rejillas varía de 3.5 a 80 m³ por cada millón de metros cúbicos de aguas residuales con un promedio aproximado de 20 m³ por cada millón de metros cúbicos. En la Figura 5 se presenta una gráfica que muestra las cantidades de sólidos removidos en rejillas de limpieza mecánica.

Los sólidos removidos contienen aproximadamente 80 por ciento de humedad y normalmente pesan 960 kg/m³

El material presenta mal olor y atrae moscas. La eliminación se hace por medio de rellenos sanitarios o incineración. Con frecuencia el material se pasa a través de trituradores y se retorna a la planta de tratamiento.

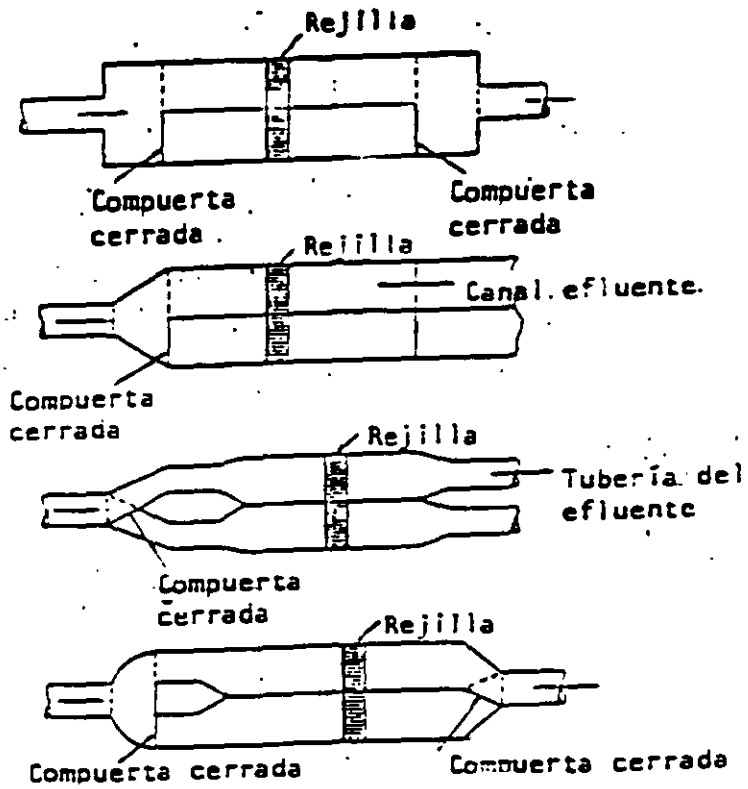


Figura 4 Arreglos de canales dobles con rejilla

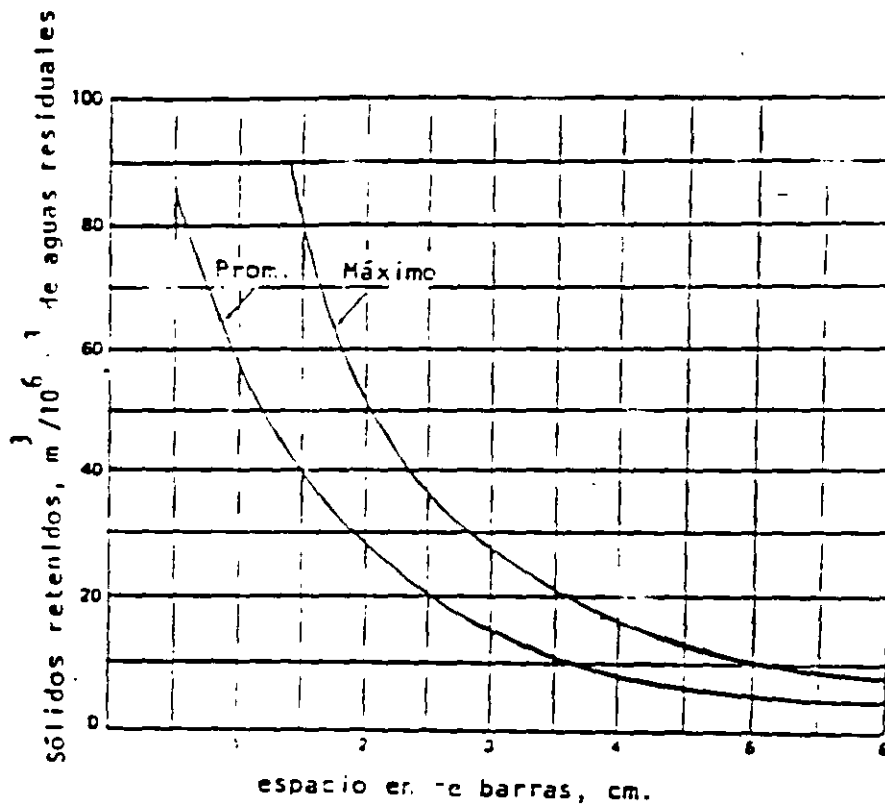


Figura 5 Cantidades de sólidos retenidos por rejillas de limpieza mecánica

5. INFORMACION REQUERIDA PARA EL DISEÑO DE REJILLAS

- a) Gastos de aguas residuales, incluyendo el flujo pico en época de lluvias y en época de secas y el gasto promedio de diseño.
- b) Datos hidráulicos y de diseño del conducto influente
- c) Criterios de diseño de la planta de tratamiento
- d) Velocidades a través de las barras
- e) Fabricantes de equipo y catálogos para selección
- f) Condiciones de dispositivos existentes si la planta se va a ampliar
- g) Plano del sitio y contornos
- h) Espaciamiento de las barras y restricciones de pérdida de carga a través de las rejillas y de toda la planta
- i) Velocidades a través del canal de cribado.

6. BIBLIOGRAFIA

- a) METCALF Y EDDY, INC., "Tratamiento y depuración de las aguas residuales". Editorial Labor, 1981.
- b) QASIM, S.R., "Wastewater treatment plants: planning design and operation", CBS College Publishing, New York, 1985.
- c) MENDOZA, G.G. Apuntes sobre Cribado, curso "Tratamiento de aguas residuales, municipales, industriales y reusos". División de Educación Continua, Facultad de Ingeniería, UNAM. México, D.F. 1989



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO EN MANEJO INTEGRAL DE
AGUAS MUNICIPALES**

**MÓDULO IV
CA 086**

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

TEMA

IGUALACIÓN

**EXPOSITOR: M. EN I. BALTASAR LUCERO RAMÍREZ
M. EN I. EDUARDO VEGA GONZÁLEZ
PALACIO DE MINERÍA
JULIO DEL 2002**

IGUALACION

Las plantas de tratamiento son diseñadas considerando que tanto el gasto como las concentraciones de contaminantes son constantes, sin embargo, existen variaciones en estos parámetros que influyen negativamente en las eficiencias de los diversos procesos. La uniformización del flujo (igualación o regularización) y de las concentraciones (homogenización), se usa para corregir estas variaciones.

La utilización de tanques de igualación después del tratamiento preliminar (cribado y remoción de arenas) permite la amortiguación de las variaciones de flujo y proporciona un caudal relativamente constante a los procesos y operaciones subsecuentes del sistema mejorando el grado de tratamiento.

Cabe mencionar que la igualación, no solamente amortigua las variaciones diarias de flujo sino también la variación en las concentraciones de la Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO) y Sólidos Suspendidos durante el día. Además, puede mejorar significativamente el funcionamiento de las plantas existentes y cuando se trate de diseñar un nuevo sistema se reducirá el tamaño de las unidades de tratamiento aguas abajo a ese punto.

Esta operación, se puede utilizar durante la época de secas cuando existen sistemas de recolección de aguas residuales separados o bien en época de lluvias (periodos de tormentas) cuando existen sistemas de recolección combinados.

LOCALIZACION

Los tanques de igualación pueden localizarse ya sea en la línea del tratamiento (in line) o en paralelo, fuera de ella (side line). En la Figura 1 se presentan ambos tipos de localización.

En el primer caso, el tanque recibe el total del gasto de entrada y se bombea mediante un caudal constante a las demás unidades de tratamiento. En los tanques construidos fuera de la línea de tratamiento, el flujo excedente al caudal promedio diario, se canaliza a éste tanque a través de una estructura derivadora. Cuando el caudal del influente es menor al promedio diario se tendrá que bombear agua desde este punto a las unidades de tratamiento subsecuentes.

El sistema colocado en línea, generalmente proporciona mayor amortiguamiento respecto a las concentraciones de DBO y SS que el sistema colocado en paralelo.

El tanque de igualación tendrá fluctuación en el nivel de agua por lo que será necesario instalar equipos mecánicos de aeración para mantener mezclados los sólidos en suspensión y preservarlos en condiciones aerobias.

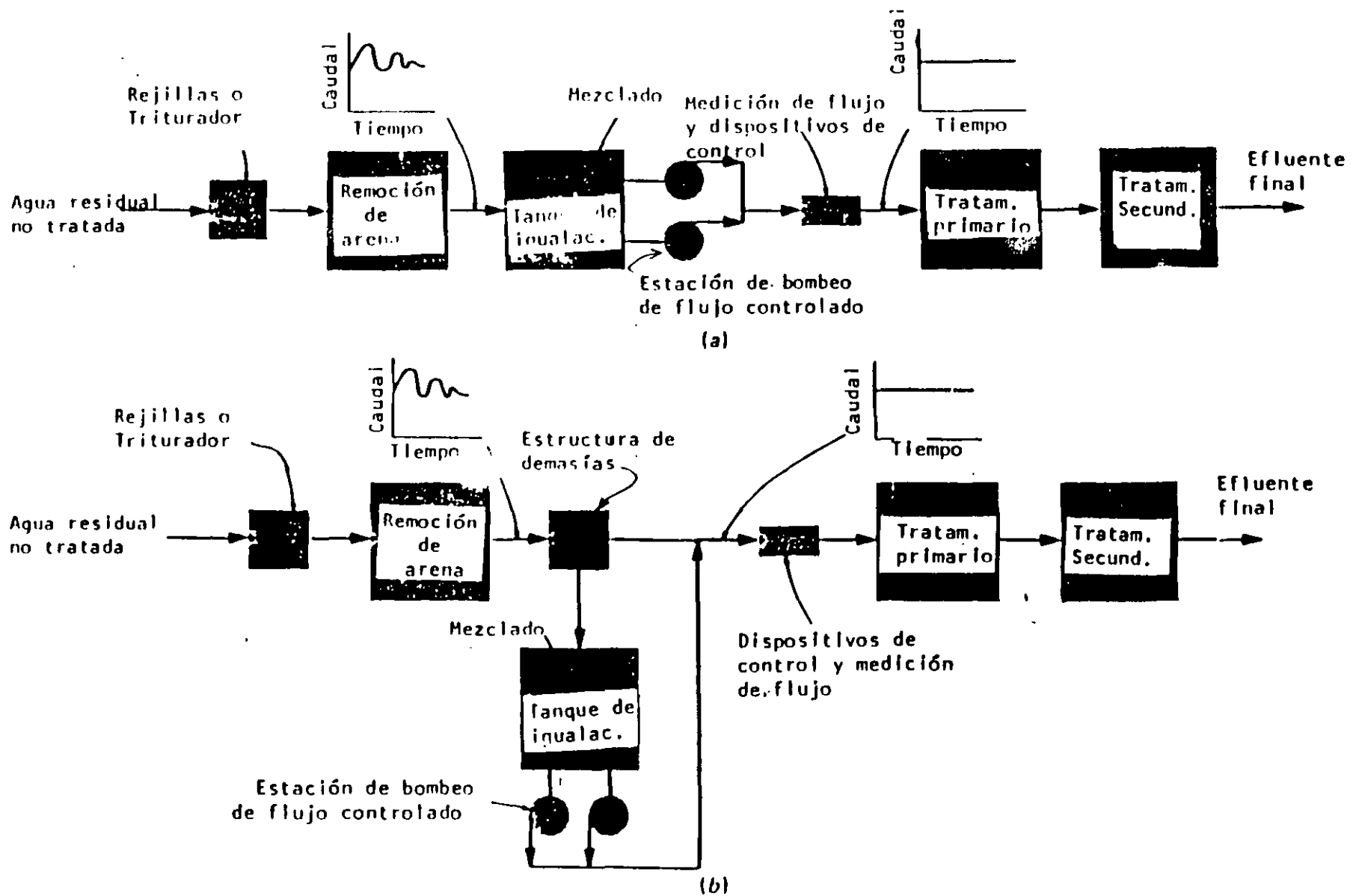


Figura 1 Diagrama típico de una planta de tratamiento de aguas residuales con igualación de flujo (a) en línea, (b) fuera de la línea.

VOLUMEN

El volumen requerido para la igualación del caudal se determina mediante la utilización de una curva de masas, en la cual, se grafica el volumen acumulado del caudal del influente respecto a las diferentes horas del día. En la Figura 2 aparecen curvas de masa para la determinación del volumen de igualación requerido para dos patrones típicos de flujo.

Para determinar el volumen, se traza una línea tangente a la curva de masas del influente en forma paralela a la línea que representa el flujo promedio diario. Por tanto, el volumen requerido es igual a la distancia vertical desde el punto de tangencia a la línea recta que representa el flujo promedio diario. En caso de que la curva de masas vaya por arriba de la línea del flujo promedio se deberán trazar dos líneas paralelas a la línea del flujo promedio y tangentes a los extremos de la curva de masas del influente. Ver Figura 2 (b). En este caso, el volumen requerido es igual a la distancia vertical entre las dos líneas.

En la práctica, el volumen del tanque de igualación se incrementa de un 10 a un 20 por ciento respecto al calculado en la teoría para prever incrementos de flujo, espacio libre en los bordes, etc.

EJEMPLO

Utilizando los datos que aparecen en la Tabla 1, determine: 1) el volumen de almacenamiento requerido para la igualación del caudal, y 2) el efecto de la igualación en la carga de la DBO.

1. Determinar el volumen requerido del tanque de igualación

a) La primera etapa consiste en desarrollar la curva acumulada de masas del caudal de aguas residuales. Esto se realiza convirtiendo el caudal promedio durante cada intervalo de una hora a volumen en metros cúbicos, utilizando la siguiente expresión y posteriormente sumando en forma acumulada los volúmenes de cada hora.

$$\text{Volumen, m}^3 = \left(q_1, \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \right) \left(3600 \frac{\text{s}}{\text{h}} \right) (1.0 \text{ h})$$

Por ejemplo, para los tres primeros intervalos mostrados en la Tabla 1, los volúmenes horarios correspondientes son:

$$\begin{aligned} V_{m-1} &= (0.275 \text{ m}^3/\text{s})(3600 \text{ s/h})(1.0 \text{ h}) \\ &= 990 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Para el intervalo 1 - 2:

$$\begin{aligned} V_{1-2} &= (0.220 \text{ m}^3/\text{s})(3600 \text{ s/h})(1.0 \text{ h}) \\ &= 792 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

El flujo acumulado, expresado en metros cúbicos al final de cada intervalo se determina como sigue:

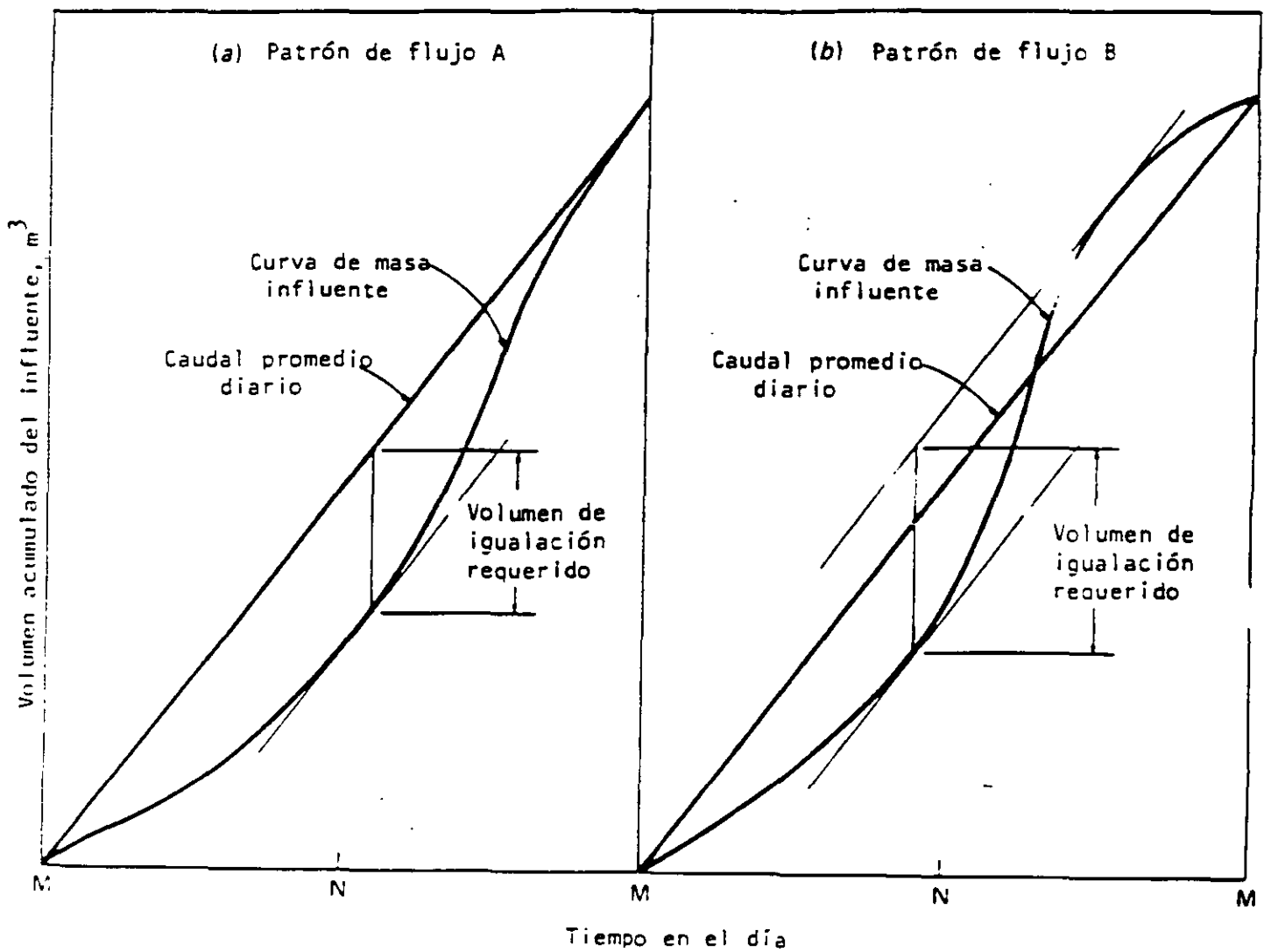


Figura 2 Curvas de masa para la determinación del volumen de igualación requerido para dos patrones típicos de flujo

Intervalo	Caudal promedio durante el intervalo, m ³ /s	Concentración promedio de DBO en el interv. mg/L	Volumen acumulado de flujo al final del int. m ³	Carga de DBO durante el intervalo, kg/h
M-1	0.275	150	990	149
1-2	0.220	115	1,782	91
2-3	0.165	75	2,376	45
3-4	0.130	50	2,844	23
4-5	0.105	45	3,222	17
5-6	0.100	60	3,582	22
6-7	0.120	90	4,014	39
7-8	0.205	130	4,752	96
8-9	0.355	175	5,030	223
9-10	0.410	200	7,506	295
10-11	0.425	215	9,036	329
11-N	0.430	220	10,584	341
N-1	0.425	220	12,114	337
1-2	0.405	210	13,572	306
2-3	0.385	200	14,958	277
3-4	0.350	190	16,218	239
4-5	0.325	180	17,388	211
5-6	0.325	170	18,558	199
6-7	0.330	175	19,746	208
7-8	0.365	210	21,060	276
8-9	0.400	280	22,500	403
9-10	0.400	305	23,940	439
10-11	0.380	245	25,308	335
11-M	0.345	180	26,550	224
Promedio	0.307			213

Tabla 1 Datos de caudal y Demanda Bioquímica de Oxígeno para determinar los efectos de la igualación del flujo del ejemplo

Al final del primer intervalo M-1:

$$V_1 = 990 \text{ m}^3$$

Al final del segundo intervalo 1-2:

$$V_2 = 990 + 792 = 1782 \text{ m}^3$$

El flujo acumulado para cada uno de los intervalos horarios se calcula de manera similar y se reporta en la Tabla 1.

b) La segunda etapa consiste en preparar una gráfica de los volúmenes acumulados del caudal. En la Figura 3, se puede observar que la pendiente de la línea trazada del origen al punto final de la curva representa el valor del caudal promedio diario que en este caso es igual a $0.307 \text{ m}^3/\text{s}$.

c) La tercera etapa consiste en determinar el volumen de almacenamiento requerido. Esto se realiza trazando una línea tangente a la curva de masas en forma paralela a la línea que representa el caudal promedio diario. El volumen requerido se representa mediante la distancia vertical existente entre el punto de tangencia y la recta que representa el caudal promedio diario. En nuestro caso, este valor es:

$$\text{Volumen del tanque de igualación, } V = 4110 \text{ m}^3$$

2. Determinar el efecto del tanque de igualación en la carga de DBO. Existen varios métodos para hacer esto, sin embargo, posiblemente el más simple es el que consiste en hacer los cálculos necesarios iniciando con el intervalo horario en que el tanque de igualación se encuentra vacío. En nuestro caso, esto sucede a las 8:30 AM. (Ver Figura 4). Por lo tanto, los cálculos necesarios se desarrollarán iniciando con el intervalo de las 8 a las 9 AM.

a) El primer paso es calcular el volumen del agua en el tanque de igualación al final de cada intervalo de una hora. Esto se realiza restando el caudal horario regularizado del caudal del influente. El volumen correspondiente al caudal igualado o regularizado mostrado en la Figura 3 para un intervalo de una hora es de 1106 m^3 , es decir, $(26550 \text{ m}^3/\text{d})(1.0 \text{ h})/(24 \text{ h}/\text{d})$. Utilizando este valor, se calcula el volumen en almacenamiento mediante la siguiente expresión:

$$V_{sc} = V_{sp} + V_{ic} - V_{oc}$$

Donde:

V_{sc} = Volumen del tanque de igualación al final del intervalo en estudio

V_{sp} = Volumen del tanque de igualación al final del intervalo previo

V_{ic} = Volumen del influente durante el intervalo de estudio

V_{oc} = Volumen del efluente durante el intervalo de estudio

Es decir, utilizando los datos de la Tabla 1, el volumen de

igualación para el intervalo de las 8 a la 9 es:

$$V_{sc} = 0 + 1278 - 1106 = 172 \text{ m}^3$$

Para el periodo de las 9 a las 10 es:

$$V_{sc} = 172 + 1476 - 1106 = 542 \text{ m}^3$$

El volumen de almacenamiento para cada intervalo horario se ha calculado de manera similar y se reporta en la Tabla 2.

b) El segundo paso consiste en calcular la concentración promedio de DBO que sale del tanque de almacenamiento. Esto se realiza mediante la expresión que se presenta a continuación, la cual, se basa en suponer que el contenido del tanque de igualación está completamente mezclado:

$$X_{oc} = \frac{(V_{ic})(X_{ic}) + (V_{sp})(X_{sp})}{V_{ic} + V_{sp}}$$

Donde:

X_{oc} = Concentración promedio de DBO en la salida (efluente) del tanque de almacenamiento durante el intervalo en estudio, mg/L.

V_{ic} = Volumen de agua residual del influente durante el intervalo analizado, m^3

X_{ic} = Concentración promedio de DBO en el volumen de agua residual del influente, mg/L

V_{sp} = Volumen del agua residual en el tanque de almacenamiento en el intervalo previo, m^3

X_{sp} = Concentración de DBO en el agua residual en el tanque de almacenamiento al final del intervalo previo,

Utilizando los datos proporcionados en la Tabla 2, se calcula la concentración del efluente de la siguiente manera:

Para el periodo de 8 a 9:

$$X_{oc} = \frac{(1278 \text{ m}^3)(175 \text{ mg/L}) + (0)(0)}{1278 \text{ m}^3} = 175 \text{ mg/L}$$

Para el periodo de 9 a 10:

$$X_{oc} = \frac{(1476 \text{ m}^3)(200) + (172 \text{ m}^3)(175 \text{ mg/L})}{(1476 + 172) \text{ m}^3} = 197 \text{ mg/L}$$

Todos los valores de concentración se calculan de manera similar. Los resultados se reportan en la Tabla 2.

c) El tercer paso consiste en calcular la carga horaria utilizando

Inter- valo	Volumen del caudal duran- te el inter- valo, m ³	Volumen al- macenado al final del intervalo m ³	Concentración promedio de DBO durante el intervalo mg/L	Concentración de DBO homoge- nizada durante el intervalo mg/l	Carga de DBO homogenizada durante el intervalo kg/h
8-9	1278	172	175	175	193
9-10	1476	542	200	197	218
10-11	1530	966	215	210	232
11-N	1548	1408	220	216	239
N-1	1530	1832	220	218	241
1-2	1458	2184	210	214	237
2-3	1386	2464	200	209	231
3-4	1260	2618	190	203	224
4-5	1170	2680	180	196	217
5-6	1070	2746	170	188	208
6-7	1188	2828	175	184	203
7-8	1314	3036	210	192	212
8-9	1440	3370	280	220	243
9-10	1440	3704	305	245	271
10-11	1368	3966	245	245	271
11-M	1242	4102	180	230	254
M-1	990	3986	150	214	237
1-2	792	3672	115	196	217
2-3	594	3160	75	179	198
3-4	468	2522	50	162	179
4-5	378	1794	45	147	162
5-6	360	1048	60	132	146
6-7	432	374	90	119	132
7-8	738	0	130	126	139
Promedio					213

Tabla 2 Tabla de cálculo para la determinación de los valores de la carga de DBO homogenizada del ejemplo.

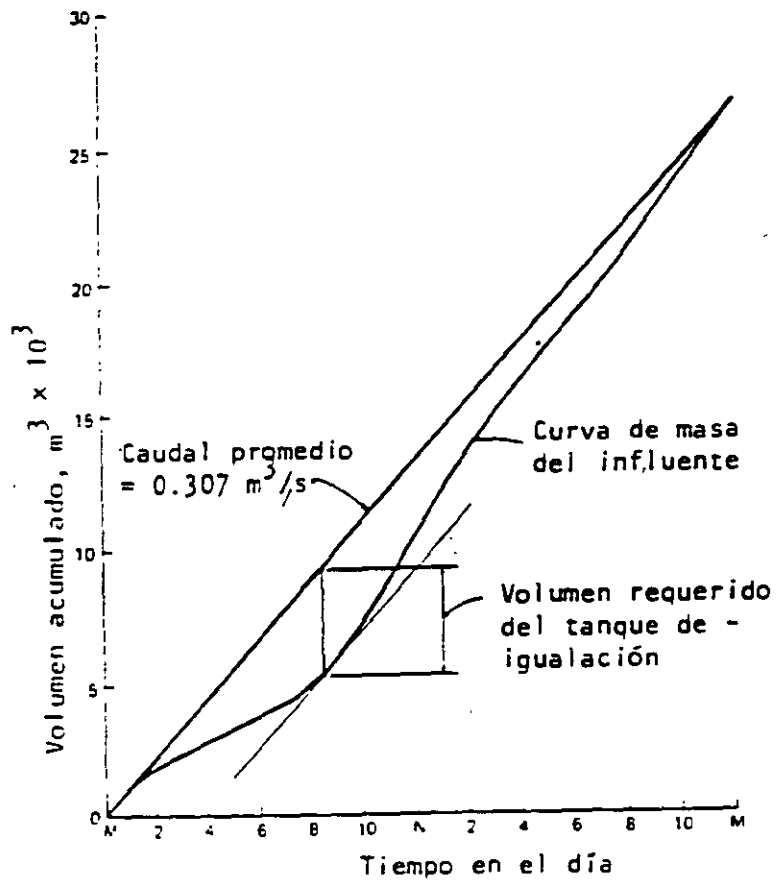


Figura 3 Curva de masas para la determinación del volumen del tanque de igualación del ejemplo

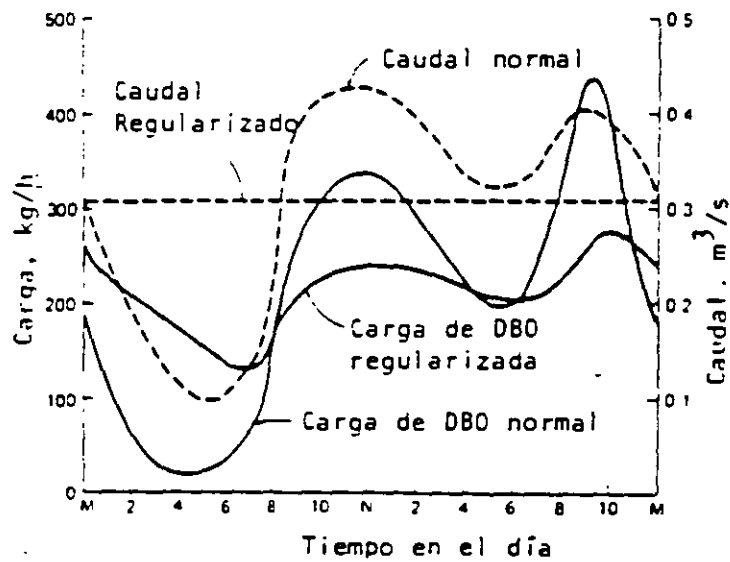


Figura 4 Graficación de los valores de caudal y carga de DBO normales y corregidos por igualación del flujo del ejemplo

la siguiente expresión:

$$\text{Carga, Kg/h} = \frac{(\text{Xoc, g/m}^3)(\text{ql, m}^3/\text{s})(3600 \text{ s/h})}{10000 \text{ g/Kg}}$$

Por ejemplo, para el intervalo de 8 a 9, la carga es de :

$$\frac{(175 \text{ g/m}^3)(0.307 \text{ m}^3/\text{s})(3600 \text{ s/h})}{1000 \text{ g/kg}} = 193 \text{ Kg/h}$$

Los valores para los intervalos restantes se presentan en la Tabla 2 y los valores sin igualación de flujo se reportan en la Tabla 1.

d) El efecto de la igualación del flujo puede mostrarse gráficamente, trazando la curva de carga de DBO con igualación y la curva de carga normal. Ver Figura 4.



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO EN MANEJO INTEGRAL DE
AGUAS MUNICIPALES**

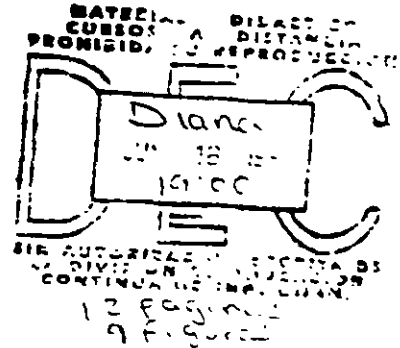
**MÓDULO IV
CA 086**

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

**TEMA
FLOTACIÓN**

**EXPOSITOR: M. EN I. ENRIQUE GARDUÑO NAVARRO
PALACIO DE MINERÍA
JULIO DEL 2002**

FLOTACIÓN



1.0 INTRODUCCIÓN

1.1. Definición.

Flotación es una operación unitaria empleada en la separación de partículas sólidas o líquidas desde una fase líquida continua. Esta operación se logra por la introducción de burbujas muy pequeñas de aire en el fondo de un tanque que contiene el líquido a procesar. Al elevarse lentamente las burbujas se adhieren o son atrapadas por partículas sólidas suspendidas en el líquido. Las fuerzas de flotación creadas por las burbujas provocan que la materia suspendida se eleve a la superficie del líquido donde se remueve por un proceso de desnatado.

1.2. Tipos de flotación

- (a) Flotación por espumación. Esta operación es utilizada ampliamente en la industria procesadora de minerales. Se hace mediante la introducción de aire atmosférico a presión cerca del fondo de un tanque que contiene el líquido a procesar. La instalación de mezcladores mecánicos crean una fuerte agitación en el tanque. Introduciendo soluciones químicas apropiadas, la espumación generada por el mezclado produce la separación deseada de minerales. Este tipo de flotación no se analizará en este curso.
- (b) Flotación por aire disuelto. Esta operación se basa en el transporte de un gas desde su estado disuelto a uno liberado debido a una rápida reducción de la presión en un líquido presurizado. Las pequeñas burbujas producidas se adhieren a partículas suspendidas en el líquido elevándose lentamente a la superficie. Este tipo de flotación será analizado en este tema.

1.3. Mecanismos de flotación

El contacto de las burbujas con la materia suspendida básicamente se logra de dos maneras:

- (a) Entrampamiento. Cuando la burbuja es físicamente capturada por la estructura de un flóculo. De hecho, se agregan productos químicos en el influente para crear un flóculo y lograr tal entrampamiento. Se utilizan sulfato de aluminio, cloruro férrico, sílice activada, etc.

FLOTACIÓN

1.0 INTRODUCCIÓN

1.1. Definición.

Flotación es una operación unitaria empleada en la separación de partículas sólidas o líquidas desde una fase líquida continua. Esta operación se logra por la introducción de burbujas muy pequeñas de aire en el fondo de un tanque que contiene el líquido a procesar. Al elevarse lentamente las burbujas se adhieren o son atrapadas por partículas sólidas suspendidas en el líquido. Las fuerzas de flotación creadas por las burbujas provocan que la materia suspendida se eleve a la superficie del líquido donde se remueve por un proceso de desnatado.

1.2. Tipos de flotación

- (a) Flotación por espumación. Esta operación es utilizada ampliamente en la industria procesadora de minerales. Se hace mediante la introducción de aire atmosférico a presión cerca del fondo de un tanque que contiene el líquido a procesar. La instalación de mezcladores mecánicos crean una fuerte agitación en el tanque. Introduciendo soluciones químicas apropiadas, la espumación generada por el mezclado produce la separación deseada de minerales. Este tipo de flotación no se analizará en este curso.
- (b) Flotación por aire disuelto. Esta operación se basa en el transporte de un gas desde su estado disuelto a uno liberado debido a una rápida reducción de la presión en un líquido presurizado. Las pequeñas burbujas producidas se adhieren a partículas suspendidas en el líquido elevándose lentamente a la superficie. Este tipo de flotación será analizado en este tema.

1.3. Mecanismos de flotación

El contacto de las burbujas con la materia suspendida básicamente se logra de dos maneras:

- (a) Entrampamiento. Cuando la burbuja es físicamente capturada por la estructura de un flóculo. De hecho, se agregan productos químicos en el influente para crear un flóculo y lograr tal entrampamiento. Se utilizan sulfato de aluminio, cloruro férrico, sílice activada, etc.

- (b) Adhesión. Esta clase de contacto se debe a las fuerzas de tensión interfacial y es fundamentalmente un problema de química de superficie. Ocurre más en la flotación por espumación.

1.4. Métodos de reducción de la presión

(a) Flotación por vacío. En este proceso el tanque de flotación está cubierto manteniéndose un vacío sobre la superficie del líquido. El influente, a presión atmosférica, se introduce en el fondo del tanque. A medida que el líquido entra en el tanque la presión se reduce súbitamente provocando la liberación de burbujas de aire. El proceso tiene algunas desventajas: el tanque debe estar absolutamente cerrado para mantener al vacío y la presión está limitada a la teórica máxima de una atmósfera. Las instalaciones operan aproximadamente a 25 cm. de columna de mercurio, de presión manométrica

(b) Flotación presurizada. En este proceso el tanque de flotación está expuesto a la atmósfera. El influente con presión de tres a cinco atmósferas mantenida con la bomba, pasa a través de una válvula reductora de presión inmediatamente aguas arriba del tanque. La reducción de presión genera las burbujas de aire. Este método de operación es mejor que el de vacío.

Prácticamente en todos los casos el gas que se utiliza para producir las burbujas es aire.

Las formas de los tanques de flotación pueden ser rectangulares o circulares. Ver. Figuras 1 y 2.

1.5. Métodos de operación

(a) Influyente presurizado (Fig. 3). En este método todo o una parte del influente se presuriza y satura con aire. La ventaja de este método es que el gasto a través del tanque de flotación es el mismo que el del influente. Esto es, no se recircula líquido. Esto permite dimensiones mínimas para el tanque de flotación. Sin embargo, hay algunas desventajas. Si todo o parte del influente se presuriza, el floculo creado por la introducción de productos químicos se puede destrozarse a medida que el líquido pasa a través de la bomba. También, si el aire se inyecta en agua cruda se tiene una disolución considerablemente menor que cuando el aire se inyecta en un efluente relativamente limpio.

- (b) Efluente presurizado (fig. 4). Si una fracción del efluente del tanque de flotación se recicla, presuriza y se satura con aire, se evitan las desventajas mencionadas en el inciso (a) anterior. Sin embargo, el gasto a través del tanque de flotación es mayor incrementándose por lo tanto el tamaño del tanque. Aun así, se considera que éste método de operación es mejor que el de presurización del influente.

1.6 Consideraciones para el diseño.

- (a) Aplicación de productos químicos. De las pruebas previas que se hagan puede resultar que se necesite aplicar un coagulante para desarrollar los flóculos y controlar el pH, para lo cual es necesario instalar un tanque mezclador aguas arriba del tanque de flotación.

- (b) Inyección de aire. No hay un acuerdo generalizado acerca del punto donde el aire debe inyectarse. Si es en la succión de la bomba, se requerirá una presión mínima.

También la bomba acelerará el proceso de saturación diluyendo el aire que pasa a través del impulsor. La desventaja es que la mezcla agua-aire a través de la bomba reduce su eficiencia y los costos de energía llegan a ser más altos. La inyección del aire en la descarga de la bomba elimina ésta desventaja pero, en este caso, a energía se requiere para la inyección. Aunque la localización del punto de inyección de aire no es totalmente fundamental, parece preferible tenerla del lado de la succión de la bomba.

- (c) Bomba de presurización. Normalmente se usan bombas centrífugas. Las presiones de operación se encuentran en el rango de 3 a 5 atmósferas.

- (d) Tanque de saturación. El proceso de disolución del aire en el agua no se logra instantáneamente. Por lo tanto, se debe incluir en el sistema un tanque de homogenización del aire para un tiempo de residencia de uno a dos minutos.

- (e) Válvula aliviadora de presión. Esta válvula es un componente vital de la

instalación. Se debe localizar entre el tanque de saturación y el de flotación, y deberá poder operarse manual o automáticamente para lograr la reducción deseada de presión. Las burbujas que se crean por el cambio súbito de presión tienen diámetros entre 0.03 y 0.015 mm.

(f) Tanque de flotación. El tiempo de retención es de 20 a 30 minutos para el proceso de clarificación; mientras que para el proceso de espesamiento se especifica de 100 a 120 minutos. Dependiendo del desecho por tratar en particular, las cargas superficiales están en el ámbito de 86 a 230 m³/m² - día. De esta manera, una carga de 115 m³/m² - día y un tiempo de retención de 25 minutos requiere una profundidad de 2 metros.

Para remover la nata de la superficie del tanque se requiere equipo mecánico. Asimismo, se instalan rastras para remover los depósitos del fondo. El efluente del tanque se extrae de la región más baja del tanque.

2.0 ANALISIS

Como se puede ver en el tema de sedimentación, el proceso de flotación puede describirse, en muchos casos, por la ecuación o Ley de Stokes, aunque se requiere aun más investigación para aplicarla en la solución de problemas prácticos.

Para analizar este fenómeno de naturaleza físico - química, estableceremos las siguientes condiciones (ver diagrama de definiciones) :

Diámetro de la burbuja de gas	D
Velocidad de ascenso de la burbuja	V
Viscosidad del gas	μ'
Peso específico del gas	γ'
Viscosidad del liquido	μ
Peso específico del liquido	γ
Densidad de masa del gas	$\rho' = \frac{\gamma'}{g}$
Densidad de masa del liquido	$\rho = \frac{\gamma}{g}$
Fuerza de flotación	$\gamma = \frac{\pi D^3}{6}$

Fuerza debida al peso de la burbuja

$$\gamma'' = \frac{\pi D^3}{6}$$

Fuerza de arrastre o de fricción

$$3\pi\mu v D$$

Para $NR \leq 1.0$, se tiene :

$$v = \frac{g(\rho - \rho')D^2}{18\mu} \dots\dots\dots \text{Ley de Stokes (1)}$$

Teóricamente, la ec. de Stokes es aplicable solo cuando la partícula es un sólido. Cuando la partícula es un gas, por ejemplo aire, puede ocurrir una circulación interna en la burbuja. De acuerdo a esto, Landau y Lifschitz establecieron una ecuación más general a partir de la Ley de Stokes.

$$v = \frac{g(\rho - \rho')D^2(3\mu + 3\mu')}{18\mu(2\mu + 3\mu')} \dots\dots\dots (2)$$

Si μ'/μ es muy grande la ecuación (2) se transforma en la (1). Pero si μ'/μ es muy pequeña, entonces la ec. (2) es similar a la (1) solo que en el denominador se reemplaza el número 18 por el 12. En este caso la velocidad se incrementa en 50%.

Este resultado teórico se basa en la consideración de que se tiene un líquido totalmente puro. Valentin sugiere que las impurezas que contienen las aguas residuales evitan la circulación interna y por tanto la burbuja de aire se puede comportar como una partícula sólida. Otros experimentos, han confirmado que una burbuja de aire obedece la Ley de Stokes, en aguas residuales, cuando el número de Reynolds es pequeño.

Para grandes valores del número de Reynolds, la ecuación es:

$$v = \sqrt{\frac{4g(\rho - \rho')D}{3C_D\rho}} \dots\dots\dots (3)$$

donde

C_D Es un coeficiente de arrastre o fricción

2.1 Ley de Henry

Establece que la cantidad que puede disolverse de un gas en un líquido, es directamente proporcional a la presión parcial que el gas ejerza en el líquido.

$$P = K_H * X \dots\dots\dots(4)$$

donde

P Es la presión parcial, en atm.

X Es la fracción molar del gas disuelto en el líquido.

K_H Es la constante de Henry. El valor depende del tipo de gas y de la temperatura.

Para el aire:

T, °C	0	10	20	30	40
K_H (Atm/frac.molar)	43.200	54.900	66.400	77.100	87.000

Composición del aire seco al nivel del mar:

Componente	Porcentaje en volumen	Peso Molecular
Nitrogeno	78.08	32
Oxigeno	20.95	16
Argon	0.93	
Bioxido de carbono	0.03	44
Otros	0.01	
Total	100.00	28.966

2.2 Balance de masa

Se analizará el sistema de flotación por presurización del efluente. Como se muestra en la figura 6.

El peso de sólidos suspendidos que entra al sistema por unidad de tiempo:

$$w \left[\frac{\text{grsólidos}}{\text{seg}} \right] = C \left[\frac{\text{grsólidos}}{\text{grlíquidos}} \right] \times \gamma \left[\frac{\text{grlíquido}}{\text{cm}^3} \right] \times Q \left[\frac{\text{cm}^3}{\text{seg}} \right] \dots \dots \dots (5)$$

Por otra parte de la ec. (4).

$$X = \frac{P}{K_H} \dots \dots \dots (6)$$

Donde X, es el número de moles de aire por mole de agua o peso del aire por peso del agua.

$$X = \frac{29 \cdot P}{18 K_H} \dots \dots \dots (7)$$

Para cualquier otro sistema gas - líquido, se emplea la ecuación general :

$$X = \frac{P m_1}{K_H m_2} \dots \dots \dots (8)$$

Donde m_1 y m_2 son los pesos moleculares del gas y el líquido, respectivamente.

De acuerdo con esto, la cantidad de gas que se inyecta es :

$$W_{in} = \left[\frac{\text{grgas}}{\text{seg}} \right] = \frac{p_i m_1}{K_H m_2} \left[\frac{\text{grgas}}{\text{grlíquido}} \right] \cdot \gamma \left[\frac{\text{grlíquido}}{\text{cm}^3} \right] \left[Q_R \right] \left[\frac{\text{cm}^3}{\text{seg}} \right] \dots \dots \dots (9)$$

Donde:

Q_R Es el gasto de recirculación, y

p_i Es la presión de descarga de la bomba, en atm..

Como hay un represionamiento en el sistema debido a la presión atmosférica y a la carga hidrostática del tanque de flotación, no todo el gas disuelto está disponible para liberarse. Por lo tanto, se reemplaza p_1 por $(p_1 - p_2)$ en la ec. (9), obteniéndose:

$$W_G = \frac{p_1 - p_2}{K_H} \frac{M_G}{m} \gamma Q_R \dots\dots\dots(10)$$

Donde p_2 es la presión aguas abajo de la válvula aliviadora, en atmósferas:

$$r = \frac{W_G}{W_1} = \frac{(P_1 - P_2) m_G}{K_H C_1} \frac{Q_R}{m_1 W_1} \dots\dots\dots(11)$$

2.3. Cargas superficiales o tasas de derrame.

En el sistema de flotación por aire presurizado es difícil establecer con precisión cuál es el diámetro y la densidad de un floculo en el cual se adhieren algunas burbujas de aire. Asimismo es difícil determinar la viscosidad y densidad de la fase líquida que se altera significativamente por la presencia de una fase dispersa compleja. Por todo esto, es necesario llevar a cabo pruebas experimentales a nivel laboratorio o de planta piloto para determinar la tasa de ascenso de un desecho en particular a tratar. En la tabla 1 aparece información al respecto.

2.4. Eficiencias de operación

En la tabla 2 se presenta información sobre eficiencias de remoción de sólidos suspendidos y de Demanda Bioquímica de Oxígeno, para diversos tipos de desechos.

2.5. Aplicación

El desecho líquido de una refinería de petróleo se va a tratar con un sistema de flotación con aire disuelto. Se realizó un experimento en una planta piloto que proporcionó suficiente información para proceder con el diseño del prototipo.

(a) Condiciones de las pruebas a nivel piloto

Temperatura del agua residual $T = 15\text{ }^{\circ}\text{C}$,
 Caudal a tratar $Q_1 = 189\text{ lpm}$.
 Concentración de Sól. Susp. en el influente $C_1 = 500\text{ ppm de S. S.}$
 Presión atmosférica : 1.033 kg/cm^2
 $P_1 = 3.8665\text{ kg/cm}^2$
 $P_1\text{ (absoluta)} = 4.995\text{ kg/cm}^2\text{ (4.743 atm)}$
 $P_2 = \gamma l = 999.12 * 1.2 = 1198.94\text{ kg/m}^2 = 0.12\text{ kg/cm}^2$
 $P_2\text{ (absoluta)} = 0.12 + 1.033 = 1.153\text{ kg/cm}^2 = 1.12\text{ atm}$
 $K_H = 60.650\text{ atm/frac. molar. } m_G = 29, m_L = 18$

$$r = \frac{W_2}{W_1} = \frac{(4.743 - 1.12)}{(60650)(500 * 10^{-6})} * \frac{29}{18} * \frac{Q_P}{189}$$

$$r = 0.001018 Q_R$$

Datos experimentales

Q_R , lpm	C_2 , ppm	C_2 , % en peso	r
19	82	1.8	0.019
38	45	2.2	0.039
57	34	2.5	0.058
76	28	2.5	0.071
95	25	2.6	0.097
114	24	2.6	0.116
133	22	2.7	0.135
152	21	2.7	0.155

La representación gráfica de r versus C_2 se muestra en la fig. 9. Se observa que para valores de r mayores de 0.1 la concentración del efluente no decrece substancialmente, por lo que se recomienda emplear el valor de $r = 0.1$ para el diseño del prototipo.

De la tabla previa. interpolando, se ve que este valor corresponde a $Q_R = 98$ lpm. por lo tanto, se requerirá circular el 52 % del efluente. En estas condiciones el gasto del influente al tanque de flotación es de 287 lpm.

Para $r = 0.1$, la concentración de sólidos en las natas, es de 2.64 porciento en peso.

Balance de masa :

$$W_1 = W_2 + W_s \quad \dots \dots \dots (12)$$

ó sea :

$$C_1 \gamma Q_1 = C_2 \gamma (Q_2 - Q_s) + C_s \gamma_s Q_s \quad \dots \dots \dots (13)$$

Considerando que $Q_2 \approx Q_1$, y que $\gamma_s \approx \gamma_1$ se tiene :

$$Q_s = Q_1 (C_1 - C_2) / C_s \quad \dots \dots \dots (14)$$

Sustituyendo valores:

$$Q_s = 189(500-25)/(26400) = 3.41 \text{ lpm}$$

Por lo tanto, el gasto efluente real es aproximadamente 186 lpm

(b) Diseño del sistema Prototipo

Condiciones:

Gasto influente	$Q_1 = 100$ lps
Sólidos Suspendidos en el influente	$C_1 = 400$ ppm
Temperatura	30°C
Relacion aire : sólidos	$r = 0.1$
Gasto efluente a recircular	$Q_R = 52$ lps
Carga superficial	$v = 175 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{-d}$

(i) Tanque de flotación

$$A_s = \frac{Q_1 + Q_R}{f} = \frac{0.1 + 0.052}{0.00202} = 75.25m$$

Con sección rectangular:

Si $L/B = 5$. $A_s = 5B^2 = 75.25m^2$

$B = 3.88$ m, $L = 19.40$ m y entonces $A_s = 75.27m^2$

Con un tiempo de retención de 20 minutos:

Volumen : $0.152m^3/s \times 1200seg. = 182.4m^3$

Tirante : $z = 182.4m^3 / 75.27 m^2 = 2.42.m$

Se deja $z = 2.5$ m

Con sección circular :

$\pi R^2 = \pi D^2 / 4 = 0.7854D^2 = 75.25m^2$; $D^2 = 75.25/0.7854 = 95.81$; $D = 9.788$ m

$D = 9.79m$: Se deja $D = 10$ m: con lo que: $A_s = 78.54m^2$ y así: $Z = 2.32$ m

Se deja $Z = 2.5$ m

(ii) Tanque de saturación de aire.

Tiempo de contacto: 2 minutos

Volumen : $Q_R \cdot t_c = 0.052 \times 120 = 6.24m^3$

Se recomienda si $Z = 4D$: $V = \pi D^2 \times z / 4 = \pi D^3 = 6.24$

$D = 1.26$ m. $z = 5.04$ m

Se deja $D = 1.3$ m. y $z = 5.0$ m

(iii) Compromiso esperado del sistema

De acuerdo con los resultados de la prueba piloto se puede esperar lo siguiente:

$C_2 = 25$ ppm. $C_s = 2.6$ %

Gasto de agua que se pierde con la nata o espuma:

$Q_s = Q_1(C_1 - C_2) / C_s$

$Q_s = 0.1(400 - 25) / 26000 = 0.00144 m^3 / seg = (1.5$ lps)

iv) Condiciones de presión

K_H a 30°C , : 77,100 atm/frac. molar

$$P_2 = P_{\text{atm}} - \gamma Z = 10.330 + 1000 \times 2.5 = 1230 \text{ kg/m}^2$$

$$P_2 = 1.242 \text{ atm. } m_G = 29, m_L = 18$$

Con la ec. (11):

$$0.1 = \frac{(P_1 - 1.24)(29)(0.052)}{(77.100)(400 \times 10^{-6})(18)(0.1)}$$

$$P_1 = 4.92 \text{ atm}$$

$$P_1 = 4.92 \times 10330 = 50824 \text{ kg/m}^2 \text{ (abs)} = 5.08 \text{ kg/cm}^2$$

(v) Bombeo

$$\text{Potencia} = Q_R (P_1 - P_0) / 76$$

$$\text{Potencia} = 0.052 (50.824 - 10330) / 76 = 27.71 \text{ HP}$$

Seleccionando un equipo con 75% de eficiencia: $27.71 / 0.75 = 36.946$

$P_{\text{ot}} = 36.95 \text{ HP}$; por tanto se selecciona un motor de 40 HP

(vi) Requisitos de aire

De la ec (10):

$$W_G = (4.92 - 1.24) / 77.100 \times 29 / 18 \times 1000 \times 0.052$$

$$W_G = 0.004 \text{ kg/seg}$$

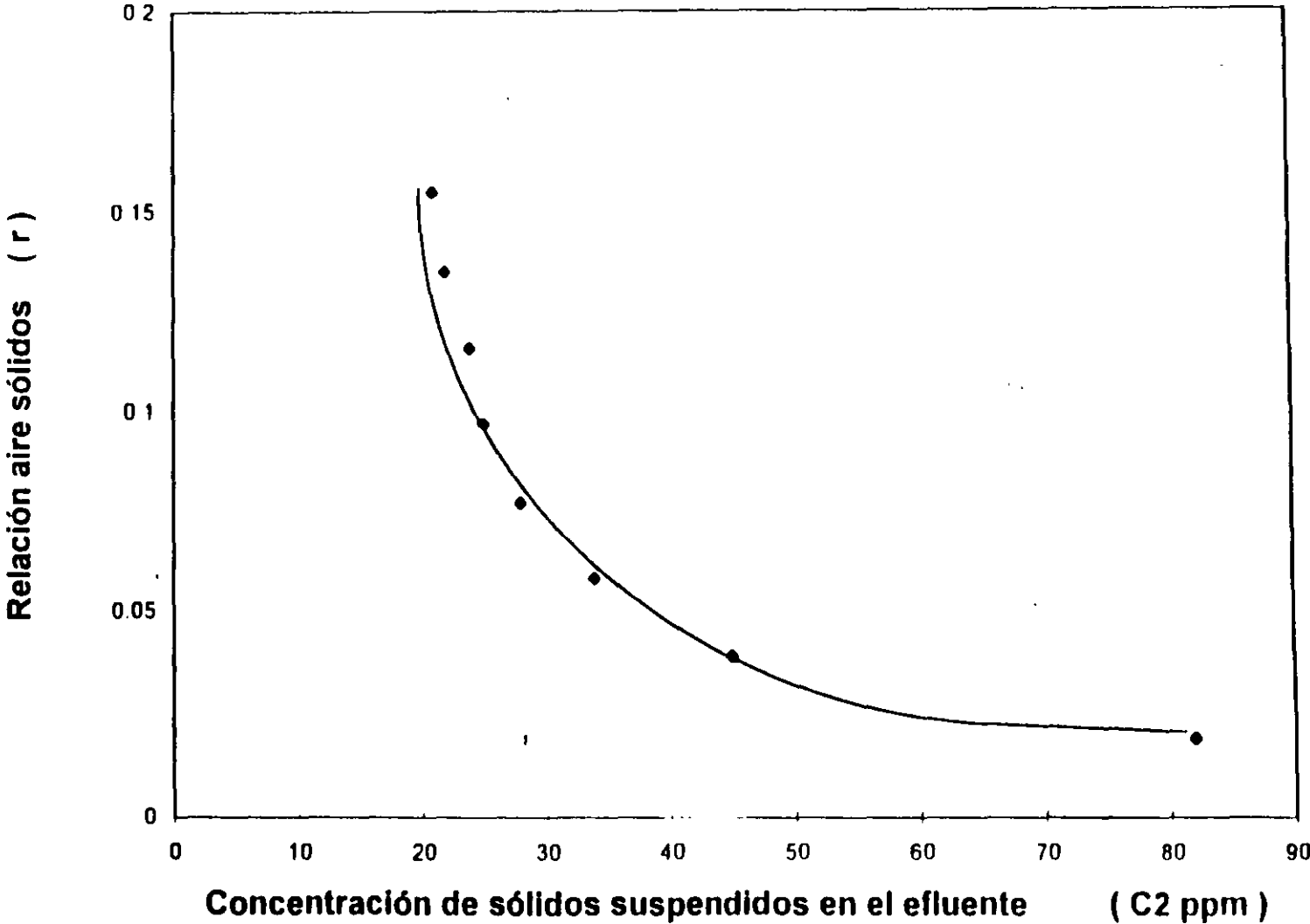
Si $\gamma' = 1.2 \text{ kg/m}^3$, entonces: $Q_G = W_G / \gamma' = 0.004 / 1.2 = 0.00333 \text{ m}^3/\text{s}$, es decir:

$$Q_G = \underline{200 \text{ lpm.}}$$

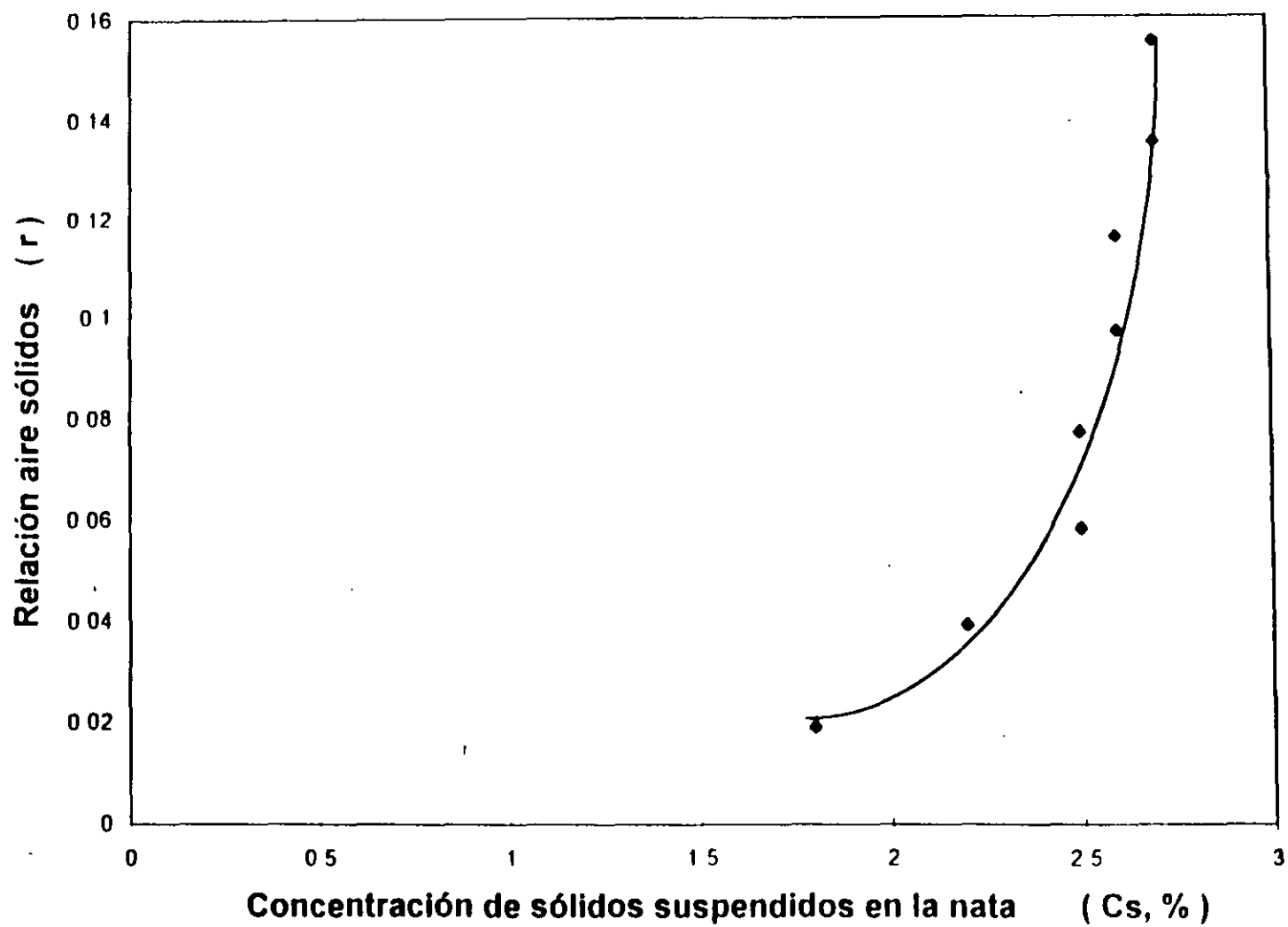
REFERENCIAS.

1. Metcalf & Eddy, Wastewater Engineering, McGraw Hill Book Co., New York, 1972.
2. Eckenfelder, W.W. Jr., Water Quality Engineering for practicing Engineers, Barnes and Noble, New York, 1970
3. Eckenfelder, W.W. Jr. And D.L. Ford, Water Pollution Control, The Pemberton Press, Jenkins Publishing Co., Austin y New York, 1970.
4. Ramalho, R.S., Introduction to Wastewater Treatment Processes, Academic Press, New York, 1977.
5. Nemerow, N.L., Liquid Waste of Industry, Theories, Practices and Treatment, Adison - Wesley Publishing Co., Reading Mass, 1971.

GRÁFICA DE RELACIÓN AIRE-SÓLIDOS VS. CONCENTRACIÓN DE SÓLIDOS EN EL EFLUENTE



GRÁFICA DE RELACIÓN AIRE-SÓLIDOS VS. CONCENTRACIÓN DE SÓLIDOS EN LAS ESPUMAS.



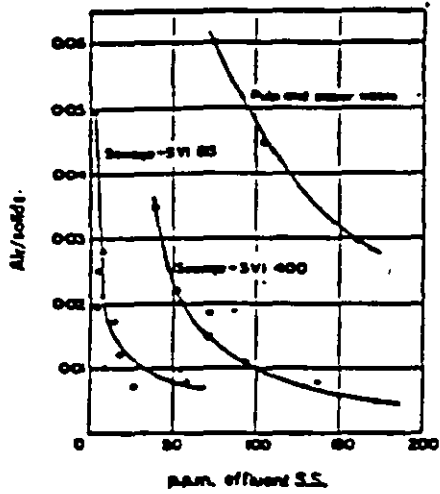


Fig. 7. Air-to-solids, r , vs. concentration of suspended solids in effluent, C_2 .
Reference: Eckenfelder and O'Connor

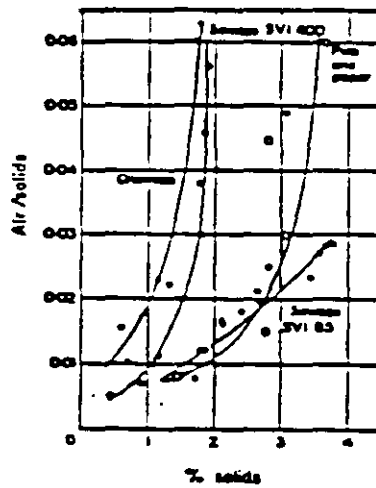
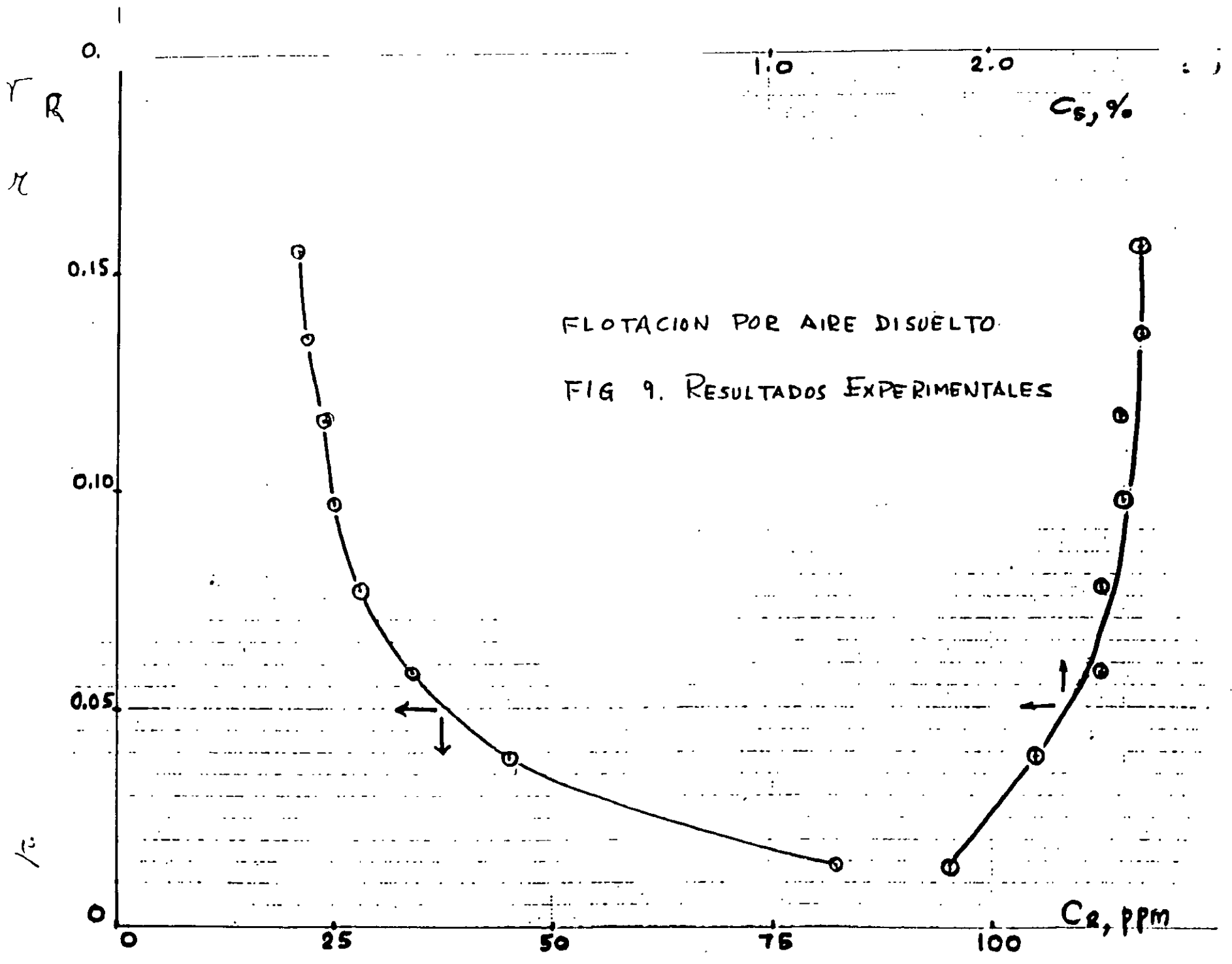


Fig. 8. Air-to-solids, r , vs. concentration of solids in scum, C_3 .



FLOTACION POR AIRE DISUELTO

FIG 9. RESULTADOS EXPERIMENTALES

$C_2, \%$

C_2, PPM



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

"Tres décadas de orgullosa excelencia" 1971 - 2001

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO EN MANEJO INTEGRAL DE
AGUAS MUNICIPALES**

**MÓDULO IV
CA 086**

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

TEMA

DESARENACIÓN

**EXPOSITOR: M. EN I. EDUARDO VEGA GONZÁLEZ
PALACIO DE MINERÍA
JULIO DEL 2002**

DESARENADORES, TEORIA Y DIMENSIONAMIENTO

1. INTRODUCCION

Los tanques desarenadores forman parte del tratamiento preliminar y se diseñan para eliminar la arena, aquí el termino arena incluye además, cascara 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 acumulación en los tanques de aeración y en los digestores de lodos lo cual puede reducir su volumen útil.

II LOCALIZACION

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 esa situación puede ser preferible bombear las aguas, a un punto de mayor accesibilidad a costa de un mayor mantenimiento en el equipo de bombeo.

III TIPOS DE DESARENADORES

La cantidad y calidad de la arena y el efecto de la misma en las unidades de tratamiento subsecuentes, son factores de gran importancia en la selección del desarenador. Asimismo, 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 en 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.

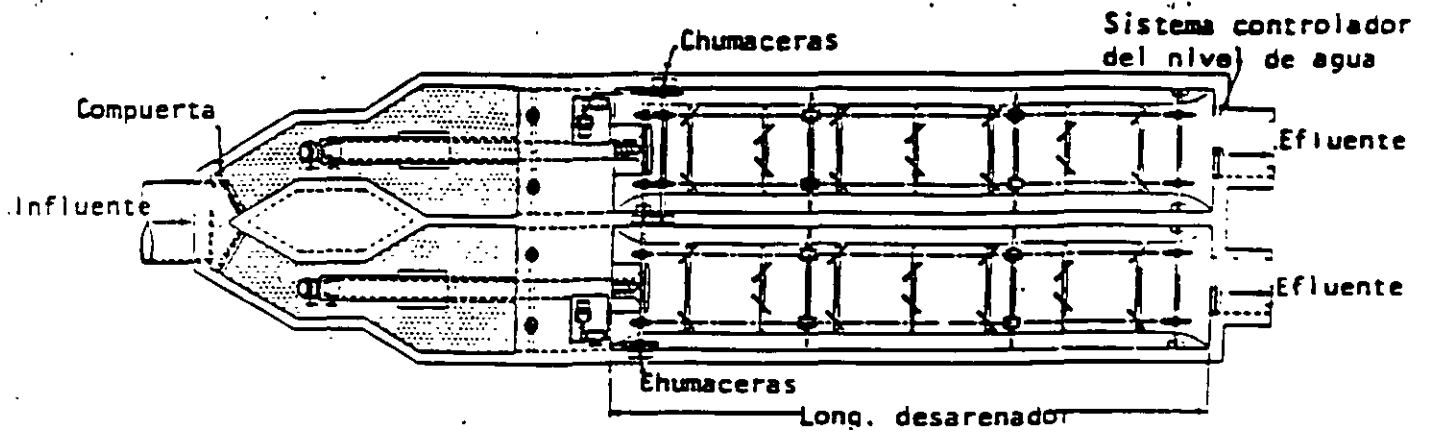
Los desarenadores aereados consisten en tanques sujetos a una aeración del tipo flujo en espiral donde la velocidad es controlada mediante sus dimensiones así como por la cantidad de aire suministrada a esa unidad.

Los desarenadores de sección cuadrada o 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.

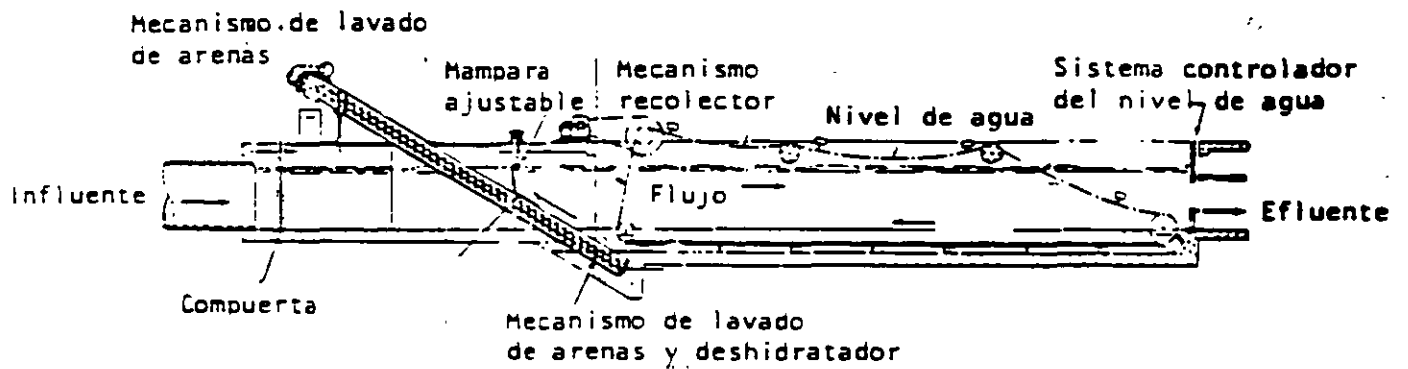
III.I Tanques desarenadores de flujo horizontal o velocidad controlada (Fig. 1).

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 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.



(a) Planta



(b) Sección longitudinal

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

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 proveer cierta longitud adicional para tener en cuenta la turbulencia que se forma en la entrada y en la salida, recomendándose un mínimo de aproximadamente el doble de la profundidad a flujo máximo aunque a veces se puede utilizar una longitud máxima adicional del 50% de la longitud teórica.

En la Tabla 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
Velocidades 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 deberán usar velocidades menores

** Uso de medidor Parshall como sección de control

*** Dm = Profundidad máxima en el desarenador

**** L = Longitud teórica del desarenador

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 aereación 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 sección transversal del tanque es semejante a la proporcionada para la circulación en espiral en los tanques de aereación de lodos activados. En la Tabla 2 se presentan los datos típicos de diseño.

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.

TABLA 2. Datos típicos para el diseño de desarenadores aereados.

Concepto	Valor	
	Rango	Típico
Dimensiones:		
Profundidad, m	2-5	---
Longitud, m	7.5-20	---
Ancho, m	2.5-7.0	
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

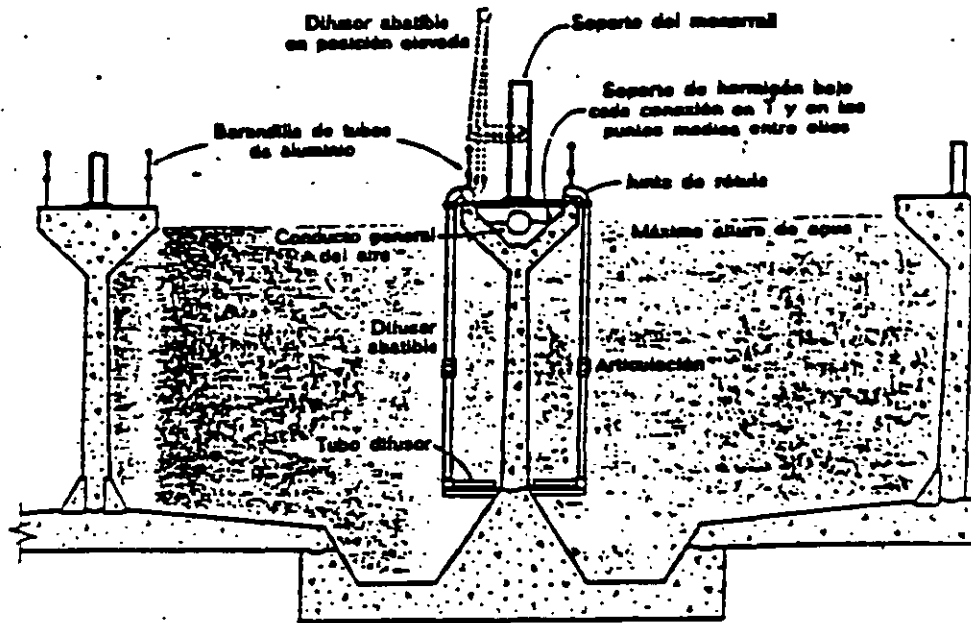


Figura 2. Sección transversal típica de un desarenador aerado

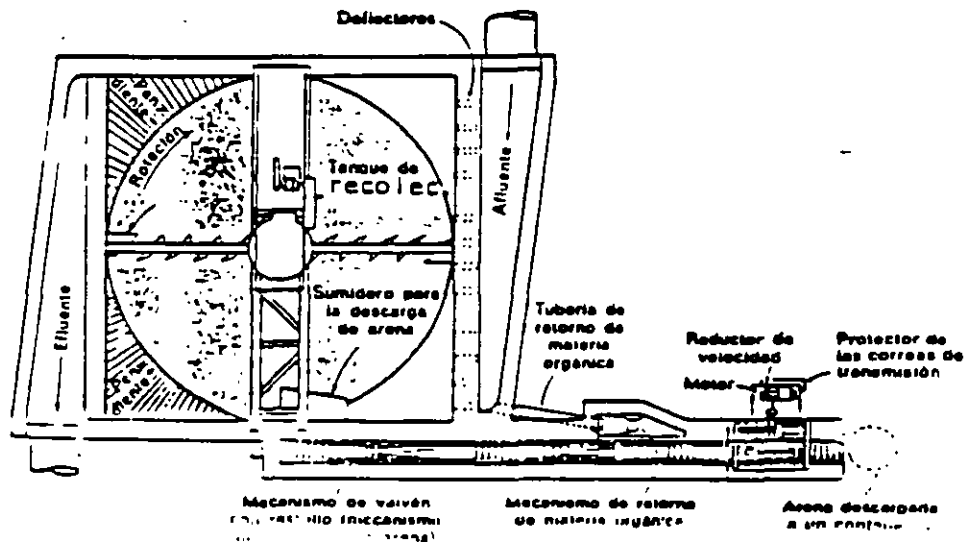


Figura 3. Desarenador de sección cuadrada o tanque de detritus

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 aereados, 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.

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 del máximo de diseño
2. El material que se elimina en esta unidad, 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 flujo variables.
4. El desgaste del equipo por abrasión es mínimo.

Entre sus 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 bomba de tornillo). En ese proyecto, los sólidos orgánicos son separados de la arena y regresados al tanque. Según Metcalf y Eddy, este 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 aereados, 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 rango amplio de flujos.

El vertedor proporcional y el tipo Sutor (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 Sutor 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 Sutor como sección de control se pueden usar las siguientes ecuaciones:

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

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

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

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 Sutor

Q₁ = Gasto a través de la porción rectangular del vertedor Sutor.

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 puede 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 del 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 uso de playas arenosas. Los valores típicos están reportados en la Tabla 2.

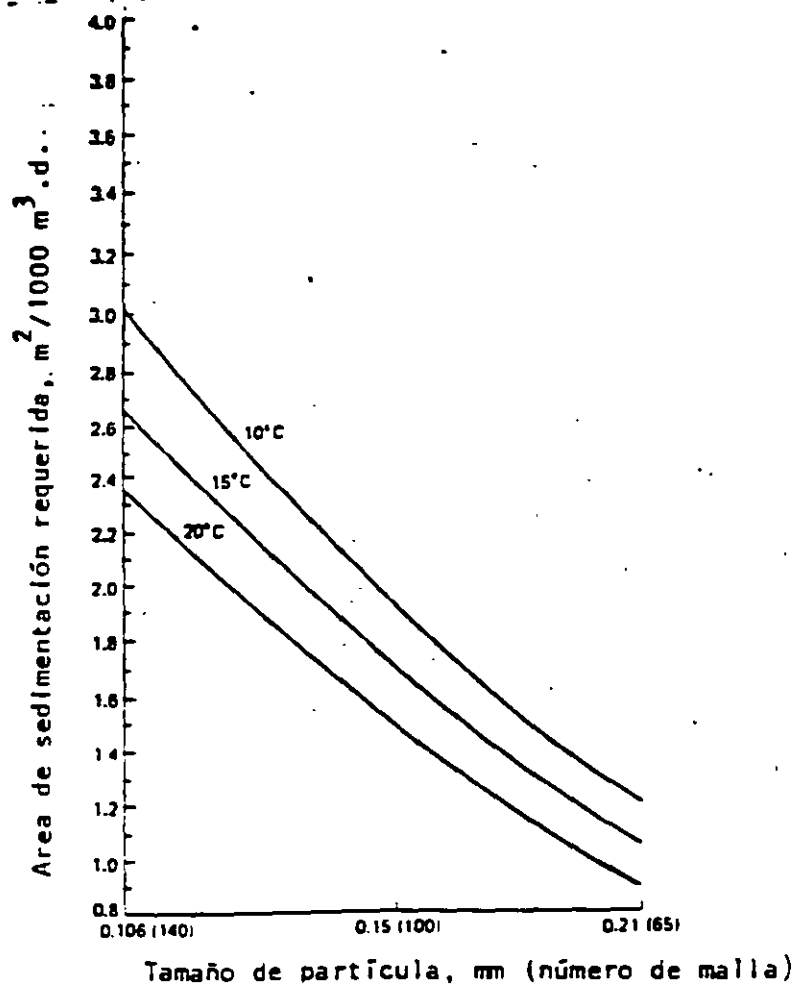


Figura 4. Area requerida por cada 1000 m³ de aguas residuales para la sedimentación de partículas con gravedad - específica = 2.65 a las temperaturas indicadas.

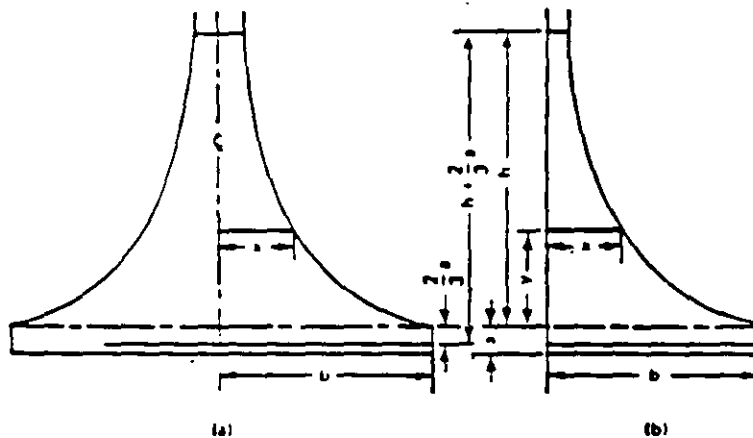


Figura 5. Elementos de un vertedor proporcional (a) y de un vertedor tipo Sutro (b)

VI. DISPOSICION O ELIMINACION 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.

VI.1 Lavado

El caracter 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 arena 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

Carga superficial: $C_s = 0.023 \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{m}^2$ 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, $V_s = 2.54 \text{ cm/s}$

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

Gravedad específica de las partículas = 2.65

Solución:

1. Area horizontal del canal desarenador:

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

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

$$L = A_h / \text{ancho} = \frac{4.545 \text{ m}^2}{0.60 \text{ m}} = 7.575 \text{ m}.$$

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. Area transversal del canal cuando no contiene arena:

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

$$A_t = Q / V_h = \frac{0.10454 \text{ m}^3 / \text{s}}{0.35 \text{ m/s}} = 0.2987 \text{ m}^2 \text{ (cuando tiene arena)}$$

4. Tirante si el canal tiene arena:

$$h_{c.a.} = A_t / \text{ancho} = \frac{0.2987 \text{ m}^2}{0.60 \text{ m}} = 0.498 \text{ m}.$$

Tirante si el canal no tiene arena:

$$h_{s.a.} = A_t / \text{ancho} = 0.3485 \text{ m}^2 / 0.60 \text{ m} = 0.581 \text{ m}.$$

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

5. Volumen para depósito de arena:

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

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

$$= \frac{0.378 \text{ m}^3}{0.20 \text{ m}^3/\text{sem.}}$$

= 1.9 semanas

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

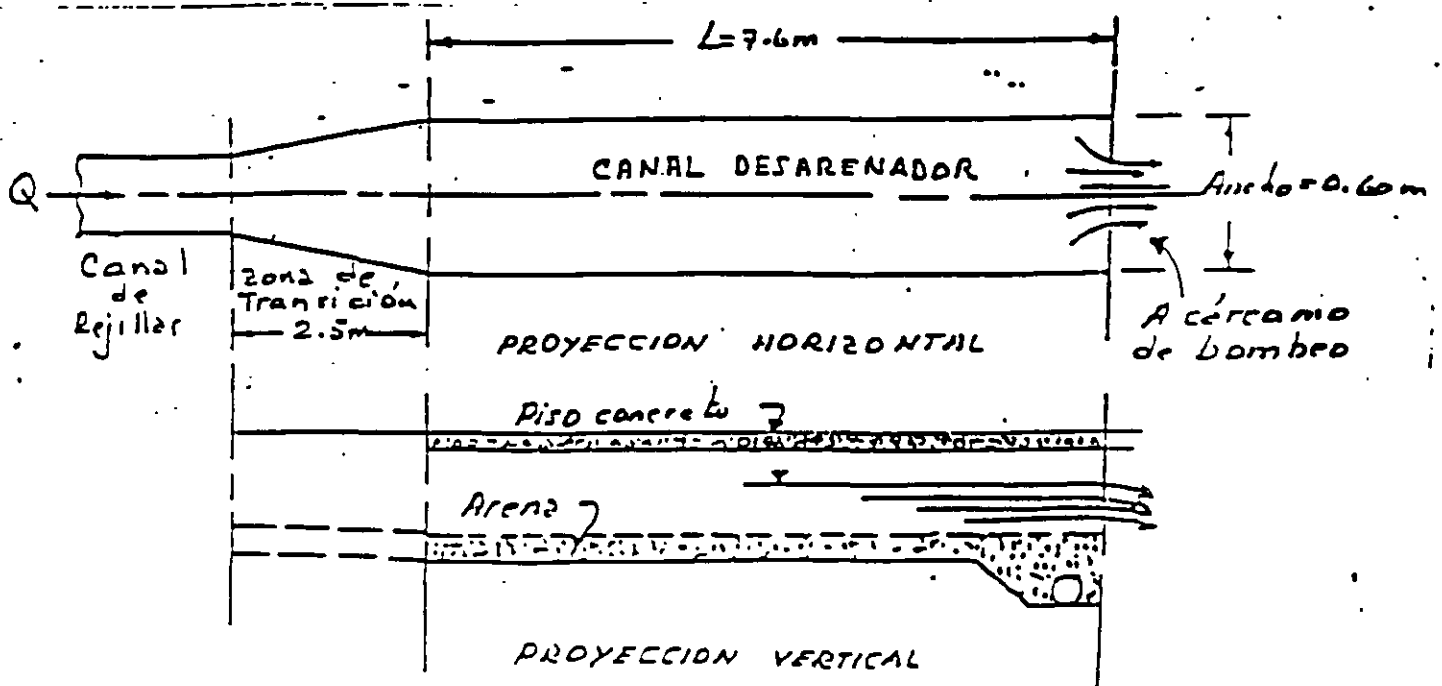


Figura 6 Desarenador del ejemplo VII.1

VII.2 Diseño de un desarenador 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 las dimensiones 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 = $124.2 \text{ m}^3 / 3 \text{ m} \times 3.6 \text{ m} = 11.5 \text{ m}$

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 $0.04 \text{ m}^3/\text{min. m}$ de longitud serán adecuados:

$$\begin{aligned}\text{Requerimiento de aire (en longitud)} &= 13.2 \text{ m} \times 0.04 \text{ m}^3/\text{min. m} \\ &= 0.53 \text{ m}^3/\text{min.}\end{aligned}$$

4. Estimar la cantidad de arena que debe ser manejada. Suponer un valor de 0.050 m^3 por cada 1000 m^3 de aguas residuales:

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

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

VIII. BIBLIOGRAFIA

- 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: Treatment 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 Collegue Publishing, New York, 1985.



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO EN MANEJO INTEGRAL DE
AGUAS MUNICIPALES**

**MÓDULO IV
CA 086**

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

TEMA

**AGUAS RESIDUALES: SEDIMENTACIÓN, TANQUES DE
SEDIMENTACIÓN**

**EXPOSITOR: DR. PEDRO MARTÍNEZ PEREDA
PALACIO DE MINERÍA
JULIO DEL 2002**

3.3) Tipos III y IV

La sedimentación tipo III o con interferencia ocurre cuando 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. En la parte superior de la masa que se asienta, se tiene una interfaz sólido-líquido entre las partículas y la zona clarificada (Ejemplo: Clarificadores anaerobios 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 14. (a) y (b) (sistema cerrado).

La figura 14 (a) muestra una sección transversal de un clarificador circular final del proceso de lodos activados, donde se definen las zonas de sedimentación que pueden ocurrir. La altura de agua clarificada usualmente es de 1.5 a 1.6 m de profundidad. La profundidad total para la zona con interferencia, compresión, y de compresión, usualmente es de 1.8 a 2.1 m.

3.3.1) Diseño de sedimentadores.

Los proyectos deben tener los parámetros básicos de diseño de sedimentadores. Para el caso de clarificadores finales se consideran estos tanto de la clarificación del líquido como del espesamiento de lodos.

Los cilindros de prueba se equipan con un dispositivo de agitación lento 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 por 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:

1. Se calcula el pendiente de la región de sedimentación con interferencia. Este es la velocidad de sedimentación requerida para clarificación.

SEDIMENTACION

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

2) 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 de agua coagulada y floculada en el proceso de aclaramiento químico del agua.

d) Sedimentación de precipitados de hierro y manganeso.

• Aplicaciones en tratamiento de aguas residuales:

a. Remoción de arenas, arrojillas y limos.

b. Remoción de sólidos suspendidos en clarificadores primarios.

c. Remoción de floculos biológicos en plantas de tratamiento mediante lechos activados.

d. Remoción de mucus en plantas de tratamiento mediante procesos biológicos de contacto (filtros percoladores, biolechos).

• Aplicaciones en tratamiento avanzado de agua:

a. Remoción de floculos 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.

En las suspensiones que se estudian en el tratamiento de aguas
 presenta, 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 renovación total que se puede esperar
 para una tasa hidráulica (tasa de derrame o carga superficial)
 dada.

- Análisis experimental

Columna de sedimentación
 Proceso cerrado (batch)
 Suspensión homogénea.

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 fig. 7. La fracción
 del total de partículas que se renuevan a una velocidad V_0 es:

$$\text{Fracción renovada} = (1 - F_0) + \frac{F_0}{V_0} \int_0^{V_0} V dF \quad (10)$$

donde

$(1 - F_0)$ fracción de partículas con velocidad V mayor que V_0 .

$\frac{F_0}{V_0} \int_0^{V_0} V dF$ fracción de partículas con velocidad menor
 que V_0 .

Resumen

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

1.1. Tipo II

Corresponde a la sedimentación de partículas flocculentas en una
 suspensión homogénea. Las partículas flocculan durante la
 sedimentación, por lo que aumentan de tamaño y sedimentan a una
 velocidad mayor. La sedimentación primaria de aguas residuales y
 de agua y aguas residuales coaguladas que, asimismo, son ejemplos
 de este tipo de sedimentación.

Para evaluar las características de sedimentación de una
 suspensión flocculante se deben realizar ensayos en columnas
 cerradas para el proceso cerrado (batch). En la fig. 8 se muestra una
 sección de pared. La altura por lo menos igual a la profundidad que
 se propone para el tanque de sedimentación. Las orificios
 para la toma de muestras se deben localizar con intervalos
 iguales en toda la altura de la columna.

2) Secciones: circular, cuadrada o rectangular

• Tanques circulares:

Diámetro: 4.5 m a 127 m. (10m. - 45m. usualmente)

Profundidad: 1.8m. a 4.8 m. (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 1.8m. a 5.7m.

bordo libre: 0.3 a 0.75 m.

Intervalos de los lados: 1.5m.

• Tanques rectangulares:

Tipos de mecanismos 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 1.8m. a 6m.
Longitud: hasta 70m.
Profundidad: Mayor de 1.8m.

Se pueden emplear anchos mayores hasta 20m. instalando 4 o más rastras separadas por mamparas y con mecanismos individuales,

b) Ancho: 1.8m. a 6m.
Longitud: 10m. a 90m.
Profundidad: Mayor de 1.8m.

Las rastras se deben quitar para inspeccionarlas o repararlas sin operar los tanques

c) Ancho: Hasta 6m.
Profundidad: Mayor de 1.8m.

3. Tipos de Sedimentación.

TIPO 1. Sedimentación libre de partículas discretas, no flocculentas, en una suspensión diluida.

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
Esquemas
Diseño

4.3) Zona de sedimentación

Factores que afectan las condiciones de "tanque ideal"
Clasificación de sedimentadores

4.3.1) Factores básicos de diseño

- a) Carga superficial
- b) Tiempo de retención
- c) Velocidad de estancamiento
- d) Relación L:H
- e) Número de unidades

a. Carga superficial (m^3/m^2-d)	(Valores medios)
- Retención de arenas	600-1000
- Sedimentación simple (agua suministro)	5-20
- Sedimentación primaria	
sección de tratamiento secundario	10-25
con parte de lago activado	24-30
- Sedimentación secundaria	
De lago activado convencional	15-20
De aeración extendida	6-15
De filtros percoladores	16-24
- Clarificación	
Aguas turbias	20-50
Aguas con color	15-20
Aguas con tratamiento biológico	
Coaguladas con sulfato de aluminio	20-24
Coaguladas con sales de hierro	25-30
Coaguladas con $CaCl_2$	50-64
- Aclaramiento químico	30-50
- Contacto de sólidos	
Aguas turbias	70-100
Aguas con color	60-100
Aclaramiento	80-100
- Sedimentación lenta (flujo laminar)	60-150

ρ_s densidad de masa de la partícula

ρ densidad de masa del líquido

S_s densidad relativa partícula-líquido

μ viscosidad absoluta (dinámica)

ν viscosidad relativa (cinemática)

d diámetro de la partícula

g aceleración debida a la gravedad

Flujo laminar

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

Dominan las fuerzas viscosas sobre las de inercia.

Flujo de transición

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

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

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

Flujo turbulento

$$1000 < N_R < 25.000, C_D = 0.4 \text{ (partículas esféricas)}$$

Dominan las fuerzas de inercia sobre las viscosas

Se puede emplear la fig. 3 para obtener la velocidad de sedimentación en las tres regiones de flujo. a partir del diámetro, densidad y temperatura

2.1.1) Teoría del tanque ideal de Camp

Se base en las hipótesis siguientes:

- a) La sedimentación de partículas es Tipo I.

A igualdad de 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 lo 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) Zona de lodos

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

5. Unidades de contacto de sólidos (Ver figuras)

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

6. Unidades de flujo laminar (Ver figuras)

- Características
- Ventajas
- Aplicaciones
- Bases teóricas (Ver figuras)

Variabes.

Vel. Vel. e . L . S:

donde

Vel. Vel. ad de sedimentación crítica

Vel. Velocidad promedio del flujo a través de un sedimentador ($\frac{1}{2}$)

Ang. Ang. de inclinación del sedimentador

La ec. (10) muestra que la tasa hidráulica (tasa de descarga 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 sección circular

En la fig. 4 aparece el diagrama del tanque ideal de sección circular, donde.

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

$$\frac{r}{H} = \frac{V_0}{V} \quad (12)$$

quedando

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

integrando:

$$\int_0^H r dr = \frac{2\pi r^2 H V_0}{Q} \int_0^H dr = dr \quad (14)$$

resolviendo la integral

$$H = \frac{2\pi r^2 H V_0}{Q} \int_0^H dr \quad (15)$$

$$H = \frac{2\pi r^2 H V_0}{Q} \int_0^H dr = \frac{H^2 \pi r^2 V_0}{Q}$$

quedando $V_0 = \frac{Q}{\pi r^2 H}$ (16)

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

• Condiciones de sedimentación de otros tamaños de partículas.

En las figuras 5 y 6 se muestra que todas las partículas con una velocidad de sedimentación, V_s , mayor que V_0 se removerán totalmente, caso que si V_s intercepta la zona de lodos. Las partículas con una velocidad de sedimentación, V_s , menor que V_0 se removerán en una proporción

$$\frac{V_s}{V_0} = \text{sección} \quad A_2 = \frac{H_s}{H} \quad (17)$$

y por tanto el tiempo medio para el paso de los elementos del fluido decrece. También las corrientes de viento y termicas flujos que pasan directamente desde 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.

Se adiciona una carga de trazador (sal, rodamina B, etc.) en el influente y se determina su concentración en el efluente como se muestra en la fig. 18. Si hay espacios muertos, se presenta la siguiente:

$$\frac{\text{Tiempo de retención medio}}{\text{Tiempo de retención teórico}} < 1 \quad (25)$$

Si no hay espacios muertos, la relación es:

$$\frac{\text{Tiempo de retención medio}}{\text{Tiempo de retención teórico}} = 1 \quad (26)$$

Si se presentan cortos circuitos, la relación es:

$$\frac{\text{Tiempo de retención (valor de la mediana)}}{\text{Tiempo de retención medio}} < 1 \quad (27)$$

Si no hay cortos circuitos:

$$\text{Tiempo de retención medio} = \text{Tiempo de retención (valor de la mediana)} \quad (28)$$

Si el tanque es inestable, la gráfica tiempo concentración no se puede reproducir en una serie de pruebas con trazadores. Por lo tanto, es de esperarse que el comportamiento del tanque sea errático.

La figura 19 muestra los resultados de estudios con trazadores en tres tipos de tanques de sedimentación. Se puede observar que el tanque rectangular se aproxima al ideal más que el de sección circular. De los tanques circulares, el de alimentación periférica tiene un mejor funcionamiento que el alimentado por el centro.

En la ingeniería del agua y las aguas residuales la mayoría de las suspensiones son flocculentas hasta cierto grado. Estas partículas del mismo tamaño inicial y densidad que las discretas interceptarán la zona de locos en un tiempo más corto debido a la aglomeración que sufren y a la sedimentación más rápida. Por lo tanto, si se aplica la teoría del tanque ideal a las partículas flocculentas, el diseño será consecuencia. Aunque planteada proporcionalmente el enfoque más racional para el diseño resalta que los parámetros más importantes son: la tasa de

- b) Se prolongan las tangentes desde la región de sedimentación-interferencia y desde la de compresión. 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 .

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

- e) Se traza una línea horizontal a partir de H_u hasta intersectar la tangente y se determina el tiempo, t_u , que es el requerido para alcanzar la concentración deseada, C_u .
- f) Determinar el área requerida para espesamiento, A_e .

$$A_e = 1.5 (Q - R) \frac{t_u}{h_0} \quad (20)$$

donde

Q gasto influente al aerador

R gasto de lodo recirculado

(Q - R) gasto total influente al clarificador

1.5 factor de escalamiento

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

$$A_c = 1.0 \frac{Q}{v_c} \quad (21)$$

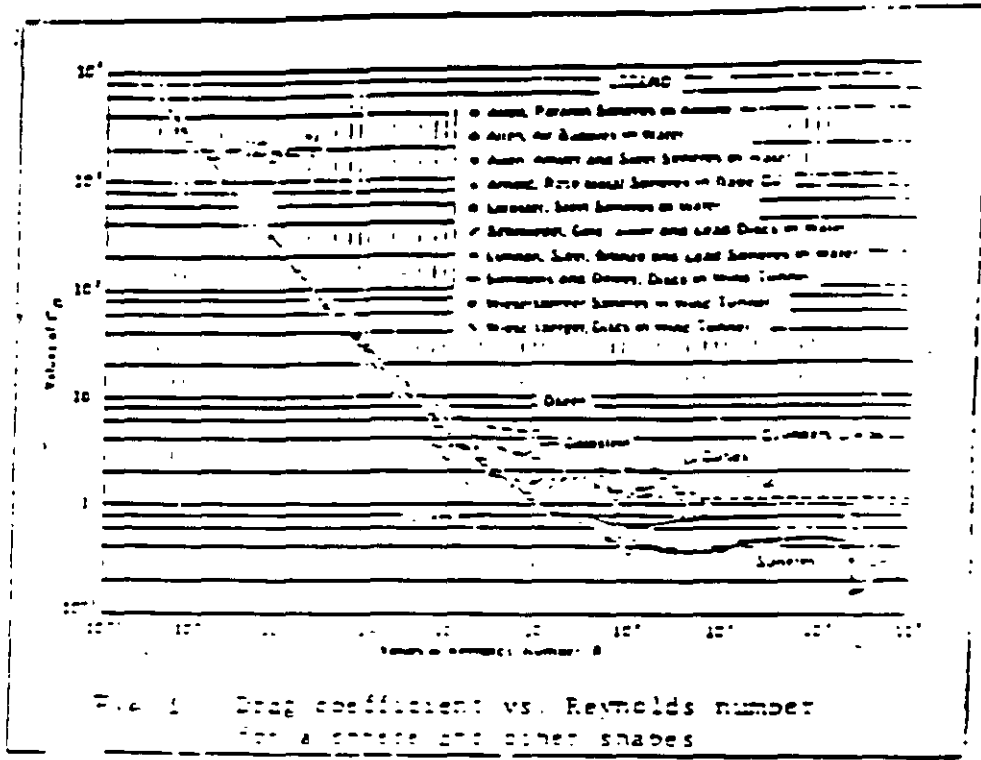
donde

Q gasto efluente del clarificador final

1.0 factor de escalamiento

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

El diseño se hace por 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.



b) Tiempo de retención medio (horas)

- Desarenación menor de 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 2.5-3.0
 - Contacto de sólidos 0.75-1.5
 - Flujo laminar menor de 0.25

- Relación entre tiempo de retención, profundidad y velocidad superficial

$$C_s = \frac{Q}{A_s} = \frac{V}{24 \cdot 60 \cdot 60} = \frac{L \cdot A \cdot H}{24 \cdot 60 \cdot 60}$$

$$C_s = \frac{H}{24} \quad (22)$$

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

En general:

$V_s = 20$ a 50 cm/min

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

$$Q = V_s A_s \quad , \quad Q = V_n A_n \quad (23)$$

$$A_s = aL \quad , \quad A_n = aH$$

$$\frac{V_s}{V_n} = \frac{A_n}{A_s} = \frac{aL}{aH} = \frac{L}{H}$$

FIG 3 Local Rectangular Settling Basin

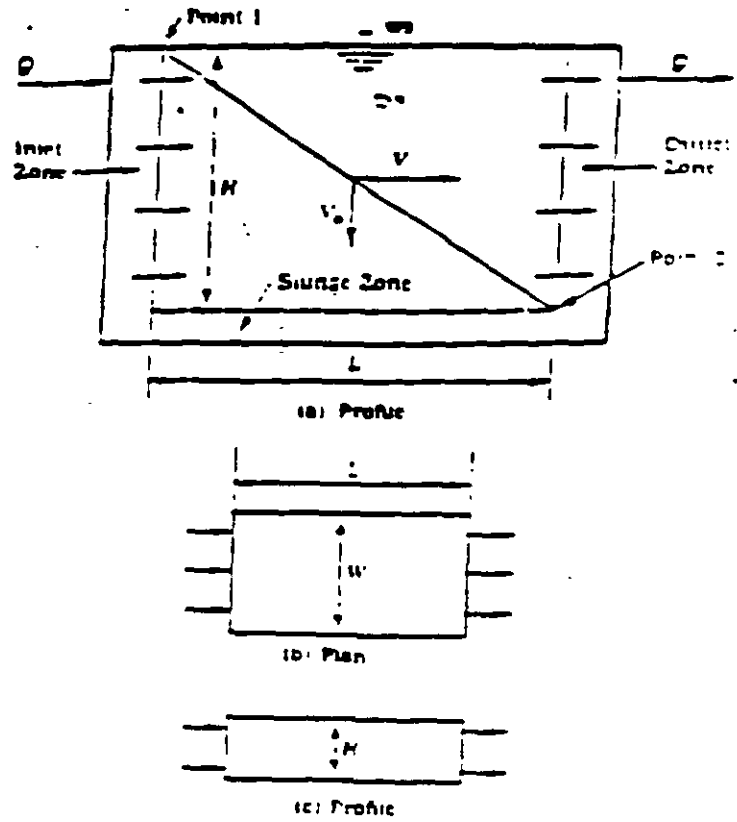
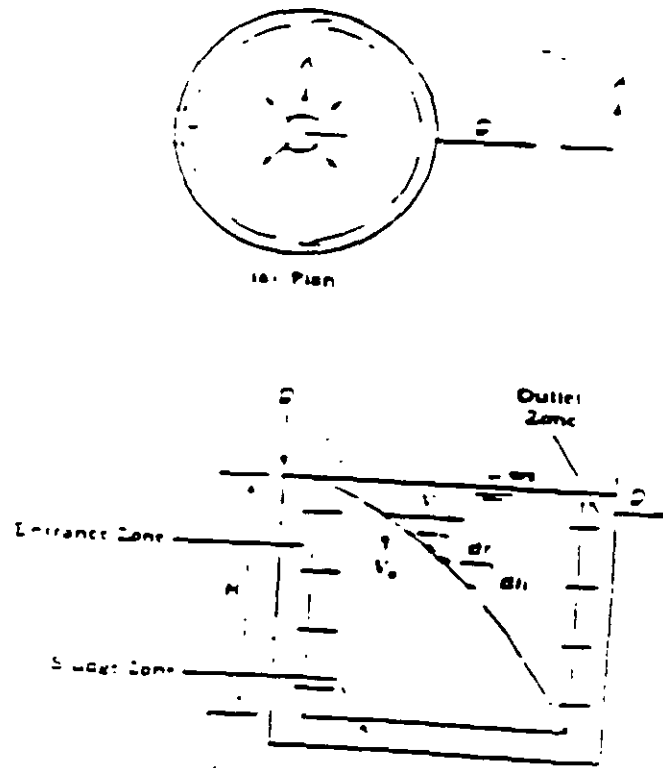


FIG 4 Local Circular Settling Basin



1 Longitud relativa del sedimentador

$$L = \frac{1}{e}$$

donde

L longitud del sedimentador

e Profundidad de un sedimentador

S_c 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

$$S_c = \frac{v_{sc}}{v_c} (\sin e - L \cos e) \quad (24)$$

Valores prácticos:

L = De 20 a 40

e = 5° a 60°

Re < 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: $L_T = L + L'$, donde $L' = 0.058 \frac{v_{sc}}{v}$

Estudios con tratadores

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 V/Q . 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 muertos 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.

FIG. 8 Basin Settling Column Details for Type II Settling

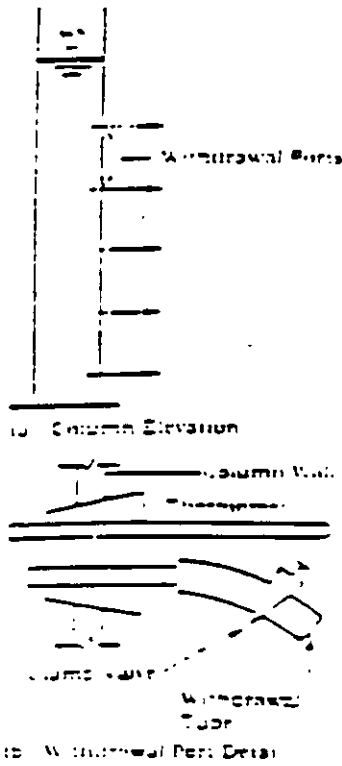


FIG. 9 Graph Showing Suspended Solids Removal Percentages Versus Settling Time

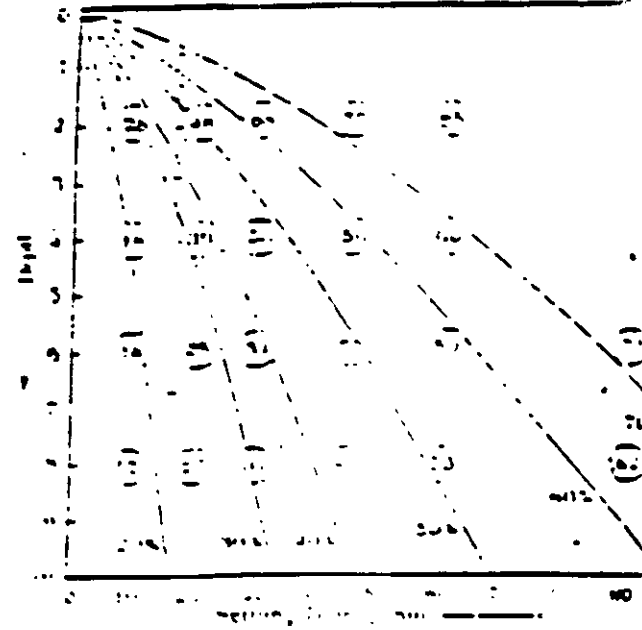


FIG. 10 Suspended Solids Removal versus Detention Time

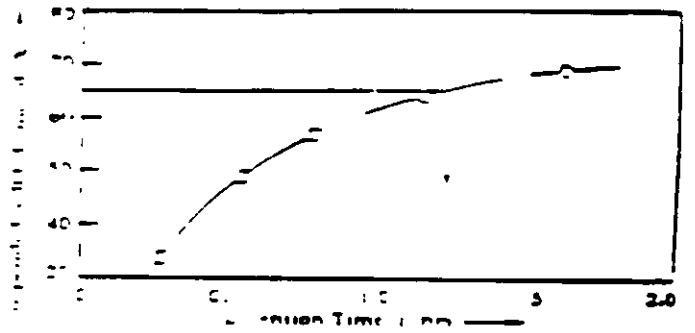
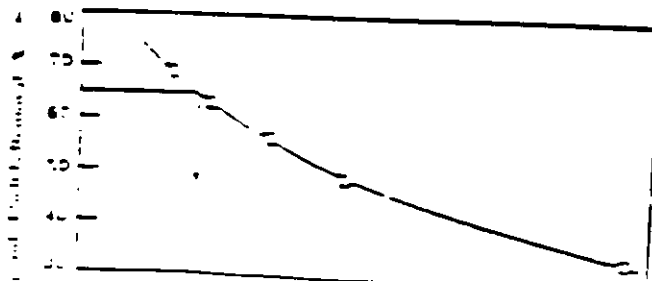


FIG. 11 Suspended Solids Removal versus Overflow Rate



derrame, carga superficial o velocidad de sedimentación, el tiempo de retención y la profundidad.

BIBLIOGRAFIA

1. Weber, W.J., Jr., Physicochemical Processes for Water Quality Control, Ed. Wiley, 1972.
2. Eckenfelder, W.W. Jr., y Ford, D.L. Water Pollution Control. The Pemberton Press, Jenkins Publishing Co., 1970.
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.

CMS'92.

Fig. Settling Basin Characteristics as Shown by Tracer Studies

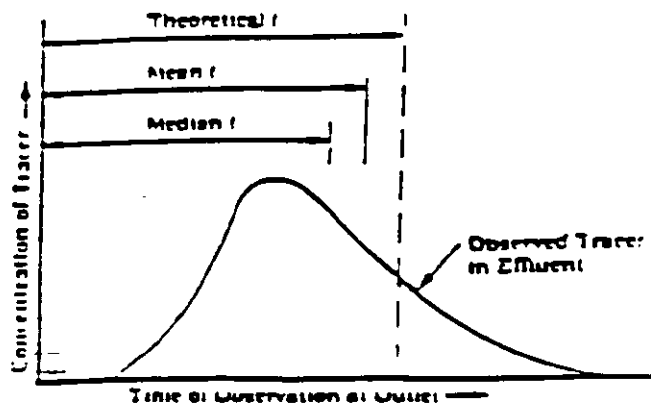
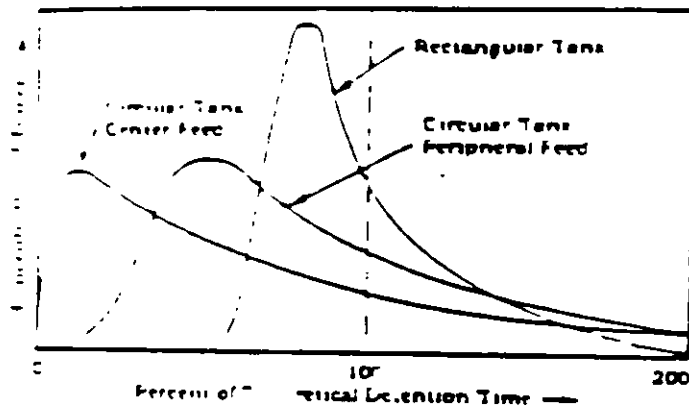


Fig. Tracer Studies on Circular and Rectangular Settling Tanks



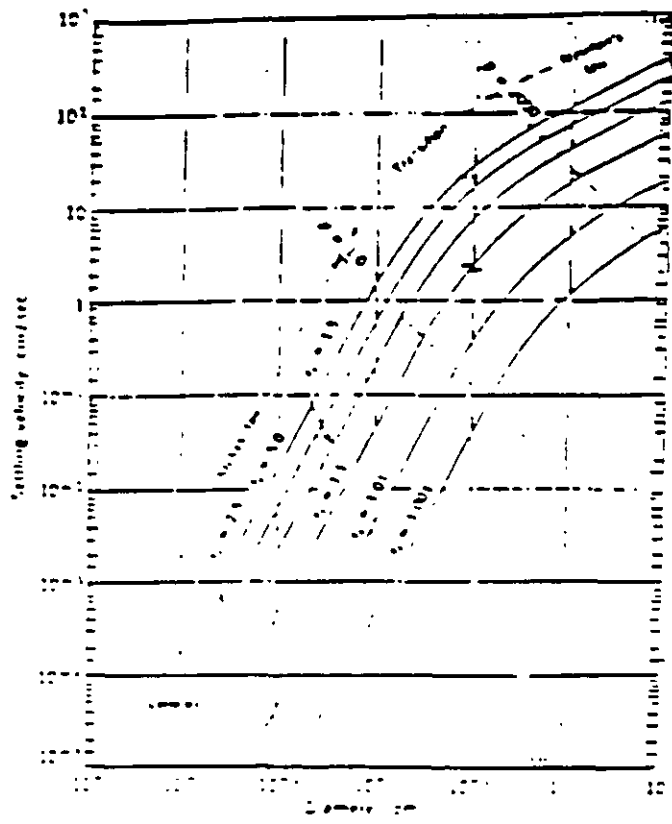


Fig. 2. Settling and rising velocities of porous spherical particles in quiescent water at 10^{-2} for given temperatures, marked the stress values $\sigma_w(1.2) \times 10^{-3}$, where w is the dynamic viscosity, T the static temperature.

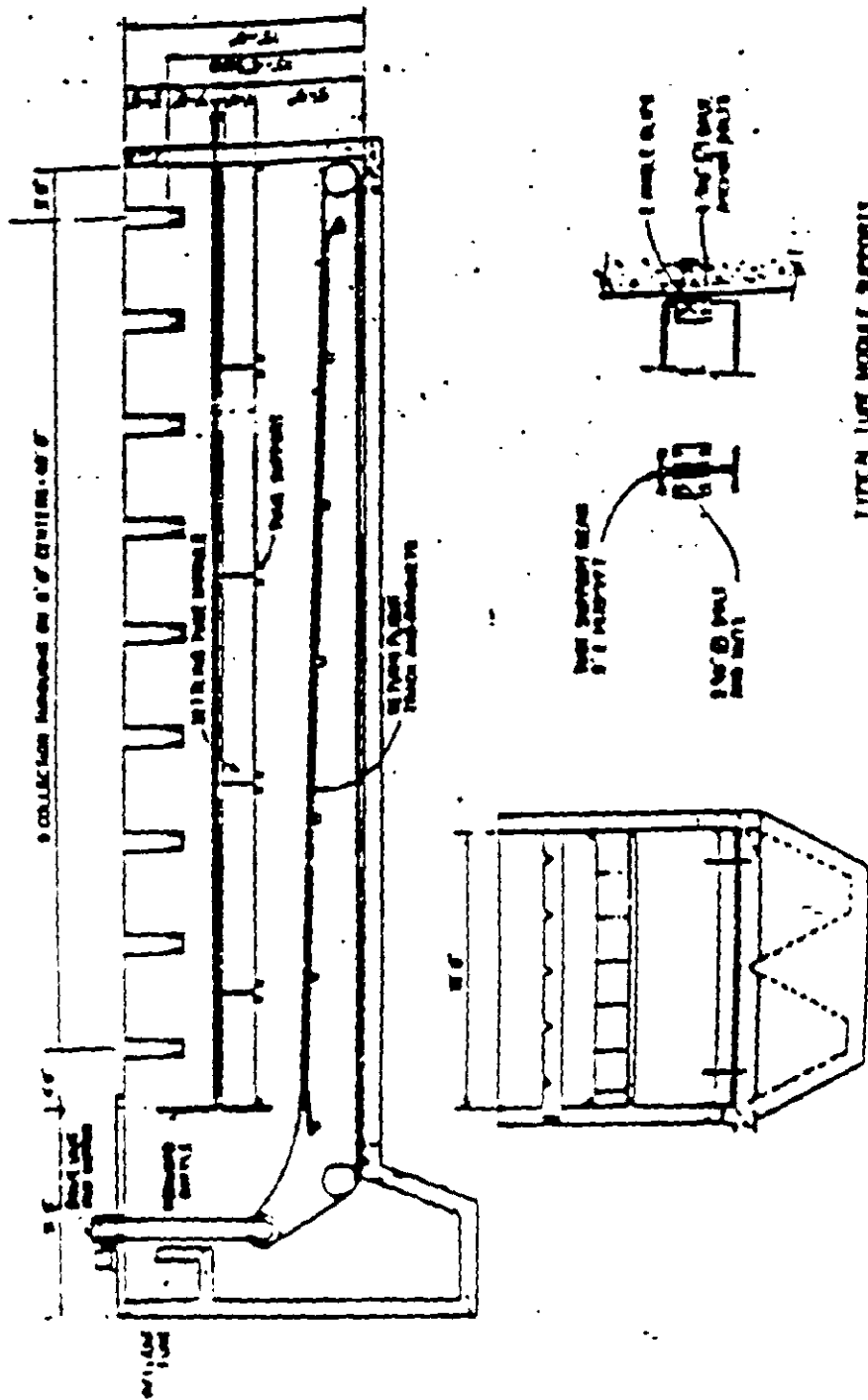


Figure 1.1 Cross section of typical tube structure for stabilization of chemically coagulated secondary effluent (Crawley Airborne Classifier, Inc.)

FIG 5 Profile through an Ideal Rectangular Basin

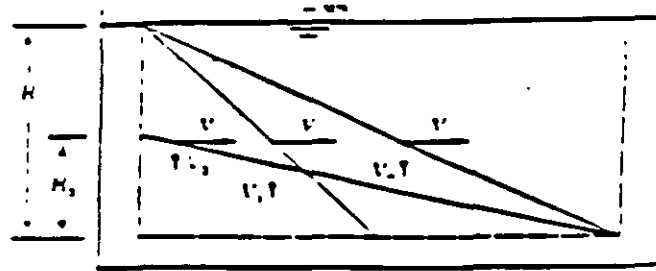


FIG 6 Half Section through an Ideal Circular Basin

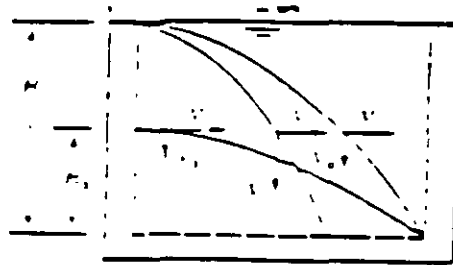
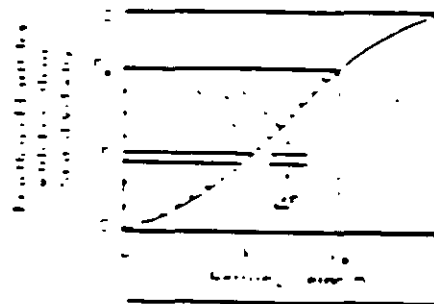
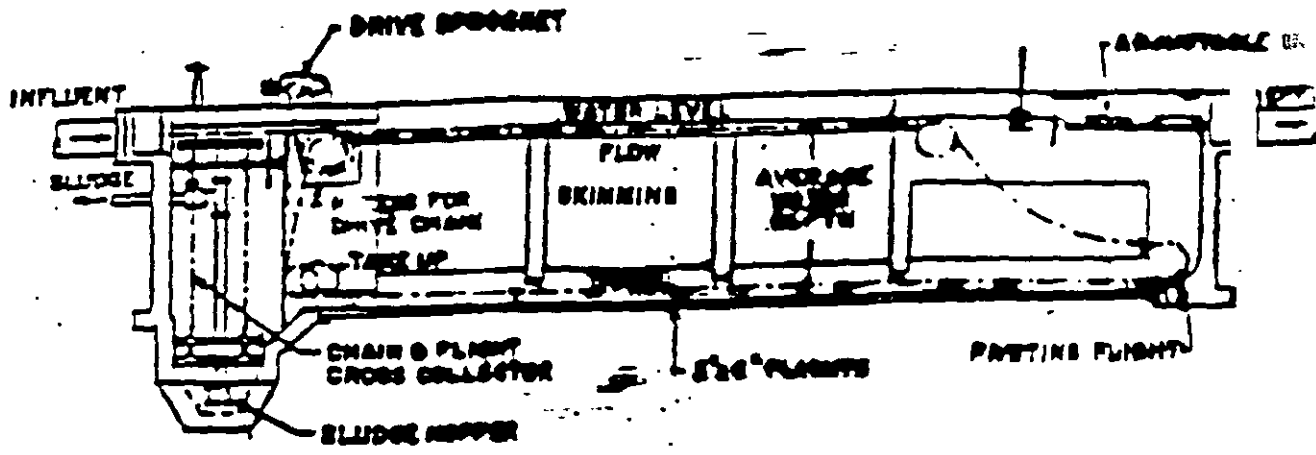
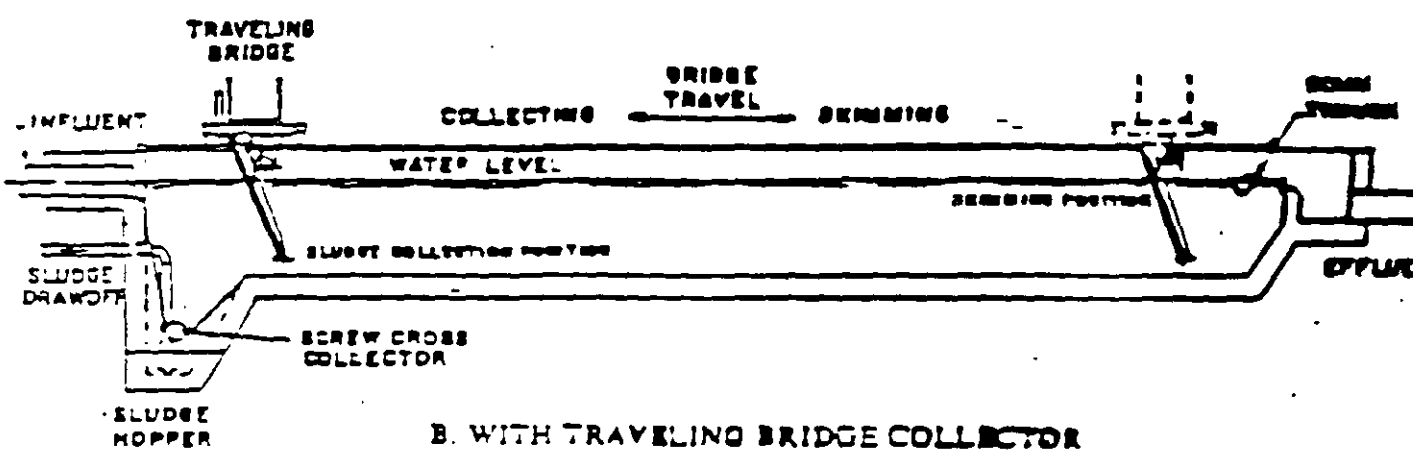


FIG 7 Type Setting Curve





A. WITH CHAIN AND FLIGHT COLLECTOR



B. WITH TRAVELING BRIDGE COLLECTOR

FIGURE 7-1
RECTANGULAR SEDIMENTATION TANKS
 (Courtesy of FMC Corp.)

FIG 12 Settling of a Concentrated Suspension

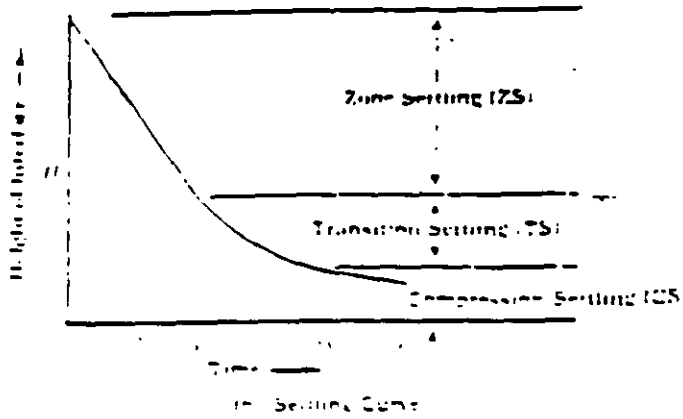
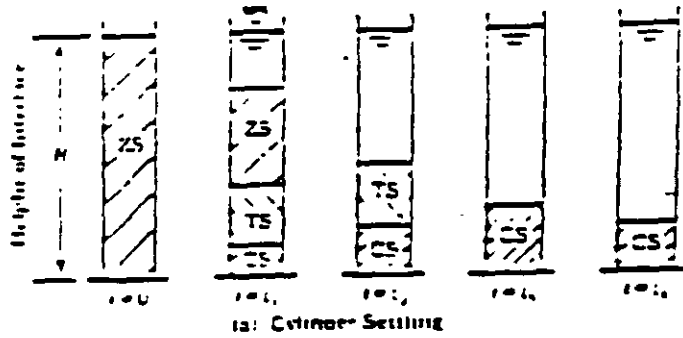
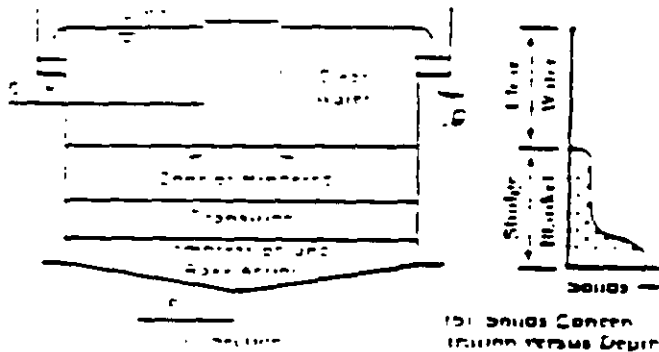


FIG 13 Settling in a Final Clarifier for the Activated Sludge Process



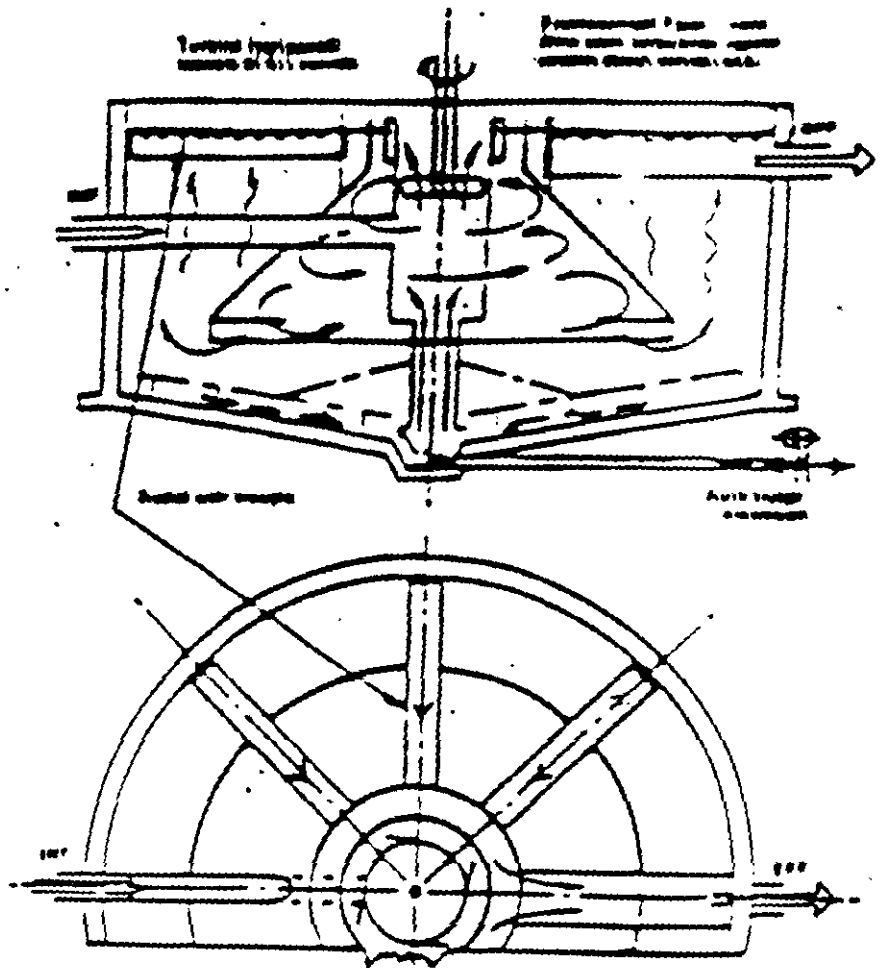


Figure 8. Pelton-wheel turbine (upflow beam).

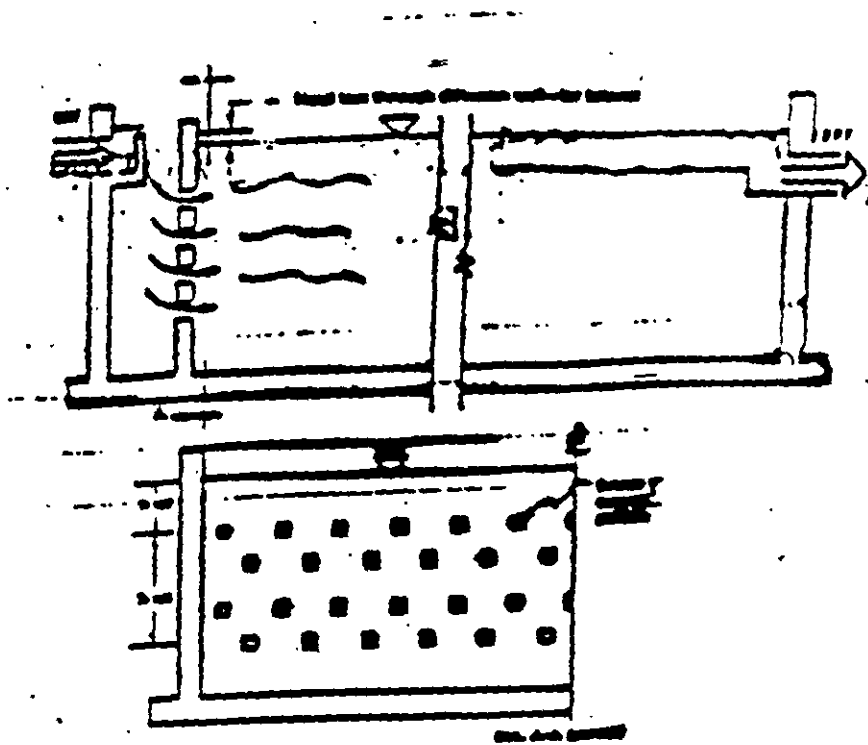


Figure 1. Cross-section of multi-stage filter cell.

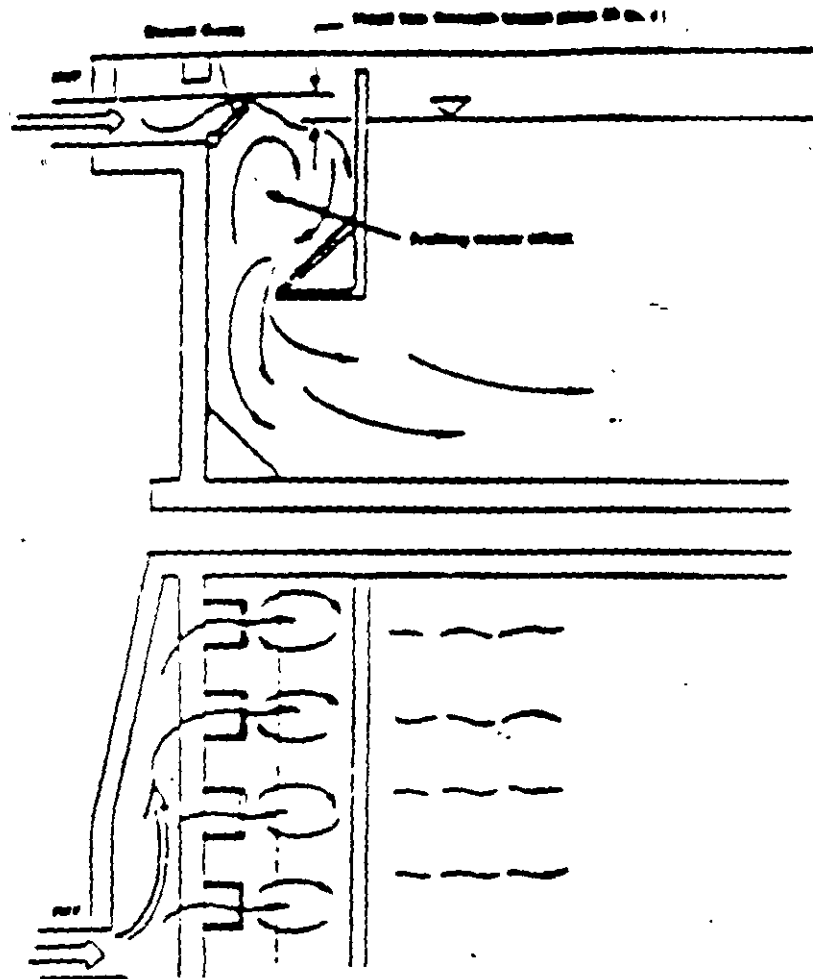
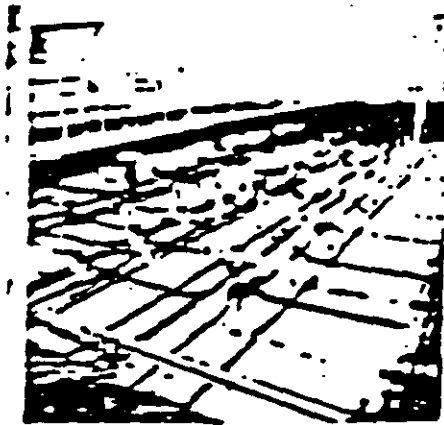


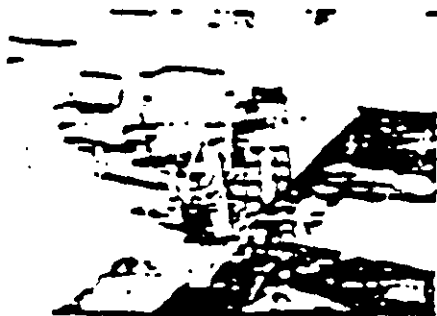
Figure 2. Longitudinal view of filter cell with adjustable baffle.



(a)



(b)



(c)



(d)

Figure 12-10 Endless Conveyor Chain Details. (a) Conveyor sludge collectors with scraper. (Courtesy Envars Inc., a Raychem Company.) (b) Drive sprockets. (c) Chain drive with gear speed reducer. (d) Collector scraper. (Courtesy PMC Corporation, Material Handling Systems Division.)

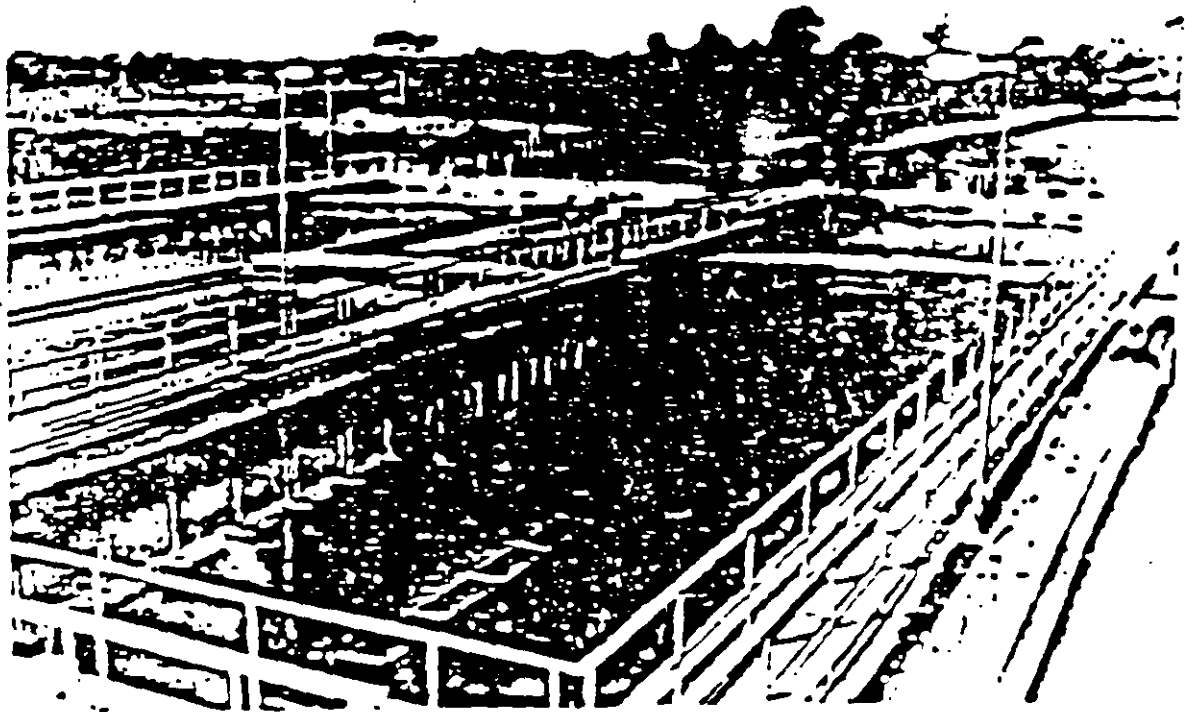


Figure 7. Planning bridge system until (courtesy Leopold/Chapman Co.).

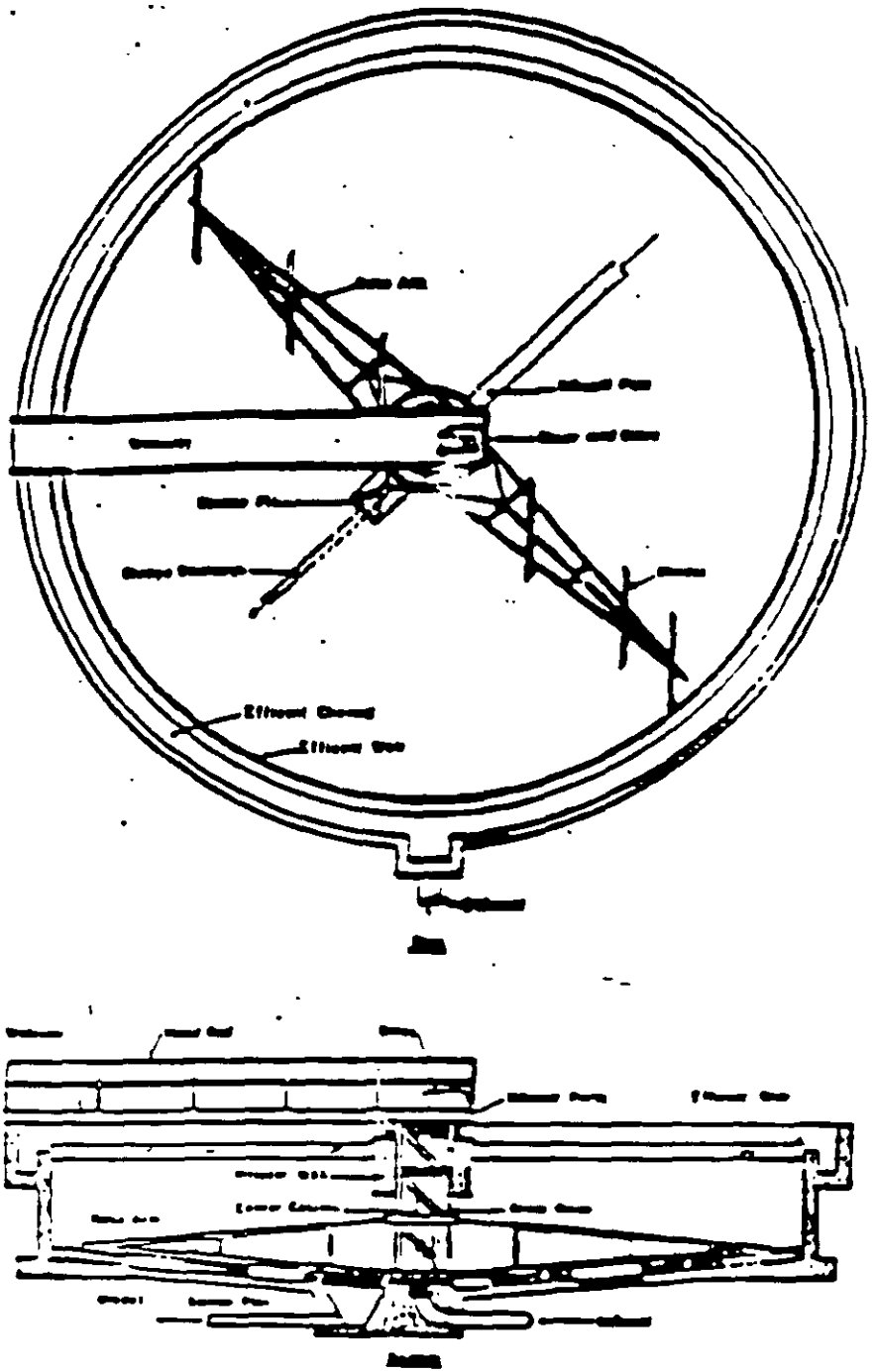


FIG. 12. Symmetrical Plan and Section of a Circular Compressed Air Receiver

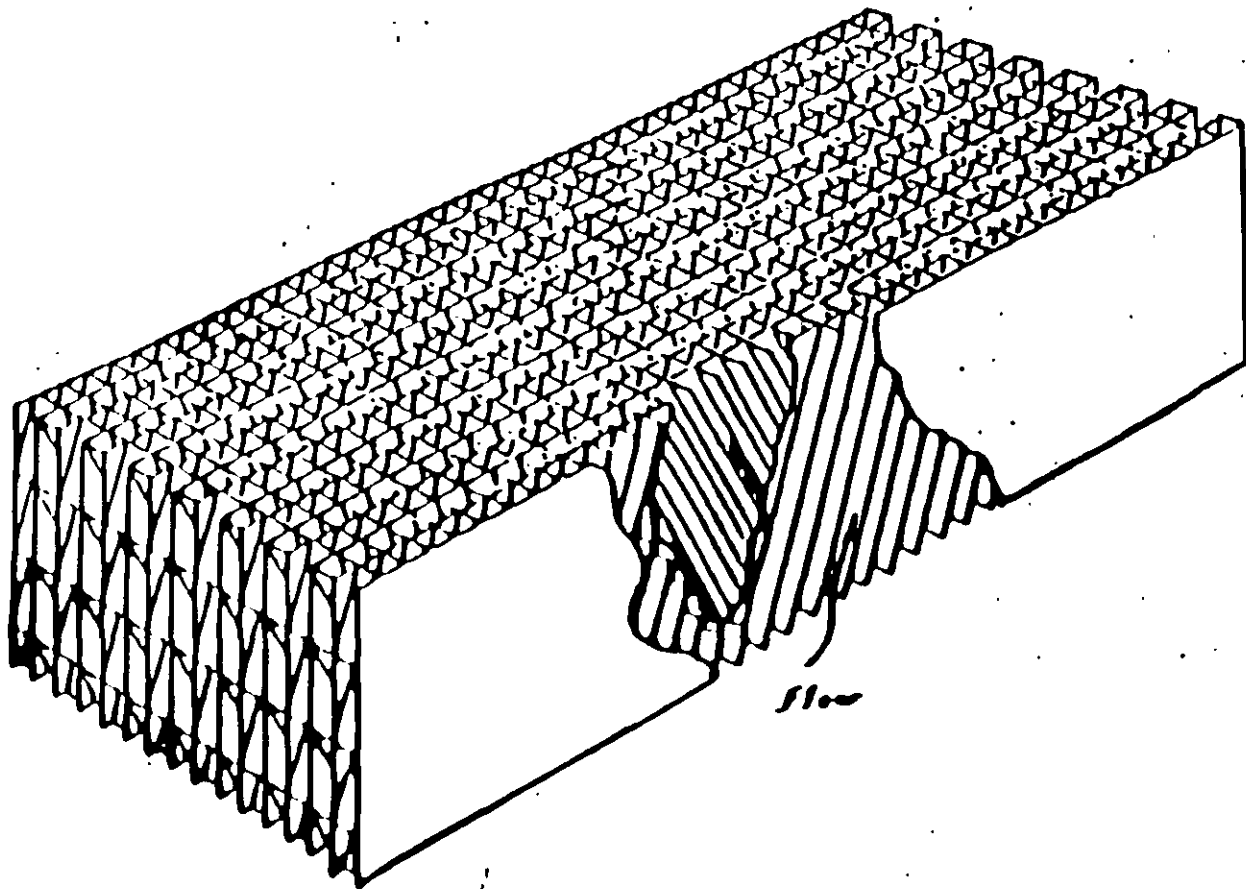
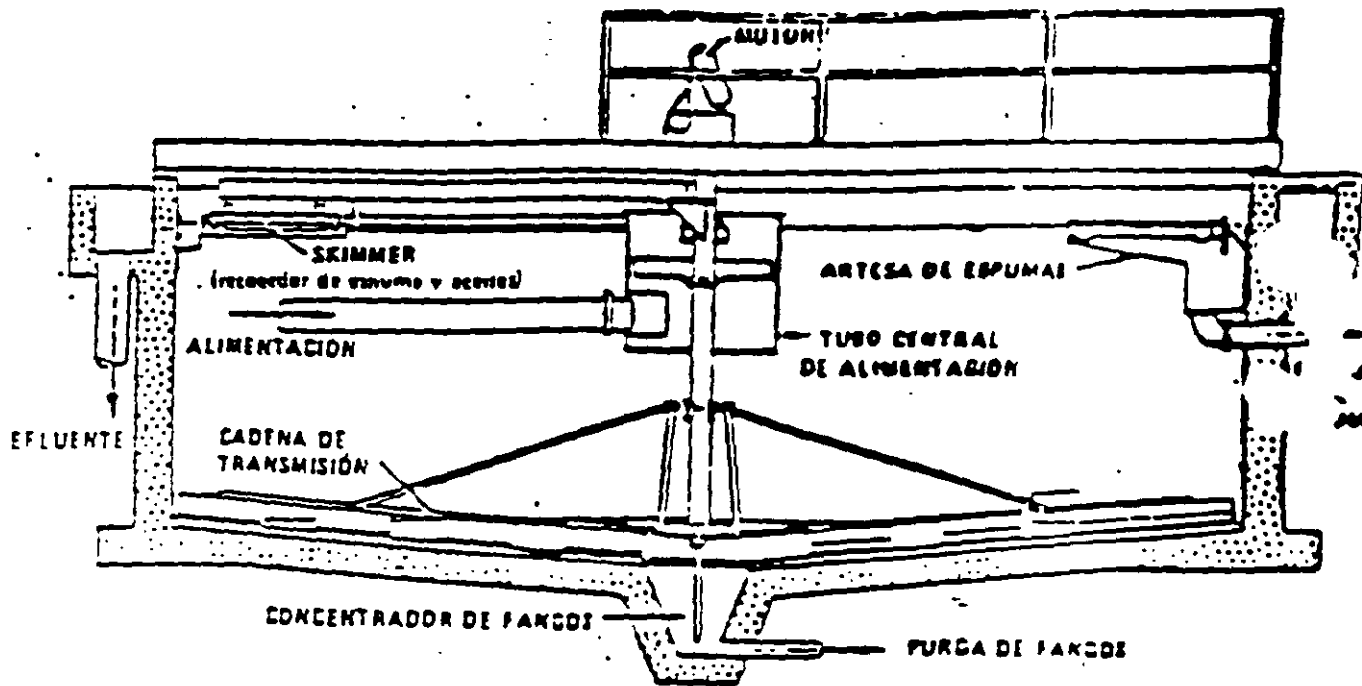


FIGURE 71
MODULE OF STEEPLY INCLINED TUBES
(Courtesy Reynolds Research, Inc.)

23

30



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

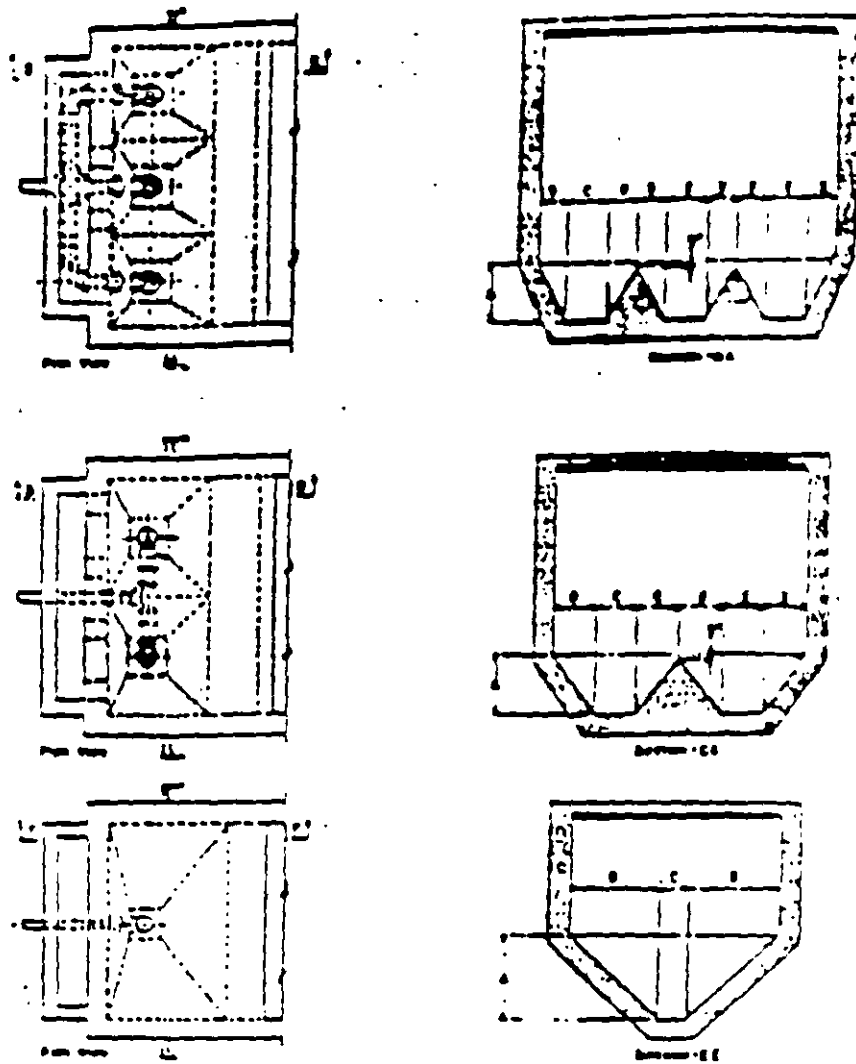


FIG. 11. Various Storage Hopper Arrangements for Driveway System
 In each table, seen as far as shown, the storage is supported in combination of
 one, two, or three storage hoppers. Each hopper must be equipped with separate
 drawoff piping as each can be drawoff separately.

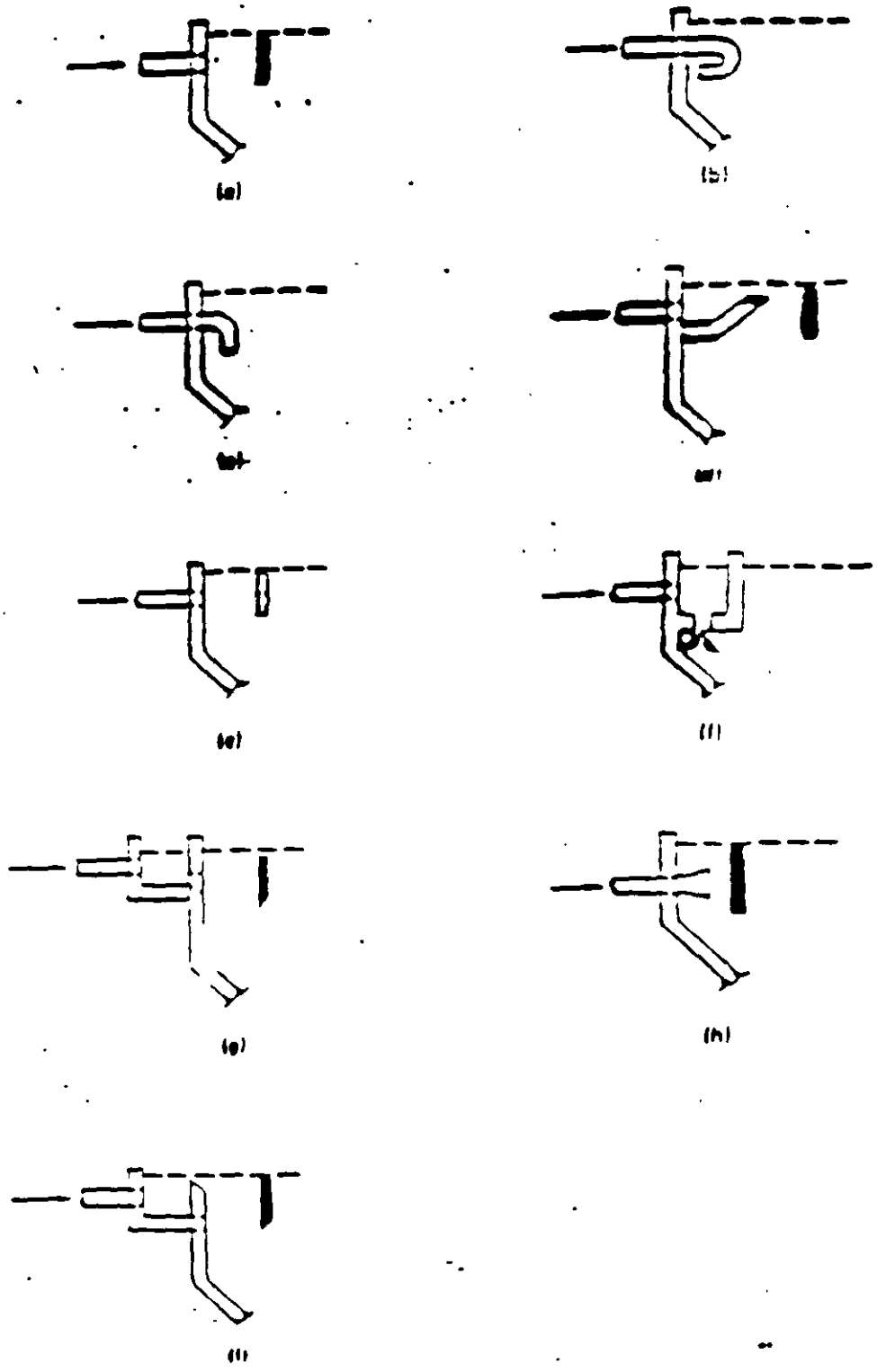
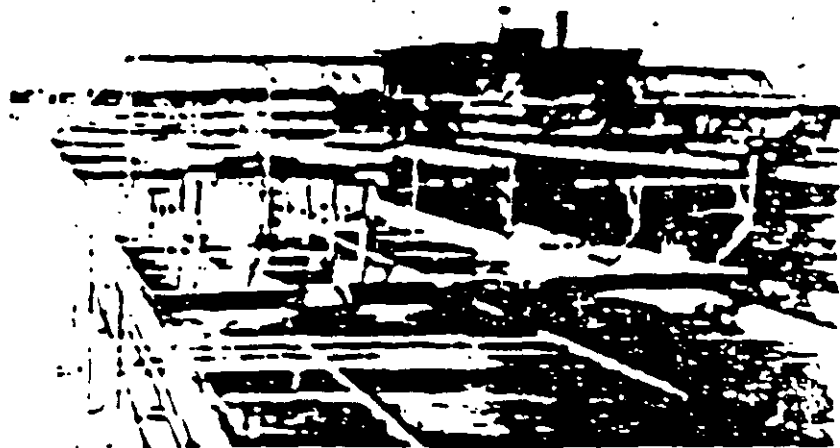
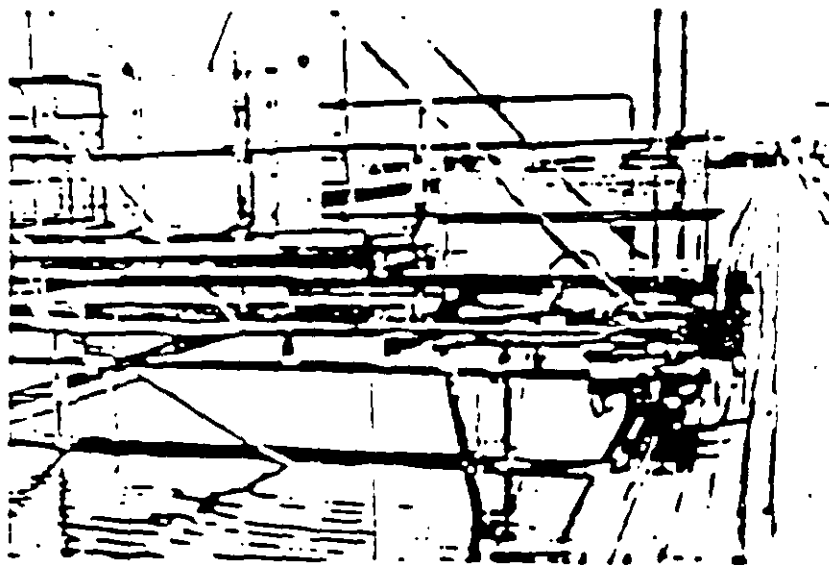


Figure Details of Influent Structures for Rectangular Sedimentation Basins. (a) Pipes discharging against a baffle. (b) U-shape elbow discharging against the wall. (c) Series of inlet pipes spaced across the width with turned elbow. (d) An inclined weir baffle. (e) Perforated baffle. (f) Stilling basin with opening at the bottom. (g) Pipe discharging

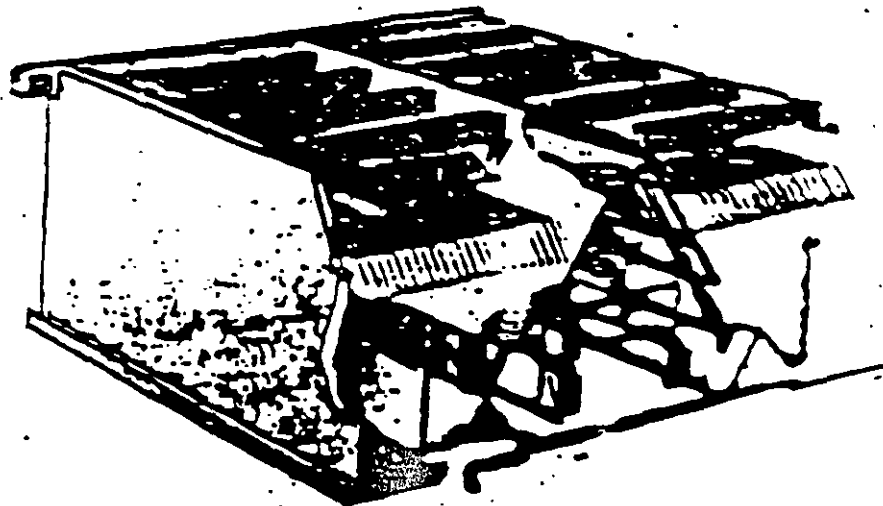


(a)

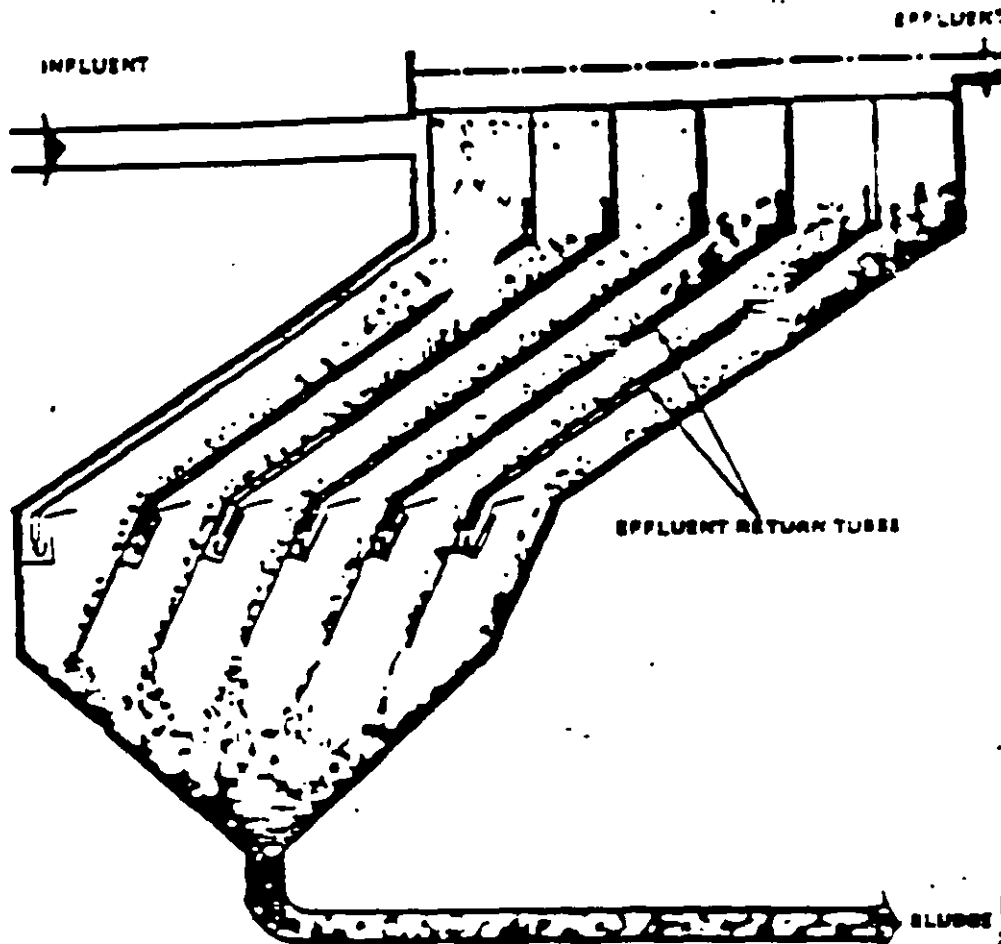


(b)

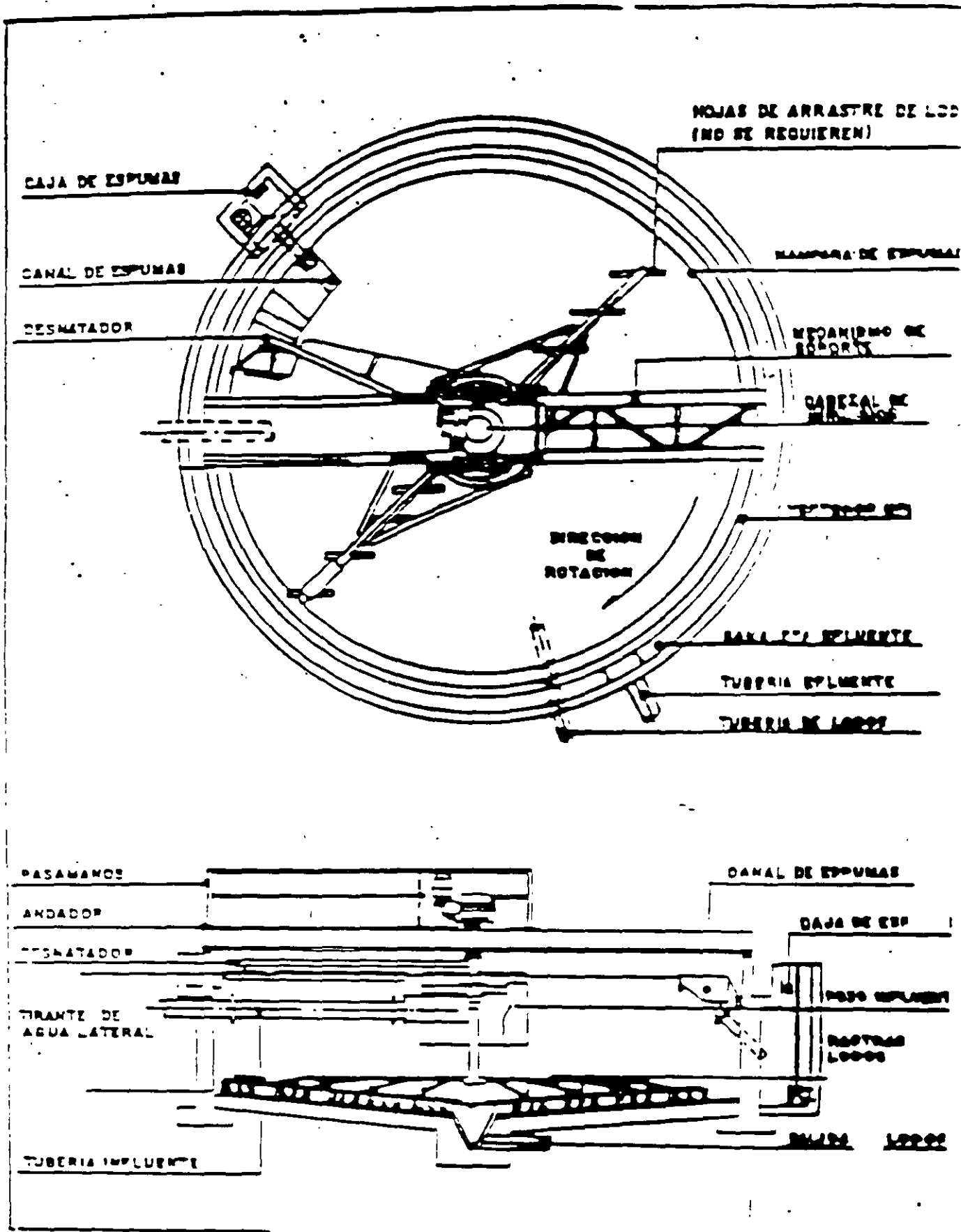
Figure 12-11. *Traveling Bridge Sluice Collector. (a) Traveling bridge bridge with mechanical scraper hung from the top. The effluent weir is the type shown in Figure 12-41(d). (b) Traveling bridge bridge showing wheels that run on rails.*



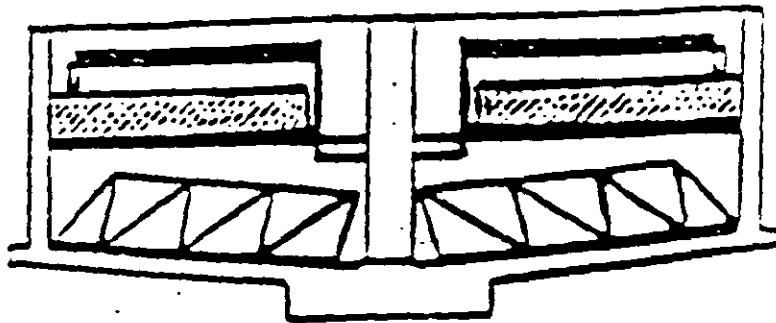
... Medium of suspended tubes installed. (Courtesy Parsons)



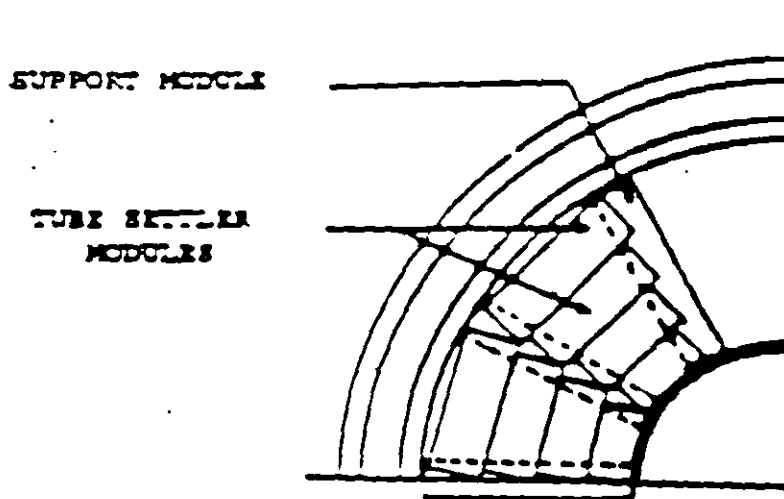
... Sludge collector. (Courtesy Parsons Corp.)



SEDIMENTADOR Y DESMATOR EN ESTRUCTURA DE CONCRETO REFORZADO



TUBE SETTLERS IN EXISTING CLARIFIER



PLAN VIEW OF MODIFIED CLARIFIER

4.1.4 CARACTERIZACION DE LAS AGUAS NEGRAS

Es importante señalar que los criterios y recomendaciones que adelante se transcriben, son aplicables al tratamiento de aguas negras municipales con baja o ninguna aportación industrial. Si se presentare algún caso de inclusión de aguas residuales industriales, sus características deberán ser compatibles con las ~~de~~ de las aguas municipales de carácter eminentemente doméstico, para efectuar un tratamiento conjunto.

4.1.4.1 MUESTREOS Y ANALISIS

En las descargas o sitios de vertido de las aguas negras se implementará un programa de muestreos y análisis para caracterizar las aguas por tratar.

El programa mínimo de análisis consistirá en tomar muestras cada hora, durante una semana, para integrar siete muestras combinadas que se llevarán al laboratorio.

El volumen de cada muestra horaria que integrará el volumen de la muestra combinada, deberá ser preferentemente proporcional al gasto de escurrimiento al momento de tomar la muestra.

Las muestras se preservarán adecuadamente siguiendo las recomendaciones que se señalan en el ANEXO

4.1



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO EN MANEJO INTEGRAL DE
AGUAS MUNICIPALES**

**MÓDULO IV
CA 086**

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

TEMA

DISCOS BIOLÓGICOS (BIODISCOS)

**EXPOSITOR: M. EN C. EDUARDO IZURIETA RUIZ
PALACIO DE MINERÍA
JULIO DEL 2002**

UNIVERSIDAD VERACRUZANA
INSTITUTO DE INGENIERIA

CURSO SOBRE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES INDUSTRIALES
Tema: " Discos biológicos (biodiscos) ". (*)

(*) El resumen del tema fue preparado por el ingeniero Edmundo Izurieta R., profesor de la Sección de Ingeniería Ambiental, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería - UNAM.

DISCOS BIOLÓGICOS

Los " discos biológicos " o " biodiscos " constituyen un tratamiento biológico (secundario) de las aguas residuales municipales e industriales.

Características

1. Es un proceso eficiente que no tiene complejidad mecánica en la operación y mantenimiento de las unidades.
2. El sistema está constituido por una serie de discos, los unos entre sí, que tienen un diámetro de 3.0 a 3.6 m. (10 a 12 pies), montados sobre un eje de 7.6 m. de longitud (25 pies).
3. Cuarenta por ciento de la superficie de los discos está sumergida en las aguas residuales, para poder formar una película biológica fija (biomasa) de 1 a 4 mm. de espesor.
4. El eje está conectado a un motor que gira a una velocidad de 1 a 5 RPM.
5. El material del disco es polietileno de alta densidad con una superficie específica de 121 m²/m³. (37 pies cuadrados por cubico).
6. Discos de 3.0 m. de diámetro montados en un eje de 7.6 m. de longitud tienen una superficie de 9,290 m². (100,000 pies cuadrados).
7. El reactor biológico de los discos es aplicable al tratamiento de aguas residuales que tienen gastos de 40 l/s (1MGD) hasta 100 MGD.
8. El proceso de los discos biológicos tiene la ventaja de no requerir recirculación; hecho que se manifiesta en la inversión inicial y los gastos de operación.
9. La biomasa que se adhiere al disco es de aspecto esponjoso, que al desprenderse tiene excelentes características para depositarse en el sedimentador secundario. La película biológica tiene un contenido de 2,500 a 10,000 mg/l del sistema de tratamiento por lodos activados.
10. En instalaciones grandes o sea de gastos elevados el proceso pur

de dividirse en etapas (dos, tres o cuatro).

11. Hay criterios fundamentales que deben tenerse en cuenta en el diseño de los biodiscos, entre los principales:

- a). Velocidad de rotación.
- b). Número de etapas
- c). Período de retención.
- d). Temperatura.

12. Los biodiscos tienen un fundamento similar al de los filtros rotatorios (película biológica adherida).

Aplicaciones

1. El proceso de los discos biológicos es aplicable al tratamiento de aguas residuales municipales e industriales.
2. En el caso de las aguas residuales industriales es importante tomar en consideración el pH. para ajustarlo al rango de 6.5-8.5, como es el caso de refinerías de petróleo.
3. Es posible obtener efluentes que tengan una DBO5 inferior a 10 mg/l; sólidos suspendidos de 10 mg/l.
4. El proceso de nitrificación se realiza en la última etapa.
5. En el caso de aguas residuales domésticas que tienen una DBO5 de 300 mg/l se obtienen buenos resultados con 3 o 4 etapas; pero para aguas residuales con valores mayores se pueden emplear más etapas, aumentando la velocidad en la primera para conservar condiciones aerobias.

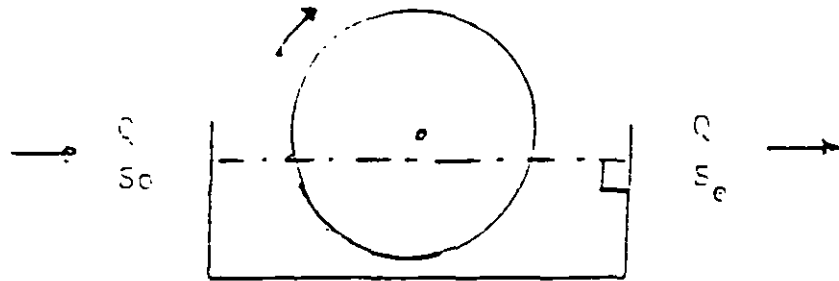
Diseño

Para diseñar este proceso es necesario considerar algunas relaciones fundamentales relacionadas con la biomasa formada por la acción biológica, la adherida al disco y la que está en suspensión en el tanque.

El cambio que se produzca en el reactor (cambio del sustrato) será

igual a la tasa a la que el sustrato entra en el reactor menos la tasa a la que el sustrato desaparece en el reactor.

Matemáticamente podemos tener la representación siguiente:



- Tasa de cambio del sustrato en el reactor = Tasa a la que el sustrato entra en el reactor = Tasa a la que el sustrato desaparece en el reactor

$$\left(\frac{ds}{dt}\right) \cdot V = Q \cdot S_c - \left[\left(\frac{ds}{dt}\right)_{uA} V_A + \left(\frac{ds}{dt}\right)_{uS} V_S + Q \cdot S_e \right]$$

$\left(\frac{ds}{dt}\right)_{uA}$ = tasa de utilización del sustrato para el crecimiento biológico adherido (unidad de volumen).

$\left(\frac{ds}{dt}\right)_{uS}$ = tasa de utilización del sustrato para el crecimiento biológico suspendido (unidad de volumen).

V_A = volumen del crecimiento biológico adherido a los bio-discos.

V_S = volumen del líquido en el reactor

S_c = concentración del sustrato en el influente (mg/l).

S_e = concentración del sustrato en el efluente (mg/l).

Recordemos dos ecuaciones matemáticas para el crecimiento de la biomasa :

$$\left(\frac{dx}{dt}\right)_g = u \cdot x \quad (1)$$

$$\frac{\left(\frac{dx}{dt}\right)_g}{x} = u \quad (2)$$

La ecuación (1) expresa la derivada del crecimiento de la biomasa (masa, volumen tiempo). La ecuación (2) expresa que el crecimiento específico de la biomasa (tasa) en un tiempo determinado es una constante denominada (u).

El crecimiento de la biomasa, limitado por la disponibilidad de nutriente (substrate), está dado por la ecuación de Monod, cuya expresión matemática es la siguiente:

$$u = u_m \frac{S}{K_s + S} \quad (3)$$

u = tasa específica de crecimiento (tiempo⁻¹)

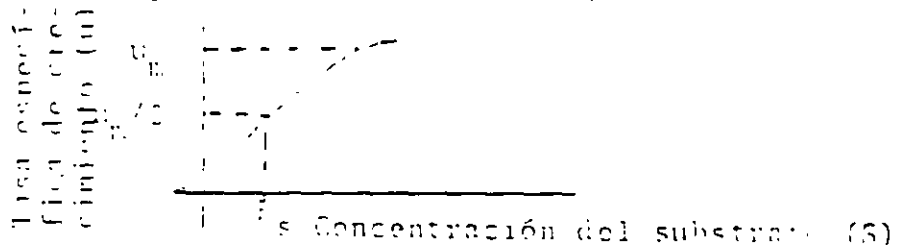
u_m = máximo valor de u en la saturación del substrate (tiempo⁻¹)

S = concentración del substrate (masa/volumen)

K_s = constante numérica de concentración del substrate cuando -----

u = u_m/2 (masa/volumen)

La representación gráfica de la ecuación (3) es :



Recordemos, además, que la producción del crecimiento biológico (Y) se puede definir por medio de la ecuación:

$$\frac{dy}{dS} = Y \quad (4)$$

Es la que la derivada del incremento de la biomasa (Y) resulta de la utilización del incremento del substrate (dS).

En el bioproceso hay dos crecimientos biológicos, uno adherido al disco (Y_A) y otro que se encuentra en suspensión en el tanque (Y_S); por lo mismo, utilizando la ecuación de balance y aplicando esos criterios se puede llegar a la ecuación:

$$\left(\frac{ds}{dt}\right) V = Q \cdot S_0 - \left(Q \cdot S_e + \frac{u_A \cdot X_F}{Y_A} V_A + \frac{u_S \cdot X_S}{Y_S} V_S \right) \quad (5)$$

Sustituyendo en la ecuación (5) el volumen de la película biológica adherida al disco en base al área de la superficie mojada, el espesor de la película y al número de biodiscos. Además, si el sistema está en equilibrio el primer miembro de la ecuación es igual a cero.

La expresión matemática se transforma:

$$0 = Q \cdot S_0 - Q \cdot S_e - \frac{u_A}{Y_A} \cdot X_F \cdot d \cdot 2 \cdot N (r_2^2 - r_1^2) - \frac{u_S}{Y_S} \cdot X_S \cdot V \quad (6)$$

Se puede reemplazar el valor de u (tasa de crecimiento de la biomasa) dado por la ecuación (3), y se obtiene:

$$0 = Q \cdot S_0 - Q \cdot S_e - \frac{(u_m)_A \cdot X_F \cdot 2 \cdot N (r_2^2 - r_1^2)}{Y_A} \frac{S_0}{K_S + S_0} - \frac{(u_m)_S \cdot X_S \cdot V}{Y_S} \frac{S_0}{K_S + S_0} \quad (7)$$

Como el reactor opera un período de retención relativamente corto podemos hacer cero el cuarto término del segundo miembro de la ecuación "biomasa en suspensión", simplificándose la ecuación.

Material de referencia

- 1- "Principles of Water Quality Management"
W. Wesley Eckenfelder
Copyright 1980 CBI Publishing Company, Inc.
- 2- "Biological Process Design for Wastewater Treatment"
Larry E. Rowe
Clifford W. Randall
1980 Prentice-Hall, Inc.
3. "Field Experience wit Rotating Biological Contactors"
Ronald L. Antonie
Robert J. Hynek

Presented to the Mexican Society of Sanitary Engineers
1980



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO EN MANEJO INTEGRAL DE
AGUAS MUNICIPALES**

**MÓDULO IV
CA 086**

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

TEMA

**SISTEMAS DE BIODISCOS O CONTADOR BIOLÓGICO
ROTATORIO (CBR)**

**EXPOSITOR: DR. GERMÁN BUITRÓN MÉNDEZ
PALACIO DE MINERÍA
JULIO DEL 2002**

DESCRIPCIÓN DEL CBR

Características físicas

En este sistema una serie de discos de 3 a 4 metros son acoplados estrechamente y montados sobre un mismo eje.

La unidad se instala en un tanque de concreto de manera que la superficie del agua residual que pasa por el tanque casi alcanza el eje. Esto significa que cerca del 40% de la superficie de los discos siempre está sumergida.

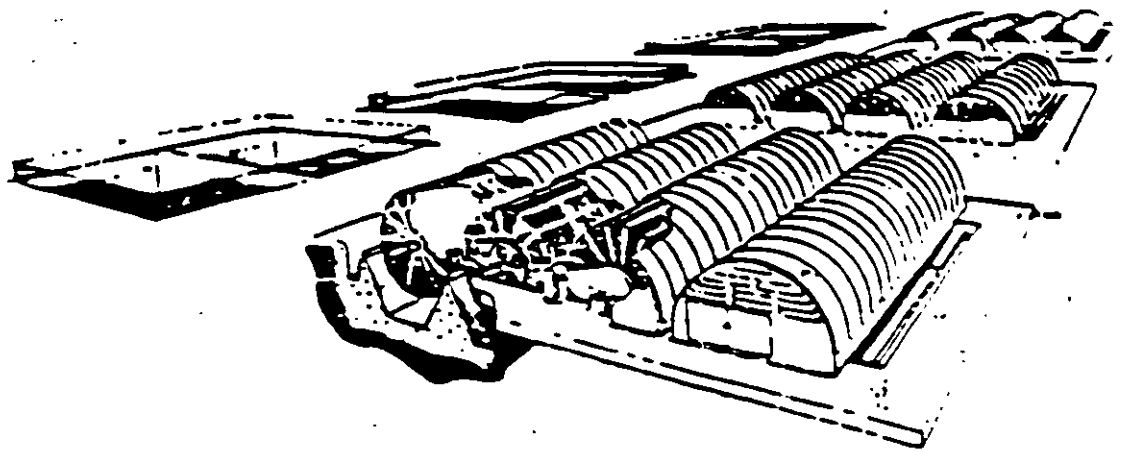
El eje rota continuamente entre 1 y 2 r.p.m., por lo que una capa fina, de 2 a 4 mm de espesor, de microorganismos se desarrolla sobre la superficie de cada disco.

Los microorganismos adheridos a los discos asimilan la materia orgánica presente en el agua residual.

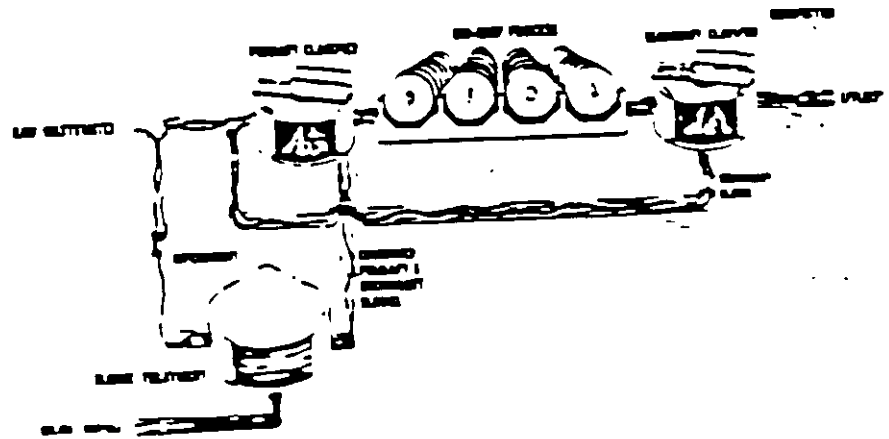
La aireación se efectúa por la rotación, la cual expone a los discos en contacto con el aire después de haber estado en contacto con el agua residual.

El exceso de biomasa es desprendida dentro del tanque y la rotación de los discos la mantiene en suspensión.

En ocasiones el flujo de agua arrastra los sólidos fuera del sistema, los cuales son separados en un clarificador.



RBC wastewater treatment system employing reactors in parallel and in series. (Courtesy of Autotrol Corp.).



Typical flow diagram for an RBC wastewater treatment system (Courtesy of Autotrol Corp.).

Aplicaciones

El objetivo principal de los biodiscos es la eliminación de la materia orgánica soluble a través de su transformación en microorganismos que pueden ser eliminados por sedimentación.

SE APLICA PRINCIPALMENTE A AGUAS RESIDUALES QUE CONTIENEN UN ALTO PORCENTAJE DE MATERIA ORGÁNICA SOLUBLE.

Para aguas con altos porcentajes de sólidos suspendidos es deseable colocar un sedimentador primario antes del sistema de biodiscos.

Para proteger al sistema de variaciones de temperatura se colocan coberturas de material sintético ligero.

Ventajas y desventajas

Ventajas:

1) Se pasa a la biomasa a través de la arena, en lugar de pasar al agua a través de la biomasa

MOJADO ADECUADO DE LOS MICRO-ORGANISMOS

2) No hay necesidad de recirculación de los micro-organismos

SE EVITAN LOS PROBLEMAS DE SOBRECARGA DE SÓLIDOS EN EL SEDIMENTADOR

LOS SÓLIDOS QUE SE DEPOSITAN EN EL FONDO DEL TANQUE SEDIMENTADOR ALCANZAN MAYORES CONCENTRACIONES

COMO EXISTE UNA CANTIDAD PEQUEÑA DE MATERIA COLOIDAL ATRAPADA EN LOS SÓLIDOS, LA DEMANDA DE OXIGENO PARA OXIDAR DICHO MATERIAL VA A SER MENOR QUE EN UN SISTEMA POR FLOTOS ACTIVADOS

3) Bajos requerimientos de energía

Desventajas:

1) La producción de lodos es aproximadamente la misma que en un sistema por lodos activados con bajo tiempo de retención celular

LOS COSTOS DE DISPOSICIÓN DE LODOS SON MAYORES QUE LOS ENCONTRADOS PARA UN SISTEMA DE LODOS ACTIVADOS CON GRANDES TIEMPOS DE RETENCIÓN CELULAR (ALTA CARGA)

2) Los sistemas de biodiscos son sensibles a los estados transitorios
(Aunque soportan bien las variaciones de tóxicos)

3) El mayor defecto del biodisco es la falta de una capacidad de reserva y de controles de operación

UNA VEZ QUE SE CONSTRUYÓ UN SISTEMA DE BIODISCOS HAY POCO QUE SE PUEDE HACER PARA AJUSTAR SU EFICIENCIA Y AJUSTARSE A LOS CAMBIOS DEL INFLUENTE

4) La velocidad de transferencia de oxígeno por la rotación de los discos puede verse limitada a altas cargas orgánicas.

PROBLEMAS DE OLOR



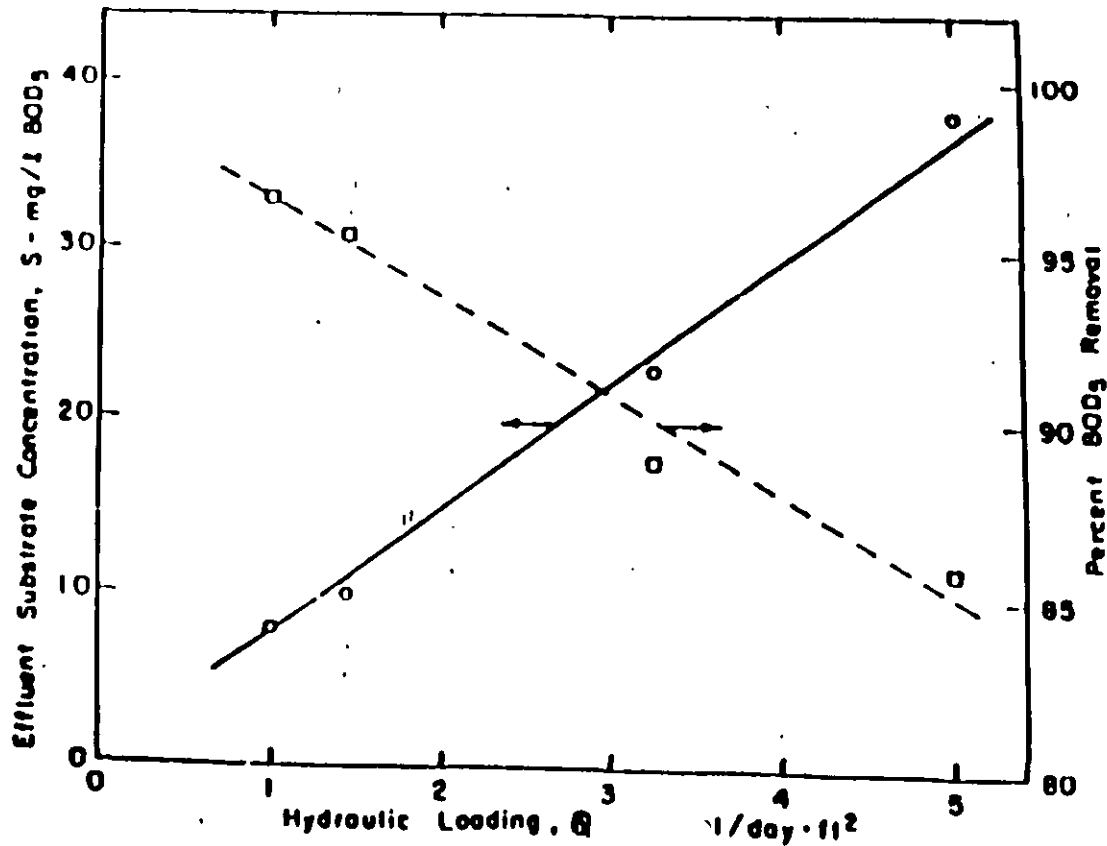
- Aporté suplementario de oxígeno

EFICIENCIA DEL BIODISCO

Eficiencias teóricas y observadas

1) Influencia del gasto alimentado.

La concentración del effluente se incrementa casi linealmente con el aumento del gasto, mientras que el porcentaje de eliminación decrece linealmente



2) Influencia de la velocidad de rotación



Velocidad de aireación

Intensidad de contacto entre el agua y la biopelícula

Intensidad del mezclado

El incremento de cualquiera de estos parámetros incrementa el transporte de sustrato entre la fase líquida y la biopelícula

Se incrementa la tasa de consumo de sustrato y por lo tanto la eficiencia

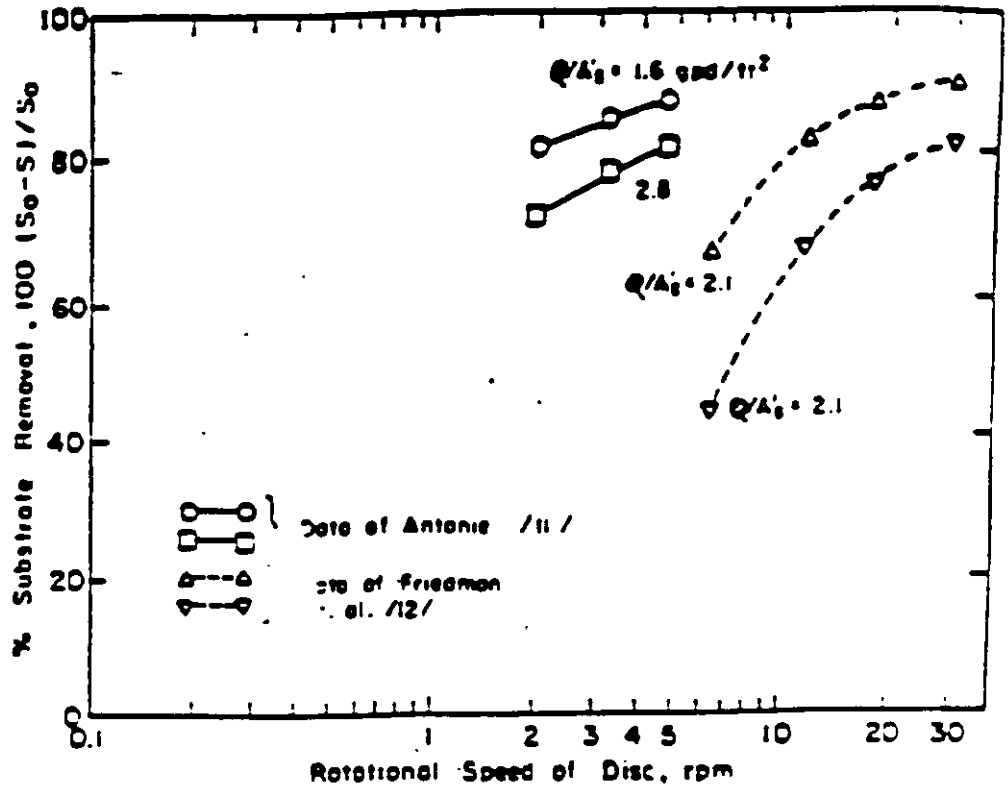
LA MAYOR INFLUENCIA SE ENCUENTRA A BAJAS VELOCIDADES DE ROTACIÓN



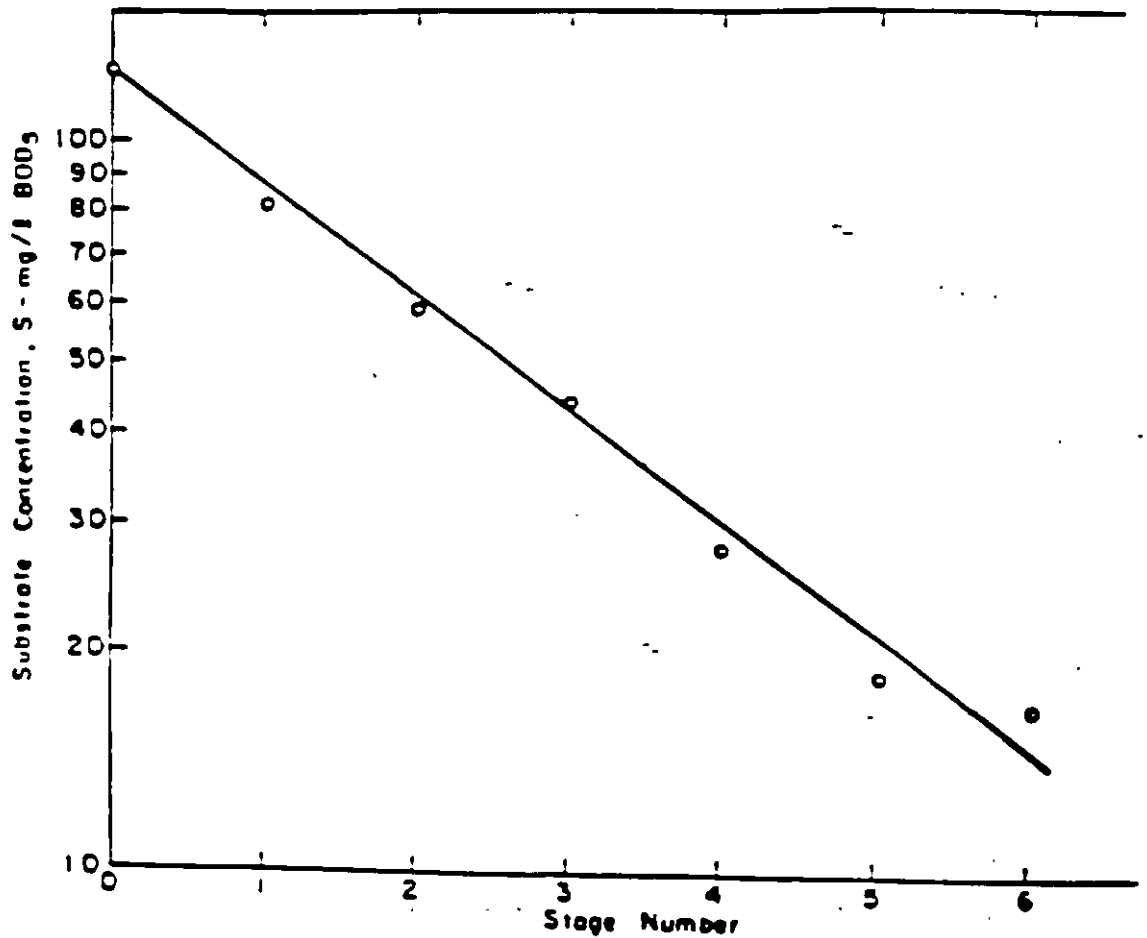
(Más efecto sobre el coeficiente de transferencia de masa)

Se ha reportado que el porcentaje de eliminación se incrementa incrementando la velocidad de rotación elevada a la potencia 0.1:

$$\% \text{ eliminación} = \text{rpm}^{0.1}$$



Effect of disc rotational speed upon the performance of an RBC. (Data from Antonie [11] and Friedman et al. [12])



Effect of staging on substrate removal in an RBC system. (Data from Torpey et al. [14])

3) Área mojada de disco

El área de los discos está determinada por el número de discos y por el porcentaje que se encuentra sumergida

Al aumentar cualquiera de los dos factores aumenta la eficiencia de eliminación



Disminución de la carga hidráulica

4) Biodiscos en serie

En la práctica los biodiscos se colocan en serie.

La concentración del sustrato en las etapas subsecuentes decrece casi exponencialmente



Reacciones cinéticas de primer orden

Si los datos se grafican en una escala semilogarítmica se obtiene una línea recta

Cuando la reacción no es de primer orden, por ejemplo, cuando diferentes culturas bacterianas están presentes en cada etapa, al graficar en papel semilogarítmico no se obtienen líneas rectas.

Un modelo simplificado para la eficiencia en los CBR

El objetivo principal de un modelo matemático es expresar matemáticamente la mayoría de los fenómenos bioquímicos, químicos y físicos que ocurren en un sistema de tal manera que las eficiencias de funcionamiento puedan ser exactamente predichas sobre un amplio intervalo de condiciones

La tasa de consumo de sustrato, r_s , es función de la concentración del sustrato, S , y de las características físicas y operacionales del reactor que controlan la transferencia de masa.

De un balance de masas se obtiene

$$QS_0 - QS + r_s A_s = 0 \quad (1)$$

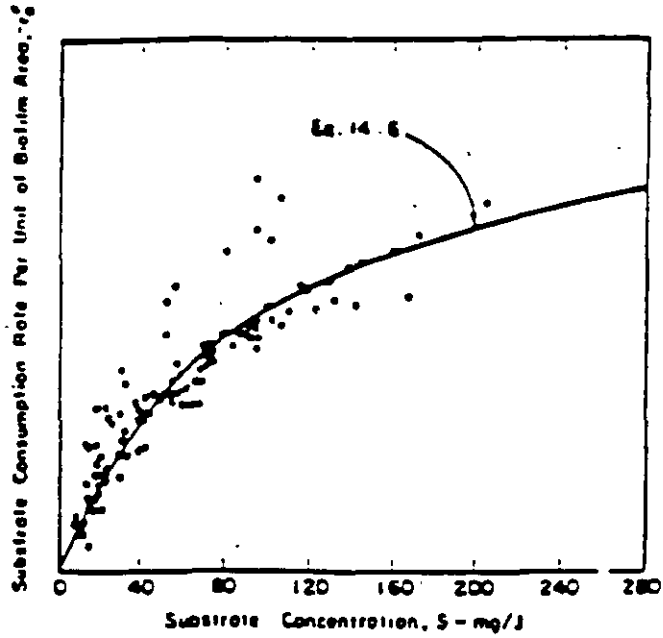
Q = flujo y A_s = área superficial total mojada

Si se utiliza la ecuación de Monod

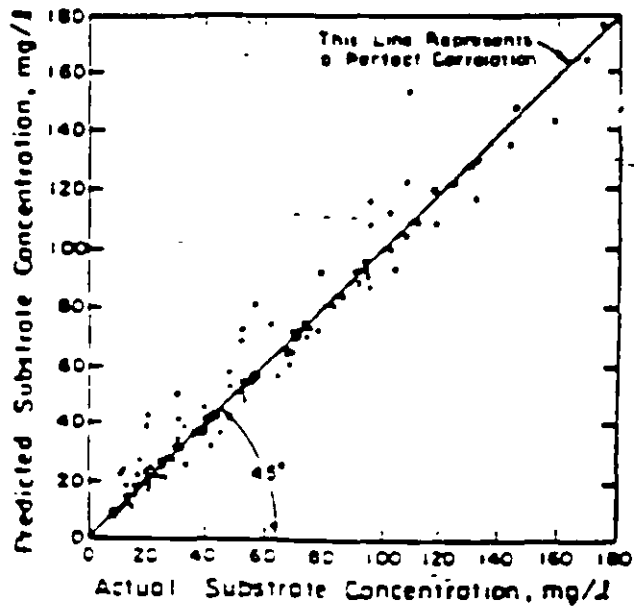
$$-r_s = \frac{q_{max} S}{K + S} \quad (2)$$

Al combinar y reorganizar las ecuaciones 1 y 2 se obtiene:

$$\frac{Q}{A_s} = \frac{q_{max} S}{(K + S)(S_0 + S)} \quad (3)$$



Effect of substrate concentration on the rate of substrate consumption per unit of wetted biofilm area. (Adapted from Davies and Vose [8]).



Demonstration of the ability of Eq. 19.4 to predict the performance of an SSC. (Adapted from Davies and Vose [8]).

Determinación de la tasa de consumo de sustrato y de los parámetros

Para la evaluación de los parámetros cinéticos es necesario evaluar las tasas de consumo de sustrato a varias concentraciones del effluente.

A través de estudios piloto

Obtención de K_s , y q_{max}

Los resultados piloto se pueden extrapolar siempre y cuando la velocidad periférica del prototipo sea la misma que la del piloto

Si los resultados se obtiene de un piloto la laboratorio, se recomienda aplicar un factor de escalamiento

--del 25% al área obtenida, cuando se diseñan sistemas con diámetros de 3.6 m y los datos fueron obtenidos con pil. diámetro de 0.5m.

--del 10% cuando se diseñen discos de 2.0 m, a partir de datos de un piloto con diámetro de 0.5 m.

Factores que influyen en el diseño

Temperatura

Aplicar factores de corrección

Transferencia de oxígeno

Mantener la tasa de eliminación de sustrato por unidad de área mojada, por debajo del valor al cual las limitaciones de oxígeno aparecen.

Un constructor recomienda $0.02 \text{ kg}/(\text{día} \cdot \text{m}^2)$ para los biodiscos movidos mecánicamente

Velocidad de rotación del medio

Problemas de transferencia de masa si r.p.m. es pequeña

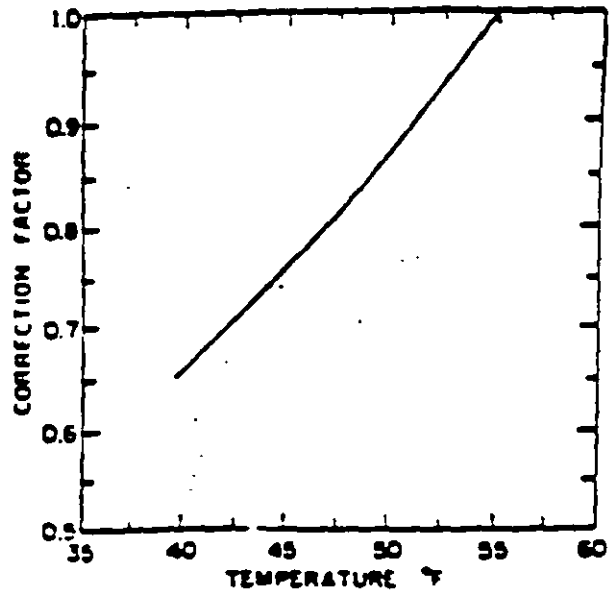
Costos elevados si r.p.m. es alta

Para aguas residuales domésticas se ha encontrado una velocidad límite periférica de $0.61 \text{ m}/\text{seg}$

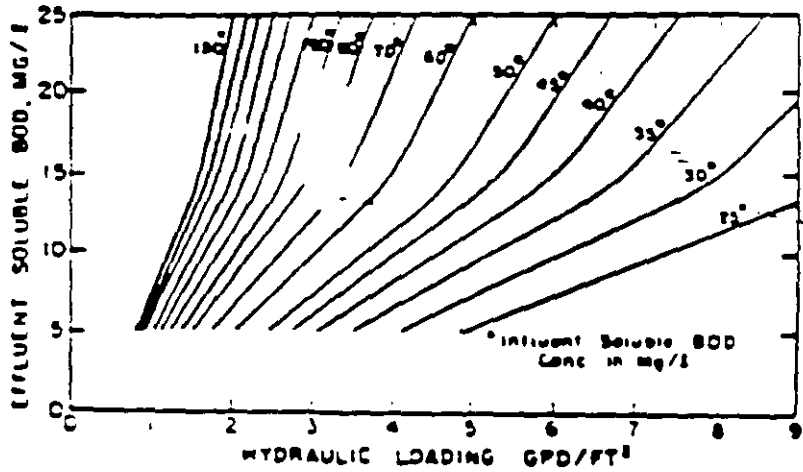
Volumen del tanque

Determina el tiempo de residencia del agua en el reactor

Se ha encontrado que no hay incremento significativo en la eficiencia de remoción cuando el volumen de tanque es mayor a $0.005 \text{ m}^3/\text{m}^2$ área superficial mojada



Empirical temperature correction factor which the hydraulic loading rate should be multiplied to maintain the same rate.
(Courtesy of Autotrol Corp.)



Design correlation for soluble BOD₅ removal in municipal wastewater treatment. (Courtesy of Autotrol Corp.)

OPERACIÓN DE LOS CBR

Son los reactores ideales para pequeñas comunidades ya que requieren poco mantenimiento:

Engrasado del eje,

Lubricación en general

Entre 1960 y 1970 se construyeron más de 1000 instalaciones con biodiscos en Europa

En Estados Unidos su introducción fue más tarde

Ejemplos de biodiscos utilizados en la práctica

Tipo de agua	Flujo 10 ⁴ GPM	Área, ft ²	Número de etapas	Carga hidráulica gal/(día-ft ²)	Concen. del Influyente, mg/l	Carga orgánica lb BOD ₅ /(día-ft ²)	Concent. del Efluyente, mg/l	% Eliminaci ón
Refinería	4.32	1,800,000	3-4	2.4	178	0.0036	34	81
Refinería	1.03	152,000	4	6.8	47	0.0026	32	32
Procesado del queso	0.003	13,000	4	0.22	1062	0.002	42	96
Ind. vinícola	0.44	630,000	6	0.7	600	0.0035	21	96
Lactera	0.24	--	6	--	2270	--	227	90
Panificación	0.05	--	4	--	2000	--	< 300	> 85

REFERENCIAS

- 1.- Benfield L.D. y Randal CW (1980) Biological process design for wastewater treatment, Englewood Cliffs, N.J.
- 2.- Metcalf y Eddy (1991). Wastewater Engineering. Treatment, 'Disposal' and Reuse. Mc Graw Hill, 3a. Ed., N.Y.
- 3.- Reynolds TD (1982) Unit operations and processes in environmental engineering. Prentice-Hall, Eng. Div.
- 4.- Gray L.C.P. y Lim H.C. Biological wastewater treatment. Theory and applications.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO EN MANEJO INTEGRAL DE
AGUAS MUNICIPALES**

**MÓDULO IV
CA 086**

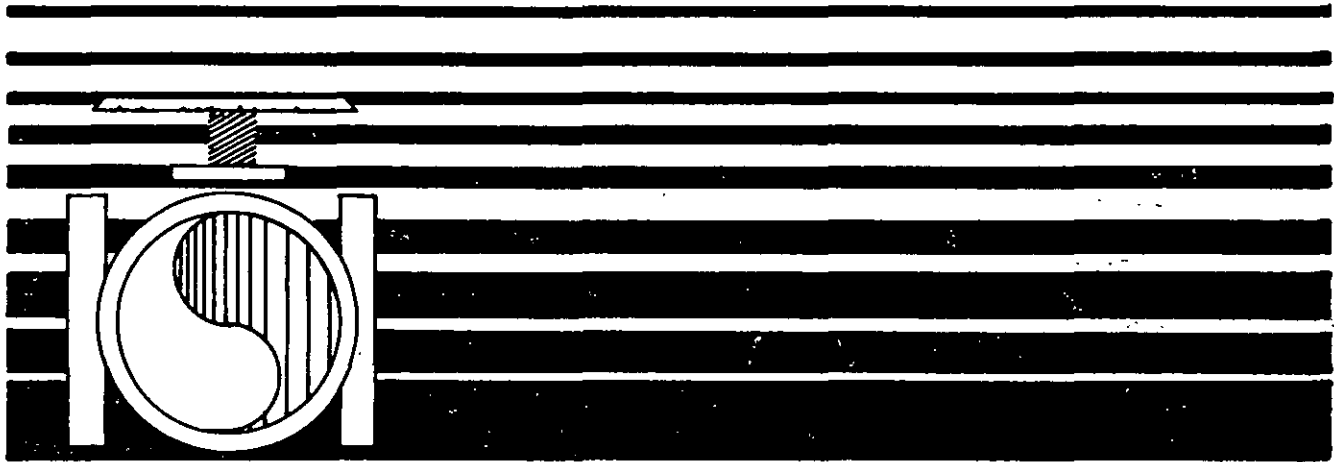
**TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES,
MUNICIPALES, INDUSTRIALES Y REUSOS**

TEMA

DISCOS BIOLÓGICOS

**EXPOSITOR: M. EN C. CONSTANTINO GUTIÉRREZ PALACIOS
PALACIO DE MINERÍA
JULIO DEL 2002**

PROGRAMA DE CAPACITACION PARA OPERADORES DE PLANTAS DE TRATAMIENTO



OPERACION Y MANTENIMIENTO DE DISCOS BIOLOGICOS

1985



SECRETARIA DE DESARROLLO URBANO Y ECOLOGIA
SUBSECRETARIA DE ECOLOGIA
DIRECCION GENERAL DE PREVENCION Y CONTROL DE LA
CONTAMINACION DEL AGUA

P R E F A C I O

La implementación de las principales estrategias que el Gobierno Federal ha definido para prevenir y controlar la contaminación del agua en el país, implica la puesta en operación de un gran número de plantas de tratamiento de aguas residuales, las cuales, junto con las ya existentes, representan una enorme infraestructura cuya elevada inversión debe ser adecuadamente protegida.

Tal situación, más la responsabilidad de que estos sistemas de tratamiento operen con las eficiencias requeridas para cumplir con la legislación vigente en México en materia de protección de la calidad del agua de los cuerpos receptores, demanda un número creciente de personas altamente calificadas, a las cuales se pueda asignar con plena confianza tan importante tarea.

Para responder a esta necesidad, la Subsecretaría de Ecología de la Secretaría de Desarrollo Urbano y Ecología, a través de la Dirección General de Protección y Control de la Contaminación del Agua, ha llevado a cabo la confección de los textos correspondientes a los niveles 1 y 2 del Programa Nacional de Capacitación para Operadores de Plantas de Tratamiento a través del cual será posible la formación de los recursos humanos que en esta área requiere el país.

El Nivel 1 está constituido por 4 textos y contempla los conocimientos básicos -- del tratamiento de aguas residuales, así como los detalles de operación y mantenimiento de sistemas de tratamiento "sencillos".

Está dirigido a personas con formación académica mínima de bachillerato o vocacional, siendo obligatorio dominar su contenido para cursar el siguiente nivel.

El Nivel 2 está constituido por 7 textos y contempla información específica sobre los diferentes sistemas de tratamiento.

Está dirigido a personas con formación académica mínima de Licenciatura en un - - Área Técnica afín y a operadores de Nivel 1.

La estructuración de los cursos se ha definido de tal manera que el Programa de Capacitación disponga de la flexibilidad necesaria para que se forme personal calificado en la operación y mantenimiento de los sistemas de tratamiento específicos en que se requiera, sin limitar las posibilidades de capacitación de los operadores en otros sistemas de tratamiento, si éstos así lo desean. Con la implementación de este Programa de Capacitación para Operadores de Plantas de Tratamiento, se coadyuvará, sin lugar a dudas, en el esfuerzo de afrontar con éxito el reto que representa el saneamiento del recurso hidráulico del País.

I N D I C E

	Pág.
INTRODUCCION	
4.1. DESCRIPCION DEL PROCESO	1
4.1.1. Aspectos microbiológicos del proceso	7
4.1.2. Necesidades de pretratamiento y sedimentación final	8
4.1.3. Factores que afectan al proceso	8
4.2. CRITERIOS DE DISEÑO	10
4.2.1. Generalidades	10
4.2.2. Factores que afectan el diseño	14
4.2.3. Criterios específicos	15
4.2.4. Especificaciones	18
4.2.5. Aplicación numérica	18
4.3. OPERACION DE SISTEMAS DE DISCOS BIOLOGICOS	21
4.3.1. Operación normal	21
4.3.1.1. Preparación para arranque	
4.3.1.2. Procedimiento para el arranque	
4.3.1.3. Estabilización del sistema.	
4.3.2. Control del proceso	24
4.3.2.1. Inspección del equipo	
4.3.2.2. Eficiencia de tratamiento	
4.3.2.3. Observación de la película biológica	
4.3.2.4. Control de laboratorio	
4.3.3. Operación anormal	30
4.3.3.1. Paros y arranques	
4.3.4. Problemas operacionales	31
4.3.4.1. Pérdidas de la película biológica	
4.3.4.2. Color anormal de la película biológica	
4.3.4.3. Disminución de la eficiencia de tratamiento	
4.3.4.4. Acumulación de sólidos	
4.4. MANTENIMIENTO	34
4.4.1. Importancia de un programa de mantenimiento	38
4.4.1.1. Clases de mantenimiento	
4.4.1.2. Componentes de un programa de mantenimiento	
4.4.2. Programa de mantenimiento preventivo	43
4.4.2.1. Equipo mecánico	

- 4.4.2.2. Edificios y áreas libres
- 4.4.2.3. Tanques y estructuras

4.5. SEGURIDAD EN LA PLANTA	48
4.5.1. Recomendaciones de seguridad	48

BIBLIOGRAFIA

FIGURAS Y TABLAS

FIGURAS

4.1.1. Sistema de discos biológicos	2
4.1.2. Distribución del agua residual y flujo en un medio corrugado	3
4.1.3. Posibles arreglos en un sistema de discos biológicos	5
4.1.4. Sistema típico de discos biológicos	6
4.1.5. Componentes de un sistema integral de discos biológicos	9
4.2.1. Efecto de la carga hidráulica en la remoción de DBO	12
4.2.2. Efecto de la carga hidráulica en la remoción de Nitrógeno amoniacal	13
4.2.3. Corrección por temperatura en la remoción de DBO	16
4.2.4. Curvas de diseño para discos biológicos	17
4.3.1. Calidad del efluente en un sistema de discos biológicos	22
4.3.2. Comportamiento típico de una unidad de discos biológicos	27
4.3.3. Efecto de la temperatura en la remoción orgánica y nitrificación	35
4.5.1. Etiqueta típica de advertencia	49

TABLAS

4.3.1. Guía de problemas operacionales	36/37
4.4.1. Tarjetas de servicio para el equipo principal de una planta-de tratamiento	40/41/42
4.4.2. Guía de problemas operacionales de la cadena motriz	45
4.4.3. Guía de problemas operacionales de la banda motriz	46
4.4.4. Programa de mantenimiento preventivo	47

INTRODUCCION

Los sistemas de tratamiento de aguas residuales son por esencia, la herramienta fundamental utilizada dentro de las acciones para controlar la contaminación del agua. A través de ellos se mejora la calidad de las aguas residuales propiciando la posibilidad de su reuso y, se protege la ecología de los cuerpos receptores y la salud pública.

Tal solución representa, por una parte, cuantiosas inversiones, y por otra, la necesidad de recursos humanos altamente calificados mediante los cuales se asegura la eficiente operación de los sistemas de tratamiento y se logre proteger las grandes inversiones que demandan.

El nivel 1 del Programa de Capacitación para Operadores de Plantas de Tratamiento se contempla precisamente, como la fase inicial del esfuerzo orientado a la formación de tales recursos humanos, el cual es continuado por el nivel 2 de este Programa.

Dicho nivel 1 está estructurado de tal manera que en él se proporciona la información necesaria para operar y mantener instalaciones y plantas de tratamiento sencillas como es el caso de: fosas sépticas, tanques Imhoff, pretratamiento, tratamiento primario y lagunas de estabilización.

En este nivel se vierten además los conceptos básicos que van desde la definición de contaminación y contaminante, hasta el estudio de la teoría de los procesos físicos, químicos y biológicos, mediante los cuales se pretende establecer sólidoscimientos que permitan a los futuros operadores de plantas de tratamiento, comprender más fácilmente los procesos involucrados en sus plantas.

Respecto al nivel 2 del Programa de Capacitación para Operadores de Plantas de Tratamiento, éste está elaborado de tal forma que permite, una vez asimilados los conceptos del nivel 1, adentrarse en los detalles de operación y mantenimiento de los procesos de tratamiento más comunes, como son: lagunas aireadas, filtros biológicos, lodos activados, sistemas físico-químicos y sistemas de desinfección; además de que se contemplan los aspectos básicos necesarios para la operación y mantenimiento de las plantas de tratamiento como son: fundamentos de hidráulica, fundamentos de electricidad y fundamentos de química del agua.

Cada uno de los temas del Programa considera en su caso, la descripción de los procesos, así como: criterios de diseño; condiciones de operación; equipo sujeto a mantenimiento; programa de mantenimiento preventivo; mantenimiento correctivo; problemas de operación y acciones para resolverlos; seguridad en la planta de tratamiento y aspectos relativos al manejo, administración y supervisión de plantas de tratamiento de aguas residuales.

Con este Programa se contempla la capacitación formal de recursos humanos que pueden fungir como operadores de plantas de tratamiento calificados, capaces de interpretar, decidir y actuar en forma autónoma.

4.1 DESCRIPCION DEL PROCESO

Uno de los sistemas más recientes de tratamiento biológico es el contactor biológico rotatorio (CBR) comúnmente conocido como "biodisco" o "discos biológicos". Es un sistema aerobio de película fija el cual se utiliza para la remoción de materia orgánica soluble y nitrógeno amoniacal o para la desnitrificación de efluentes nitrificados.

Este sistema se caracteriza por su alta efectividad en el tratamiento de aguas residuales, fácil operación, poco mantenimiento, supervisión mínima y bajo consumo de energía. No obstante, su uso en nuestro país no se ha generalizado debido a la carencia de tecnología propia, lo cual lo coloca como un sistema que requiere gran inversión inicial; sin embargo ya se están realizando investigaciones enfocadas a la creación de esta tecnología propia tendientes a disminuir los costos y mejorar el proceso.

El principio de este proceso de tratamiento secundario es muy similar a los filtros rociadores y consiste de una serie de discos de material plástico de alta densidad (polietileno o poliestireno) de 3 a 4 metros de diámetro, soportados en una flecha horizontal e instalados en un tanque de concreto. (Fig. 4.1.1). La flecha y medio plástico (tambor) se hacen girar por medio de un mecanismo motriz acoplado a la flecha, entre 1 y 2 rpm, manteniendo aproximadamente el 40% del área superficial del tambor sumergido en el agua residual. Los microorganismos presentes en el agua residual comienzan a fijarse y a crecer en la superficie de los discos que se cubre con una película biológica de 2 a 4 mm de espesor.

Los biodiscos (hojas planas corrugadas) al unirse, forman una estructura rígida, con un espaciamiento entre capa y capa de 3.2 cm y una densidad de área superficial de $121.4 \text{ m}^2/\text{m}^3$, permitiendo que esta unión forme canales radiales a 30° del centro del disco hacia la periferia, con el fin de asegurar que el agua residual, aire y biomasa que se desprende, pase libremente dentro y fuera del medio (Fig. 4.1.2.).

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

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

Esta forma de operar el sistema permite que se cumpla con los siguientes requisitos básicos:

- Proporcionar el área necesaria para el desarrollo de los microorganismos.
- Proporcionar contacto vigoroso entre la población microbiana y el agua residual.

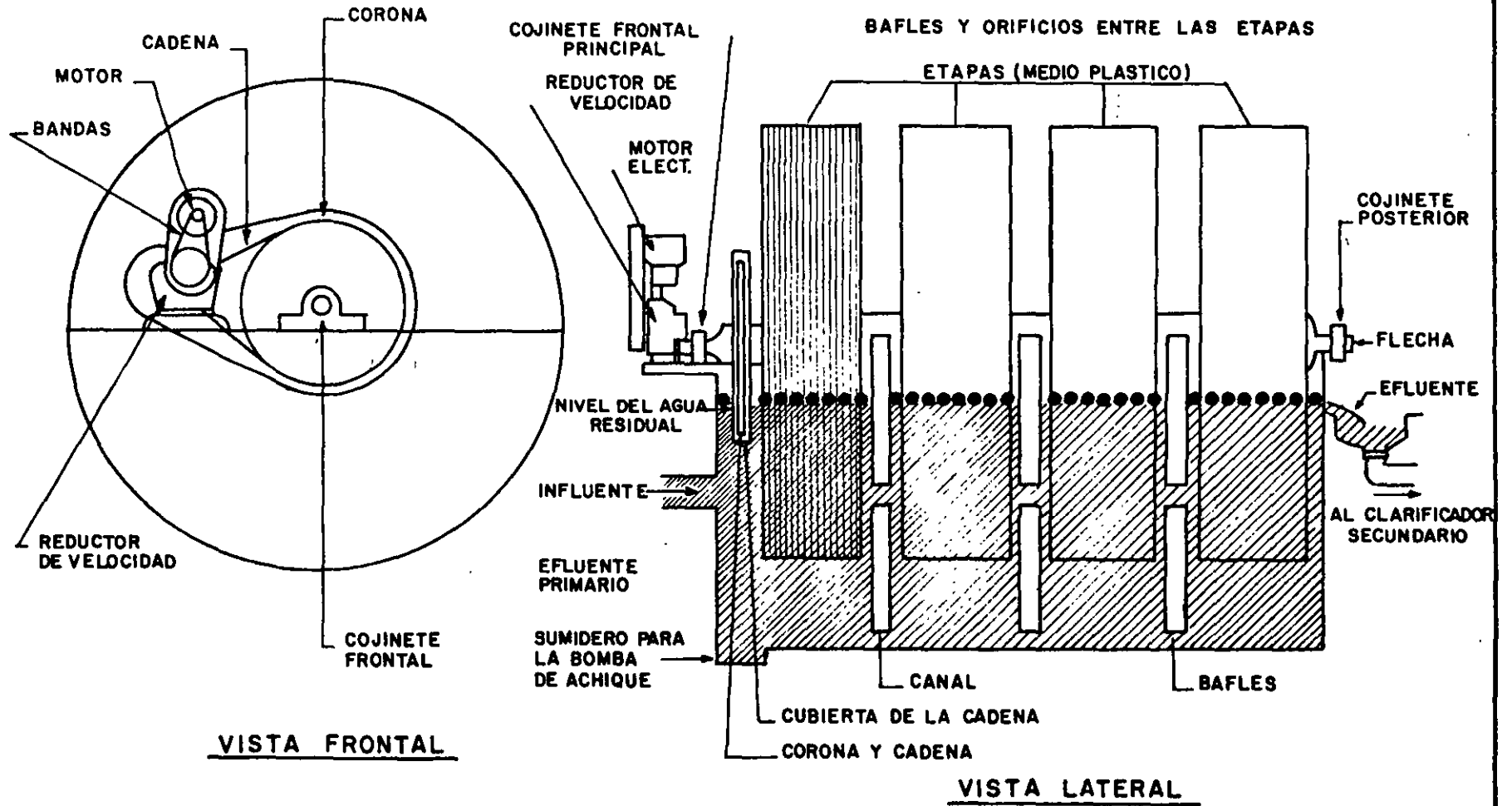
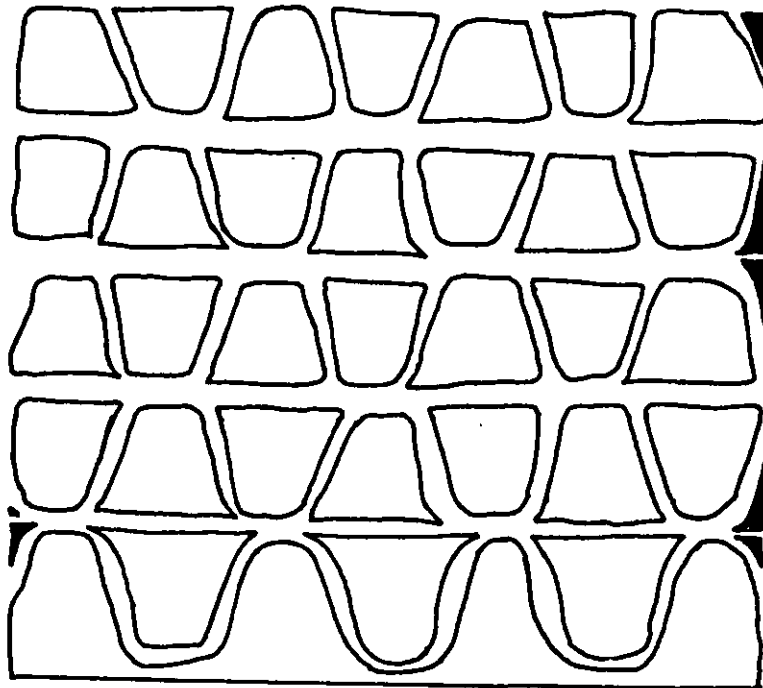


Fig. 4.1.1. - SISTEMA DE DISCOS BIOLÓGICOS



SECCION TRANSVERSAL
DEL MEDIO

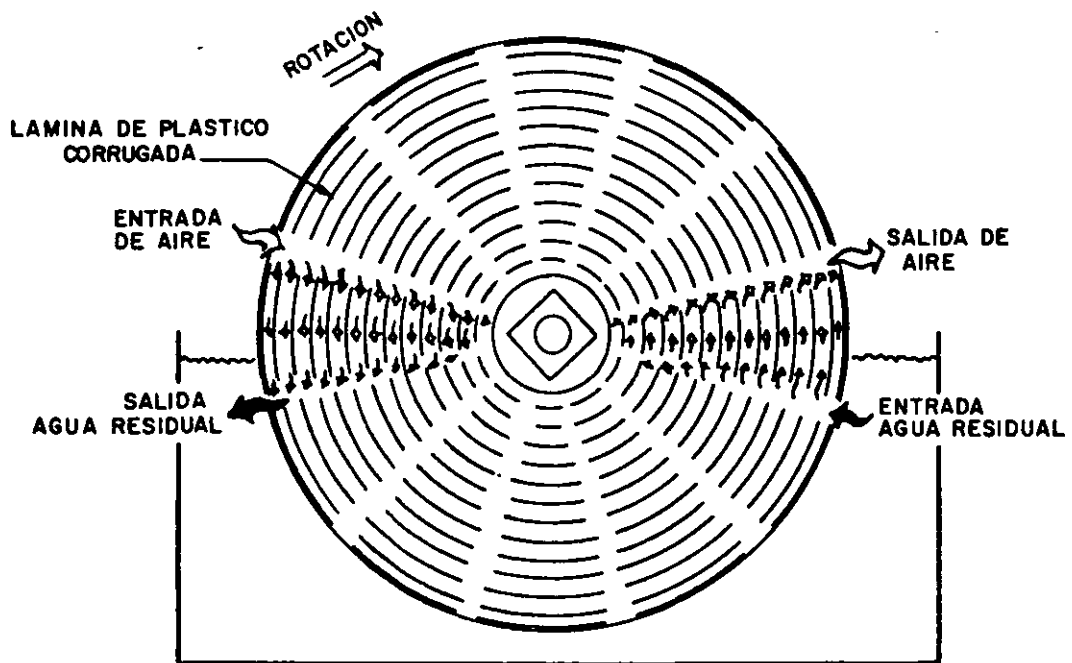


Fig.4.1.2.-DISTRIBUCION DEL AGUA RESIDUAL Y FLUJO EN UN
MEDIO CORRUGADO

- Mantener el sistema en condiciones aerobias, exponiendo continuamente al aire la película biológica.
- Permitir una distribución uniforme del oxígeno del aire con el sustrato soluble en la biomasa.
- Provocar un desprendimiento continuo de la biomasa en exceso, manteniendo en esta forma el espesor de la película biológica casi constante.
- Mantener completamente mezclado el contenido del tanque, para mantener los sólidos en suspensión.

El sistema de discos biológicos normalmente se divide en cuatro diferentes etapas (Fig. 4.1.1.), cada etapa se separa por un baffle removible y opera con un mezclado completo en la cual se encuentran en equilibrio dinámico la tasa de crecimiento biológico y la tasa de desprendimiento de biomasa. El flujo del agua residual generalmente es paralelo a la flecha, pero puede fluir en forma perpendicular dependiendo del número de etapas o del flujo de etapa a etapa. Cada baffle lleva un orificio en la parte inferior lo que permite el flujo de una etapa a otra. Esta separación es utilizada para optimizar la efectividad del área superficial del medio. Los organismos de la primera etapa son expuestos a mayores niveles de carga orgánica (DBO) y la tasa de remoción de DBO es mayor, disminuyendo a medida que se avanza en etapas.

Las plantas de tratamiento que requieren cuatro o más flechas (tambores) generalmente son dispuestas de tal forma que cada flecha actúe como una etapa individual de tratamiento, en las cuales el flujo es perpendicular a las flechas (Fig. 4.1.3). Plantas con menos de 3 flechas son dispuestas con el flujo paralelo a las flechas.

El efluente de la última etapa del sistema, conteniendo los sólidos desprendidos de la película biológica, fluye al clarificador secundario, donde son removidos por sedimentación. En la Fig. 4.1.4. se muestra un sistema típico de discos biológicos.

Se recomienda el uso de cubiertas sobre los biodiscos por las siguientes razones:

- Evitar que la película biológica se congele en climas fríos.
- Prevenir que las lluvias intensas laven la película biológica.
- Aislar el medio de la luz solar para prevenir el crecimiento de algas y proteger la integridad estructural del medio.
- Como protección para los operadores durante el mantenimiento del equipo.

El material de construcción de las cubiertas debe ser resistente a la corrosión, normalmente no se requiere ventilación forzada ni calentamiento, son suficientes ventanas o respiraderos, los cuales se deben abrir en verano y cerrar en invierno. Generalmente el material utilizado es plástico, ya sea con o sin instalación térmica, dependiendo de las condiciones climáticas.

Los tanques en que se apoyan los discos, generalmente son de concreto, aunque pueden ser de cualquier otro material resistente. La forma y volumen del tanque estará en función del caudal a tratar.

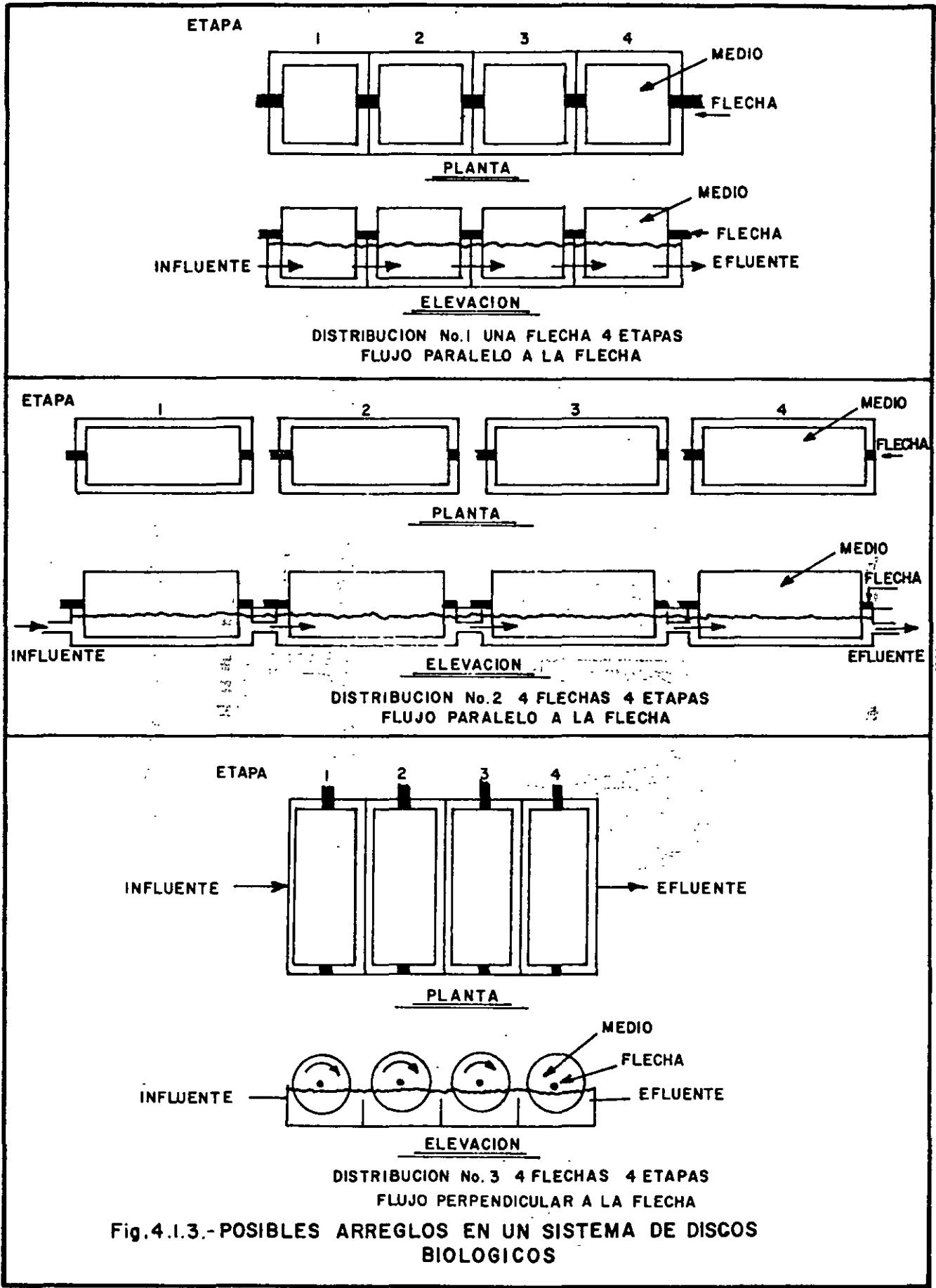


Fig.4.1.3.- POSIBLES ARREGLOS EN UN SISTEMA DE DISCOS BIOLÓGICOS

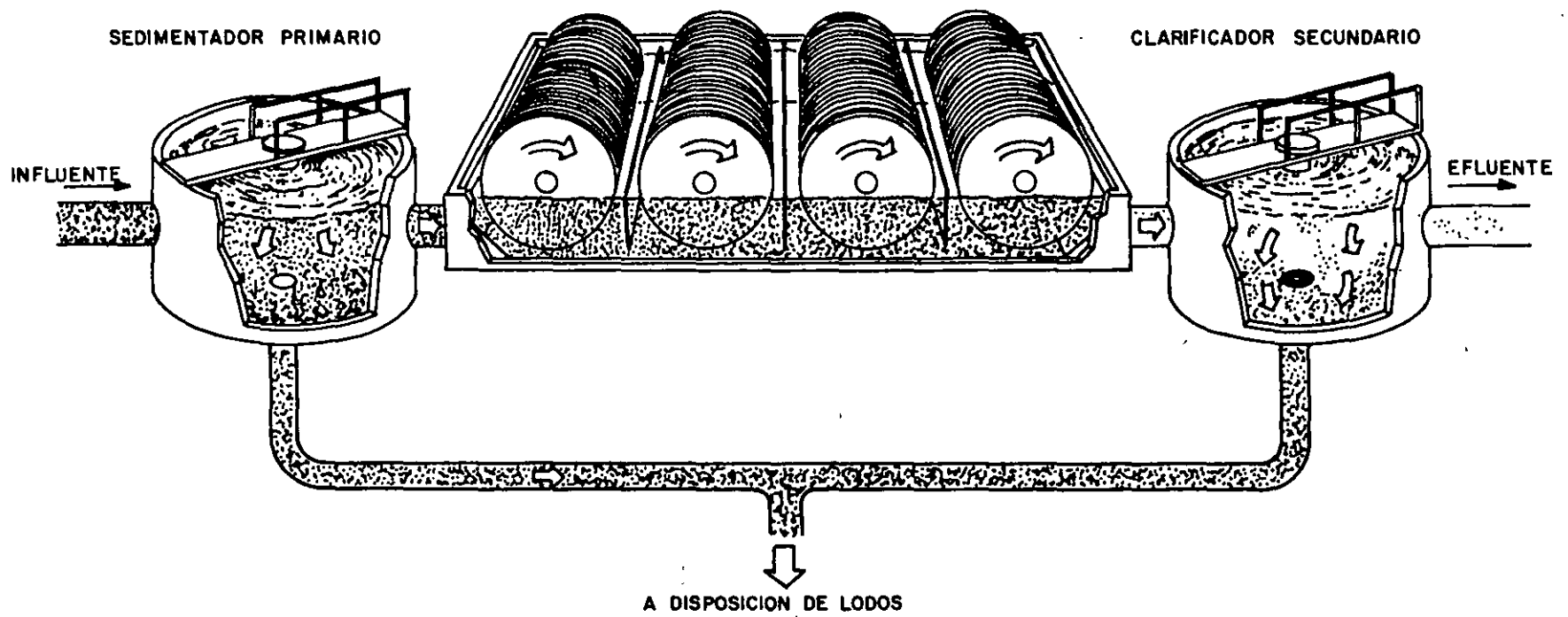


Fig. 4.1.4.- SISTEMA TÍPICO DE DISCOS BIOLÓGICOS

4.1.1. Aspectos microbiológicos del proceso.

Como en todos los procesos biológicos, es de vital importancia conseguir un ambiente y control adecuado del proceso para que un agua residual pueda ser tratada, por lo tanto, compete al ingeniero diseñador y al operador lograr este ambiente.

Para entender el funcionamiento de un sistema de discos biológicos, es importante conocer la forma, estructura y actividades bioquímicas de los microorganismos.

Reportes de estudios realizados sobre el efecto de la superficie en la actividad microbiana, indican que las bacterias producen un polímero extracelular que les permite adherirse a las superficies y que esta adhesión puede ser permanente o temporal. Por otro lado, el desarrollo microbial es un proceso selectivo, es decir, primero aparecen los gusanos pequeños, algunas horas después aparecen los cocos, espirilos y gusanos más grandes y finalmente se presentan los organismos estáticos y de vida libre.

Por otra parte, se ha encontrado que la densidad y morfología de la película biológica, manifestada por las diferentes especies de microorganismos presentes, depende de las concentraciones de alimento en el influente. A bajas concentraciones predominan los organismos filamentosos, mientras que a medida que aumenta la relación alimento-microorganismos los no filamentosos (población heterogénea de microorganismos) son los que predominan. En nuestro proceso la relación alimento/microorganismos disminuye de la primera a la última etapa, es decir en la primera etapa es donde se tendrá una mayor concentración de alimento y por lo tanto mayor crecimiento de biomasa.

El crecimiento escaso de la biomasa en las últimas etapas del sistema, se debe al desarrollo de predadores, tales como protozoarios, rotíferos y nemátodos. En sistemas de película fija, esta predación se considera como uno de los mecanismos de control del espesor de la película biológica. La presencia de rotíferos en las últimas etapas de una unidad de discos biológicos indica una remoción de materia orgánica casi total (mayor a 85%).

Observaciones recientes en la unidad de experimentación de la U.N.A.M. indican la siguiente distribución de microorganismos en un sistema de cuatro etapas:

- 1a. etapa: predominan las especies de ciliados.
- 2a. etapa: además de los ciliados se encuentran Euglena y Amoeba.
- 3a. etapa: muchos ciliados, rotíferos y Pilidio.
- 4a. etapa: presencia de gusanos planos, ciliados y rotíferos.

La presencia de ciliados indica la estabilidad del medio, y su predominancia se debe a que éstos requieren menos energía para desarrollar sus funciones alimenticias y a que se reponen más rápido en condiciones anaerobias.

Cada tipo de microorganismo tiene sus propias características y predomina bajo ciertas condiciones, por tal motivo la observación microscópica es fundamental en la evaluación de un proceso biológico de tratamiento, ya que esta información puede ser suficiente para detectar la presencia de algún problema y para sugerir una solución.

Los mecanismos involucrados en las reacciones bioquímicas de metabolización de la materia orgánica por los microorganismos son muy complicados y sólo debemos preocu

parnos por entender los mecanismos de operación de éstos y tratar de hacer un proceso a la medida de estos organismos, en vez de adaptarlos a un proceso. Es por esto que el ingeniero diseñador debe tomar muy en cuenta lo anterior, para que su diseño y operación de un sistema de tratamiento biológico cumpla con los requisitos de un proceso eficiente.

4.1.2. Necesidades de pretratamiento y sedimentación final.

Como todo proceso biológico, los reactores de discos biológicos deben estar precedidos por un pretratamiento, o remoción primaria de sólidos suspendidos, consistente de rejillas para gruesos, desarenadores y sedimentación primaria. (Fig. 4.1.5.) El no remover estos materiales puede ocasionar sedimentación de arena y otros materiales orgánicos en el fondo del tanque de los biodiscos, reduciendo por un lado el volumen de éstos y por otro ocasionando condiciones sépticas y arrastre de la película biológica de los discos y posible atascamiento de la unidad. Es por esto que se debe contar con el equipo adecuado de tratamiento primario para obtener un buen rendimiento en el sistema de discos biológicos.

También, debido a que todos los procesos biológicos se ven afectados por la presencia de sustancias tóxicas, las restricciones aplicadas a otros procesos biológicos en cuanto a calidad del influente se deben de aplicar a los sistemas de discos biológicos.

Algunas plantas de discos biológicos cuentan con tanques de regularización antes del clarificador primario, para absorber flujos picos y variaciones de carga. Esto permite la dilución y/o neutralización del desecho y en general eliminar las cargas shock. Cargas orgánicas demasiado altas en el influente pueden ocasionar sobrecargas de la primera etapa del sistema, resultando una disminución en la reducción de DBO y en algunos casos alterarse las características de sedimentación de lodo biológico producido.

La distribución del flujo en el influente de un sistema de discos biológicos no tiene gran importancia en el rendimiento del sistema, debido a que la velocidad rotacional de los discos mantiene en mezcla casi completa todo el licor mezclado del tanque.

Los sólidos biológicos generados por el reactor rotatorio, en forma de grandes flocos y que son desprendidos de la superficie de los discos, son mantenidos en suspensión hasta que salen de la última etapa y son separados y procesados como lodos. La separación de estos lodos se realiza en un tanque convencional de sedimentación secundario.

Para obtener el mayor grado de remoción de la materia orgánica lograda en el reactor biológico (biodisco), el tanque de sedimentación final debe ser operado en forma correcta. Esto es, evitar que se formen condiciones sépticas en el sedimentador purgando la cantidad necesaria de lodos, para mantener un colchón, teniendo cuidado en no diluir demasiado los lodos. En la práctica esto se logra a prueba y error con el objeto de determinar la frecuencia de purgas y poder establecer, si se quiere, un sistema automático de control.

4.1.3. Factores que afectan el proceso.

En este punto nos referiremos a las variables que se considera tienen un efecto significativo en el proceso y que de alguna forma afectan el funcionamiento del sistema. Hay algunas variables que afectan el proceso, como son: temperatura, carga hidráulica, velocidad de giro de los discos y número de etapas, sin embargo éstos se consideran como bases de diseño y serán discutidos en el punto de criterios de diseño.

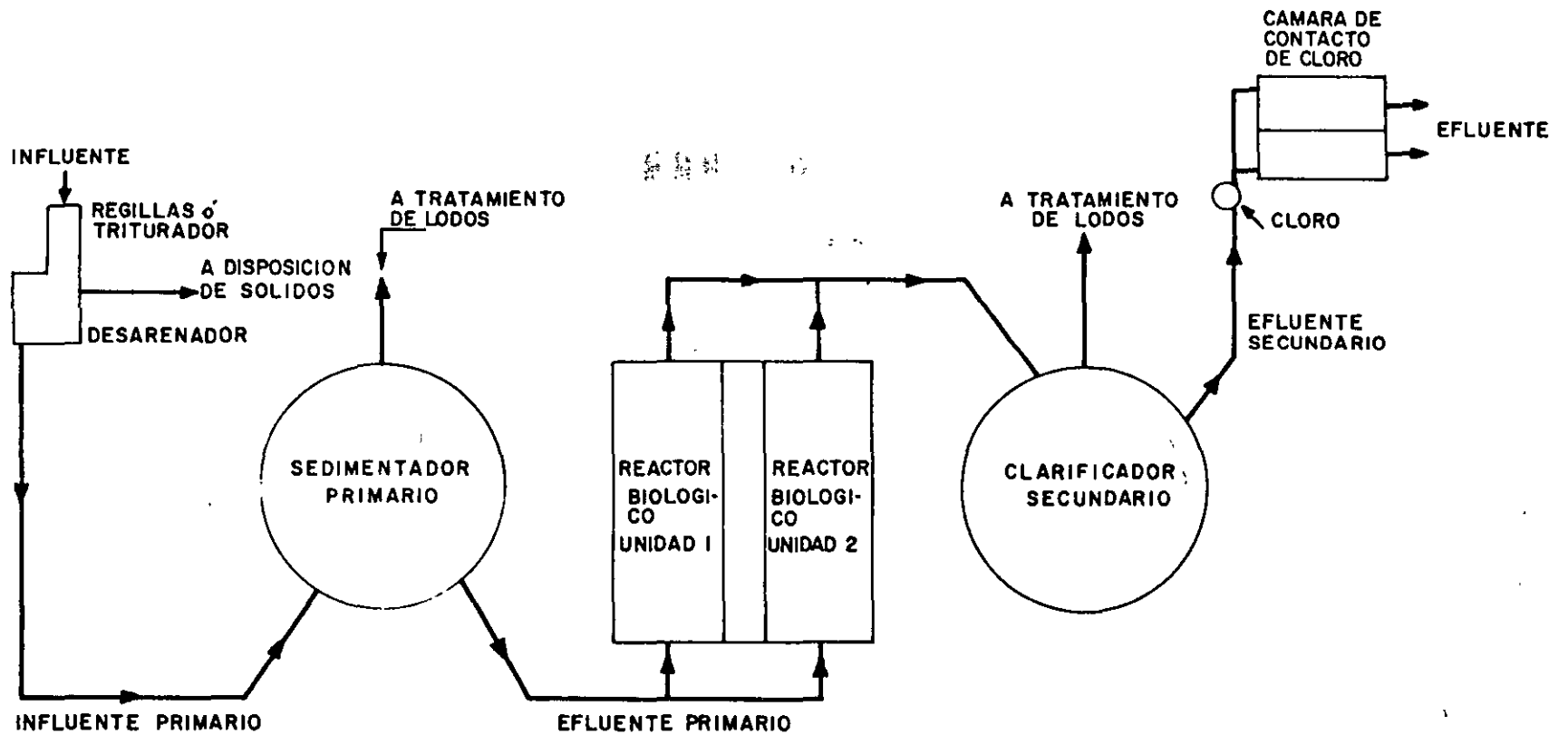


Fig. 4.1.5.- COMPONENTES DE UN SISTEMA INTEGRAL DE DISCOS BIOLÓGICOS

4.1.3.1. pH

El proceso de discos biológicos funciona en forma adecuada en un rango de pH de -- 6.5 a 8.5, fuera de este intervalo podemos tener desprendimiento de la película -- biológica de los discos. Generalmente los desechos domésticos tienen la alcalinidad suficiente para absorber los cambios de pH. Normalmente en un sistema de discos biológicos tendremos una caída de pH en las primeras etapas debido a la producción de ácidos orgánicos o puede ser indicativo de una condición limitante de oxígeno disuelto. Por otro lado, la caída de pH en las últimas etapas del sistema, se debe a la nitrificación.

Valores de pH bajos (menores a 6.5) inhiben el proceso de nitrificación, favoreciendo el crecimiento de hongos y diatomeas.

4.1.3.2. Alcalinidad

Generalmente los desechos domésticos contienen la suficiente alcalinidad para amortiguar los cambios de pH que sufre el sistema, causados por los procesos químicos y bioquímicos que se llevan a cabo.

La alcalinidad del agua residual, es el medio en el cual las bacterias nitrificantes vierten sus desechos ácidos. La nitrificación puede limitarse por falta de alcalinidad en un desecho y afectar la diversidad de microorganismos del sistema.

4.1.3.3. Salinidad

La mayor parte de las aguas residuales no varían mucho en su contenido salino y -- sus concentraciones normales no causan ningún efecto en el proceso. Sin embargo, -- las bacterias son repelidas de la superficie del biodisco si las concentraciones -- son más bajas que las normales.

4.1.3.4. Recirculación de lodos

La recirculación de lodos secundarios en un sistema de discos biológicos, tienen -- poco efecto sobre la concentración de sólidos en el licor mezclado, lo que trae como consecuencia que la eficiencia de tratamiento no se vea notablemente afectada.

4.2. CRITERIOS DE DISEÑO

El diseño y operación de una planta de tratamiento de aguas se basan en ciertos -- criterios establecidos de antemano, los cuales se han ido obteniendo con experiencias logradas a nivel piloto y en plantas de tratamiento. Actualmente por ser los discos biológicos un proceso nuevo, no se tienen las suficientes bases para establecer los criterios de diseño a seguir, sin embargo la mayor parte de la literatura toma como base de diseño el área superficial del disco y eficiencias de remoción de DBO y/o nitrógeno amoniacal. Algunos criterios que nos sirven como base para el diseño y operación de una planta de discos biológicos son:

4.2.1. Generalidades

4.2.1.1. Carga Hidráulica

En un proceso de discos biológicos, la remoción de DBO carbonosa, la oxidación de nitrógeno amoniacal y remoción de DBO última, siguen aproximadamente una cinética

de primer orden. Esto permite que a una carga hidráulica dada, ocurra un porcentaje de remoción específico de DBO dependiendo de la DBO soluble del influente y requerimientos de DBO total y soluble en el efluente (Fig. 4.2.1.).

La carga hidráulica sobre una unidad de discos biológicos, es la cantidad de agua-residual (m^3 o $pies^3$) por día que fluye a través del medio rotatorio, $m^3/día - m^2$ - ($pies^3/día - pie^2$). La carga hidráulica está determinada por el tiempo de retención del agua residual; a una carga dada, el agua residual tendrá un tiempo de retención dependiente de los discos y tamaño del tanque, así, un incremento en el espaciamiento de los discos y/o el tamaño del tanque, incrementará la cantidad de agua residual dentro del tanque, lo que dará como resultado que el tiempo de retención se incremente de acuerdo a la carga hidráulica dada. La expresión que nos relaciona estos dos parámetros es la siguiente:

$$T_r = \frac{\text{Relación, volumen tanque/área superficial del medio, } m^3/m^2}{\text{carga hidráulica, } m^3/m^2-día}$$

donde: T_r = tiempo de retención, día

En la etapa de nitrificación, la carga hidráulica estará determinada por la DBO del influente, y concentración de nitrógeno amoniacal (Fig. 4.2.2.).

Para propósito de diseño se recomienda que la carga hidráulica sea entre 0.03 - 0.16 $m^3/m^2-día$ (0.75 - 4 gpd/pie^2) para remoción de DBO y entre 0.03 - 0.07 $m^3/m^2-día$ (0.75 - 1.8 gpd/pie^2) para remoción de nitrógeno, dependiendo del nivel de DBO y porcentaje de remoción de nitrógeno que se requiera lograr.

4.2.1.2. Etapas y arreglos en la planta.

Se ha determinado que si se dispone el sistema en una serie de etapas, la eficiencia de remoción aumenta considerablemente, por lo que esto se debe tomar en cuenta durante el proceso de diseño.

Cuando se opera el sistema en flujo pistón, los organismos de la primera etapa del medio son expuestos a concentraciones altas de DBO, removiendo altas tasas de DBO. A medida que la concentración de DBO decrece de etapa a etapa, la tasa de remoción de los microorganismos también decrece. Sin embargo la tasa de remoción promedio de DBO es mayor que si todo el medio fuera una sola etapa completamente mezclada, donde los organismos son expuestos a concentraciones de DBO relativamente bajas.

Por lo anterior, se recomienda construir los sistemas de discos biológicos de no menos de 3 etapas, para utilizar con mayor efectividad el área superficial de los discos. Para plantas que requieren varias flechas de medio, un buen arreglo sería con más de cuatro etapas arregladas en serie. En plantas que requieren menos de cuatro flechas el arreglo puede ser en paralelo.

Cada tanque que contiene una flecha se divide en etapas y el flujo del agua residual es paralelo a las flechas. Para seccionar cada etapa se utilizan mamparas tipo Imhoff con orificios sumergidos en el agua residual para permitir el paso de una etapa a otra.

4.2.1.3. Velocidad de rotación del medio.

La velocidad de rotación es también un importante criterio de diseño, ya que afecta el tratamiento de las aguas residuales de diferentes maneras. Hay una velocidad de rotación óptima arriba de la cual no se tendrán aumentos en los niveles de tratamiento. Esta velocidad óptima varía con la concentración de DBO en el agua residual, por ejemplo, es mayor para desechos industriales que para desechos domésticos. También, la velocidad de rotación óptima disminuye de etapa a etapa, a me-

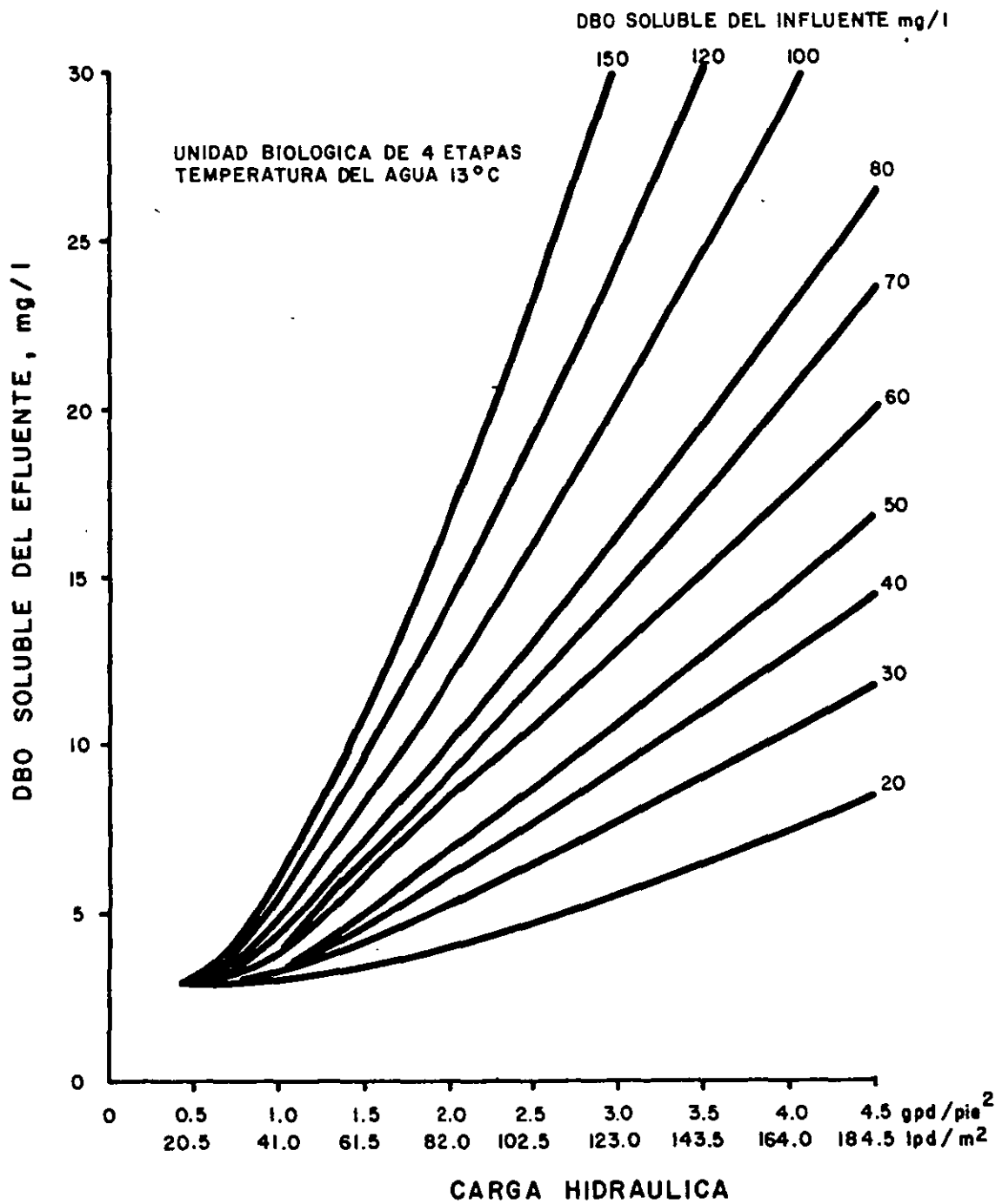
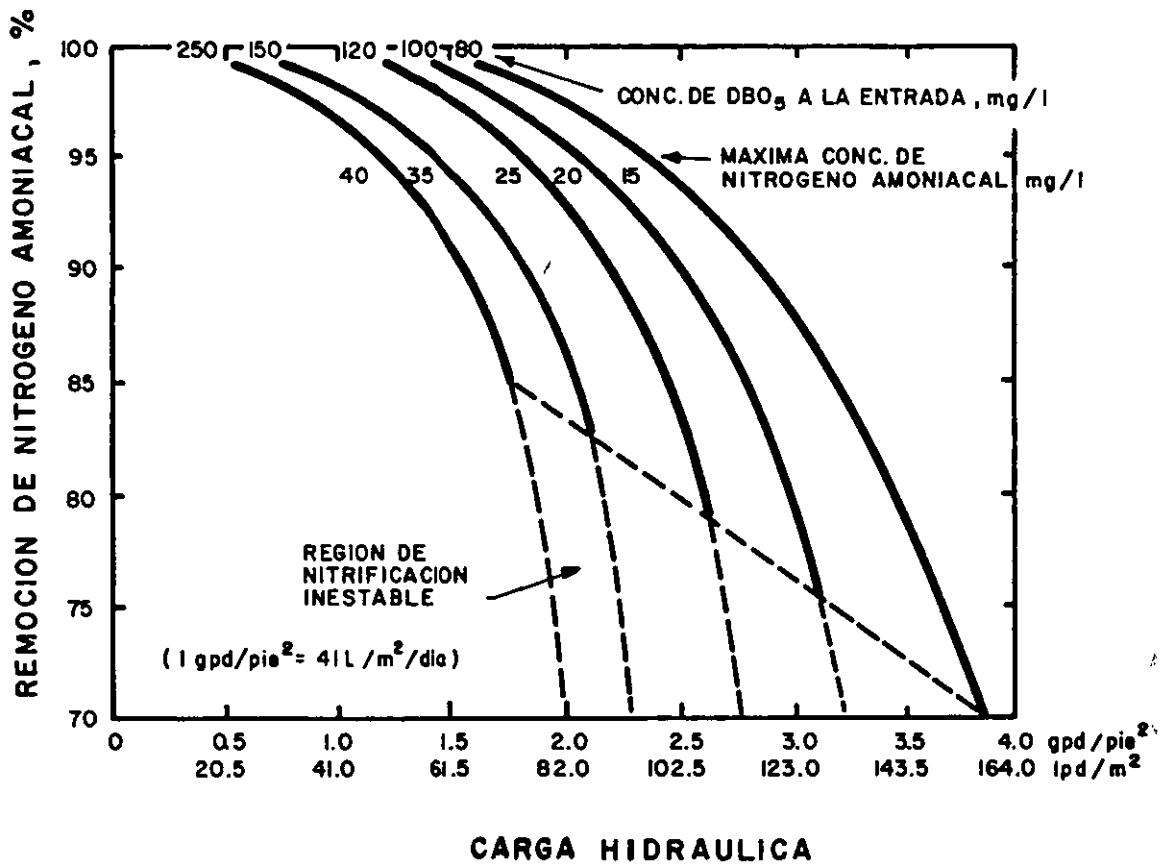


Fig.4.2.1.-EFECTO DE LA CARGA HIDRAULICA EN LA REMOCION DE DBO



TEMPERATURA > 13°C

Fig.4.2.2.- EFECTO DE LA CARGA HIDRAULICA EN LA REMOCION DE NITROGENO AMONIAL

didada que decrece la DBO. Para aguas residuales domésticas la velocidad periférica óptima es de 18.3 m/min (60 pies/min), cuando las etapas del sistema giran a la misma velocidad.

La dirección de la rotación del medio no afecta la eficiencia de tratamiento, ni tampoco es un factor para seleccionar la velocidad de rotación. Cuando se tienen varias flechas instaladas en un tanque de fondo plano, se recomienda que la dirección de la rotación sea en sentido opuesto al flujo del agua residual, con el objeto de disminuir la posibilidad de algún corto circuito a lo largo del fondo del tanque.

En los sistemas de discos biológicos existe una relación entre el diámetro del disco y la velocidad rotacional (RPM), a medida que se incrementa el diámetro, debe disminuirse la velocidad de giro con el fin de conservar una velocidad lineal (tangencial) constante, para lo cual la tasa de remoción de DBO es óptima.

La velocidad tangencial se calcula como sigue:

$$V = 2\pi RN$$

donde:

V = velocidad tangencial, m/min (18.3 m/min recomendada)
R = radio del disco, m
N = revoluciones por minuto (RPM)

4.2.1.4. Carga Orgánica Superficial

Como se mencionó al principio, los criterios de diseño para los biodiscos no están bien definidos, la tendencia actual es hacia el uso de la carga orgánica superficial, lo cual involucra los conceptos de carga orgánica y carga hidráulica. Se recomienda el uso de cargas orgánicas superficiales entre 18.4 y 28.6 Kg DBO soluble /día /1000 m² (3.76 - 5.82 lb DBO sol/día/1000 pies²)

4.2.1.5. Volumen del Tanque

Otro de los factores que nos sirven de base para el desarrollo de nuestro proceso es el tiempo de retención del agua residual en el tanque portador de los biodiscos. Para una determinada carga hidráulica, el tiempo de retención estará en función de la fracción vacía dejada por el medio (espacios libres entre los discos) y del tamaño del tanque. En pruebas realizadas se ha determinado que existe un volumen óptimo de tanque, el cual permite una mayor capacidad de tratamiento de la película biológica que cubre la superficie de los discos. Para propósitos de diseño, el volumen del tanque se mide como el volumen de agua residual retenido en el tanque por unidad de superficie cubierta de la película biológica (l/m² ó Gal/pie²). Como base de diseño se considera que el volumen óptimo del tanque para tratar aguas residuales domésticas con cargas orgánicas hasta de 300 mg/l de DBO, es de 4.89 l/m² (0.12 gal/pie²), equivalente a 205 m² de área superficial por m³ de tanque.

4.2.2 Factores que afectan el diseño

En cualquier proceso es necesario conocer las variables dependientes e independientes que lo rigen, así como del efecto que tienen sobre el sistema. A continuación se darán los factores que se consideran de mayor interés y que afectan el diseño de un sistema de tratamiento con discos biológicos.

4.2.2.1 Temperatura

La temperatura del agua residual y por supuesto del ambiente, afecta el funcionamiento del sistema al igual que cualquier otro proceso de tratamiento biológico. - Un descenso en la temperatura disminuye la eficiencia del tratamiento. Temperaturas entre los 13 y 32°C no tienen efecto en el funcionamiento del sistema, sin embargo, la eficiencia generalmente decrece con temperaturas menores de 13°C. Temperaturas mayores de 32°C cambian la diversidad de la población microbiana y a medida que ésta aumenta, la población dominante varía de bacterias mesófilas a termófilas (resistentes a las altas temperaturas), éstas últimas son las menos eficientes en este tipo de proceso.

Las bacterias nitrificantes también son afectadas por la temperatura. Este tipo de bacterias tienen un intervalo muy amplio de temperatura (5- 35°C) y el proceso de nitrificación no se vé afectado en un rango de 18 y 32°C.

Durante períodos bajos de temperatura es necesario disminuir el flujo de agua residual lo suficiente para mantener la eficiencia de tratamiento. Por lo tanto, se debe compensar el diseño de la planta por efectos de temperatura (Figs. 4.2.3) - y 4.2.4). Las temperaturas recomendables se encuentran entre los 13 y 32°C (55 y 90° F).

4.2.2.2. Carga orgánica constante

Si el diseño está basado en una carga orgánica constante, deberá incrementarse el área superficial en un 25 por ciento, para regular los efectos del flujo variable. También se debe considerar que los desechos sépticos requieren un 50% más de área superficial que los desechos domésticos.

4.2.3. Criterios específicos

A continuación se dan los criterios que recomienda "The Water Pollution Control - Federation"

4.2.3.1.- Area sumergida del biodisco: 40%.

4.2.3.2.- Número mínimo de etapas: 4.

4.2.3.4.- Relación óptima volumen-superficie: 4.89 l/m^2 (0.12 gal/pie^2) para una - DBO - 300 mg/l en el influente.

4.2.3.5.- Carga hidráulica: $81 - 163 \text{ l/día-m}^2$ ($2-4 \text{ gal/día-pie}^2$), para tener en el efluente de 15-30 mg/l de DBO₅ y SS; $30-81 \text{ l/día-m}^2$ ($0.75- 2.0 \text{ g/día -- pie}^2$) para lograr un efluente de 7-12 mg/l de DBO₅ y SS y 1.0 mg/l o menos de nitrógeno amoniacal.

4.2.3.6.- Temperatura: 13 - 32°C (55 - 90°F).

4.2.3.7.- Carga hidráulica superficial del sedimentador secundario: 32593 l/día-m^2 ($800 \text{ gal/día-pie}^2$) para obtener un efluente de 20-30 mg/l de SS. De $16300 \text{ a } 24445 \text{ l/día-m}^2$ ($400-600 \text{ gal/día-pie}^2$) para obtener en el efluente - - - 10 mg/l de SS.

16300 l/día-m^2 ($400 \text{ gal/día-pie}^2$) de flujo promedio, cuando la relación-pico-promedio excede 2:1.

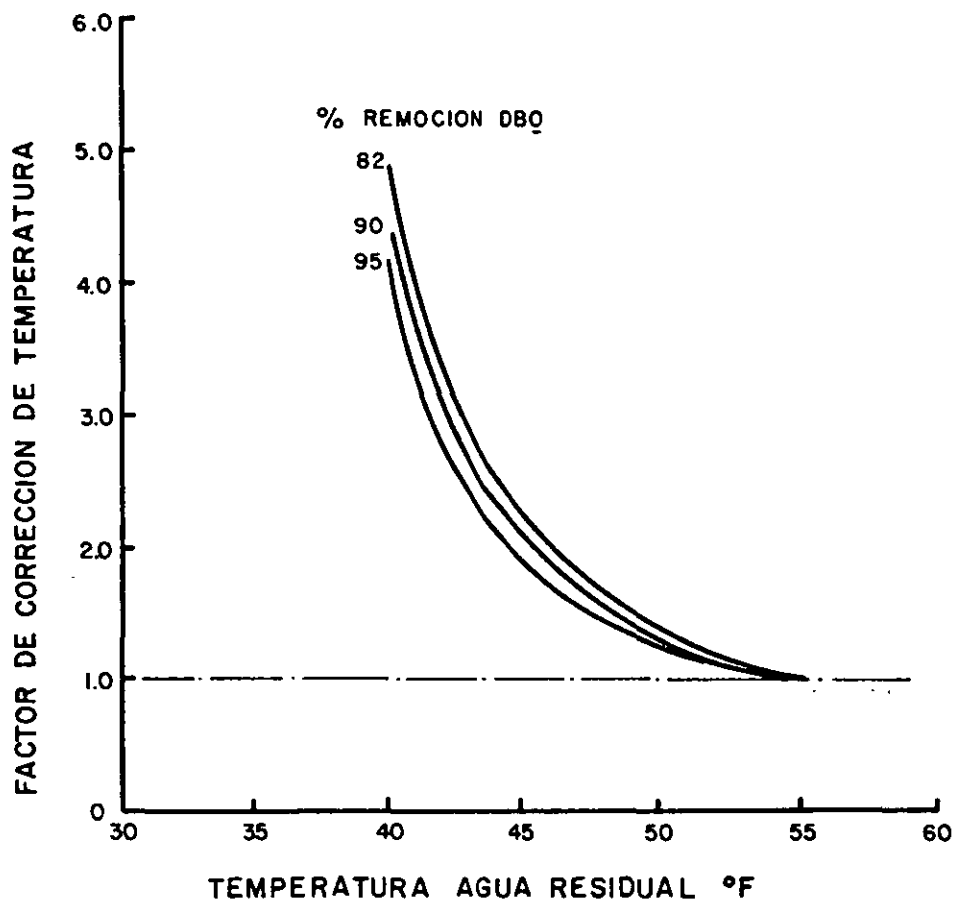


Fig.4.2.3.- CORRECCION POR TEMPERATURA EN LA REMOCION DE DBO

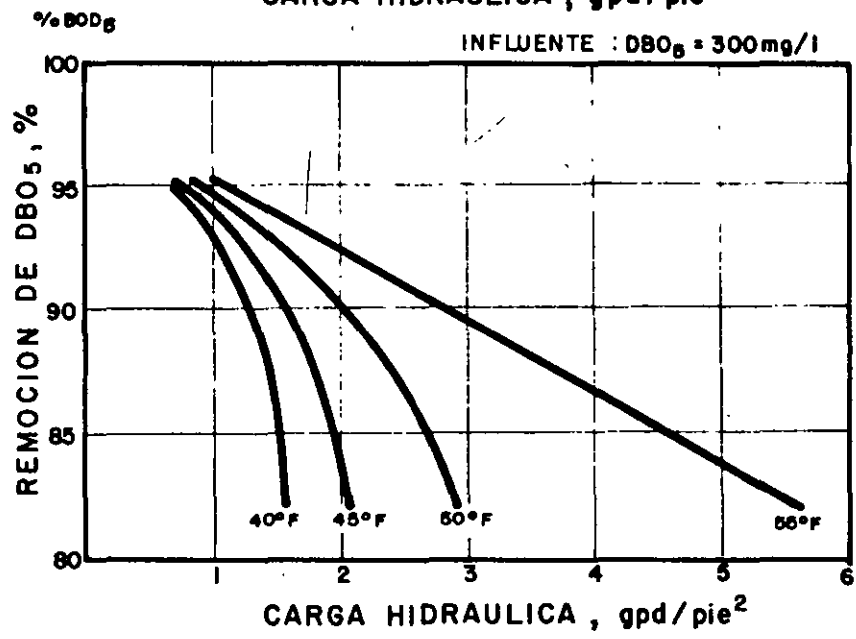
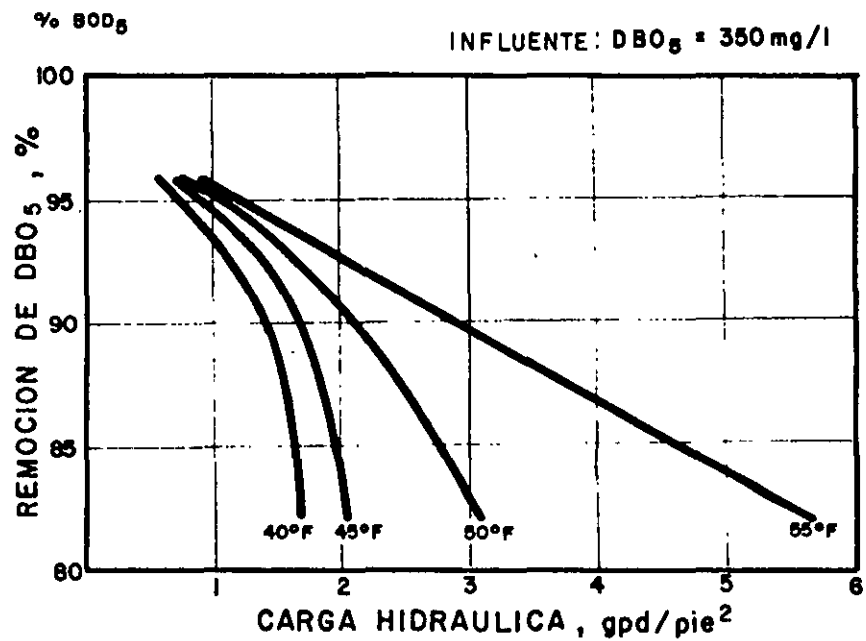
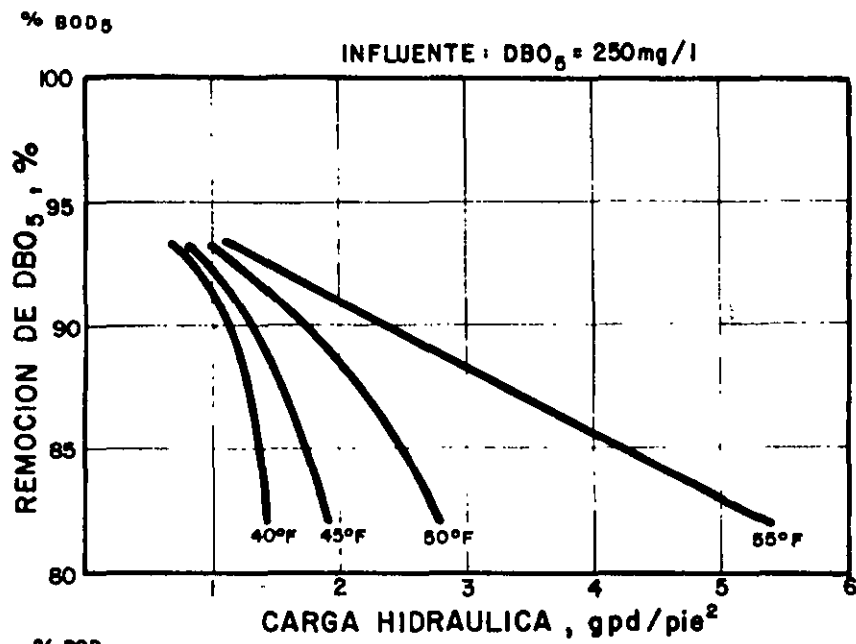


Fig.4.2.4.- CURVAS DE DISEÑO PARA DISCOS BIOLÓGICOS

24 445 l/día-m² (600 gal/día-pie²) cuando la relación pico-promedio es - menor que 2:1.

4.2.3.8.- Profundidad del sedimentador secundario: 2.1 m (7 pies).

4.2.4. Especificaciones.

Cuando se tiene que comprar un equipo, se deben dar una serie de características - que nos dicen exactamente lo que queremos. Las siguientes son un ejemplo de las - especificaciones para un módulo de discos biológicos:

Carga de DBO: 75 gr/l/hab/día (gramo x litro x habitante x día).

Gasto: 0.2 m³/día/hab.

Capacidad de retención de lodos: 75 días.

Tiempo de retención del sedimentador primario: 4 horas.

Tiempo de retención del sedimentador secundario: 6 horas.

Velocidad máxima de flujo: 12 m/h.

Area del disco: 5.3 m²/hab/día.

Tiempo de retención total: 7 horas.

RPM: 0.95 (18.3 m/min, velocidad periférica).

Diámetro del disco: 3m.

DBO del influente: 350 mg/l.

Dirección del flujo: normal a la superficie de los discos.

Número de etapas: 4.

Area sumergida de los discos: 40%.

Separación de las etapas: Mampara tipo IMHOFF.

4.2.5. Aplicación numérica de los criterios de diseño.

Supongamos que se quiere diseñar un sistema de tratamiento por medio de discos bio lógicos para la remoción de DBO de un agua residual con las siguientes caracterís- ticas:

DBO a la entrada: 250 mg/l

Flujo : 30 l/seg

Temperatura : 20°C

y se quiere obtener una DBO a la salida de 35 mg/l.

4.2.5.1. Eficiencia de remoción requerida:

$$\begin{aligned} \text{Eficiencia} &= \frac{\text{DBO entrada} - \text{DBO salida}}{\text{DBO entrada}} \\ &= \frac{250 \text{ mg/l} - 35 \text{ mg/l}}{250 \text{ mg/l}} \\ &= 86\% \end{aligned}$$

4.2.5.2. Area requerida para el crecimiento biológico

Para una DBO en el influente de 250 mg/l y una eficiencia de remoción del 86%, de- la Fig. 4.2.4 se tiene una carga hidráulica requerida de 4.0 gpd/pie² (164 lpd/- m²).

$$\text{Area requerida} = \frac{\text{Gasto, l/día}}{\text{carga hidráulica, l/día/m}^2}$$

$$\text{Area requerida} = \frac{30 \text{ l/seg} (86\,400 \text{ seg/día})}{164 \text{ l/día} \cdot \text{m}^2}$$

$$= 15\,805 \text{ m}^2$$

4.2.5.3. Medio de crecimiento (biodiscos)

En el mercado existen unidades estándar de 4 etapas, que miden 26 pies (7.92 m) - de longitud, con un área disponible de crecimiento de 100 000 pies² (9300 m²/unidad).

4.2.5.4. Número de unidades requeridas

$$\text{unidades} = \frac{\text{área para crecimiento, m}^2}{\text{área disponible/unidad, m}^2}$$

$$= \frac{15\,805 \text{ m}^2}{9\,300 \text{ m}^2}$$

$$= 1.7 \approx 2.0 \text{ unidades}$$

Nota.- No se requiere hacer corrección por temperatura, pues el factor de corrección para 20°C es 1 (Fig. 4.2.3.)

4.2.5.5. Volumen del tanque.

De acuerdo con el criterio de diseño, el volumen óptimo del tanque debe cumplir: - 4.9 l/m² (0.12 gal/pie²), así:

$$V = 0.0049 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2} (9\,300 \text{ m}^2)$$

$$= 45.5 \text{ m}^3/\text{Tanque}$$

4.2.5.6. Velocidad de rotación

Utilizando la velocidad periférica óptima para este tipo de unidades (V = 18.3 m/min), tendremos:

$$V = 2\pi RN$$

$$N = \frac{V}{2\pi R} ; \quad \text{Con } R = 1.8 \text{ m (dentro del rango de dimensiones estándar).}$$

$$= \frac{18.3 \text{ m/min}}{2\pi (1.8 \text{ m})}$$

$$= 1.62 \text{ R P M}$$

4.2.5.7. Tiempo de retención

El tiempo de retención hidráulico por tanque será:

$$\begin{aligned} T_r &= \frac{\text{volumen tanque, m}^3}{\text{Flujo, m}^3/\text{min}} \\ &= \frac{45.5 \text{ m}^3}{0.03 \text{ m}^3/\text{seg} \times 60 \frac{\text{seg}}{\text{min}}} \\ &= 25.3 \text{ min} \end{aligned}$$

4.2.5.8. Energía

En este tipo de tratamiento el consumo de energía es muy bajo, lo cual está relacionado con la velocidad rotacional (RPM) del disco. Para este caso, la energía requerida para mover los discos será suministrada por un motor eléctrico de 5 Hp - con triple reducción de velocidad.

4.2.5.9. Esquema del tratamiento

A continuación se muestran los esquemas de como sería la unidad de tratamiento.

4.2.5.10. Número de discos por etapa

Como se tienen discos de 1.8 m de radio ($D = 3.6 \text{ m}$),

$$\begin{aligned} \text{Area del disco} &= \frac{\pi D^2}{4} \\ &= \frac{\pi (3.6)^2}{4} \\ &= 10.18 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Como el crecimiento biológico es por los dos lados del disco, el área total del disco será:

$$\begin{aligned} \text{Area total del disco} &= 2 (10.18) \\ &= 20.36 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Por otra parte, se requiere un área para el crecimiento biológico, $A = 15\,805 \text{ m}^2$ - (punto 4.2.5.2).

Por lo tanto el número total de discos requeridos será:

$$\begin{aligned} \text{No. de discos} &= \frac{\text{Area requerida}}{\text{área/disco}} \\ &= \frac{15\,805 \text{ m}^2}{20.36 \text{ m}^2/\text{disco}} \end{aligned}$$

= 776 discos

Como el arreglo es en dos módulos dividido en 4 etapas cada uno, tendremos:

$$\text{No. de discos/módulo} = \frac{776 \text{ discos}}{2 \text{ módulos}} = 388 \text{ discos}$$

$$\text{No. de discos/etapa} = \frac{\text{No. de discos/módulo}}{4 \text{ etapas/módulo}} = 97 \text{ discos}$$

4.3 OPERACION DE SISTEMAS DE DISCOS BIOLÓGICOS

Las plantas de tratamiento de discos biológicos son muy fáciles de operar, sin embargo para obtener buenos resultados (buena calidad en el efluente) el operador debe estar conciente de que debe realizar en forma adecuada y regular sus tareas de control del proceso y mantenimiento del equipo.

El operador debe tener muy en cuenta que el rendimiento del sistema de tratamiento no sólo se basa en la buena operación del reactor biológico, sino que debe también considerarse el resto de las unidades, principalmente el sedimentador secundario, es decir el lodo producido en el reactor biológico debe ser separado en el sedimentador a una tasa tal que no se nos produzcan condiciones sépticas y evitando diluir demasiado el lodo.

Si un sistema de discos biológicos está bien diseñado y es operado correctamente, podemos esperar resultados tan buenos como los obtenidos en un sistema convencional de lodos activados (Fig. 4.3.1.).

4.3.1. Operación Normal

Antes de arrancar la planta, el operador debe estar perfectamente familiarizado con todo el equipo y manual de operación y mantenimiento. Si éste tiene cualquier duda deberá preguntar al responsable del diseño o a los proveedores de equipo, hasta aclarar las dudas. Cualquiera de estas personas o ambas, deberán ser las responsables de capacitar al operador en la operación adecuada de la planta y mantenimiento del equipo.

4.3.1.1. Preparación para arranque

Una vez que el operador ha sido capacitado para la operación de la planta, deberá realizar las siguientes actividades antes de arrancar la planta.

a) Chequeo del equipo.

El operador deberá realizar las siguientes actividades con el equipo en seco (antes de meter el agua residual a la planta).

1. Checar que el equipo ha sido instalado de acuerdo a las recomendaciones del proveedor. Esto es, se deberán checar anclaje, prisioneros en flechas, limitaciones de torque en los cojinetes, cadenas y bandas motrices, balanceo del medio, etc.
2. Checar que el equipo ha sido lubricado en forma adecuada y con los lubricantes recomendados por el proveedor, especialmente los cojinetes de la flecha principal, cadena de rodillos y reductor de velocidad.
3. Checar los espacios libres para verificar posibles obstrucciones con objetos -

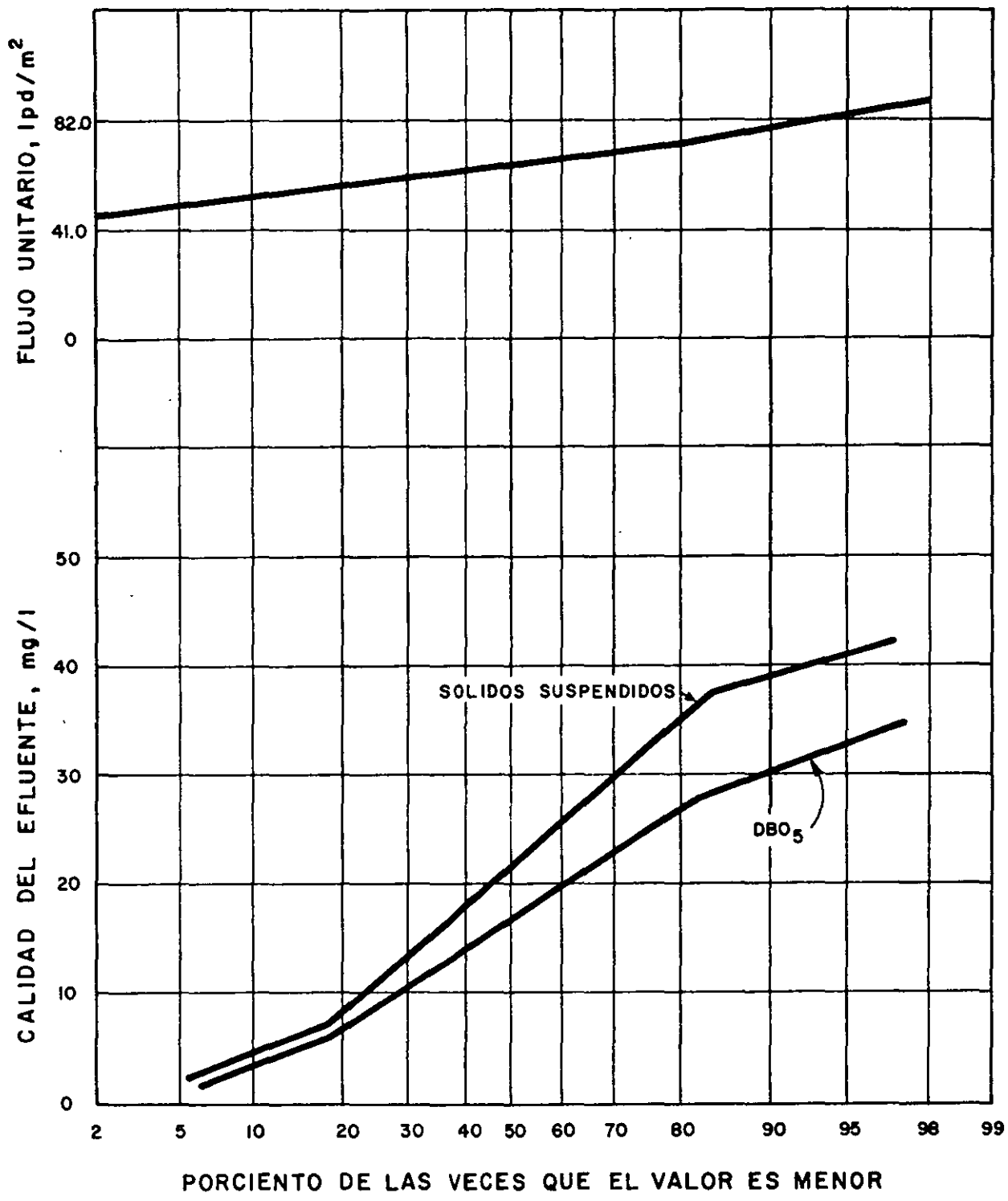


Fig. 4.3.1.- CALIDAD DEL EFLUENTE EN UN SISTEMA DE DISCOS BIOLÓGICOS

extraños, principalmente entre el medio y la pared del tanque, entre el medio y los baffles, entre la cubierta de la cadena motriz y el medio, etc.

4. Cheque que todo el equipo está conectado eléctricamente.
5. Asegúrese que todas las guardas de seguridad están perfectamente colocadas sobre las cadenas y otras partes móviles.

b) Prueba del equipo

Una planta de tratamiento de discos biológicos está formada por pocas partes móviles. Como se mencionó en la descripción del proceso, hay un motor que le transmite el movimiento a la flecha que sostiene al medio, la cual gira sobre unos cojinetes. Normalmente antes de arrancar una planta de tratamiento se debe probar equipo por equipo, de tal manera de determinar que éste trabaja correctamente. En el caso de discos biológicos dado el número tan reducido de equipo mecánico, las pruebas a realizar se mencionan en el siguiente punto de procedimiento para arranque.

4.3.1.2. Procedimiento para el arranque

El procedimiento para el arranque de una planta de discos biológicos deberá realizarse de acuerdo al manual de operación y mantenimiento del proveedor, sin embargo un procedimiento típico es como sigue:

- a.- Arranque el reactor biológico, permitiendo que la flecha o medio dé tan sólo una vuelta y desenergice de nuevo. Durante esta revolución de la flecha observe lo siguiente:
 - a.1.- Movimiento en el guardacadena.
 - a.2.- Ruidos anormales.
Dirección de la rotación del medio (si el flujo de agua residual es paralelo a la flecha, la dirección de la rotación no es crítica. Si el flujo es perpendicular a la flecha, la rotación deberá ser en contra de la dirección del flujo).
- b.- Arranque de nuevo el reactor durante 15 minutos y observe lo siguiente:
 - b.1.- Alineación de la cadena motriz con la corona (polea de cadena).
 - b.2.- Ruidos en cojinetes, cadena y unidad motriz.
 - b.3.- Amperaje del motor (compare con el valor de placa).
 - b.4.- La temperatura del cojinete de la flecha principal y cojinete del motor (si es demasiado caliente para la mano, utilice un termómetro o pirómetro. La temperatura no debe exceder de 93°C).
 - b.5.- Ajuste de los pernos de la tapa del cojinete de la flecha.
 - b.6.- Determine las RPM del tambor.
- c.- Abra la válvula de entrada hasta que se llene el tanque (todas las etapas). -- Abra la válvula de salida del tanque y deje fluir el agua. Energice el sistema y haga las mismas observaciones listadas en los pasos 1 y 2 de este punto, pare de nuevo y haga las correcciones necesarias.
- d.- Haga un balance hidráulico entre la entrada al clarificador y la salida del reactor biológico rotatorio, para asegurarse de que el tanque que contiene el medio no se derramará.

e.- Después de 8 horas de operación siga las instrucciones dadas en la sección de mantenimiento.

4.3.1.3.- Estabilización del sistema

a.- Una vez arrancado el sistema de tratamiento, es decir que el agua está fluyendo normalmente por toda la planta (desde el sedimentador primario hasta el sedimentador secundario), empezará la etapa de estabilización del proceso.

b.- En los primeros dos días de operación habrá un pequeño crecimiento biológico sobre la superficie de los biodiscos, sin embargo la aireación y floculación causada por la rotación permitirá que exista una pequeña remoción de DBO.

c.- Después de 3 a 4 días de operación continua, la película biológica puede no ser visible todavía, sin embargo se podrá notar ligeramente sobre las superficies rotatorias y en este momento se puede decir que el tratamiento biológico ha empezado.

d.- Después de 7 a 10 días la película biológica se hará visible y la remoción de DBO estará cerca de la anticipada. En este momento puede ocurrir algún desprendimiento de la película biológica, sin embargo esto es normal y no afectará en forma significativa la eficiencia de tratamiento.

e.- Después de 2 a 3 semanas de operación, la película biológica será restablecida (apariencia café-gris), lográndose en esta forma la estabilización del sistema (estado estable) y la más alta remoción de DBO.

f.- Si la planta de tratamiento fué diseñada también para remoción de nitrógeno (nitrificación), se requerirán de 2 a 3 semanas adicionales para que las bacterias nitrificantes aparezcan en las últimas etapas de los biodiscos. El inicio de la nitrificación se puede detectar por la presencia del ion nitrito (NO_2^-) en el efluente. Cuando éste desaparece y aparece el ion nitrato (NO_3^-) se puede decir que la nitrificación se ha establecido.

g.- El arranque de una planta de tratamiento se puede hacer a media o capacidad completa de la misma forma. Si se tiene flexibilidad en la planta de separar algún módulo o módulos, se puede hacer cuando se trabaje a media capacidad. Si no se puede hacer no habrá ningún problema, lo único que se tendrá es mayor grado de tratamiento del desecho.

h.- El arranque durante climas fríos se realiza de la misma forma que se mencionó, sólo que la estabilización del sistema tomará más tiempo (2-3 veces el normal) para lograrse, dependiendo de qué tan baja sea la temperatura (menor a 13°C).

4.3.2. Control del Proceso

Como se ha venido mencionando, la operación de una planta de discos biológicos, debido a su sencillez, no es difícil. Sin embargo, el operador deberá estar consciente que si no realiza las actividades diarias de control, no podrá obtener una buena calidad del efluente.

El control del proceso es la parte medular de la operación de la planta, por lo que se debe tener pleno conocimiento de los parámetros que se deben manejar, así como de las posibles causas de alteración y las posibles soluciones. En los siguientes puntos se discutirán los parámetros más importantes para controlar un proceso de discos biológicos.

4.3.2.1. Inspección del equipo

La buena operación de la planta depende del buen funcionamiento del equipo. El mantener el equipo en óptimas condiciones de operación nos ayudará a controlar mejor el proceso, por lo que es recomendable checar los siguientes conceptos, como parte de una rutina operacional.

- a.- Observe si la caja del cojinete (rodamiento) de la flecha se calienta. Use un termómetro si es demasiado caliente para su mano. Si la temperatura excede -- 93°C el rodamiento deberá ser cambiado, cheque también la lubricación y que la flecha esté bien alineada.
- b.- Cheque si existen ruidos anormales en el rodamiento del motor del reactor biológico. Cualquier ruido anormal debe ser corregido inmediatamente.
- c.- Observe si los motores sufren calentamientos. Cualquier calentamiento anormal deberá ser corregido.
- d.- Vea si existen derrames de aceite alrededor del sistema motriz y flecha principal. En caso de que éstos se presenten, cheque los niveles de aceite del reductor de velocidad y sistema de la cadena motriz. Observe si existen daños - sobre los empaques o sellos.
- e.- Cheque que la cadena motriz esté bien alineada y ajustada.
- f.- Cheque la tensión de las bandas.
- g.- Cheque que las guardas sobre las partes móviles y equipo estén colocadas en su lugar.
- h.- Mantenga limpia el área de trabajo.

4.3.2.2. Eficiencia de tratamiento (parámetros de control)

Este punto constituye propiamente lo que sería el control del proceso. Para conocer la eficiencia de tratamiento, se deben hacer análisis del influente y del - - efluente de la planta, para detectar diariamente cualquier anomalía en el rendimiento de la planta.

Para determinar si el sistema de discos biológicos está operando en forma correcta se deberá llevar un control de los siguientes parámetros:

DBO (Demanda Bioquímica de Oxígeno)
SS (Sólidos suspendidos)
pH (Potencial de Hidrógeno)
OD (Oxígeno Disuelto)

Para el caso de DBO y SS es más recomendable hacer análisis diarios de muestras - compuestas durante las 24 horas, para obtener una eficiencia de tratamiento más -- cerca de la realidad. Para el pH y OD se deben tomar muestras simples a diferentes tiempos. La frecuencia de muestreo dependerá de las necesidades del proceso - y/o de los requerimientos de las autoridades federales si éste es el caso.

a.- Oxígeno Disuelto (OD)

El nivel de oxígeno disuelto del agua residual en el tanque que contiene los biodis -

cos, variará de etapa a etapa. Si la planta fué diseñada para remover únicamente DBO y sólidos suspendidos, el nivel de OD se incrementará de 0.5 a 1.0 mg/l en la primera etapa, hasta 1 a 3 mg/l en la última etapa.

Si la planta fué diseñada para remover también nitrógeno amoniacal y orgánico (nitrificación), la primera etapa tendrá un nivel de OD mayor de 1 mg/l (frecuentemente entre 2-3 mg/l) y en la última etapa normalmente será de 4-8 mg/l. Los niveles de oxígeno disuelto en las diferentes etapas del proceso, se ven afectados por la calidad del agua residual y carga hidráulica aplicada.

La diferencia entre una unidad diseñada para remoción de DBO y una diseñada para nitrificación es el flujo aplicado por unidad de área del medio ($1/\text{día}\cdot\text{m}^2$).

b.- DBO y sólidos suspendidos en el efluente.

Si una planta fué diseñada para remover DBO, la concentración de SS en el efluente será aproximadamente la mitad de la concentración de DBO en el influente. Si existe también nitrificación, el efluente contendrá aproximadamente una tercera parte de SS de la concentración de DBO en el influente.

Las variaciones de flujo afectan en forma directa la eficiencia de remoción. Un incremento en el flujo incrementa el contenido de DBO y SS en el efluente, debido a que se incrementa la tasa de flujo por unidad de superficie del biodisco, disminuyendo el tiempo de contacto del agua residual con la película biológica.

Los aumentos en el influente de la carga orgánica, SS y nitrógeno, nos darán también un aumento en los niveles del efluente de la planta. En la Fig. 4.3.2 se muestra el comportamiento de un sistema de discos biológicos, donde se ve el efecto de las variaciones de flujo y de carga en la eficiencia de tratamiento.

Otra causa de disminución de eficiencia es debido a la TEMPERATURA. Temperaturas del agua residual menores de 13°C ejercen una reducción en la actividad biológica de los microorganismos y por lo tanto una disminución en la remoción de materia orgánica. Sin embargo en estos casos el operador no puede hacer gran cosa, sino esperar que la temperatura se restablezca de nuevo. En lugares donde los climas son muy fríos se deberá tomar en consideración este aspecto, para que durante el diseño de la planta quede ya contemplado. El diseño incluirá edificios más bajos, el uso de calentadores solares para las edificaciones, etc.

Resumiendo tendremos, que si el análisis de las muestras nos revela una disminución en la eficiencia del proceso, tres son las posibles causas:

- b.1.- Disminución en la temperatura del agua residual.
- b.2.- Variaciones inesperadas en el flujo o carga orgánica.
- b.3.- Altos o bajos valores de pH (menor que 6.5 o mayor que 8.5).

Una vez que se determine la causa del problema, se determinarán las posibles soluciones para corregirlo (ver sección de problemas operacionales y su solución).

c.- Cambios en el influente

Cuando se tienen grandes variaciones de flujo y/o carga orgánica en el influente, la eficiencia del sistema se verá afectada. Sin embargo, antes de realizar cualquier acción para corregir el problema, se deberá determinar la magnitud exacta del mismo y del cambio en la eficiencia, ya que en la mayoría de los casos cuando estas alteraciones (cargas picos) no rebasan 3 veces los valores promedios, durante un lapso de 24 horas, no tendrán un efecto significativo en la eficiencia.

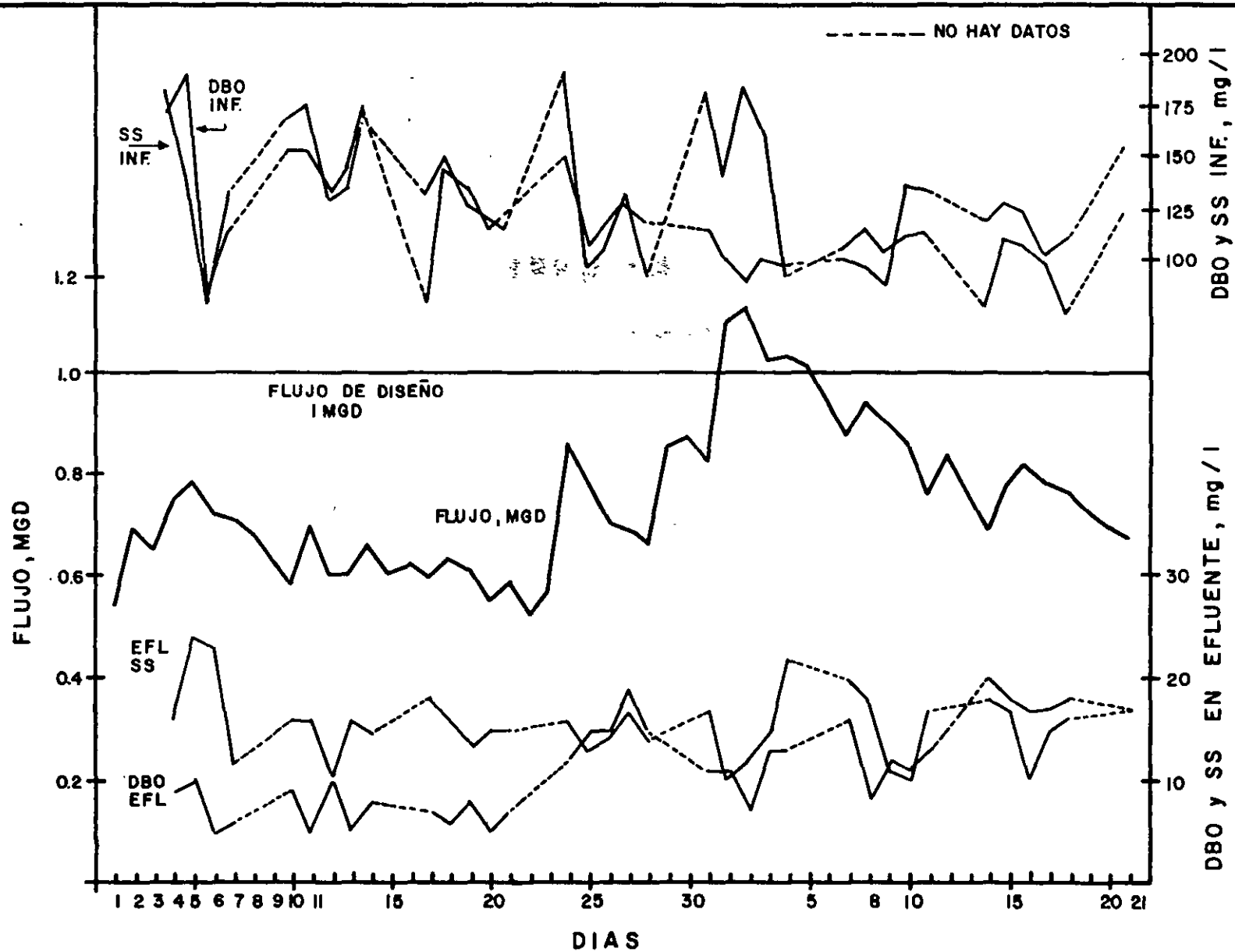


Fig.4.3.2.- COMPORTAMIENTO TIPICO DE UN SISTEMA DE DISCOS BIOLÓGICOS

Plantas de tratamiento que presenten severas sobrecargas orgánicas por largos períodos, se puede remover el baffle entre la primera y segunda etapa, con el fin de proporcionar mayor área superficial en la primera etapa del tratamiento. Si la planta está sujeta a continuas sobrecargas y el efluente no cumple con las especificaciones fijadas, se deberán instalar unidades adicionales. Una posible solución a corto plazo sería recircular el efluente, sin embargo esto nos ocasionaría una sobrecarga hidráulica.

d.- pH (potencial de hidrógeno)

La tratabilidad de la mayoría de las aguas residuales está sujeta a un nivel óptimo de pH. El pH de las aguas domésticas varía de 6.5 a 8.5 el cual no tiene un efecto significativo en la eficiencia de tratamiento. Sin embargo, cualquier variación fuera de estos límites (debido a descargas industriales), afectará la eficiencia del proceso.

El ajuste de pH a un valor óptimo, se puede hacer por medio de la adición de químicos o aireando el influente. Si el pH es muy bajo se puede dosificar bicarbonato de sodio o cal. Cuando el pH es demasiado alto, se puede ajustar con ácido acético o sulfúrico. Las pruebas de laboratorio son de mucha utilidad para determinar las dosis de compuestos químicos.

En el caso de la nitrificación, el pH y alcalinidad son factores determinantes. En este caso el pH deberá mantenerse lo más cercano posible a 8.4. La alcalinidad en el agua residual deberá ser al menos 7.1 veces mayor que el contenido de nitrógeno amoniacal en el influente, para que la reacción de nitrificación sea completa. Se puede utilizar bicarbonato de sodio para aumentar la alcalinidad y pH.

La adición del sobrenadante de un digester también ayuda en el control de pH, sin embargo, deberá tenerse mucho cuidado de no adicionar una sobrecarga de sólidos al sistema.

4.3.2.3. Observación de la película biológica

La parte esencial del tratamiento es el crecimiento biológico sobre el medio, si no hay crecimiento no habrá tratamiento del agua residual. La película biológica o biomasa como parámetro de control es muy importante ya que sólo con la observación visual de su apariencia se pueden identificar algunos problemas de operación. La película biológica deberá tener un color entre café y gris, con un aspecto rugoso uniforme, no deberá haber presencia de algas y muy pocos o nada de espacios vacíos. No se debe detectar ningún olor desagradable, sobre todo de sulfuros (huevos podridos).

En las etapas de nitrificación la película biológica es mucho más delgada, menos rugosa y de un color café más brillante. El crecimiento se puede presentar en forma más irregular, debido que en estas etapas, la actividad de los predadores (protozoarios, rotíferos y gusanos) es más grande.

a.- Desarrollo de una película biológica negra.

Si la película biológica tiene una apariencia negra y algún olor fuera de lo normal, nos indicará que existe una sobrecarga de sólidos o de DBO y posiblemente se manifieste en una baja de OD en el efluente de la planta. Se deberán comparar estos datos con los datos registrados anteriormente, para determinar si realmente existe un incremento. Este problema se puede resolver poniendo otra unidad en servicio, si se tiene, o se puede probar pre-aireando el influente del sistema. Tam-

bién se deberá revisar la operación del clarificador primario, para determinar si éste no es la fuente de la sobrecarga.

b.- Desarrollo de una película biológica blanca

También puede ser causa de una sobrecarga en el influente si la superficie de los biodiscos tienen una apariencia blanquecina. Esto se debe al efecto que producen las bacterias que se alimentan de compuestos del azufre. Estos compuestos pueden estar presentes en algunas descargas industriales. La solución a este problema es la misma que se dió en el punto anterior. También se puede quitar el bafle entre las etapas 1 y 2, durante el período de las altas cargas orgánicas y/o de compuestos sulfurados.

Otra causa de sobrecarga se puede deber a los depósitos de lodos acumulados en el fondo de las secciones (etapas) del tanque, los cuales deben ser removidos. Para esto se tendrán que parar la unidad, drenar cada sección del tanque y lavar los depósitos de lodos, teniendo cuidado que los orificios de los bafles entre las etapas queden perfectamente limpios.

c.- Desprendimientos de la película biológica.

Dentro de las etapas de estabilización de la película biológica, generalmente en la primera semana después del arranque, habrá desprendimientos normales de biomasa, los cuales no causan ningún problema y se corrigen por sí solo. Si los desprendimientos son severos y ocurren después del período de estabilización o éste es difícil de alcanzar, las causas pueden ser que el agua residual contenga sustancias tóxicas e inhibitoras, las cuales están matando a los organismos de la biomasa o inhibiendo su capacidad de tratamiento (biodegradación). Para resolver este problema se deben tomar las medidas necesarias para eliminar estas sustancias tóxicas, aunque esto puede representar un alto costo y difícil de hacer, sin embargo, un proceso biológico nunca trabajará adecuadamente en presencia de sustancias tóxicas.

Una medida de atenuación de las sustancias tóxicas sería diluyendo el influente por medio de un tanque de regularización, de tal forma de alcanzar un nivel medio de toxicidad y que los efectos sobre los microorganismos no sean tan significativos.

También puede haber pérdidas de la película biológica por variaciones en el flujo o la carga orgánica. Esto es común en pequeñas localidades donde en el día, el flujo es alto y la cantidad de alimento que reciben los microorganismos también es alta, por lo que no tendrán ningún problema para crecer. Sin embargo, por la noche el flujo es casi cero, entonces habrá falta de alimento, disminuyendo grandemente la actividad biológica, lo que puede causar desprendimientos de la película biológica.

La solución a los problemas de variación de flujo y/o carga orgánica puede hacerse estrangulando la válvula del influente a la planta, cuando se presenten altos flujos o recirculando agua del sedimentador secundario cuando el flujo sea mínimo. Sin embargo se deberá tener mucho cuidado de no estrangular demasiado o recircular más de 1.0 a 1.5 gpd/pie² (18 l/día m² promedio). Estos problemas y las posibles soluciones, se verán con mayor detenimiento en la sección de problemas operacionales.

4.3.2.4. Control de laboratorio

En una planta de discos biológicos la actividad de laboratorio es mínima y la ope-

ración de la planta no requiere de pruebas de laboratorio para controlar el proceso. El principal propósito de los análisis de laboratorio es determinar el grado de tratamiento (eficiencia) o contar con los datos necesarios para presentarlos a las autoridades federales en el caso de control de la contaminación.

Las determinaciones de los análisis requeridos deberán seguir lo establecido en -- los "Standar Methods for the Examination of Water and Wastewater, de la APHA, AWWA, WPCF", de la edición más reciente.

4.3.3. Operación anormal

Puede darse el caso de que una planta de tratamiento esté bien operada, sin embargo habrá circunstancias que obliguen al operador a realizar paros para hacer algún cambio en el proceso o con fines de mantenimiento.

Otras condiciones que ocasionan que una planta no trabaje en forma normal son las siguientes:

Flujos picos
Cargas orgánicas picos
Paros eléctricos

Cuando una planta de tratamiento está sujeta a bajas y altas tasas de flujo o cargas orgánicas, su operación se reflejará en la eficiencia. No obstante, estas condiciones de operación anormal, el proceso presenta una amortiguación, debido a que los altos flujos no lavan (no desprenden) la película biológica del medio y por lo tanto los microorganismos estarán presentes antes y después de los flujos picos.

Durante los paros eléctricos el operador debe tomar las precauciones para proteger el equipo y la película biológica, hasta que se restablezca la energía. Si la falta de corriente es por menos de 4 horas el operador no deberá preocuparse, sin embargo; si el corte es por más de 4 horas, la flecha del medio se deberá girar un cuarto de vuelta por lo menos durante dos veces al día. Esto es con el fin de prevenir una gran acumulación de crecimiento biológico en la parte baja del disco. Esta actividad se debe realizar con mucho cuidado para evitar cualquier accidente. Para girar la flecha se debe quitar la cubierta de la cadena motriz y empujar ésta para hacer girar la flecha, teniendo mucho cuidado para no cortarse los dedos. Se debe colocar una cuña entre la cadena y la corona para detener la flecha y medio en la posición deseada.

Normalmente la flecha es fácil de girar y no debe tratarse de soldar alguna ménsula o agarradera que facilite el giro, porque se puede desbalancear. No trate de parar la flecha si ésta se le regresa, espere a que se pare sola y después inténtelo de nuevo teniendo cuidado de colocar bien la cuña para detener el giro en el lugar deseado.

Rocíe frecuentemente agua sobre el crecimiento biológico que no está sumergido en el tambor, con el fin de mantener la biomasa húmeda y evitar desprendimientos.

Si el corte de energía fue por más de 12 horas, ocurrirá un desprendimiento normal de la película biológica, cuando la unidad sea puesta en servicio de nuevo. Si el desprendimiento es excesivo, puede recircular lodos del sedimentador secundario para reponer esta biomasa.

4.3.3.1. Paros y arranques

Una unidad de biodiscos puede ser puesta fuera de servicio cuando se requiera, úni

camente cortando la corriente del sistema matriz. Si el sistema tiene que ser parado más de 4 horas, se deben seguir las recomendaciones mencionadas en el punto anterior (paros eléctricos). Estos paros pueden ser programados por cuestiones de mantenimiento en general, o pueden ser obligados debido que se requiere dar mantenimiento correctivo a algún equipo.

Si el tanque de agua residual, sobre el cual se encuentra el medio, tiene que ser revisado o reparado, se debe drenar con una bomba de achique sumergible. El agua residual debe ser bombeada al sedimentador primario o a la entrada de otra unidad biológica en operación, si se cuenta con ella. Una vez vacío el tanque se deberán reparar las cuarteaduras o algún otro daño que se encuentre. No olvide mantener el crecimiento biológico húmedo, para disminuir los desprendimientos y evitar disminución de eficiencia cuando se arranque de nuevo el sistema. Evite lavar el medio cuando sea humedecido, sólo si el paro es demasiado largo (más de un día) la película biológica se debe lavar completamente, para evitar problemas de olor.

Una vez que se han hecho las reparaciones se puede restablecer el sistema, teniendo cuidado de no olvidar herramientas o cualquier otro objeto que pueda ocasionar obstrucciones en la flecha y unidad matriz. Cheque nuevamente el balanceo del medio y realice los ajustes necesarios.

4.3.4.- Problemas operacionales

Durante la operación de una planta de tratamiento siempre existirá la posibilidad de que se presente alguna falla. Las alteraciones del proceso pueden ocasionarse por fallas humanas o del equipo, por lo que el operador debe estar consciente y preparado para afrontar cualquier problema que se presente en su planta. En esta sección se describirán los principales problemas que se pueden presentar en la operación de una planta de tratamiento de discos biológicos, así como las posibles causas que determinan el problema y sus soluciones. La experiencia y preparación del operador, será factor determinante en la rápida y atinada corrección de los problemas operacionales que se le presenten.

4.3.4.1.- Pérdidas de la película biológica

El desprendimiento de la película biológica durante las primeras dos semanas después del arranque, como se ha venido mencionando, no representa un problema de operación. Esto ocurre debido a la etapa de aclimatación de los microorganismos en la superficie del medio.

Sin embargo si los desprendimientos son severos durante o después del período de estabilización de la película biológica, se deberán tomar las acciones correctivas necesarias, identificando primero las posibles causas.

CAUSAS Y SOLUCIONES:

a.- Presencia de sustancias tóxicas en el influente

Acción correctiva. Primero se debe identificar la sustancia o sustancias que ocasionan la toxicidad, su concentración y la frecuencia y duración con que se presentan. La eliminación de estas sustancias sería la mejor solución, sin embargo muchas veces esto no será posible ya que su procedencia normalmente es desconocida. En el caso de que no se pueda hacer esto, las cargas picos deberán ser amortiguadas (diluidas) formando una concentración uniforme, para facilitar la aclimatación de los microorganismos a estas sustancias tóxicas. El establecimiento de tanques de homogenización a la entrada de la planta normalmente cumple con este requisito,

el cual puede ir acompañado de una pre-aireación para facilitar la acción de los microorganismos.

b.- Variaciones del pH.

Generalmente un pH entre 6.0 y 8.5 no causa ninguna alteración al proceso, sin embargo si las variaciones son más severas, fuera de estos límites, habrá desprendimiento de la película biológica.

Acción correctiva. La solución consiste en ajustar el pH en la forma más económica posible. La neutralización se requiere para asegurar que el pH del agua a la entrada de la planta, se mantenga dentro del rango normal de operación (6.0 a 8.5). La eficiencia de la planta dependerá mucho del buen control que se lleve del pH.

c.- Variaciones en el flujo y/o carga orgánica.

En plantas de tratamiento donde la llegada del flujo no es homogénea, los microorganismos estarán sujetos a altas y bajas cargas orgánicas, manifestando un crecimiento anormal, lo que puede ocasionar desprendimiento de la película biológica. También ocurrirá lo mismo si se varía el tiempo de retención del agua residual con los microorganismos.

Acción correctiva. En el caso que se presente una baja en el flujo o carga orgánica lo que se puede hacer es recircular agua del efluente de la unidad biológica o del sedimentador secundario, con el fin de compensar esta falta de carga. Cuando se presenten altos flujos y altas cargas orgánicas se puede estrangular la válvula que permite la entrada del flujo a la planta con el fin de compensar el exceso de carga. Otra medida es poniendo un tanque de regularización a la entrada de la planta. Cuando las cargas orgánicas son extremadamente altas, se puede retirar el primer baffle, entre las etapas 1 y 2 para proporcionar mayor superficie de contacto en la primera etapa.

4.3.4.2. Color anormal de la película biológica

La apariencia normal de la película biológica es de un color entre café y gris y distribuida en forma uniforme en toda el área de contacto del biodisco. El cambio de color a blanco o negro indica la presencia de algún problema.

Desarrollo de crecimiento blanco.

La presencia de crecimientos blancos sobre el medio de contacto no son comunes, sin embargo pueden estar presentes siempre y cuando la cobertura del área de contacto del biodisco no sea dominante, de lo contrario la eficiencia del proceso será fuertemente afectada.

CAUSAS Y SOLUCIONES:

a.- Influyente séptico o altas concentraciones de H_2S .

Las aguas residuales en condiciones sépticas y las descargas industriales con altos contenidos de H_2S , ocasionan que predomine un tipo de organismos filamentosos blancos (bacterias que se alimentan de los compuestos del azufre).

Acción correctiva. La solución a este problema es preaireando el influente a la planta de tratamiento o dosificando químicos (nitrato de sodio o peróxido de hidrógeno) oxidantes. El grado de aireación o cantidad de químicos necesarios, dependerá de la relación original de materiales oxidados y reducidos y del nivel de pH.

b.- Sobre carga orgánica de la primera etapa del sistema.

Cuando se presenta una alta sobrecarga orgánica en la primera etapa del tratamiento, es posible que se desarrolle un crecimiento filamentoso blanco en esta primera etapa.

Acción correctiva. Este problema se puede resolver aumentando el área superficial en la primera etapa, por lo que se deberá remover el bafle entre la primera y segunda-etapa.

b.1.- Desarrollo de crecimiento negro.

La presencia de crecimientos negros en la película biológica nos indicará que - - existe una sobre carga de DBO o de sólidos en el influente. Las acciones correctivas para este problema son las mismas que el caso anterior (puntos a y b).

4.3.4.3. Disminución de la eficiencia de tratamiento.

La eficiencia de tratamiento de una planta, es el reflejo de lo bien o mal que está operando y cualquier alteración en el proceso se verá afectado en la eficiencia. Es por ello que en alguna u otra forma hemos venido mencionando las posibles -- causas que nos ocasionan problemas en la eficiencia. Algunos de los principales - factores que afectan la eficiencia de un proceso de discos biológicos, son los siguientes:

Causas y Soluciones

a.- Sobre carga hidráulica y/o orgánica

Las variaciones en el flujo y/o la carga orgánica, inmediatamente se reflejan en - una reducción en la eficiencia del proceso. Antes de realizar cualquier acción correctiva, se deberá determinar la magnitud exacta del problema. Para ello, primero calcule el tiempo de retención y compárelo con los datos de flujo y eficiencias de remoción horarias. En el caso que el flujo y cargas orgánicas pico no excedan - dos veces el promedio diario, el reflejo en la eficiencia es mínimo y ésta no será la causa del problema.

En el caso que las sobrecargas hidráulicas y/o orgánicas sean excedidas por periodos prolongados se podrán tomar las siguientes acciones correctivas.

Acción correctiva. En el caso de sobre cargas orgánicas se debe mejorar el sistema de pretratamiento a la planta o en último de los casos ampliar la planta. Cuando se tienen sobrecargas hidráulicas se puede poner un sistema de regularización - de flujo para amortiguar los picos y distribuir mejor el flujo entre las unidades biológicas.

b.- Variaciones en el pH.

Valores de pH demasiado altos o demasiado bajos afectan en gran forma la eficiencia de un proceso biológico. El pH normal de un agua residual doméstica, varía en un rango de 6.5 a 8.5, lo que no causa problemas apreciables de eficiencia.

Sin embargo, si se excede de este rango los microorganismos se verán afectados en sus funciones biológicas de crecimiento, disminuyendo la eficiencia del proceso. - Si el sistema de tratamiento fué diseñado también para remoción de nitrógeno, el pH y alcalinidad son parámetros críticos. El pH deberá mantenerse, en este caso, - lo más cercano a 8.4 y la alcalinidad deberá ser cuando menos 7.1 veces mayor que-

la concentración de nitrógeno amoniacal en el influente, para que la reacción de nitrificación sea completa.

Acción correctiva. La mejor solución es eliminar la fuente que ocasiona las variaciones en el pH, si no es posible se debe hacer un ajuste de pH con ácido o base, según sea el caso. Si el proceso incluye nitrificación, se debe controlar la alcalinidad en un nivel 7 veces mayor que la concentración de nitrógeno amoniacal en el influente, normalmente con cal o bicarbonato de sodio.

c.- Bajas temperaturas

La temperatura es otro de los parámetros muy importantes en el diseño de plantas, principalmente si está contemplada la etapa de nitrificación. Temperaturas abajo de 13°C disminuyen grandemente la actividad biológica y con ello la remoción orgánica (Fig. 4.3.3).

Acción correctiva. Las posibles soluciones a este problema son, calentar el ambiente interior de las unidades biológicas o el influente de la planta y en último de los casos si se cuenta con el espacio disponible, aumentar unidades de tratamiento.

4.3.4.4. Acumulación de sólidos

La acumulación de sólidos en el reactor biológico puede ocasionar que se generen condiciones sépticas en el tanque de agua residual y con ello una baja de eficiencia del proceso.

Causas y Soluciones

a.- Pretratamiento inadecuado

Si la remoción de arena y sólidos primarios es inadecuada, puede haber una acumulación de sólidos suspendidos en el reactor biológico y bloquear el paso del agua residual al medio.

Acción correctiva. Cuando se presente un problema de acumulación de sólidos, lo primero que se debe hacer es vaciar el tanque de agua residual para determinar el tipo de sólidos (arena o material orgánico) y poder establecer la mejor solución, esto es, mejorar el sistema de desarenación o sedimentación primaria, según sea el caso.

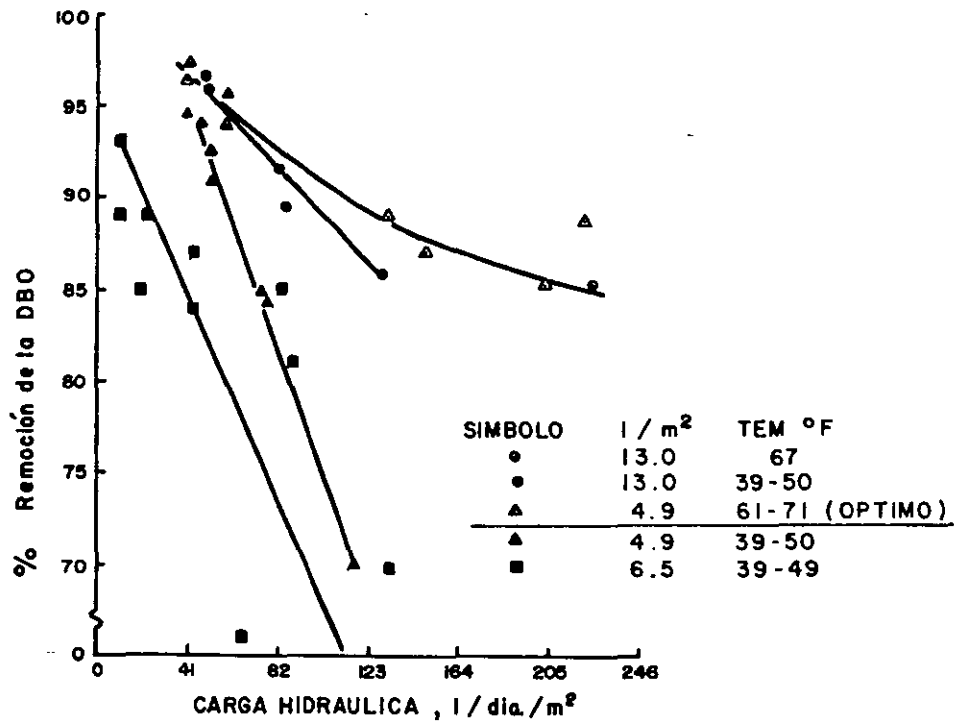
En la Tabla 4.3.1 se presenta un resumen de los problemas operacionales mencionados anteriormente, las probables causas que ocasionan el problema y finalmente las soluciones recomendadas.

4.4. MANTENIMIENTO

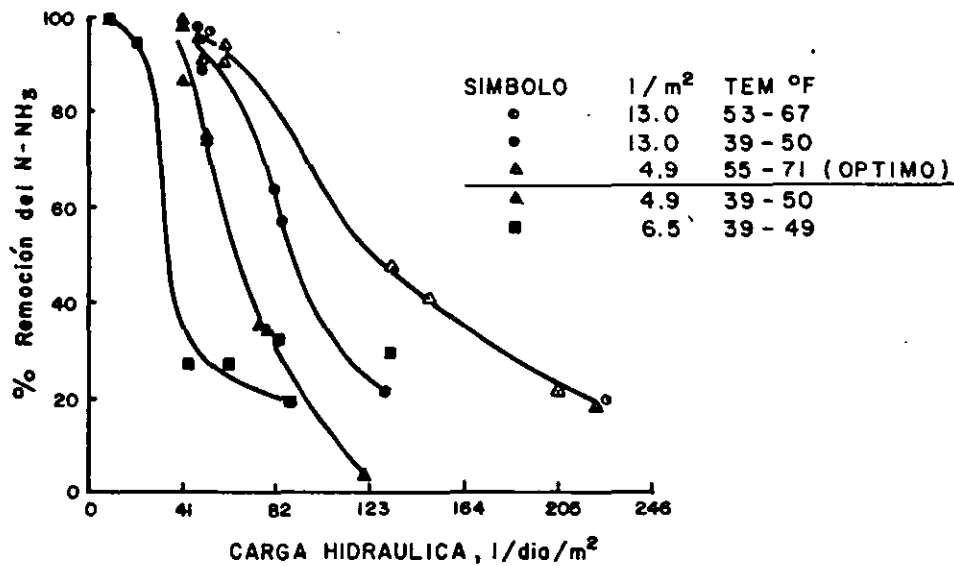
El tratamiento de aguas residuales dentro de una comunidad, es parte fundamental en el control y prevención de la contaminación del agua y por otro lado constituye una alternativa de reuso muy importante, sobre todo en localidades donde el recurso agua es escaso. El mantenimiento y la operación de una planta de tratamiento, dentro de este esquema general, es indispensable para velar por su calidad y eficiencia.

La mayoría de las responsabilidades del operador dentro de la planta de tratamiento están enfocadas al buen funcionamiento de la misma, para lograr un efluente que cumpla con los requisitos establecidos. Para ello, deberá llevar a cabo un MANTE-

Fig.4.3.3.- EFECTO DE LA TEMPERATURA EN LA REMOCION ORGANICA Y NITRIFICACION



-(1 l/gpd/pie² = 4 l pd/m²)



36 TABLA 4.3.1. GUIA DE PROBLEMAS OPERACIONALES

PROBLEMA	CAUSA PROBABLE	OBSERVACIONES	SOLUCIONES
1. Disminución de la eficiencia de tratamiento.	<p>1a) sobre carga orgánica.</p> <p>1b) sobre carga hidráulica.</p> <p>1c) pH demasiado alto o demasiado bajo.</p> <p>1d) baja de temperatura.</p>	<p>1a) cheque la carga orgánica pico, si es menos que dos veces la del promedio diario, - esta no es la causa.</p> <p>1b) cheque la carga hidráulica pico. Si es menor que dos veces el promedio diario, - esta no es la causa.</p> <p>1c) rango deseado entre 6.5 y 8.5 para remoción de DBO. entre 8 y 8.5 para nitrificación.</p> <p>1d) temperaturas abajo de 13°C reducen la eficiencia.</p>	<p>1a) mejore el tratamiento o amplie la planta.</p> <p>1b) regularización del flujo. Eliminar fuentes de flujos excesivos, balancear flujos entre los reactores biológicos.</p> <p>1c) eliminar fuentes indeseables de pH o ajustar pH con ácido o base. Para nitrificación, mantenga la alcalinidad 7 veces mayor que el nitrógeno amoniacal, con cal.</p> <p>1d) caliente al ambiente interno de las unidades biológicas o el influente de la planta. Si se tiene el espacio aumente las unidades de tratamiento.</p>
2. Desprendimiento de la película biológica.	<p>2a) sustancias tóxicas en el influente.</p> <p>2b) variaciones del pH</p>	<p>2a) Identifique los tóxicos y su fuente.</p> <p>2b) pH abajo de 5 o arriba de 10 ocasiona desprendimiento.</p>	<p>2a) si se puede elimine los materiales tóxicos, si no homogenice el flujo para facilitar la aclimatación de la biomasa.</p> <p>2b) elimine la fuente de variación o ajuste al pH con químicos.</p>

Tabla 4.3.1. (Continuación)

PROBLEMA	CAUSA PROBABLE	OBSERVACIONES	SOLUCIONES
3. Crecimientos biológicos blancos sobre el área del disco.	3a) influente séptico o alta concentración de H ₂ S en el influente. 3b) sobre carga orgánica de la primera etapa.	3a) olor característico en el influente. 3b) cheque la carga orgánica.	3a) pre-aireación del agua residual u óxido de nitrato de sodio o peróxido de hidrógeno. 3b) incremente el área superficial de la primera etapa, removiendo el baffle entre la etapa 1 y 2.
4. Crecimiento biológico negro sobre el área del disco.	4a) sobre carga de DBO o sólidos.	4a) identifique el problema.	4a) Mismas que 3a y 3b.
5. Acumulación de sólidos en el reactor biológico.	5a) pretratamiento inadecuado.	5a) determine si los sólidos son arena o material orgánico.	5a) remueva los sólidos del reactor y mejore la remoción de arena o sedimentación primaria.

NIMIENTO eficiente de la planta.

El mantenimiento mecánico del equipo es de suma importancia para lograr que la - - planta mantenga una eficiencia óptima. En este caso, el proveedor del equipo dará la información específica del mantenimiento de su equipo, la cual deberá ser revisada con mucho detenimiento por el operador y cualquier duda aclararla de inmediato.

El mantenimiento de edificios y áreas libres permite que la planta de una imagen - agradable, tanto al operador como a los visitantes. También forma parte del programa, el mantenimiento de tanques y estructuras, ya que su buen estado es de vital importancia para ampliar la vida útil de una planta de tratamiento.

4.4.1. Importancia de un programa de mantenimiento

El mantenimiento es la labor de reparar o restaurar un equipo o instalación, para lograr los siguientes objetivos:

Obtener un eficiente y seguro rendimiento de la planta.
Prolongar su vida útil.
Reducción de costos.

Para ello, se deben realizar las siguientes actividades:

Mantener la planta limpia y ordenada
Realizar un programa de revisión rutinaria del equipo
Establecer un programa de lubricación
Llevar los datos y registros de los equipos
Realizar las reparaciones y cambios necesarios
Cuidar las medidas de seguridad

4.4.1.1 Clases de mantenimiento

a.- Mantenimiento Preventivo

Es el conjunto de inspecciones e intervenciones periódicas y debidamente programadas, para evitar desperfectos y prolongar la vida del equipo.

Ejemplo. Programar y ejecutar el chequeo anual de un motor eléctrico, de acuerdo a normas y técnicas específicas.

Actividades a realizar: limpieza de los embobinados y cambio de rodamientos.

Objetivo: evitar que el motor se queme al presentarse suciedad, aceite y humedad - en sus embobinados, así como su operación con cojinetes dañados.

b.- Mantenimiento correctivo.

Corresponde al conjunto de intervenciones no programadas, para efectuar reparaciones o cambios de emergencia, con el objeto de regresar el equipo o instalación a su estado operacional que tenía antes de detectarse la falla que lo sacó de operación.

Ejemplo:

Embobinar el motor eléctrico de un equipo de bombeo, produciéndose con ello un paro forzoso e imprevisto.

Actividad a realizar: transportar el motor hasta un taller especializado para su reparación.

Objetivo: reparar el motor quemado a la brevedad posible, para reanudar el bombeo.

4.4.1.2. Componentes de un programa de mantenimiento

El programa de mantenimiento de equipos, sistemas y edificios de una planta de tratamiento, tiene como objetivo principal la prevención de una falla o la prolongación de su vida útil, obteniendo de esta manera economía en su operación.

Para lograr la implantación y desarrollo de un programa de mantenimiento preventivo, es necesario consultar al proveedor del equipo para hacer el diseño más adecuado del programa, el cual estará constituido por las formas de control y los recursos necesarios para llevarlo a cabo.

a.- Formas de control.

Una forma adecuada de llevar a cabo un mantenimiento preventivo es por medio de registros. El operador no debe dejar a la memoria cuando ejecutará cada función del mantenimiento preventivo. Las tarjetas registradoras del servicio del equipo son fáciles de organizar y requieren poco tiempo para su revisión diaria.

La tarjeta de servicio del equipo debe llenarse para cada equipo de la planta y deberá contener los siguientes aspectos:

a.1.- Nombre del equipo.

a.2.- Lista del servicio de mantenimiento requerido con la frecuencia de realización.

a.3.- Descripción del tipo de servicio que se efectuará.

La tarjeta de registro de servicio contendrá los siguientes aspectos con la firma del operador que realizó el servicio: fecha y trabajo realizado.

La tarjeta de servicio del equipo nos dice qué hacer y cuándo; mientras que la tarjeta de registro del equipo nos dice lo que se hizo y cuándo se hizo.

En la Tabla 4.4.1 se presentan las tarjetas de servicio para el principal equipo mecánico de una planta de tratamiento.

b.- Necesidades de recursos.

Para poder llevar a cabo las labores de mantenimiento establecidas previamente en el programa, es necesario contar con los recursos suficientes, como son: personal necesario, repuestos, herramientas, instrumentos de medida, etc.

b.1.- Personal de mantenimiento.

El recurso humano es un aspecto de primordial importancia para cumplir con las labores de mantenimiento en forma eficiente, para ello se deberá contar con la cantidad de personal necesario y la capacidad y calidad del mismo. Un buen equipo de mantenimiento estará formado por un ingeniero, los técnicos mecánicos y los operadores que son los que realizan las actividades rutinarias tales como limpieza de equipo, ajuste de los prensa-estopas, etc.

MANTENIMIENTO PREVENTIVO

TABLA 4.4.1. TARJETAS DE SERVICIO PARA EL EQUIPO PRINCIPAL DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO.

TARJETA DE SERVICIO				
EQUIPO: Bombas centrífugas				
No. de identificación	Servicio	Referencia	Frecuencia	Tiempo
1	Checar fugas de agua en los empaques -- (sello de agua).		D1	
2	Checar sello de grasa en la empaquetadura.		D1	
3	Operar alternadamente las bombas.		SE	Lunes
4	Inspección del montaje de la bomba.		SE	Lunes
5	Checar condición del motor.		D1	
6	Limpieza de la bomba.		SE	Lunes
7	Checar montaje de la empaquetadura.		SE	Martes
8	Checar sellos mecánicos.		SE	Martes
9	Inspección y lubricación de cojinetes		TR	
10	Checar temperatura de operación de los-cojinetes.		TR	
11	Checar alineación de bomba y motor.		SEM	
12	Inspección y servicio de las bombas.		SEM	
13	Drenar la bomba por paros largos.		AN	
EQUIPO: Flotadores y electroniveles				
1	Checar controles		SE	
2	Checar arranque		SE	
3	Velocidad del motor		SE	
4	Chispeo.		SE	
5	Interferencia con controles.		SE	
6	Correcciones o ajustes.		SE	

NOTAS:

D1 = Diario
 SE = Semanal
 ME = Mensual
 TR = Trimestral
 AN = Anual

TABLA 4.4.1. (continuación)

TARJETA DE SERVICIO				
EQUIPO: Motores Eléctricos				
No. de identificación	Servicio	Referencia	Frecuencia	Tiempo
1	Checar condiciones del motor		DI	
2	Checar condiciones anormales		SE	
3	Lubricación de cojinetes		AN	
4	Cheque los cojinetes con un estetoscopio		AN	
5	Checar temperatura del motor		DI	
6	Checar fecha del último servicio		AN	
EQUIPO: Bandas Motrices				
1	Limpieza y reemplazo de bandas			
2	Checar tensión de las bandas		ME	
3	Checar alineación de las poleas		ME	
EQUIPO: Cadenas Motrices				
1	Checar velocidad			
2	Checar operación		DI	
3	Checar tensión		TR	
4	Checar alineación		SE	
5	Limpieza		SE	
6	Checar lubricación		SE	
7	Cambio de aceite		SE	
8	Inspección		SE	
9	Problemas comunes			
EQUIPO: Bandas Motrices de Velocidad Variable				
1	Limpieza de discos		DI	
2	Checar el mecanismo de cambio de velocidad.		DI	
3	Checar la banda -V		SE	
	a) en paros de más de 30 días, colocar el mecanismo en velocidad mínima.		ME	
4	Lubricar la transmisión:			
	a) Lubricar los cojinetes de los discos móviles		SE	

TABLA 4.4.1. (Continuación)

TARJETA DE SERVICIO				
EQUIPO: Bandas Motrices de Velocidad Variable				
No. de identificación	Servicio	Referencia	Frecuencia	Tiempo
	b) lubricar los cojinetes de la flecha de velocidad variable		TR	
	c) lubricar cojinetes de presión de la flecha de velocidad const.		TR	
	d) lubricar cojinetes del cuerpo del motor.		TR	
NOTA: Asegurese de utilizar el tipo de grasa recomendada por el fabricante. Después de lubricar remueva el exceso de grasa de poleas y bandas.				
EQUIPO: Acoplamiento				
1	Checar alineación			
2	Checar alineación de acoplamientos (met. borde recto)		SE	
3	Checar alineación de acoplamientos (met. indicador dial)		SE	
4	Cambio de aceite en los acoplamientos - fijos.		AN	
EQUIPO: Pernos de protección				
1	Engrasar las superficies de cizallamiento		ME	
2	Quitar pernos de protección		TR	
3	Checar inventario de repuesto		AN	

b.2.- Recursos materiales.

Para realizar las labores de reparación dentro de un programa de mantenimiento, es necesario contar con los recursos materiales siguientes:

Instrumentos	Herramientas	Artículos de aseo	Equipo
voltímetro de gancho	llaves	escoba	vehículo
megóhmetro	desarmadores	cepillo	compresor
tacómetro	extractores	jabón	soldadora
estetoscopio	limas	manguera	trípode con
termómetro	aceitera	pintura	cotalina
	engrasadora		taladro
	martillo		pitómetro,
	segueta,		etc.
	etc.		

Es importante contar, al menos, con un pequeño taller de mantenimiento donde se puedan realizar las actividades que no se pueden hacer en campo, como son, mesa de trabajo, prensa mecánica, horno de secado de motores, etc.

Si no se cuenta con el taller o ciertos trabajos no se pueden realizar internamente, se podrán dar a contratos externos de mantenimiento. También se deberá contar con un almacén de refacciones, de acuerdo a las recomendadas por el proveedor de equipo; de tal forma de no exceder una existencia máxima ni mínima.

b.3.- Suministros.

Para desarrollar las labores de mantenimiento, es indispensable contar con un suministro de repuestos y materiales rápido y seguro. Aunque ésta no es una actividad dentro del programa de mantenimiento, es muy importante que el encargado de mantenimiento proporcione al área de compras la información necesaria, para que la compra se efectúe de acuerdo a las especificaciones técnicas, evitando adquisiciones tardías y equivocadas.

4.4.2. Programa de mantenimiento preventivo

Las partes móviles de una máquina o equipo siempre requieren mantenimiento. El mantenimiento puede ser requerido para reemplazar o reparar partes rotas que no han sido lubricadas o ajustadas adecuadamente. Sin embargo, es mucho más fácil aplicar un mantenimiento preventivo, esto es, mantener las partes del equipo lubricadas y ajustadas en forma adecuada, para prevenir roturas o desgaste innecesario.

En esta sección del capítulo, se dará una idea de las actividades que deben realizarse para llevar a cabo un programa de mantenimiento preventivo de los principales componentes de los equipos sujetos a mantenimiento; asimismo, se darán algunas recomendaciones del mantenimiento de edificios, áreas verdes, tanques y estructuras.

4.4.2.1. Equipo mecánico

Un sistema de tratamiento de discos biológicos, tiene muy pocas partes móviles y por lo tanto el mantenimiento necesario será menor. Las cadenas y bandas motrices, coronas y flechas rotatorias deberán ser chequeadas y ejecutado el mantenimiento, de acuerdo a lo recomendado por el proveedor.

Como parte del programa de mantenimiento se incluirán algunas recomendaciones que deben ser seguidas cuando se arranca una planta de tratamiento nueva.

a.- Después de 8 horas de operación.

a.1.- Cheque nuevamente el ajuste de la tornillería de los cojinetes del sistema-motriz.

a.2.- Haga una inspección visual para determinar la posibilidad de algún rozamiento u obstrucción.

a.3.- Inspeccione la banda motriz.

b.- Después de 24 horas.

b.1.- Inspeccione las cadenas motrices.

c.- Después de 40 horas.

c.1.- Inspeccione las bandas y sistema motriz.

d.- Después de 100 horas.

d.1.- Cambie el aceite del reductor de velocidad.

d.2.- Limpie el tapón de purga magnético del reductor de velocidad.

d.3.- Cheque el ajuste del sistema motriz, cuidando que todos los tornillos estén perfectamente apretados y ajuste de los cojinetes.

d.4.- Cheque nuevamente la banda motriz.

e.- Después de 3 semanas de operación.

e.1.- Cambie el aceite de la caja de la cadena, teniendo cuidado de usar la cantidad y el recomendado por el fabricante.

En la Tabla 4.4.2 y 4.4.3. se da una guía de los posibles problemas que se pueden presentar, las causas probables y la solución recomendada.

Una vez que la planta de tratamiento está operando normalmente, se puede seguir el programa de mantenimiento establecido en la Tabla 4.4.4, para el principal equipo-mecánico de un sistema de discos biológicos.

4.4.2.2. Edificios y áreas libres.

El mantenimiento de edificios y áreas libres es otro programa que debe ser realizado sobre bases regulares. El mantenimiento de edificios incluye desde la pintura de los mismos, hasta el chequeo periódico de escaleras, andamios, pasarelas y plataformas y el alumbrado.

Como parte de este mantenimiento debe incluirse la limpieza y ordenamiento de los edificios. Las herramientas y equipo de la planta deberán ser conservados limpios y en el lugar adecuado. Los pisos, paredes y ventanas deben ser limpiados a intervalos regulares, para mantener una apariencia agradable.

El mantener los terrenos de la planta, tales como áreas libres y áreas pavimentadas, en forma limpia y ordenada, permite que la planta dé una imagen agradable, tanto a los operadores como a los visitantes. Lo anterior se puede lograr combinando áreas verdes con áreas pavimentadas.

TABLA 4.4.2. GUIA DE PROBLEMAS OPERACIONALES EN LA CADENA MOTRIZ

PROBLEMA	POSIBLE CAUSA	SOLUCION
1) Ruidos	1) Razonamientos 2) La cadena no se ajusta bien a la corona 3) Cadena floja 4) Falta de lubricación 5) Desalineación 6) Partes gastadas	1) Ajuste y alinie bien la cubierta y cadena 2) Reemplace con partes correctas 3) Mantenga siempre tensa la cadena 4) Lubrique adecuadamente 5) Corrija alineación 6) Cambie las piezas gastadas
2) Desgaste acelerado	1) Falta de lubricación 2) Partes sueltas o desalineadas	1) Lubrique adecuadamente 2) Ajuste y alinie el sistema motriz completo
3) Cadena saltada	1) La cadena no se ajusta a la corona 2) La cadena o corona está gastada 3) Cadena floja	1) Cambie cadena o corona 2) Cambie la cadena invierta o cambie la corona 3) Ajuste
4) Cadena demasiado rígida	1) Mala lubricación 2) Cadena enmohecida o corrida 3) Desalineación o mal ensamble 4) Cadena o corona gastadas	1) Lubrique adecuadamente 2) Limpie y lubrique 3) Corrija alineación y ensamble 4) Cambie cadena. Invierta o cambie corona
5) Roturas en la Cadena o corona	1) Golpes o sobrecargas 2) Tamaño equivocado de cadena y no se ajusta a la corona	1) Evite golpes y sobrecargas o aisle completamente 2) Cambie cadena o cambie corona

46 TABLA 4.4.3. GUIA DE PROBLEMAS OPERACIONALES EN LA BANDA MOTRIZ

PROBLEMA	POSIBLE CAUSA	SOLUCION
1) Excesivo desgaste de los bordes	1) Desalineación a centros no rigidos 2) rebordes doblados	1) Cheque alineación y/o refuerce el montaje 2) Rectifique los bordes
2) Agrietamiento de las bandas de neopreno	1) Exposición a temperaturas bajas (-35°C)	1) Elimine las bajas temperaturas -- consulte a un fabricante para -- construcción de bandas adecuadas
3) Ablandamiento de la bada	1) Exposición a excesivo calor -- (93°C) y/o aceite	1) Elimine las altas temperaturas y la presencia de aceites o consulte a un fabricante
4) Los bordes de la banda no ajustan bien	1) Instalación incorrecta 2) Mala alineación	1) Corrija la instalación 2) Corrija la alineación
5) Demasiados ruidos	1) Desalineación 2) Banda demasiado tensa 3) Diámetro de polea menor	1) Corrija alineación 2) Reduzca tensión 3) incremente el diámetro de las poleas
6) Alargamiento aparente de la banda	1) El montaje no fue rígido	1) Tense de nuevo o refuerce el montaje
7) Rompimientos por tensión	1) Exceso de carga 2) Diámetro de polea menor	1) Incremente la capacidad de carga del sistema motriz 2) Incremente el diámetro de poleas

TABLA 4.4.4. PROGRAMA DE MANTENIMIENTO PREVENTIVO

A C T I V I D A D	F R E C U E N C I A					
	DIARIO	SEMANAL	MENSUAL	TRIMESTRAL	SEMESTRAL	ANUAL
(1) Cheque calentamientos en la flecha y cojinetes - cambie cojinetes cuando la temperatura sea mayor de 93°C	X					
(2) Escuchar si se presentan ruidos anormales en la flecha y cojinetes. Si es posible, identifique la causa y corrija si es necesario	X					
(3) Engrase los cojinetes de la flecha principal y sistema de motriz. Utilice los lubricantes recomendados por el fabricante. Agregue la cantidad necesaria, nunca en exceso		X				
(4) Inspeccione las cadenas motrices			X			
(5) Inspeccione los cojinetes de la flecha principal y sistema motriz			X			
(6) Aplique un recubrimiento de grasa a los extremos de la flecha principal, cojinetes y collarín			X			
(7) Cheque el ajuste y alineación de la cadena motriz				X		
(8) Cheque el ajuste y alineación de la banda motriz				X		
(9) Cambie el aceite de la caja de la cadena, use el recomendado por el fabricante				X		
(10) Cambie el aceite del reductor de velocidad y limpie el tapón de purga magnético					X	
(11) Cambie la grasa en los sellos del reductor de velocidad. Siga las instrucciones del fabricante						X
(12) Engrase los cojinetes del motor eléctrico (si es el caso), siga las instrucciones del fabricante						X

4.4.2.3 Tanques y estructuras

Programe inspecciones de tanques y estructuras durante periodos de bajo flujo. Cambie flujos para revisar tanques. Todas las superficies de metal que están en contacto con el agua residual y expuestas a gases del agua residual, deben estar debidamente protegidas con pintura especial. El recubrimiento debe realizarse cuando la inspección así lo indique. En superficies donde se haya caído la pintura protectora (por ejemplo en estructuras) hay que limpiar con chorro de arena (Sand - - blast) o con cepillo de alambre, antes de aplicar alguna pintura.

La pintura para proteger tanques o estructuras generalmente es del tipo asfáltica. Este mantenimiento debe ser periódico. En áreas no muy severas una pintura plástica será suficiente. Vea al experto en pinturas.

CUIDADO: DRENADOS PERIODICOS, INSPECCIONES Y REPARACIONES DE TANQUES Y CANALES ES FUNDAMENTAL. UNA FALLA PRODUCIRA UNA PERTURBACION FUERTE DE OPERACION.- PROGRAME EL TIEMPO DE MANTENIMIENTO.

4.5. SEGURIDAD EN LA PLANTA

Todas las plantas de tratamiento, sin importar el tamaño, deberán contar con un programa que incluya los elementos básicos para la prevención de accidentes. Un programa de seguridad es una forma administrativa que trata de asignar responsabilidades para la prevención de accidentes y lograr en esta forma un mejor rendimiento en la planta. La seguridad de una planta debe ser incluido desde el diseño del proceso y dentro de cada operación de producción y mantenimiento.

La prevención de accidentes sólo se logra con un buen control del ambiente de trabajo y del cumplimiento del empleado. El jefe de la planta será el responsable de implementar el programa de seguridad, el cual debe asegurar las responsabilidades de supervisión, entrenamiento y deberá mantener las condiciones seguras de trabajo. El programa de seguridad también deberá incluir actividades de servicio médico y primeros auxilios, así como un registro de accidentes y la investigación de éstos.

4.5.1. Recomendaciones de seguridad

Cualquier equipo con partes móviles y eléctricas, deberá ser considerado potencialmente peligroso. Es muy importante que al parar un equipo el botón de arranque sea etiquetado, donde se diga el trabajo que se está realizando o el porqué del paro.

- a) Un equipo con movimiento lento, aparentemente no es peligroso, tal es el caso de un sistema de discos biológicos, donde la velocidad con que gira el medio es muy baja, sin embargo las partes móviles del equipo, como son, corona dentada, cadena, poleas de la banda y bandas, pueden causar serios accidentes si se meten las manos o brazos, por lo que los guardas de seguridad siempre deben estar colocados sobre estas partes del equipo.
- b) La instalación eléctrica debe ser revisada periódicamente para corregir fallas que pueden ser peligrosas, tales como conexiones flojas, cables pelados, etc.- Si es necesario pasar algún equipo para reparar estas fallas, no olvide poner una etiqueta de advertencia, como la que se muestra en la Figura 4.5.1.
- c) Se debe tener mucho cuidado cuando se trabaja en áreas resbalosas, pues cualquier falla puede ser motivo de un serio accidente. Los derrames de aceites y grasas deben ser limpiados inmediatamente. Si las cubiertas sobre los biodi

PELIGRO

HOMBRE
TRABAJANDO
EN LA LINEA

NO CONECTE ESTE SWITCH
A MENOS QUE ESTA TARJETA
HAYA SIDO RETIRADA

FECHA DE PARO _____

Fig.4.5.1.- ETIQUETA DE ADVERTENCIA

cos abarcan el suficiente espacio que cubran los posibles (andenes), la humedad que se condensa en las superficies de las cubiertas, puede crear espacios-resbalosos.

- d) Siempre que se trabaje con aguas residuales se deberá tener cuidado por el contagio de infecciones y enfermedades, sobre todo si el agua es de origen doméstico. Después de realizar cualquier trabajo sobre algún equipo de la planta, es indispensable lavarse las manos, antes de fumar o comer. El operador deberá llevar, como regla general, una higiene personal estricta, para evitar su contagio y el de otras personas que convivan con él.

CURSOS CORRESPONDIENTES AL PROGRAMA DE CAPACITACION PARA OPERADORES DE PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

PRIMER NIVEL

- 1.- Introducción al control de la contaminación del agua.
- 2.- Teoría de los procesos físicos de tratamiento.
- 3.- Microbiología del agua y teoría del tratamiento biológico.
- 4.- Operación y mantenimiento de instalaciones para el pretratamiento de aguas residuales, tratamiento primario y lagunas de estabilización.

SEGUNDO NIVEL

- 1.- Elementos para la operación de plantas de tratamiento.
- 2.- Operación y mantenimiento de lagunas aireadas.
- 3.- Operación y mantenimiento de filtros percoladores.
- 4.- Operación y mantenimiento de discos biológicos.
- 5.- Operación y mantenimiento de sistemas de desinfección.
- 6.- Operación y mantenimiento de sistemas de lodos activados.
- 7.- Operación y mantenimiento de sistemas de tratamiento fisicoquímico.

LOS CURSOS CORRESPONDIENTES AL SEGUNDO NIVEL FUERON
ELABORADOS PARA LA SECRETARIA DE DESARROLLO URBANO
Y ECOLOGIA, POR :



PROYECTOS AMBIENTALES ESPECIALIZADOS, S.A.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO EN MANEJO INTEGRAL DE
AGUAS MUNICIPALES**

**MÓDULO IV
CA 086**

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

TEMA

**OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DE DISCOS
BIOLÓGICOS**

**EXPOSITOR: M. EN C. CONSTANTINO GUTIÉRREZ PALACIOS
PALACIO DE MINERÍA
JULIO DEL 2002**

3. OPERACION Y MANTENIMIENTO DE
FILTROS PERCOLADORES

P R E F A C I O

La implementación de las principales estrategias que el Gobierno Federal ha definido para prevenir y controlar la contaminación del agua en el país, implica la puesta en operación de un gran número de plantas de tratamiento de aguas residuales, las cuales, junto con las ya existentes, representan una enorme infraestructura cuya elevada inversión debe ser adecuadamente protegida.

Tal situación, más la responsabilidad de que estos sistemas de tratamiento operen con las eficiencias requeridas para cumplir con la legislación vigente en México en materia de protección de la calidad del agua de los cuerpos receptores, demanda un número creciente de personas altamente calificadas, a las cuales se pueda asignar con plena confianza tan importante tarea.

Para responder a esta necesidad, la Subsecretaría de Ecología de la Secretaría de Desarrollo Urbano y Ecología, a través de la Dirección General de Protección y Control de la Contaminación del Agua, ha llevado a cabo la confección de los textos correspondientes a los niveles 1 y 2 del Programa Nacional de Capacitación para Operadores de Plantas de Tratamiento a través del cual será posible la formación de los recursos humanos que en esta área requiere el país.

El Nivel 1 está constituido por 4 textos y contempla los conocimientos básicos -- del tratamiento de aguas residuales, así como los detalles de operación y mantenimiento de sistemas de tratamiento "sencillos".

Está dirigido a personas con formación académica mínima de bachillerato o vocacional, siendo obligatorio dominar su contenido para cursar el siguiente nivel.

El Nivel 2 está constituido por 7 textos y contempla información específica sobre los diferentes sistemas de tratamiento.

Está dirigido a personas con formación académica mínima de Licenciatura en un -- Area Técnica afín y a operadores de Nivel 1.

La estructuración de los cursos se ha definido de tal manera que el Programa de Capacitación disponga de la flexibilidad necesaria para que se forme personal calificado en la operación y mantenimiento de los sistemas de tratamiento específicos en que se requiera, sin limitar las posibilidades de capacitación de los operadores en otros sistemas de tratamiento, si éstos así lo desean. Con la implementación de este Programa de Capacitación para Operadores de Plantas de Tratamiento, se coadyuvará, sin lugar a dudas, en el esfuerzo de afrontar con éxito el reto que representa el saneamiento del recurso hidráulico del País.

I N D I C E

Pág.

INTRODUCCION

3.1.	DESCRIPCION DEL PROCESO	1
3.1.1.	Medio filtrante	
3.1.2.	Sistema de distribución	
3.1.3.	Sistema de bajo dren	
3.1.4.	Proceso de depuración de aguas residuales	
3.1.5.	Aplicaciones de los filtros percoladores	
3.2.	CONSIDERACIONES DE DISEÑO	9
3.2.1.	Fórmula de Veltz	
3.2.2.	Fórmulas del NRC	
3.2.3.	Fórmula de Eckenfelder	
3.2.4.	Carga de los filtros	
3.2.5.	Recirculación de los filtros	
3.3.	CONDICIONES DE OPERACION	13
3.3.1.	Instalación de un filtro percolador	
3.3.2.	Puesta en marcha del filtro	
3.3.3.	Operación normal del filtro percolador	
3.3.4.	Actividades de operación	
3.3.5.	Problemas más comunes de operación	
3.3.6.	Guía operacional	
3.4.	EVALUACION DEL PROCESO	18
3.4.1.	Revisión del gasto de recirculación	
3.4.2.	Control del proceso	
3.5.	PARO DE UN FILTRO	39
3.6.	MUESTREO Y ANALISIS	41
3.6.1.	Muestreo simple	
3.6.2.	Muestreo compuesto	
3.6.3.	Parámetros a determinar	
3.7.	MEDICION DE FLUJO	45
3.8.	PROGRAMA DE MUESTREO	45

3.9. SEGURIDAD	47
3.9.1. Prevención de accidentes	
3.9.2. Riesgos en una planta de Filtros Percoladores	
3.10. MANTENIMIENTO DE FILTROS PERCOLADORES	50
3.10.1. Mantenimiento preventivo	
3.10.2. Mantenimiento correctivo	
3.10.3. Conservación de edificios, tanques, canales y jardines	

BIBLIOGRAFIA

FIGURAS Y TABLAS

FIGURAS

3.1.1. Sección transversal de un filtro percolador típico	2
3.1.2. Medio filtrante plástico	4
3.1.3. Tipos de boquillas deflectoras	5
3.1.4. Medio filtrante entarimado	7
3.2.1. Sistemas de una y dos fases en sistemas de filtros percoladores	11
3.3.1. Partes mecánicas de los brazos del distribuidor	15
3.4.1. Tendencia típica de compartimiento	3
3.4.2. Filtros percoladores escalonados	33
3.4.3. Arreglos típicos de recirculación de filtros percoladores	34
3.7.1. Programa de muestreo y análisis para un proceso de filtros percoladores	46
3.9.1. Tarjeta de seguridad	49
3.10.1. Pizarrón de mantenimiento	54
3.10.2. Tarjeta de servicio a equipo	54

TABLAS

3.1.1. Granulometría aconsejable de material filtrante para filtros -- percoladores	1
3.3.1. Formación de moscas	19
3.3.2. Olores	20
3.3.3. Taponamientos	22
3.3.4. Alta cantidad de sólidos suspendidos en el efluente	23
3.3.5. Congelamientos	25
3.3.6. Guía operacional	26
3.5.1. Tiempo de almacenamiento, preservación y volumen de muestras para análisis de laboratorio	42

INTRODUCCION

Los sistemas de tratamiento de aguas residuales son por esencia, la herramienta fundamental utilizada dentro de las acciones para controlar la contaminación del agua. A través de ellos se mejora la calidad de las aguas residuales propiciando la posibilidad de su reuso y, se protege la ecología de los cuerpos receptores y la salud pública.

Tal solución representa, por una parte, cuantiosas inversiones, y por otra, la necesidad de recursos humanos altamente calificados mediante los cuales se asegure la eficiente operación de los sistemas de tratamiento y se logre proteger las grandes inversiones que demandan.

El nivel 1 del Programa de Capacitación para Operadores de Plantas de Tratamiento se contempla precisamente, como la fase inicial del esfuerzo orientado a la formación de tales recursos humanos, el cual es continuado por el nivel 2 de este Programa.

Dicho nivel 1 está estructurado de tal manera que en él se proporciona la información necesaria para operar y mantener instalaciones y plantas de tratamiento sencillas como es el caso de: fosas sépticas, tanques Imhoff, pretratamiento, tratamiento primario y lagunas de estabilización.

En este nivel se vierten además los conceptos básicos que van desde la definición de contaminación y contaminante, hasta el estudio de la teoría de los procesos físicos, químicos y biológicos, mediante los cuales se pretende establecer sólidoscimientos que permitan a los futuros operadores de plantas de tratamiento, comprender más fácilmente los procesos involucrados en sus plantas.

Respecto al nivel 2 del Programa de Capacitación para Operadores de Plantas de Tratamiento, éste está elaborado de tal forma que permite, una vez asimilados los conceptos del nivel 1, adentrarse en los detalles de operación y mantenimiento de los procesos de tratamiento más comunes, como son: lagunas aireadas, filtros biológicos, lodos activados, sistemas físico-químicos y sistemas de desinfección; además de que se contemplan los aspectos básicos necesarios para la operación y mantenimiento de las plantas de tratamiento como son: fundamentos de hidráulica, fundamentos de electricidad y fundamentos de química del agua.

Cada uno de los temas del Programa considera en su caso, la descripción de los procesos, así como: criterios de diseño; condiciones de operación; equipo sujeto a mantenimiento; programa de mantenimiento preventivo; mantenimiento correctivo; problemas de operación y acciones para resolverlos; seguridad en la planta de tratamiento y aspectos relativos al manejo, administración y supervisión de plantas de tratamiento de aguas residuales.

Con este Programa se contempla la capacitación formal de recursos humanos que puedan fungir como operadores de plantas de tratamiento calificados, capaces de interpretar, decidir y actuar en forma autónoma.

3.1. DESCRIPCION DEL PROCESO

Un filtro percolador o filtro rociador consiste en una estructura de material granular o material de soporte a través de la cual se hace pasar un efluente de aguas residuales previamente clarificadas, mediante un tratamiento primario. Fig. 3.1.1.

Los filtros percoladores, al igual que otros procesos de tratamiento secundario - como los filtros de arena y los contenedores biológicos constan de tres partes básicas.

- 3.1.1. medio filtrante
- 3.1.2. sistema de distribución
- 3.1.3. sistema de bajo dren

3.1.1. Medio filtrante.- El medio filtrante en un filtro percolador puede estar formado por grava, escoria, carbón, pedacería de ladrillo, esferas de plástico o cualquier otra substancia durable y resistente; sobre la cual se propicia la formación de una película gelatinosa (llamada zooglea) constituida por una población microbiana heterogénea cuya acción física y físico-química retiene la materia orgánica y se alimenta de ella.

El medio filtrante debe tener una relación de vacíos tal que permita su adecuada ventilación para proporcionar condiciones aerobicas, por lo que se usan tamaños - de material comprendidos entre 2 y 4 pulgadas (5 a 10 cm) con una granulometría - casi uniforme; y una profundidad que oscila entre 1 y 2.5m; colocado de tal manera que el material más fino ocupe las posiciones superiores.

El medio filtrante ideal es aquel material que posea una elevada área superficial por unidad de volumen, que sea económico, duradero y que no se obstruya fácilmente. El material más aconsejable por su economía suele ser la grava formada por roca volcánica triturada y clasificada por tamaños uniformes. Sin embargo, este material es, en la mayoría de los casos, sumamente pesado lo que involucra construir cimentaciones más profundas y costosas, por lo que recientemente se han experimentado materiales plásticos más ligeros pero más caros que los anteriores.

Respecto a la granulometría del medio, se puede decir que un material con un tamaño menor que 1 pulgada (2.54 cm) no proporciona suficiente espacio de poros entre las piedras que permitan el flujo del agua residual, y los sólidos que pudieran - acarrear del tratamiento primario, darán como resultado una obstrucción más rápida del filtro; por otra parte las piedras con un tamaño mayor a 2 3/4 pulgadas - (7 cm) evitan los taponamientos pero presentan un área superficial pequeña en relación a su volumen; razón por la cual no pueden soportar una zooglea grande, bajando considerablemente la eficiencia de remoción del filtro. Un ejemplo de granulometría aconsejable aparece en la Tabla 3.1.1.

Tabla 3.1.1. Granulometría aconsejable de material filtrante para filtros percoladores

TAMAÑO DEL MATERIAL	%
Retenido en un tamiz de 4 1/2"	100
Retenido en un tamiz de 3"	95-100 (en peso)
Pasando un tamiz de 2"	0-2 (en peso)
Pasando un tamiz de 1"	menos de 1%

FUENTE: "Manual of Practice no. 13 - Filtering Materials" (ASCE 1935). Tabla tomada del libro "Tratamiento de Aguas Negras y Desechos Industriales" de - George E. Barnes - Manual Técnico UTEHA No. 337 - México, 1967.

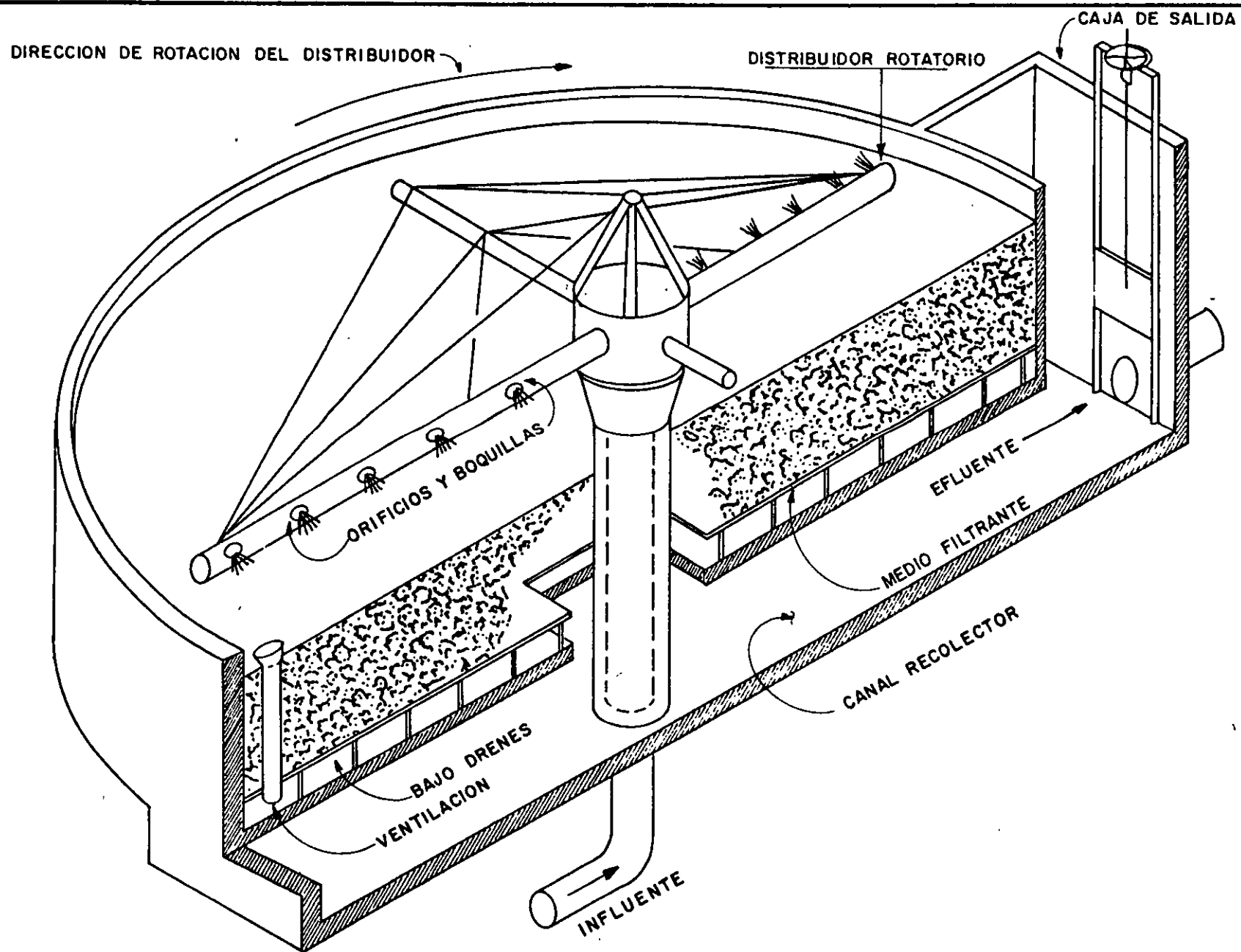


Fig. 3.1.1.- SECCION TRANSVERSAL DE UN FILTRO PERCOLADOR TIPICO

Una característica muy importante del medio filtrante es su durabilidad y resistencia, la cual se determina mediante pruebas de "Intemperismo Acelerado", de una manera idéntica a los ensayos que se realizan para probar la consistencia de los agregados utilizados en la fabricación del concreto.

Recientemente se han empleado con éxito medios filtrantes plásticos tales como el cloruro de polivinilo (PVC), que consisten en estructuras laminares que semejan panales de miel y se montan ensamblándolos de forma modular, o bien en láminas acanaladas colocadas en estructuras de 60 cm de profundidad y 1.20 m de largo; las cuales ya instaladas forman un medio sumamente poroso y ligero resistente a residuos industriales fuertes, permitiendo la construcción de filtros profundos de hasta 6 m Fig. 3.1.2.

No obstante el elevado costo de estos materiales manufacturados, se obtienen grandes ventajas debido a su alta capacidad hidráulica, baja disposición de obstrucciones y formación de una adecuada zooglea que permiten construir filtros de altas cargas, lo cual aunado a su durabilidad lo transforman en el medio filtrante idóneo desde el punto de vista técnico.

3.1.2. Sistema de distribución.- El sistema de distribución de un filtro percolador tiene por objeto uniformizar el reparto del agua residual en el medio filtrante. El distribuidor rotativo ha sido el elemento estandar en estos filtros debido a su facilidad de mantenimiento, bajo costo de propulsión, y confiabilidad. Este sistema consiste de dos o más tuberías montadas sobre una columna que sirve como pivote en el centro del filtro y gira en un plano horizontal a pocos centímetros sobre el medio filtrante. Fig. 3.1.1.

El distribuidor puede ser impulsado por un motor eléctrico o bien por la reacción dinámica del agua residual a tratar. En el primer caso la velocidad de rotación es constante, mientras en el segundo caso dicha velocidad depende del gasto con que esté trabajando la unidad; pero en ambos casos la velocidad de giro deberá de ser del orden de una vuelta completa cada 10 minutos, o menos para distribuidores de 2 brazos.

De acuerdo con la experiencia, los brazos al girar deben mantenerse a una distancia de 15 a 22 cm de la parte superior del medio filtrante para permitir que el agua residual salga por las boquillas de modo uniforme, distribuyéndose en todo el lecho, evitando así en las regiones frías que las posibles acumulaciones de hielo puedan impedir el movimiento de los brazos durante la época de heladas.

Los brazos del distribuidor están provistos de boquillas para proporcionar un chorro redondo o plano. El chorro redondo se obtiene mediante una boquilla de orificio, mientras que el chorro plano se produce haciendo que el chorro redondo pegue con una lámina situada bajo la boquilla. Otro tipo de salida muy común consiste en el esparcimiento del agua en forma de rocío lo que se logra con una boquilla cónica provista de un plato quebrachorros, o bien con una boquilla cónica que posea un balín de acero en su interior. Fig. 3.1.3.

Los brazos del distribuidor en unidades pequeñas son de sección transversal constante, mientras que, para unidades grandes son de sección decreciente con el propósito de tener un gasto de salida constante en todas las boquillas.

A lo largo de los brazos del distribuidor, algunos fabricantes colocan las boquillas irregularmente de tal manera que se consigue un gasto mayor por unidad de longitud en la periferia, lo que involucra un mayor número de orificios en el contorno.

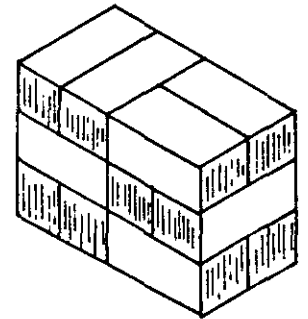
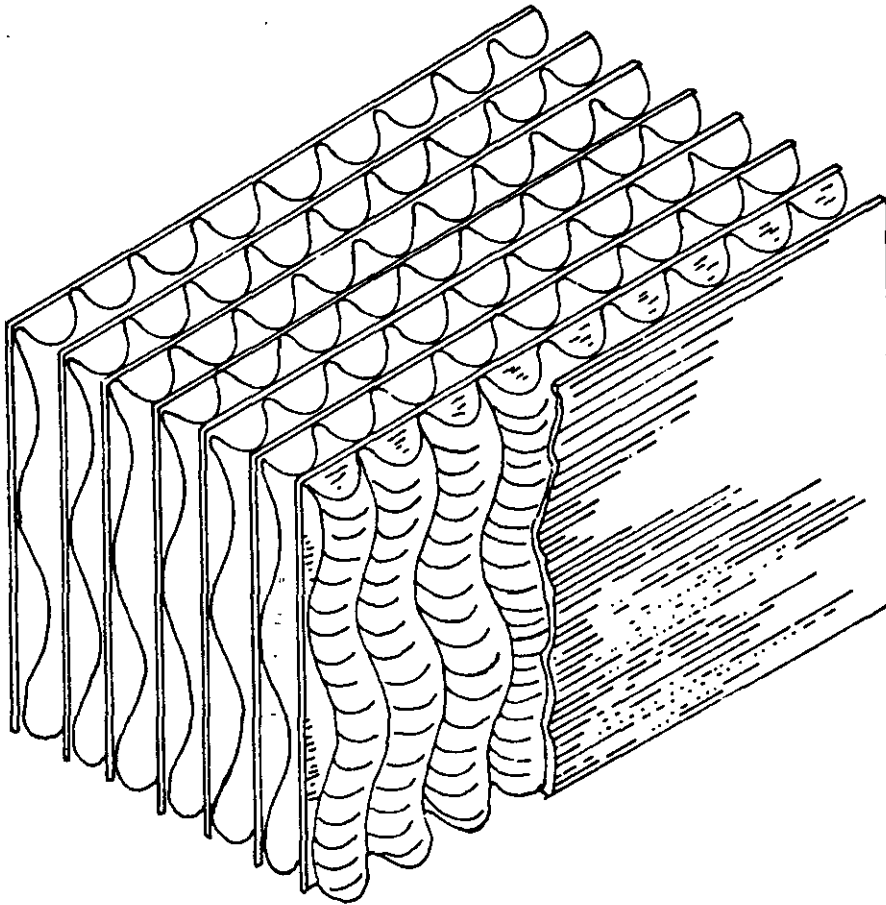


Fig.3.1.2.- MEDIO FILTRANTE PLASTICO

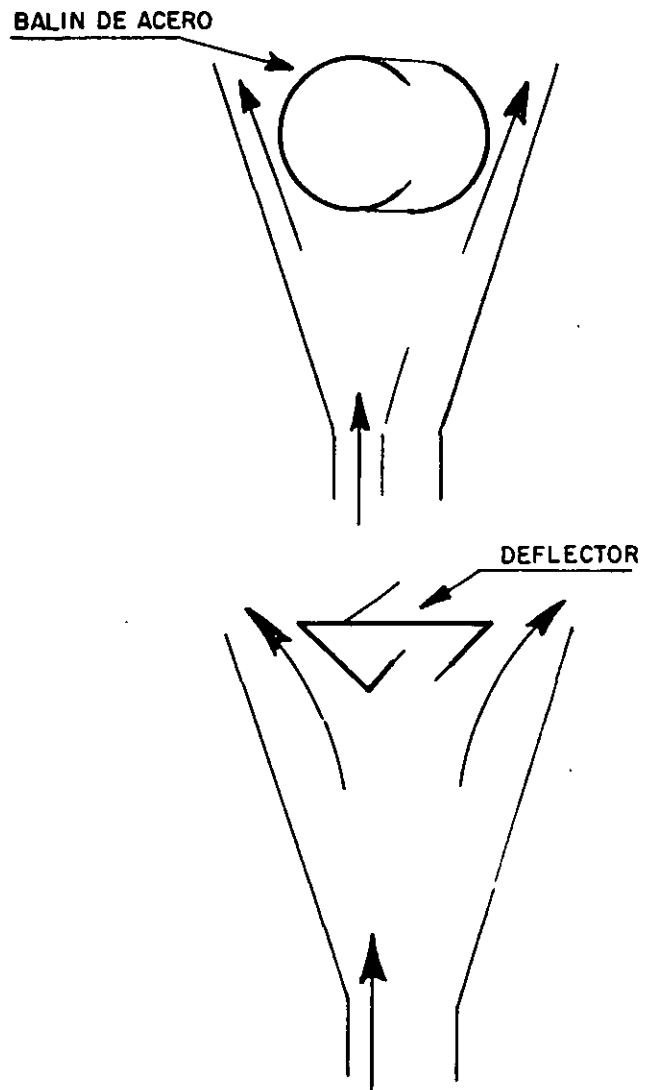


Fig.3.1.3.-TIPOS DE BOQUILLAS DEFLECTORAS

Otras características importantes que deben tomarse en cuenta al diseñar o elegir un distribuidor son la resistencia de su construcción, facilidad de limpieza, resistencia a la corrosión del material y su capacidad para recibir fluctuaciones grandes de gasto, sin variar considerablemente su velocidad de giro. Actualmente en el mercado existen distribuidores hasta de 60 m de diámetro.

3.1.3. Sistema de bajo dren.- El sistema de bajo dren debe cumplir dos requisitos esenciales: a). Recolectar el agua residual tratada y los sólidos que se desprenden del medio filtrante y b). Permitir una buena ventilación para mantener adecuadas condiciones aerobias en la zooglea, evitando que ésta se descomponga al entrar en condiciones anaerobias.

Los requisitos anteriores se cumplen si los drenes presentan una capacidad y pendiente suficiente para que operen a satisfacción por si solos, permitiendo el libre paso del aire para una buena ventilación, por lo que es recomendable que los drenes inferiores y canaletas de recolección se diseñen para transportar el gasto de diseño con un tirante hasta la mitad de su altura.

Los drenes inferiores están constituidos por medios tubos de arcilla nitrificada, asbesto cemento o mortero cemento, con una pendiente de 1 a 2%, los cuales descansan sobre el canal recolector. Estos drenes se encuentran tapados por un firme ranurado que permite el paso del agua residual y soporta el medio filtrante.

Un sistema económico que ha producido buenos resultados consiste en construir un entarimado de madera (Fig. 3.1.4.) o un fondo falso formado por viguetas de concreto separadas unos 4 cm entre si que descansan sobre las canaletas recolectoras -- que constituyen el fondo real del filtro percolador.

Es conveniente que los drenes estén abiertos en ambos extremos para que puedan -- inspeccionarse fácilmente y evitar las obstrucciones, para lo cual se limpian con descargas de aguas realizadas mediante una manguera a presión.

Por lo que respecta al canal de recolección, éste se diseña de tal manera que pueda controlarse con una válvula de modo que el medio filtrante pueda inundarse con agua residual, y a continuación desaguar sin provocar rebosamiento. La inundación del medio filtrante es un procedimiento eficaz para lavar el filtro, corregir obstrucciones y controlar las larvas de moscas que se crían en el medio filtrante, las cuales causan muchas molestias.

Usualmente el canal recolector se ensancha en el centro del filtro formando una galería, sobre la cual se soporta la columna del distribuidor.

Por lo que respecta al sistema de ventilación, cabe decir que la aireación natural del filtro está íntimamente relacionada con la temperatura del ambiente y del agua residual; como dichas temperaturas son generalmente diferentes existe un intercambio de calor en el medio filtrante, el cambio de temperatura del aire dentro del filtro provoca de modo natural los cambios de dirección de las corrientes de aire. El flujo del aire a través de un filtro es descendente si la temperatura del aire es mayor que la del agua residual y viceversa. Durante el invierno, cuando las temperaturas del ambiente son bajas el flujo del aire será ascendente.

Los drenes inferiores ventilan el filtro proporcionando aire a los microorganismos que viven en las capas inferiores del medio filtrante. La ventilación natural es muy conveniente y eficaz si se cumplen los siguientes requisitos:

A.- Que los drenes inferiores y canales recolectores estén diseñados para que, en

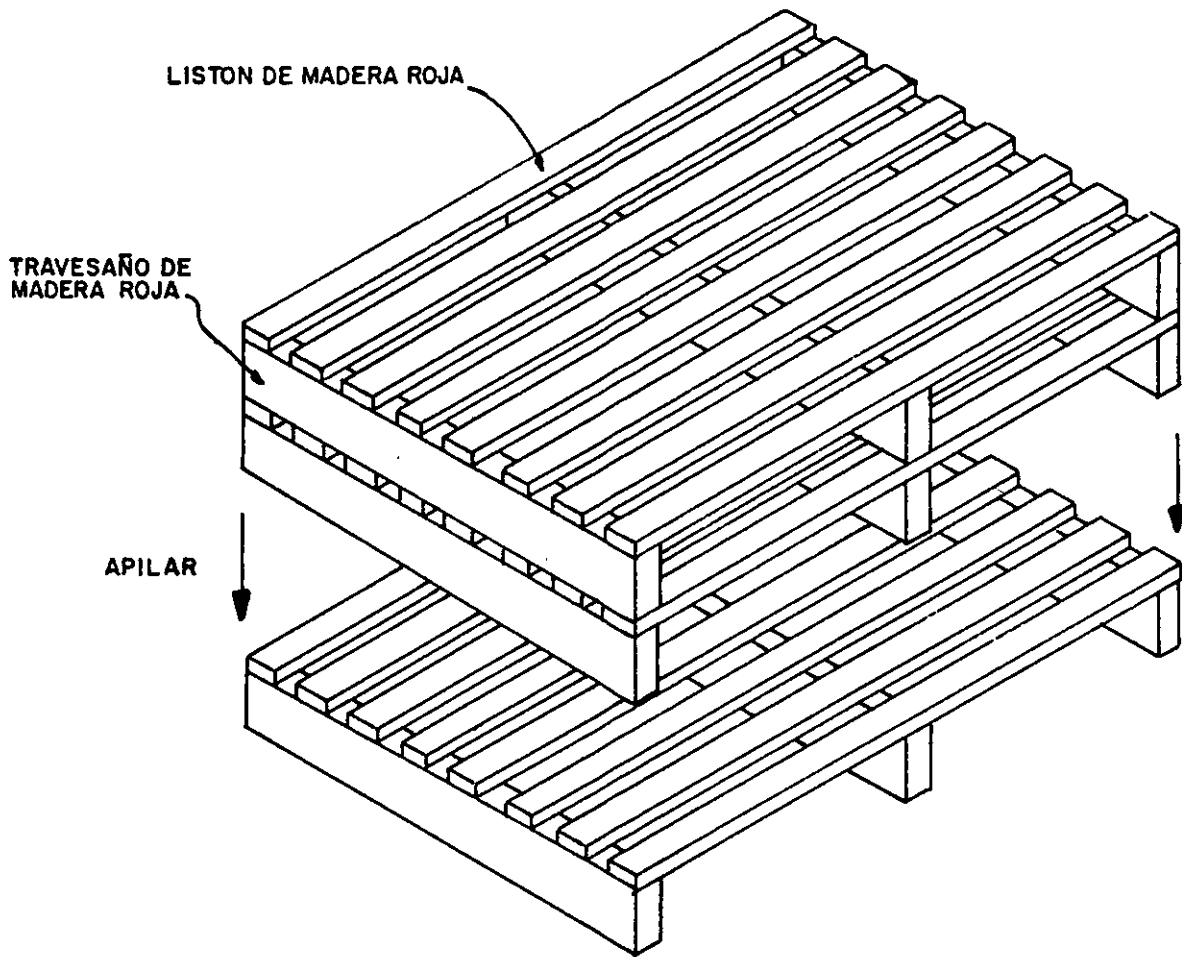


Fig.3.1.4.-MEDIO FILTRANTE ENTARIMADO

flujo máximo, estén llenos hasta la mitad de su altura.

- B.- Que en ambos extremos del canal de recolección se instalen chimeneas de ventilación.
- C.- Que los filtros de gran diámetro tengan canales recolectores secundarios con orificios o chimeneas de ventilación cercanos a la periferia.
- D.- Que el área de los orificios de los bloques en los drenes inferiores no sea menor del 15% del área total de filtro.
- E.- Que por cada 25 m^2 de área de filtro se proporcione un área total de 0.10 m^2 de rejilla abierta en las chimeneas de ventilación.

Cuando los filtros van a trabajar sumamente cargados o son extremadamente profundos, es adecuado proyectar un sistema de ventilación forzado proporcionando un flujo de aire de $0.3 \text{ m}^3/\text{min. m}^2$ de superficie de filtro en cualquier dirección. El aire se puede suministrar por medio de sopladores y un sistema difusor cercano a los drenes. En este caso no es conveniente que se inunde el lecho filtrante para corregir estancamientos ya que puede averiarse el sistema de inyección de aire, y siempre debe de hacerse funcionar el sistema de aireación conjuntamente con la inclusión de agua residual.

Durante el invierno, en los lugares donde la temperatura del ambiente es muy baja, es conveniente limitar el flujo de aire al filtro para evitar su congelación.

3.1.4. Proceso de depuración de aguas residuales.- Cuando en el medio filtrante existen las condiciones propicias para el desarrollo de los microorganismos, es decir existe una alimentación constante de agua residual, aunada a una temperatura óptima y a una buena ventilación del filtro; se observa que sobre el medio filtrante se desarrolla una película gelatinosa (zooglea) y formas de vida macroscópica. La zooglea está formada por microorganismos y constituye la base del tratamiento biológico, mientras que las formas de vida macroscópica ayudan a realizar el tratamiento y equilibran la vida biológica en el medio.

A grandes rasgos el proceso de depuración del agua residual se efectúa de la siguiente manera: El agua residual cruda posee una cierta cantidad de materia orgánica y/o compuestos degradables, que son susceptibles de ser medidos mediante una prueba como la DBO (Demanda Bioquímica de Oxígeno), dichas sustancias sirven de alimento a los microorganismos, los cuales las utilizan en sus procesos metabólicos, generando nuevas células y oxidando la materia orgánica, dando como subproductos finales dióxido de carbono y agua.

La creación de nuevas células ocasiona el crecimiento de la zooglea, mientras que el proceso de oxidación produce la depuración del agua residual. Cabe hacer notar que para que sucedan estos fenómenos es indispensable que el filtro sea alimentado constantemente con agua residual.

3.1.5. Aplicaciones de los filtros percoladores.- Los filtros percoladores son aplicables al tratamiento tanto de aguas residuales municipales como industriales, siendo recomendable que el terreno donde se localice la planta de tratamiento presente un desnivel tal que proporcione la carga hidráulica suficiente para impulsar los distribuidores sin necesidad de emplear motores eléctricos. En el tratamiento de aguas residuales industriales se han usado filtros percoladores de medio plástico en la depuración de los siguientes desechos:

- | | |
|------------------------------|----------------------------------|
| 1. Compuestos amoniacales | 20. Gaseras |
| 2. Antitoxinas | 21. Productos químicos orgánicos |
| 3. Radiactivos | 22. Empaquetado de comida |
| 4. Azúcar de remolacha | 23. Molinos de pulpa de papel |
| 5. Cervecerías | 24. Lavanderías |
| 6. Productos de coque | 25. Petroquímica |
| 7. Conservas | 26. Petróleo |
| 8. Acetato de celulosa | 27. Farmacéutica (antibióticos) |
| 9. Fenolesclorados | 28. Refinerías de petróleo |
| 10. Plantas de coque | 29. Encurtidos |
| 11. Conservas de maíz | 30. Almidón de papa |
| 12. Cianuro | 31. Rastros de aves. |
| 13. Bebidas | 32. Fenol puro |
| 14. Destilerías | 33. Textil |
| 15. Procesos de fermentación | 34. 2, 4 -D |
| 16. Procesamiento de comida | 35. Vacunas |
| 17. Procesamiento de fibras | 36. Agua blanca |
| 18. Azúcar de caña | 37. Glicoles |
| 19. Comidas congeladas | 38. Curtidurías |

Como se puede observar el uso de filtros percoladores es sumamente versátil y su empleo queda restringido a características del terreno y costos tanto de construcción como de mantenimiento y operación.

3.2. CONSIDERACIONES DE DISEÑO.

Al diseñar un filtro percolador el ingeniero sanitario debe de considerar tanto las cargas orgánicas como hidráulicas y el grado de purificación deseado en el efluente. Se han desarrollado a lo largo del tiempo una serie de ecuaciones para describir el funcionamiento de filtros percoladores como las fórmulas de: Veltz, The National Research Council (NRC), Fairall, Rankin, Eckenfelder y Galler Gotaas etc; a continuación discutiremos la de Veltz, las del NRC y la de Eckenfelder.

3.2.1. Fórmula de Veltz.- La fórmula de Veltz relaciona la DBO aplicada y la DBO esperada con la profundidad del filtro según la siguiente ecuación:

$$\frac{LD}{L} = 10^{-3.3 KD} \dots\dots\dots(1)$$

Donde:

- LD = DBO a la profundidad D (DBO del efluente si D representa la altura del medio filtrante), en mg/l
- L = DBO aplicada que es eliminable (no mayor del 90% de la DBO que presenta el desecho), en mg/l
- K = Parámetro de eliminación
 - K = 0.175 para filtros de baja carga*
 - K = 0.15 para filtros de alta carga*
- D = Profundidad del medio filtrante, en metros

* Se refiere a carga orgánica.

En la ecuación de Veltz, cuando se recircula el agua tratada; la DBO aplicada se calcula mediante la siguiente expresión:

$$La = \frac{Lo + RLe}{1 + R} \dots\dots\dots(2)$$

Donde:

- La = DBO aplicada tras dilución por recirculación en mg/l
- Lo = DBO del agua residual sin tratar, en mg/l
- Le = DBO del efluente, en mg/l
- R = Relación de recirculación

Donde:

$$R = \frac{Q_r}{Q} \dots\dots\dots(3)$$

- Q_r = Gasto de recirculación, en lt/seg
- Q = Gasto de agua cruda, en lt/seg

3.2.2. Fórmulas del NRC.- La ecuación que propone el National Research Council para el diseño de filtros percoladores, se obtuvo de una forma empírica tomando como base las observaciones de filtros instalados en una serie de bases militares. Las fórmulas son aplicables a sistemas de fase única y de fase múltiples, (fig. - 3.2.1). La ecuación para un filtro de una sola etapa o para la primera etapa es:

$$E_1 = \frac{100}{1 + 0.014 \sqrt{W/VF}} \dots\dots\dots(4)$$

Donde:

- E₁ = eficiencia de eliminación de DBO para el proceso, incluyendo recirculación y sedimentación, en %
- W = carga de DBO del filtro, en kg/día
- V = volumen del medio filtrante, en miles de m³
- F = factor de recirculación

El factor de recirculación se calcula mediante la siguiente expresión:

$$F = \frac{1 + R}{(1 + R/10)^2} \dots\dots\dots(5)$$

El factor de recirculación simboliza el promedio de pasadas de la materia orgánica a través del filtro. El término R/10 toma en consideración la facilidad de -- eliminación de materia orgánica, observado de una forma experimental, pues parece-decrecer al aumentar el número de pasadas.

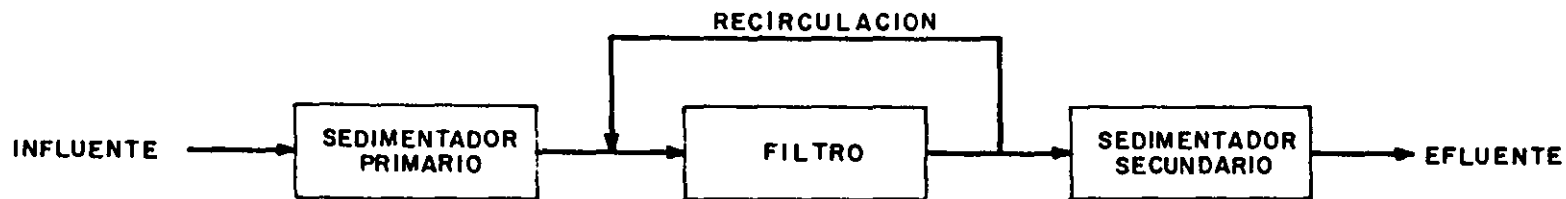
Para un filtro de segunda etapa, (fig. 3.2.1.) se tiene la siguiente expresión:

$$E_2 = \frac{100}{1 + \frac{0.014}{1 - E_1} \sqrt{\frac{W'}{VF}}} \dots\dots\dots(6)$$

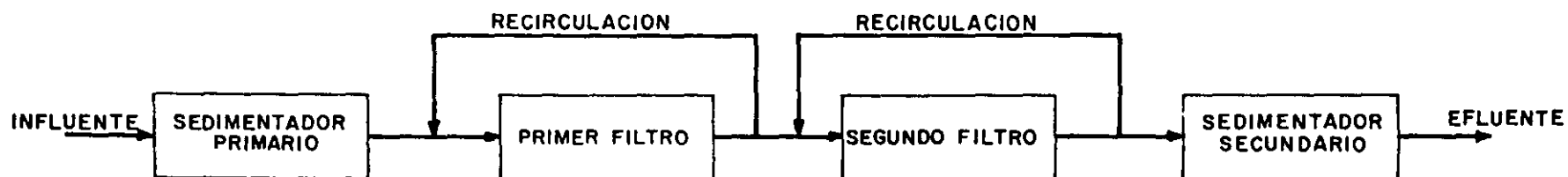
Donde:

- E₁ = eficiencia de remoción de la. fase, en %
- E₂ = eficiencia de remoción de DBO para la filtración en la segunda fase de filtración, incluyendo recirculación y sedimentación, en %
- W' = carga de DBO al filtro de segunda fase, en kg/día.

3.2.3. Fórmula de Eckenfelder.- La ecuación que desarrolló el profesor Eckenfel



a).- SISTEMA DE UNA ETAPA



b).- SISTEMA DE DOS ETAPAS

Fig.3.2.1.- SISTEMA DE UNA Y DOS ETAPAS EN FILTROS PERCOLADORES

der se basa en la simulación del funcionamiento de filtros percoladores en modelos de laboratorio. Esta ecuación tiene la misma estructura que la fórmula de Veltz, en donde se incluyen factores como el tiempo de contacto y la superficie específica del filtro. Dicha ecuación es la siguiente:

$$\frac{Se}{So} = e^{-kX_v t} = e^{-Kt} \dots\dots\dots(7)$$

$$K = kX_v \dots\dots\dots(8)$$

Donde:

- Se = DBO del efluente, en mg/l
- So = DBO del influente, en mg/l
- K, k = constante de remoción a determinar en laboratorio
- e = base de los logaritmos naturales = 2.71828182845
- t = tiempo de residencia en días
- X_v = sólidos volátiles en el efluente del filtro, en mg/l

donde el tiempo de residencia se define con la siguiente expresión:

$$t = CD/L^n \dots\dots\dots(9)$$

Donde:

- D = altura del medio filtrante, en m
- L = carga hidráulica, en lt/seg-m²
- C, n = constantes que son función del medio filtrante y de la superficie específica del filtro. (Se entiende por superficie del filtro, la relación que existe entre el área de la sección transversal y su volumen).

Las ecuaciones anteriores que se emplean para el dimensionamiento de filtros percoladores; involucran conceptos como "baja carga", "alta carga" -ecuación de Veltz- "filtro de primera y segunda fase" - ecuaciones del NRC - y "constantes de laboratorio", conceptos que se aclaran a continuación.

3.2.4. Carga de los filtros.- Se entiende por carga hidráulica sobre un filtro-percolador la cantidad de agua residual que recibe un filtro en términos de miles de metros cúbicos aplicados por día y por hectárea de superficie del lecho.

En el sistema inglés la carga hidráulica se expresa en millones de galones por día y por acre. Cabe hacer notar que en algunos libros de texto, sobre todo Europeos, la carga hidráulica recibe los nombres de carga superficial o carga líquida.

La carga hidráulica para filtros normales oscila entre 19 000 y 38 000 m³/Ha-día (2 a 4 millones de galones/acre-día), incluyendo el caudal de recirculación. Los filtros rápidos reciben una dosificación que varía entre 95 000 y 285 000 m³/Ha-día (10 a 30.5 millones de galones/acre-día), incluida la recirculación y los filtros lentos presentan una carga menor que 19 000 m³/Ha-día (menor que 2 millones de galones/acre-día).

También es usual determinar la carga hidráulica en m³/m²-día en el sistema métrico decimal y en galones por minuto/pie² (gpm/ft²) en el sistema inglés.

Recibe el nombre de carga orgánica o carga masica de un filtro percolador la cantidad de DBO de 5 días que recibe el filtro, medida en kilogramos por día por m³ de medio filtrante, sin incluir la DBO del caudal recirculado.

En el sistema inglés la carga orgánica se expresa en libras de DBO de 5 días por cada 1000 pies cúbicos de medio filtrante.

De acuerdo con su carga orgánica; los filtros lentos reciben de 0.08 a 0.4 kg - - DBO/m³.día (5 a 25 lb DBO/1000 ft³.día) y para los filtros rápidos de 0.4 a 4.8 - kg DBO/m³.día (25 a 300 lb DBO/1000 ft³.día).

Algunos departamentos de Estados Unidos expresan las cargas orgánicas en libras - de DBO por acre-pie.día. Dando los siguientes valores permisibles: para filtros lentos de 400 a 600 lb DBO/acre-pie.día y para rápidos de 2000 a 50000 lb DBO/ -- acre-pie.día. Lo que corresponde a 0.15 - 0.22 kg DBO/m³ día para filtros lentos y 0.74 - 1.84 kg DBO/m³ día para filtros rápidos respectivamente.

Cabe hacer notar que los rangos para definir el tipo de filtro según su velocidad de filtración tanto hidráulica como orgánica, es un tanto cuanto arbitraria dependiendo de la institución de que se trate. Lo importante es que normalmente existe una correspondencia entre la carga hidráulica y la carga másica; así pues, no es común tener un filtro lento desde un punto de vista hidráulico y rápido desde un punto de vista orgánico o viceversa, aunque la posibilidad de incongruencia no se descarta dependiendo del grado de concentración de la materia orgánica en el - desecho.

3.2.5. Recirculación de los filtros. El proceso de recircular del efluente de - un filtro rara vez se utiliza en plantas de filtros normales o lentos; es una peculiaridad de la filtración rápida. Sus ventajas son: A). permite la dosificación continua de los filtros, independientemente de las fluctuaciones de gastos - manteniendo los lechos trabajando continuamente; B) al mezclarse el agua cruda - del influente con el agua de recirculación se reducen los malos olores; C) va -- sembrando continuamente en el lecho nuevas células en la zooglea; D) elimina la película gastada, reduciendo el grueso de la misma y ayuda a controlar la producción de moscas en el medio filtrante; E) diluye el agua residual cruda mejorando la eficiencia del proceso, aunque desgraciadamente aumenta la carga hidráulica pa ra un caudal determinado de agua cruda.

El proceso de recirculación puede efectuarse en una o en dos fases. Se recircula en una fase cuando en el sistema de tratamiento únicamente existe un solo filtro; mientras que se lleva la recirculación de dos fases cuando dentro del sistema - - existen dos filtros, los cuales se encuentran conectados en serie. Un diagrama - que muestra estos sistemas de disposición de filtros percoladores aparece en las Figuras 3.2.1. y 3.4.3.

✓ 3.3. CONDICIONES DE OPERACION.

Cuando se usan filtros percoladores en el tratamiento de desechos domésticos, éstos usualmente se preceden de un clarificador primario, colocándose posteriormente un clarificador final o secundario. Cuando el sistema no consta de clarificador primario, se coloca un triturador, seguido de una criba, para evitar posibles atascamientos.

La mayoría de los filtros percoladores que se construyen constan de distribuidores patentados, siendo los detalles exclusivos de cada fabricante. El ingeniero sanitario que diseña la instalación especifica tipos y rendimientos pero, usualmente, no le corresponde proyectar los detalles. Al personal de la planta le corresponde ponerla en marcha, operarla y darle el mantenimiento adecuado garantizando su buen funcionamiento.

3.3.1. Instalación de un filtro percolador.- Una vez que ha sido colocado en el tanque del filtro el sistema de bajo dren; debe de inspeccionarse toda la instalación asegurándose que no existe ningún objeto que taponee ningún dren inferior, - asegurando el libre paso del agua tanto en la galería central como en el canal de recolección. A continuación se coloca cuidadosamente el medio filtrante, ya sea de una manera modular, verificando el correcto acoplamiento de los módulos, o bien, si éste es de material granular, acomodando las piedras mayores en el fondo, disminuyendo de tamaño paulatinamente conforme se vayan colocando las demás capas. Cabe hacer notar que el medio filtrante no debe de ser compactado, pues esto provoca una disminución de vacíos que aunado a la posible rotura del material granular se traduce en una serie de taponamientos.

La colocación del distribuidor usualmente la hacen los fabricantes de esta pieza. Primero colocan en la tubería de alimentación la chumacera que servirá de asiento a los brazos (Fig. 3.3.1). Esta es una pieza prefabricada en cuyo interior existe un sistema de cojinetes que giran en un compartimiento lleno de aceite permitiendo la rotación de la placa sobre la que se colocan los brazos, cabe hacer notar que esta chumacera deberá estar perfectamente nivelada definiendo un plano horizontal.

Posteriormente se colocan los brazos del distribuidor cuidando que la placa no sufra ninguna flexión; dichos brazos se tensan por medio de unos tirantes que tiene la chumacera en su parte superior. Se verifica el libre giro de los brazos y la horizontalidad de la chumacera tensando o aflojando los tirantes.

En estas condiciones se procede a llenar con aceite el sistema de lubricación de los balines y se sellan las uniones entre los brazos del distribuidor y la chumacera.

El sistema debe de girar libremente, cualquier vibración que se produzca debe ser corregida antes de poner a funcionar la unidad.

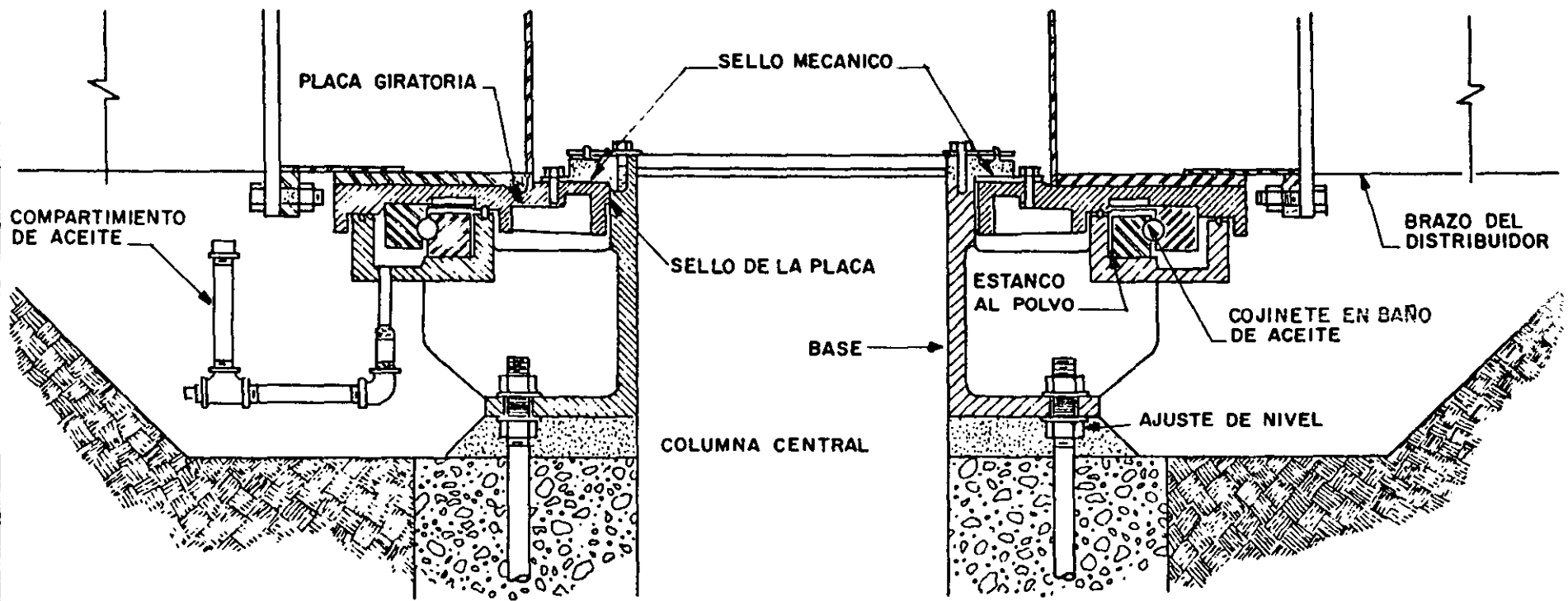
En las boquillas, sobre todo si son boquillas aspersoras con mecanismo de balón, debe de verificarse que el balón tenga un libre movimiento y que se encuentre perfectamente limpio de polvo y grasa para proceder a su colocación.

Debe verificarse que todas las válvulas, sobre todo las de alimentación y salida, tengan un deslizamiento apropiado; al igual, debe comprobarse que la pintura de toda la unidad esté perfectamente seca.

Cabe hacer notar que la instalación del filtro debe ser supervisada por los fabricantes de los equipos; destacando especialmente la colocación del distribuidor.

3.3.2. Puesta en marcha del filtro. Es recomendable poner a funcionar los filtros percoladores nuevos (o los que han estado fuera de operación) durante el período comprendido entre los últimos días de abril y la primera semana de junio -dependiendo de las condiciones climáticas locales-. Esto se hace con el objeto de evitar el período de lluvias, los malos olores que se desprenden en verano y el bajo crecimiento bacteriano que se produce en invierno.

Una vez que se ha comprobado el buen funcionamiento tanto del equipo mecánico como eléctrico, incluyendo sistemas de bombeo; el poner a funcionar la unidad es sumamente simple, basta con abrir la válvula que alimenta al filtro de aguas residuales y observar cuidadosamente el giro de los brazos del distribuidor, así como la correcta difusión del desecho sobre el medio filtrante.



ENSAMBLE, SOSTENIMIENTO Y COLOCACION DE SELLOS

Fig.3.3.I.- PARTES MECANICAS DE LOS BRAZOS DEL DISTRIBUIDOR

Debe de tomarse el tiempo de rotación para diferentes gastos de operación y aberturas de válvula. La velocidad de rotación deberá de ser de aproximadamente una vuelta cada 10 minutos o menor para distribuidores de dos brazos, tal como se señaló anteriormente.

Las boquillas deben esparcer el agua residual uniformemente sobre el lecho filtrante. Usualmente algunos escombros logran taponarlas si no han sido limpiadas antes de su instalación.

Si el filtro puesto a funcionar corresponde a un sistema de recirculación en donde el efluente deba de ser bombeado para mezclarlo con el agua residual cruda; es indispensable comprobar el correcto cebado de las bombas, para evitar que éstas trabajen en el vacío y lleguen a quemarse sus motores.

Varias semanas deben de pasar para notar el desarrollo de la zooglea en el medio filtrante, durante este período de crecimiento se producirá un efluente indeseable; sin embargo, éste no debe clorarse si existe recirculación en el sistema.

3.3.3. Operación normal del filtro percolador. - La zooglea está constituida por hongos, protozoarios y algas, además de innumerables bacterias. Con el tiempo, esta película llega a crecer debido a que parte del sustrato se transforma en nuevas células y la zooglea se vuelve pesada y gruesa, la cual contiene materia orgánica muerta producida por la labor de los diversos organismos que viven en el medio filtrante. Estos residuos se desprenden de vez en cuando, apareciendo en el líquido filtrado como humus. Este hecho se percibe en todos los filtros percoladores, especialmente en los localizados en regiones septentrionales durante la primavera.

Cuando la zooglea se encuentra muy crecida, el material acumulado dificulta la acción de las bacterias aerobias y reduce su eficiencia.

Entre las formas de vida macroscópica que se encuentran en los filtros percoladores cabe destacar un gran número de gusanos de tierra y acuáticos, lombrices de lodo, crustáceos y larvas de moscas.

En primavera, cuando se encuentra crecida la zooglea, se desprende junto con ésta, una cantidad considerable de gusanos; y en verano, si los filtros no están correctamente operados, se desarrolla un sin número de moscas del género Psychoda, llamadas "moscas de los filtros". Estas moscas son tan pequeñas que pueden pasar a través de los mosquiteros que comúnmente se usan en las ventanas. No pican, pero molestan bastante a los ojos, nariz, boca y oídos de los operadores y vecinos cercanos. Pueden ser transportados por el viento a distancias considerables, a pesar de que su radio de acción o desplazamiento es corto.

Las larvas de las moscas se desarrollan en un medio húmedo, pero no demasiado, y en consecuencia predominan más en los filtros de carga hidráulica lenta y normalmente alimentados intermitentemente que en los rápidos con dosificación continua.

La mosca Psychoda es un habitante natural de los filtros, su ciclo de vida varía de tres semanas (15°C), a una semana (30°C), se alimenta de los lodos de las aguas residuales y de la zooglea, ayudando además al proceso de descomposición de la materia orgánica. Una cantidad excesiva de estas moscas indica que la vida biológica del filtro no está en equilibrio, debido posiblemente a una sobrecarga orgánica.

El control de la mosca en el filtro presenta muchas dificultades. Los adultos mue

ren con insecticida de uso frecuente tales como el DDT, el clordano, el lindano y otros, los cuales se han usado para eliminar estas plagas de un filtro infestado. Ninguno ha dado resultados enteramente satisfactorios y al parecer el uso de insecticidas ha ocasionado la aparición de especies resistentes de este insecto. Se ha comprobado que lo mejor es emplear insecticidas en rotación, pero este tratamiento es costoso y se necesita un cuidado extremo para no suministrar dosis altas que aniquilen toda la biota del medio filtrante, la cual es necesaria y deseable en el filtro; o bien dosis muy bajas que provoquen moscas resistentes.

En los filtros de tasa rápida no hay tanto desarrollo debido a que las larvas son arrastradas por la corriente de filtración junto con el desprendimiento de la zooglea. En los filtros de acción lenta o normal, las moscas se controlan por inundación o vaciamiento periódico, de acuerdo con el ciclo de vida de estos insectos.

Si el sistema de tratamiento consta de varias unidades filtrantes, el diseño debe contemplar la posibilidad de retirar una de ellas de servicio durante uno o dos días inundándola o dejando que se seque, de modo que el filtro quede en condiciones desfavorables para el desarrollo de la mosca.

A pesar de que cualquiera de las medidas mencionadas puede proporcionar un alivio temporal, la única solución permanente contra las molestias que causa la mosca -- Psychoda consiste en determinar las causas de su excesiva reproducción y entonces aplicar las debidas acciones correctivas según el caso.

Como la operación de un filtro percolador depende de la biota que en él se genera, es evidente que cuando empieza a funcionar un filtro no existe una población adecuada de organismos en el medio filtrante. La generación de una zooglea adecuada es indispensable no únicamente en unidades nuevas, sino en aquellas que por haber estado mucho tiempo sin funcionar han ocasionado la muerte de los organismos por falta de sustento y agua. Por lo tanto debe evitarse que un filtro queda fuera de operación durante un período de tiempo muy grande.

Por otra parte durante los meses de invierno se requiere una atención cuidadosa - para evitar congelamientos, especialmente en los filtros lentos y normales sujetos a una operación discontinua, además las bajas temperaturas disminuyen la reproducción de los microorganismos que forman la zooglea. Un filtro percolador debe de estar en continua operación, excepto durante los breves períodos en que la formación de hielo sea de tal magnitud que pueda dañar el sistema de distribución.

3.3.4. Actividades de operación.- Para controlar el buen funcionamiento del filtro es indispensable verificar diariamente la observación del proceso, analizar las aguas residuales que entran, así como el agua de recirculación y el efluente final. Un buen operador puede notar cambios en las unidades del proceso observando varios factores físicos, tales como variación en los caudales, niveles en los tanques, formación de espumas en el clarificador, apariencia del efluente, la forma de riego de las boquillas, la velocidad de rotación del distribuidor, el calor del medio filtrante y los olores que indican cambios en la forma en que se desarrolla el proceso biológico de tratamiento. Los cambios de cualquiera de estos factores requieren una investigación para identificar las causas y determinar la acción correctiva a seguir.

Una vez que se ha establecido un adecuado crecimiento de la zooglea se considera que la planta se encuentra en un "estado normal de operación" y se requiere de una pequeña rutina operacional para controlar el proceso.

3.3.5. Problemas más comunes de operación; Los cinco problemas que con mayor -- frecuencia se presentan en la operación de filtros percoladores son: A) forma-- ción de moscas; B) malos olores; C) taponamiento y obstrucciones; D) alta canti-- dad de sólidos suspendidos en el efluente y E) congelamientos durante la época de invierno en los lugares fríos.

Los procedimientos para resolver estos problemas de operación se presentan, de la Tabla 3.3.1 a la 3.3.5. Para cada problema u observación se incluye su causa probable, procedimientos para determinar la causa y sugerencias para corregirlo. El operador debe de determinar y seleccionar una o más de las medidas correctivas para remediar el mal y hacer que el sistema de tratamiento tenga la mejor calidad -- posible de agua en el efluente. Para dar una medida correctiva adecuada es necesario que el operador este íntimamente familiarizado con el proceso que su planta maneja, debiendo de conocer entre otras cosas: las características del influente, rangos de operación para las diferentes unidades que conforman el sistema, características de los equipos y procesos de mantenimiento.

3.3.6. Guía operacional. La guía operacional que a continuación se presenta tiene por objeto ayudar al operador a establecer procedimientos para manejar filtros percoladores.

Desempeñar una rutina operacional requiere de establecer programas de mantenimiento correctivo, cada equipo requiere una atención especial con énfasis en su lubricación y mantenimiento preventivo que asegure su operación a un costo mínimo. Un buen programa de mantenimiento ayuda a mejorar el proceso de control y asegura -- una mayor vida útil del equipo.

En la Tabla 3.3.6 se presenta una guía operacional que cubre medidas de mantenimiento preventivo, sugiriendo procedimientos y detalles para alargar la vida útil del equipo y la frecuencia en que se debe dar dicho mantenimiento.

3.4. EVALUACION DEL PROCESO.

La evaluación del proceso es una medida esencial para controlar la calidad de la operación y determinar cambios en ésta. En filtros percoladores la evaluación -- del proceso se realiza con la revisión de DBO, DQO, sólidos suspendidos y nitrógeno amoniacal, determinando la eficiencia de remoción de estos parámetros de acuerdo con el modo de operación de la planta, como por ejemplo, el caudal de recirculación.

El proceso de control de filtros percoladores es afectado por muchos factores tales como: cargas hidráulicas, cargas orgánicas, características físicas del medio, sistema de distribución del agua de desecho, ventilación, características del -- agua residual a tratar (temperatura, pH, substancias tóxicas, etc) y cargas hidráulicas sobre las unidades de sedimentación.

Un ejemplo para representar la variación de parámetros con respecto al tiempo aparece en la Fig. 3.4.1., la cual sirve para identificar rápidamente la relación entre los parámetros considerados de una manera visual y hacer los ajustes pertinentes al proceso, modificando cargas hidráulicas y orgánicas o bien agregando substancias químicas como cloro o insecticidas según se requiera. Cabe hacer notar -- que al ajustar un proceso se necesita tiempo suficiente para que el sistema se estabilice.

3.4.1. Revisión del gasto de recirculación. En la evaluación del tratamiento y en la corrección de algunos problemas específicos el gasto de recirculación juega

Tabla 3.3.1. Proliferación de moscas ^{NO}

OBSERVACION	CAUSA PROBABLE	REVISION	PROMEDIO
<p>1. Formación de moscas</p> <p>a. Aparición de mosquitos y polillas</p> <p>b. Exceso de larvas en el medio filtrante</p>	<p>A. Mala distribución del desecho, especialmente a lo largo de las paredes del filtro.</p> <p>B. Carga hidráulica-insuficiente para arrastrar las larvas</p>	<p>1. Revisar usualmente</p> <p>1. Calcule la carga hidráulica. La carga hidráulica debe de ser mayor que 136 lps/m² (200 gmp/ft²)</p>	<p>1. Limpiar los orificios de las boquillas</p> <p>2. Abrir los orificios terminales de los brazos del distribuidor para limpiar las paredes del filtro.</p> <p>1. Complementar con los siguientes remedios en el siguiente orden.</p> <p>a) Incrementar la tasa de recirculación.</p> <p>b) Alimentar el filtro continuamente.</p> <p>c) Clorar el influente por varias horas cada semana manteniendo de 1 a 2 mg/l de cloro-residual combinado a la salida del distribuidor.</p> <p>d) Rociar las paredes y las partes donde se posan las moscas con insecticida.</p>

Tabla 3.3.2. Olores

OBSERVACION	CAUSA PROBABLE	REVISION	PROMEDIO
<p>1. Olores</p> <p>(descomposición anaerobia fuera del filtro)</p>	<p>A. Excesiva carga orgánica</p> <p>a. Desechos industriales</p>	<p>1. Calcule la carga orgánica</p> <p>a) Verifique las descargas de las industrias</p>	<ol style="list-style-type: none"> 1. Utilice alguna sustancia comercial que corrija el defecto 2. Aumente las condiciones aerobias en las unidades de pretratamiento-trate de preclorar, - airear o recircular durante la noche y cuando se presente poco gasto de entrada. 3. Fortalezca los desechos industriales ordinarios. 4. Mejore el tratamiento primario 5. Incremente la recirculación para diluir el desecho orgánico- y dotar de mayor oxígeno disuelto al agua por tratar. 6. Clore el influente del filtro- por varias horas del día manteniendo de 1 a 2 mg/l de cloro-residual combinado a la salida del distribuidor 7. Si las cargas de diseño están-excedidas, se requiere la expansión de la planta.

Tabla 3.3.2. Olores (continuación)

OBSERVACION	CAUSA PROBABLE	REVISION	PROMEDIO
	B. Mala ventilación	<ol style="list-style-type: none"> 1. Revise las ventanas de las tuberías y limpie el filtro 2. Revise que sistema de bajo dren no tenga obstrucciones. 3. Revise los vacíos en el medio filtrante y cerciórese que no estén tapados por la zooglea 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Destape las ventilas de las tuberías 2. Quite las obstrucciones tanto del canal recolector como de los bajos drenes 3. Si no hay obstrucciones en el sistema de bajo dren reduzca la recirculación si es posible 4. Incremente la circulación de flujo para sacar fuera la zooglea desprendida.
	C. Mala operación	<ol style="list-style-type: none"> 1. Revise visualmente 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Quite todos los escombros de medios filtrantes. 2. Lave las boquillas del distribuidor y las paredes del filtro que están en contacto con el medio filtrante.

Tabla 3.3.3. Taponamientos

OBSERVACION	CAUSA PROBABLE	REVISION	PROMEDIO
1. Taponamiento del medio filtrante	A. Crecimiento excesivo de la zooglea	1. Revise los registros por incrementos de carga orgánica o disminuciones de carga hidráulica	<ol style="list-style-type: none"> 1. Esparza la superficie del medio filtrante rocoso. 2. Riegue el área del medio con una corriente de alta presión. 3. Incremente la recirculación 4. Dosifique el influente del filtro con cloro de 2 a 4 horas obteniendo de 1 a 2 mg/l de cloro residual combinado a la salida del distribuidor. 5. Si es posible, alimente el filtro por 24 horas. 6. Si es posible, ponga fuera de operación el filtro y limpie el medio filtrante.
	B. El medio filtrante no tiene granulometría uniforme o presenta partículas muy pequeñas	1. Revise visualmente	1. Ponga fuera de operación el filtro y revise la granulometría del medio, colocando tamaños uniformes.
	C. Mala operación	1. Revise visualmente	1. Quite las obstrucciones como palos, papeles, etc. y otros objetos acumulados en el medio filtrante.

Tabla 3.3.4. Alta cantidad de sólidos suspendidos en el efluente

OBSERVACION	CAUSA PROBABLE	REVISION	PROMEDIO
<p>1. Incremento de sólidos suspendidos en el efluente del clarificador</p>	<p>A. Exceso de lodo en el lecho filtrante</p>	<p>1. Revise los cambios estacionales que pueden afectar a los microorganismos</p> <p>2. Revise la carga orgánica</p> <p>a. Desechos industriales</p>	<p>1. Espere el momento para agregar algún polímero en el sedimentador primario.</p> <p>1. Disminuya la carga orgánica -- desviando el gasto hacia otros filtros, si esto es posible.</p> <p>2. Refuerce el desecho industrial</p> <p>3. Limpie de lodos el clarificador</p> <p>4. Debe de expandirse la planta de tratamiento.</p>
	<p>A. Desnitrificación del clarificador</p>	<p>1. Revise visualmente si el efluente del filtro está nitrificado y el lodo flota en cúmulos</p>	<p>1. Limpie de lodos el clarificador</p>
	<p>C. Exceso de carga - hidráulica en el clarificador</p>	<p>1. Calcule la superficie necesaria para proporcionar una carga hidráulica menor que 0.566 lt/seg. m² (1200 gpd/ft²) en las horas pico del flujo</p>	<p>1. Reduzca la recirculación durante la horas pico del flujo</p> <p>2. Pueden requerirse mayor número de clarificadores.</p>

24 Tabla 3.3.4. Alta cantidad de sólidos suspendidos en el efluente (continuación)

OBSERVACION	CAUSA PROBABLE	REVISION	PROMEDIO
	<p>D. Mal funcionamiento del equipo del clarificador final</p> <p>E. Corrientes de temperatura en el clarificador final</p>	<p>1. Revise las rastras que recogen el lodo</p> <p>2. Revise que las placas deflectoras no estén rotas</p> <p>3. Revise los vertedores del efluente</p> <p>1. Examine la temperatura del clarificador</p>	<p>1. Reemplace las rastras rotas.</p> <p>2. Ajuste el nivel de los vertedores</p> <p>1. Instale deflectores para evitar cortos circuitos</p>

Tabla 3.3.5. Congelamientos

OBSERVACION	CAUSA PROBABLE	REVISION	PROMEDIO
1. Congelamientos	A. Bajas temperaturas	1. Tome la temperatura atmosférica	<ol style="list-style-type: none"> 1. Disminuya la recirculación 2. Opere dos filtros en paralelo 3. Ajuste las boquillas del distribuidor para que proporcionen un rocío menos fino 4. Construya pantallas contraviento 5. Derive parte del gasto con la válvula de la distribución principal 6. Abra las puertas extremas de los brazos del distribuidor principal 7. Cubra bombas, tanques de dosificación y canales principales 8. Quite el hielo que se haya formado

Tabla 3.3.6. Guía Operacional

EQUIPO	PROCEDIMIENTO SUGERIDO	DETALLES	FRECUENCIA
A. Distribuir rotatorio	1. Revise que el distribuidor gire libremente	1a) Revise visualmente 1b) La vibración de los brazos pueden dañar el distribuidor	diario
	2. Limpie los orificios para evitar su atascamiento	2a) Pare el flujo en el filtro 2b) Espere que deje de girar antes de proceder 2c) Tenga cuidado de caminar sobre el medio filtrante. Es extremadamente resbaladizo 2d) Quite los materiales que obstruyen los orificios 2e) Abra las puertas de los extremos de los brazos del distribuidor 2f) Retorne la unidad a su funcionamiento normal.	diario
	3. Limpie las boquillas	3a) El exceso de crecimiento de la zooglea afecta la distribución del agua	diario
	4. Revise que el aceite de la chumacera esté libre de agua	4a) La presencia de agua denota mala colocación de los empaques 4b) Deben cambiarse los empaques inmediatamente para evitar averías en la chumacera.	

Tabla 3.3.6. Gufa Operacional (continuación)

EQUIPO	PROCEDIMIENTO SUGERIDO	DETALLES	FRECUENCIA
A. Distribuidor rotatorio	5. Mantenimiento de los brazos - del distribuidor	5a) Siga las instrucciones del fabricante 5b) Un buen mantenimiento preventivo es esencial para una buena - operación	diario
	6. Ajuste los tirantes de los -- brazos del distribuidor	6a) Los tirantes deben de ser ajustados de vez en cuando debido - a los cambios de temperatura	Temporalmente
	7. Operación de invierno (congelamientos)	7a) Ver el capítulo de congelamiento en el proceso de filtros percoladores	
B. Sistema de asperción	1. Atascamiento de las boquillas	1a) Pare el flujo del filtro 1b) Tenga cuidado de caminar sobre el medio filtrante. Es extremadamente resbaladizo 1c) Desensamble y limpie las boquillas 1d) Coloque las boquillas 1e) Ponga la unidad en marcha	diario
	2. Ajuste la tubería de distribución	2a) No es posible en algunos sistemas	Semanalmente
	3. Operación de invierno (congelamiento)	3a) Ver el capítulo de congelamiento en el proceso de filtros percoladores	

Tabla 3.3.6. Gufa Operacional (continuación)

EQUIPO	PROCEDIMIENTO SUGERIDO	DETALLES	FRECUENCIA
C. Medio filtrante	1. Revise visualmente 2. Quite los escombros que se encuentren en la superficie del medio filtrante	1a) Revise cualquier indicación de taponamiento, formación de moscas y obstrucciones en la ventilación	diario
D. Bajo dren	1. Inspeccione	1a) Cuando se necesite quite las -- obstrucciones que aparezcan en los bajos drenes incluyendo un exceso de crecimiento en la zooglea 1b) Quite los materiales que pudieran obstruir el efluente del canal recolector 1c) Los bajos drenes y el canal de recolección deben de estar llenos hasta la mitad cuando se -- tiene el gasto máximo	diario
E. Paredes	1. Lave las paredes que sobresalen del medio filtrante		diario
F. Carga hidráulica del filtro	1. Controle las tasas de recirculación para un óptimo funcionamiento	1a) Revise los registros de fases de recirculación (basados en -- DBO o DQO en el efluente final) 1b) La tasa de recirculación debe -- aumentar para evitar los taponamientos, olores y formación de moscas.	

Tabla 3.3.6. Guía Operacional (continuación)

EQUIPO	PROCEDIMIENTO SUGERIDO	DETALLES	FRECUENCIA
A. Tanques sedimentadores	1) Inspeccione la operación apropiada de los sedimentadores	1a) Equipo mecánico 1b) Presencia de lodo flotando, ver alta cantidad de sólidos suspendidos en el efluente. Procesos de filtros percoladores	Cada seis meses cambiar
	2) Limpieza general	2a) Riegue con manguera los canales de llegada y las paredes de los sedimentadores-especialmente el influente, el efluente y las tolvas, si es posible	diario
	3) Equipo de recolección de lodos	3a) Siga las instrucciones del fabricante	
	4) Inspección de deflectores y vertedores	4a) Mantenga los deflectores en buenas condiciones 4b) Mantenga los vertedores a igual elevación	diario
	5) Retire el lodo producido	5a) El lodo debe de retirarse antes que entre en condiciones sépticas o que flote	
A. Bombas	1. Revise la operación de bombas y motores	1a) Revise las vibraciones excesivas, ruidos no usuales, estado de los lubricantes y sobrecalentamientos 1b) Revise el nivel de aceite (si es necesario) 1c) Revise el sistema de lubricación (si se necesita) 1d) Revise los empaques, sellos y juntas. Siga las instrucciones del fabricante	Cada seis meses cambiar

30 Tabla 3.3.6. Guía Operacional (continuación)

EQUIPO	PROCEDIMIENTO SUGERIDO	DETALLES	FRECUENCIA
	2. Alterne bombas en servicio 3. Mantenimiento de las bombas 4. Revise el funcionamiento de las válvulas 5. Revise los inyectores de aire, válvulas de alivio, medidores de flujo, etc.	1e) Revise las válvulas de la succión y de la descarga 3a) Siga las instrucciones del fabricante 4a) Haga los ajustes necesarios 4b) Mantenga las válvulas de acuerdo con las instrucciones del fabricante 5a) Siga las instrucciones del fabricante	diario mensual semanal

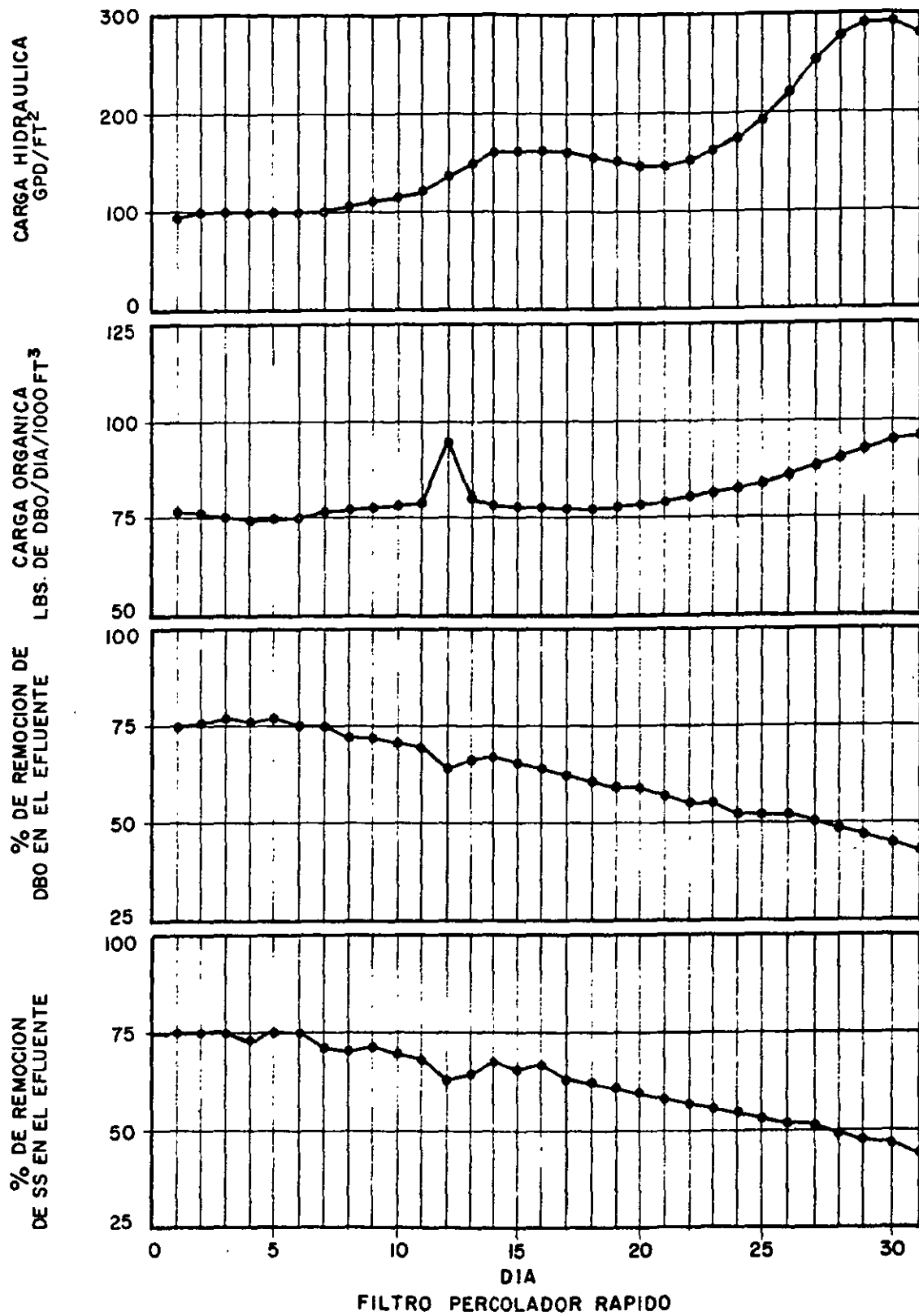


Fig.3.4.1.- TENDENCIA TIPICA DE COMPORTAMIENTO DE UN FILTRO PERCOLADOR

Un papel importante. Frecuentemente el gasto de recirculación causa una sobre -- carga hidráulica u orgánica en el proceso de tratamiento, según sea la concentra -- ción de lodos que se esté manejando.

Las sobrecargas orgánicas se deben a una producción de lodos en exceso y pueden -- causar eventualmente, reducciones en la calidad del efluente y provocar condicio -- nes anaerobias en el proceso.

Algunas observaciones que deben de tomarse en cuenta para controlar el proceso de recirculación en filtros percoladores son las siguientes:

- A) Suministre flujo de recirculación durante la noche para mantener la carga hi -- dráulica.
- B) Controle la eficiencia del proceso por medio del flujo de recirculación.
- C) Utilice lagunas o lechos de secado para disposición de los lodos excedentes.
- D) Evite el sobrebombeo de lodos cuando exista bajo flujo de alimentación.
- E) Airee o pretrate el flujo de recirculación para reducir la demanda de oxígeno.

3.4.2. Control del proceso: Controlar un proceso de tratamiento a base de fil -- tros percoladores implica seleccionar apropiadamente los parámetros operacionales tales como relaciones de recirculación y cargas hidráulicas por manejar, aunados -- con rendimientos esperados. El operador de la planta debe de estar conciente del uso que se le haya destinado a el agua tratada para proporcionar la calidad ade -- cuada, al menor costo posible, ahorrando la máxima potencia. Por ejemplo, para re -- ducir la energía eléctrica y minimizar los costos operacionales, el operador debe seleccionar y utilizar el mínimo gasto de recirculación que cumpla con los requere -- rimientos necesarios del efluente y cambiarla cuando se presenten problemas de ta -- ponamiento, olores, moscas o de cualquier otra índole.

3.4.2.1. Graduación.- El término graduación se refiere a la operación de filtros percoladores en serie, teniendo como propósito producir una alta calidad en el -- efluente, al usar el filtro inicial como un filtro áspero. El procedimiento consi -- ste en alternar la carga entre dos filtros percoladores colocados en serie. La ventaja de este tipo de conexión (Fig. 3.4.2.), consiste en poder controlar el -- crecimiento de la zooglea reduciendo atascamientos.

La recirculación, al hacer una doble filtración alternativa, puede ser de alta o de baja tasa. La recirculación de alta tasa se emplea para mantener constante la -- carga hidráulica y prevenir el taponamiento de los vacíos existentes en el medio -- filtrante. La recirculación de baja tasa se utiliza para mantener una dosifica -- ción suficiente durante los flujos bajos. Varios arreglos de recirculación se -- muestran en la (Fig. 3.4.3.)

Cuando se selecciona el flujo de recirculación, la carga hidráulica del filtro va -- ría y afecta a los sedimentadores y al sistema de bajo dren, de acuerdo con sus -- limitaciones hidráulicas. Como una regla práctica se puede decir que los conduc -- tos de bajo dren, deben de trabajar como máximo a la mitad de su capacidad para -- asegurar una buena ventilación.

La relación de recirculación se define como la cantidad de flujo a recircular, -- por flujo de agua de desecho cruda. Así, una tasa de recirculación de 0.5 signifi -- ca que por cada medio litro de agua por segundo a recircular, deberá tratarse --

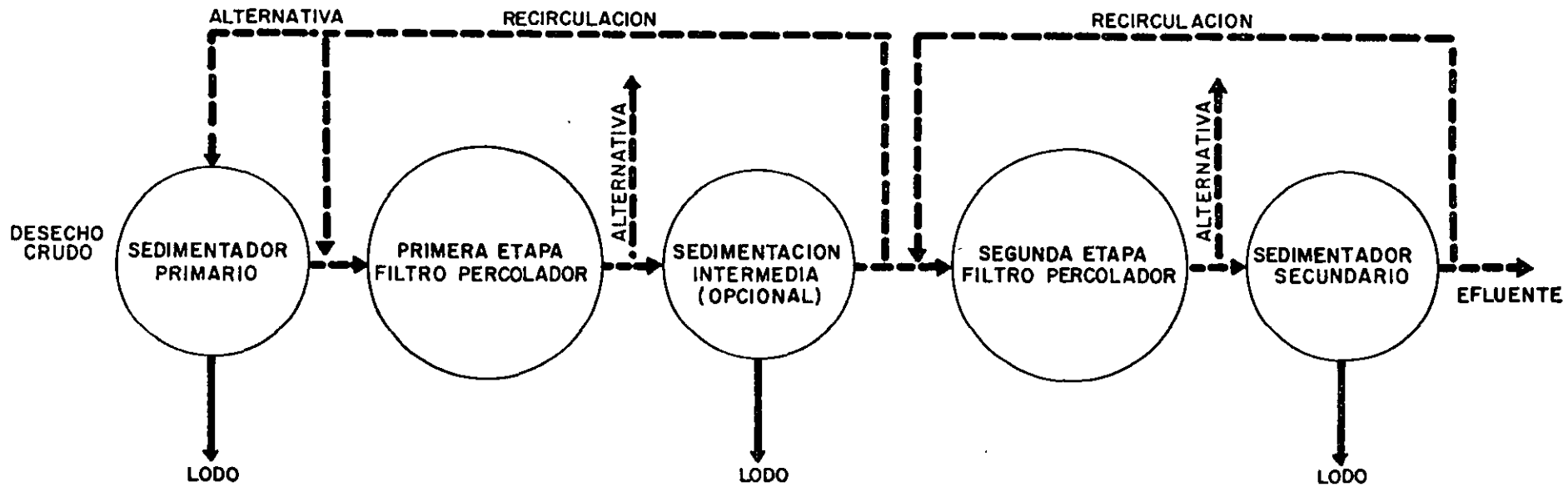


Fig.3.4.2.- FILTROS PERCOLADORES ESCALONADOS

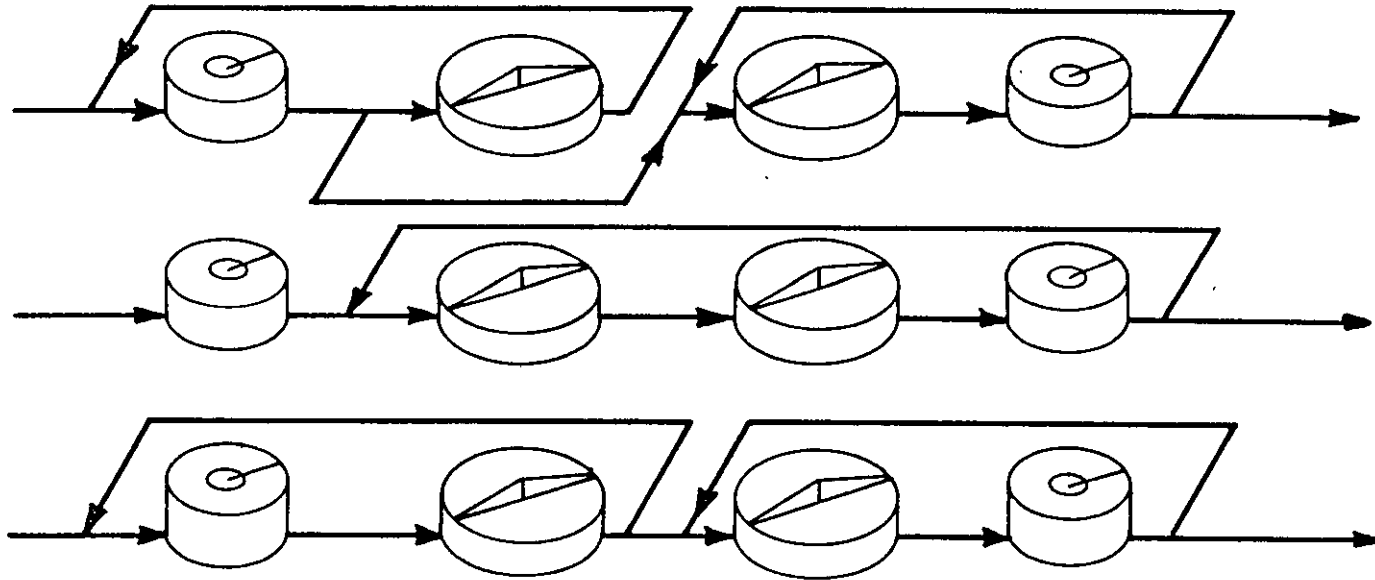


Fig. 3.4.3.- ARREGLOS TIPICOS DE RECIRCULACION DE FILTROS PERCOLADORES

un filtro de agua cruda por segundo; es decir, el filtro se está alimentando a 1.5-1t/seg.

En filtros rápidos, la relación de recirculación está comprendida entre 0.5 y 4.0, aunque en la práctica los ingenieros acostumbran diseñar con relaciones de recirculación entre 0.5 y 2. Un ejemplo de cálculo para obtener la relación de recirculación se muestra a continuación:

A. Datos requeridos:

1. Gasto de recirculación = 20 lt/seg = Q_r
2. Gasto de agua cruda = 40 lt/seg = Q

B. Relación de recirculación:

de acuerdo con la ecuación ... (3)

$$R = \frac{Q_r}{Q} = \frac{\text{gasto de recirculación}}{\text{gasto de agua cruda}}$$

$$R = \frac{20 \text{ lt/seg}}{40 \text{ lt/seg}} = 0.5$$

La recirculación se utiliza para minimizar problemas operacionales teniendo como ventajas:

- A) Mantener el crecimiento biológico a través de medios sintéticos.
- B) Mejorar la operación de sedimentadores en los períodos de poco gasto de desecho reduciendo la septicidad.
- C) Diluir los desechos tóxicos haciéndolos tratables.
- D) Minimizar las variaciones de cargas hidráulicas y orgánicas.
- E) Mejorar la distribución del desecho en el medio filtrante.
- F) Minimizar olores, taponamientos y formación de moscas al aumentar la carga hidráulica.
- G) Prevenir que se seque la zooglea en los períodos de bajo gasto.

Las ventajas que se presentan con la recirculación son:

- A) Reduce la temperatura del agua de desecho, lo cual disminuye la actividad biológica de la zooglea.
- B) La recirculación aumenta la carga hidráulica pudiendo disminuir la eficiencia de los sedimentadores si se sobrepasan las condiciones de diseño.
- C) Incrementa los costos de operación por bombeo.
- D) Si es excesiva, puede desgastar la zooglea y disminuir la eficiencia del tratamiento.

3.4.2.2. Remoción de lodos. - En el proceso de filtros percoladores usualmente los lodos del sedimentador secundario se recirculan al filtro, mezclándolos con el efluente del sedimentador primario.

Este método es comúnmente practicado para espesar los lodos en el sedimentador secundario y reducir el volumen de agua a bombear en la recirculación. El lodo en exceso debe de retirarse y disponerse en lechos de secado o digerirse. El lodo que se presenta en filtros lentos es relativamente estable y debe de removerse en un intervalo de 3 a 24 horas, dependiendo de las condiciones de operación, sin embargo en épocas calurosas la remoción puede acortarse a intervalos de 3 a 6 horas. En filtros rápidos los lodos presentan una alta demanda de oxígeno disuelto redu-

ciéndose los tiempos de remoción de lodos en el sedimentador secundario, a menos - que se airen para evitar condiciones sépticas.

El lodo de los filtros percoladores es usualmente de un color café oscuro inodoro o con un pequeño olor cuando se encuentra en condiciones aerobicas. En filtros -- que tratan agua residual doméstica se producen de 500 a 700 lb (227 a 317 kg) de - sólidos sedimentables por millón de galones (3,785,400 lt) de agua residual trata- da. El lodo producido en filtros normales o lentos contiene del 1 al 7% de sólidos secos después de sedimentados; mientras que en los filtros rápidos o de alta - tasa contiene un rango de sólidos secos totales del 1.5 al 3%.

Hay varios métodos para estimar la cantidad de lodo que se producirá en el proceso de filtros rociadores. El método más simple consiste en la determinación de sólidos sedimentables (prueba de cono Imhoff) de una muestra compuesta del efluente -- del filtro. El volumen de lodo por remover se estima de la siguiente manera:

Ejemplo: A. Datos requeridos

- A.1. Sólidos sedimentables del efluente del filtro = 4 ml/l
(promedio de una serie de muestras)
- A.2. Flujo a clarificar = 900 000 gpd

B. Determine el volumen de lodo en galones por día.

$$\begin{aligned}
 \text{B.1. volumen de lodo (g.p.d.)} &= \frac{\text{Sólidos sedimentables (ml/l)} \times Q \text{ gpd}}{100 \text{ ml/l}} \dots\dots\dots(10) \\
 &= \frac{4 \text{ ml/l} \times 900 \text{ 000 gpd}}{1000 \text{ ml/l}} \\
 &= 3 \text{ 600 gpd}
 \end{aligned}$$

C. Determine el control de la bomba, suponiendo que tiene una capacidad - de 50 gpm.

$$\begin{aligned}
 \text{C.1 Porcentaje de tiempo} &= \frac{\text{Caudal de lodo producido}}{\text{Capacidad de la laguna}} \dots\dots\dots(11) \\
 &= \frac{3600 \text{ gpd}}{50 \text{ gpm}} \times \frac{100\%}{1440 \text{ min/día}} = 5\%
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{C.2 Tiempo de trabajo de la bomba} &= \frac{\text{Porcentaje de tiempo} \times (60 \text{ min/hr})}{100\%} \dots\dots\dots(12) \\
 &= \frac{5\% \times 60 \text{ min/hr}}{100\%} = 3 \text{ min/hr}
 \end{aligned}$$

Basta prender 3 min cada hora la bomba para desalojar el lodo producido.

Un segundo método para estimar la cantidad de lodo producido está basado en la sedimentación del influente y del efluente y el porciento de sólidos secos de lodo - en el sedimentador.

Ejemplo:

A. Datos requeridos

- A.1. Sólidos suspendidos en el efluente del filtro = 90 mg/l (muestra com- - puesta)
- A.2. Sólidos suspendidos en el efluente del sedimentador = 30 mg/l

A.3. Gasto de entrada de sedimentador = 0.9 mgd
 A.4. Concentración de lodo deseada = 1.5%
 (Dato experimental a determinar)

B. Determinación de los sólidos suspendidos en el sedimentador.

$$\begin{aligned} \text{Sólidos suspendidos} \\ \text{en el sedimentador} &= \text{ss del influente} - \text{ss del efluente} \dots\dots(13) \\ (\text{mg/l}), & \quad (\text{mg/l}) \quad (\text{mg/l}) \\ &= 90 - 30 = 60 \text{ mg/l} \end{aligned}$$

C. Determinación del caudal de lodo producido en gpd.

$$\begin{aligned} Q \text{ lodo} &= \frac{\text{Flujo sedimentación} \times \text{SS removidos}}{\% \text{ de conc de lodo deseado}} \dots\dots\dots(14) \\ (\text{gpd}) & \\ &= \frac{0.9 \text{ mgd} \times 60 \text{ mg/l} \times 100\%}{1.5\%} \times \frac{10^6 \frac{\text{gal}}{\text{día}} \times \frac{\text{mg}}{\text{l}}}{8.34 \frac{\text{lbs}}{\text{l gal}} \times \frac{1 \text{ gal}}{3.785 \text{ l}} \times \frac{454 \text{ 000 mg}}{\text{lb}}} \\ &= 3600 \text{ gpd} \end{aligned}$$

3.4.2.3. Parámetros de carga.- El control de filtros percoladores por medio de parámetros de carga es un criterio de operación basado en la capacidad de filtración del medio, tanto para cargas hidráulicas como para cargas orgánicas; de tal manera que si se exceden estos parámetros eventualmente resultará una mala calidad del efluente.

a) Carga hidráulica.- El manual de la WPCF (Water Pollution Control Federation) expresa la carga hidráulica en galones de agua de desecho (incluyendo la recirculación) por día por pie cuadrado de superficie del medio filtrante. En el sistema métrico decimal, la carga hidráulica se expresa en litros por segundo de agua de desecho por hectárea o metro cuadrado de superficie de medio filtrante. El procedimiento de cálculo para determinar la carga hidráulica se muestra a continuación:

Ejemplo

A. Datos requeridos

- A.1. Flujo de agua de desecho = 0.4 mgd = 400 000 gpd
- A.2. Flujo de recirculación = 0.2 mgd = 200 000 gpd
- A.3. Diámetro del filtro = 40 ft.

B. Determine el gasto total que se aplica al filtro

$$\begin{aligned} \text{Gasto total} &= \text{gasto de agua cruda} + \text{gasto de recirculación} \dots\dots(15) \\ (\text{gpd}) & \quad (\text{gpd}) \quad (\text{gpd}) \\ &= 400 \text{ 000} + 200 \text{ 000} \\ &= 600 \text{ 000 gpd} \end{aligned}$$

C. Determine la superficie del medio filtrante

$$\begin{aligned} \text{Area del filtro} &= \frac{\pi \times \text{diámetro}^2}{4} \dots\dots\dots(16) \\ \text{Area del filtro} &= \frac{\pi \times 50^2}{4} = \frac{3.1416 \times 50 \times 50}{4} \\ (\text{ft}^2) & \\ &= 1963.50 \text{ ft}^2 \end{aligned}$$

D. Determine la carga hidráulica

$$\begin{aligned} \text{Carga hidráulica (gpd/ft}^2\text{)} &= \frac{\text{Gasto total}}{\text{Area de filtración}} \dots\dots\dots(17) \\ &= \frac{600\,000}{1963.50} = 306 \text{ gpd/ft}^2 \end{aligned}$$

b) Carga orgánica.- En el sistema inglés la carga orgánica se expresa como libras de DBO aplicada por día por cada 1000 pies cúbicos, yardas cúbicas o acres-pies de medio filtrante.

En el sistema métrico decimal la carga orgánica se expresa en kilogramos por día de DBO de 5 días por metro cúbico de medio filtrante.

Para eliminar confusiones al comparar tratamientos a base de filtros percoladores, se ha convenido ignorar la DBO₅ del caudal de recirculación.

El proceso de cálculo para determinar la carga orgánica se muestra a continuación.

Ejemplo:

A. Datos requeridos

- A.1. DBO₅ del efluente del sedimentador primario = 132 mg/l
- A.2. Gasto de agua cruda a tratar = 0.4 mgd
- A.3. Diámetro del filtro = 50 ft
- A.4. Tirante del medio filtrante = 3ft.

B. Determine la cantidad de DBO₅ aplicada al día

$$\begin{aligned} \text{DBO}_5 \text{ aplicada} &= (\text{DBO}_5, \text{ mg/l}) \times (\text{flujo, mgd}) \times (8.34 \text{ lb/gal}) \dots\dots\dots(18) \\ &= 132 \times 0.4 \times 8.34 \\ &= 440 \text{ lbs/día} \end{aligned}$$

C. Determine la superficie del filtro.

$$\begin{aligned} \text{Area del filtro} &= \frac{\pi \times \text{diámetro}^2}{4} \\ \text{Area del filtro} &= \frac{\pi \times 50^2}{4} = \frac{3.1416 \times 50 \times 50}{4} \\ &= 1963.50 \text{ ft}^2 \end{aligned}$$

D. Determine el volumen de medio filtrante (expresado en miles de pies cúbicos)

$$\begin{aligned} \text{Volumen del medio (miles de pies}^3\text{)} &= \frac{\text{Area del filtro (ft}^2\text{)} \times \text{profundidad (ft)}}{1000} \dots\dots\dots(19) \\ &= \frac{1963.50 \times 3}{1000} = 5.89 \text{ miles de pies}^3 \end{aligned}$$

E. Determine la carga orgánica

$$\begin{aligned} \text{Carga orgánica (lbs DBO/día/1000 ft}^3\text{)} &= \frac{\text{DBO}_5 \text{ aplicada lbs/día}}{\text{volumen del medio (miles de ft}^3\text{)}} \dots\dots\dots(20) \\ &= \frac{440}{5.89} = 74.70 \text{ lbs DBO/día/1000 ft}^3 \end{aligned}$$

c) Carga Hidráulica en la sedimentación.- La carga hidráulica de los sedimentadores, es un parámetro importante que asegura el buen asentamiento de los lodos. Las unidades de sedimentación usualmente se diseñan para recibir una carga hidráulica máxima de 800 ó 1000 gpd/ft² (0.3537 ó 0.4421 lt/seg-m²) respectivamente, según sean sedimentadores de baja o de alta carga. El procedimiento de cálculo es como sigue:

Ejemplo:

A. Datos requeridos.

1. Gasto máximo del influente (presentado en las horas pico) = 600 000 gpd
2. Gasto de recirculación = 300 000 gpd
3. Diámetro de la unidad de sedimentación = 40 ft

B. Determine el gasto máximo que recibirá el sedimentador.

$$\begin{aligned}\text{Gasto máximo} &= \text{Gasto máximo del influente} + \text{Gasto de recirculación} \\ &= 600\,000 + 300\,000 = 900\,000 \text{ gpd}\end{aligned}$$

C. Determine la superficie del sedimentador.

$$\begin{aligned}\text{Area del sedimentador} &= \frac{\pi \times \text{Diámetro}^2}{4} \\ &= \frac{\pi \times 40^2}{4} = \frac{3.1416 \times 40 \times 40}{4} \\ &= 1256 \text{ ft}^2\end{aligned}$$

D. Determine la carga hidráulica sobre el sedimentador

$$\begin{aligned}\text{Carga hidráulica} &= \frac{\text{Gasto máximo}}{\text{Area del sedimentador}} \\ &= \frac{900\,000}{1256} \\ &= 717 \text{ gpd/ft}^2\end{aligned}$$

3.5. PARO DE UN FILTRO.

En algunas ocasiones el operador encargado de una planta de tratamiento a base de filtros percoladores, se ve en la necesidad de parar el proceso, ya sea para corregir algún desperfecto o bien para darle servicio a alguna parte del equipo.

Es recomendable que antes de parar el proceso de tratamiento se planeen las actividades a realizar para evitar pérdidas de tiempo. Una forma de realizar esto -- consiste en analizar las siguientes cuestiones:

- A. ¿Cuál es la variación del gasto de entrada? ¿Es posible reparar la falla o -- darle el mantenimiento a la unidad cuando se recibe el menor caudal o cuando -- el personal cuenta con el tiempo necesario dentro del horario de trabajo?
- B. ¿Qué efecto causa el poner fuera de servicio una unidad con respecto al funcionamiento total de la planta?. El hecho de poner la unidad fuera de servicio -- ¿qué sobrecarga hidráulica afecta a otros procesos, como pudieran ser sedimentadores o cloradores?.

- C. Si el filtro va a ser puesto fuera de servicio por mantenimiento es indispensable contar en el momento con todas las herramientas, refacciones y lubricantes para hacer la reparación.
- D. ¿Existe otra actividad a realizar en la planta que pueda desempeñarse mientras que el filtro está fuera de operación?. Por ejemplo: ¿Es factible reparar -- las bombas de recirculación simultáneamente al distribuidor del filtro?

Para poner fuera de servicio un filtro, considere la secuencia de los siguientes pasos y de ser posible aplicarlos a su planta de tratamiento.

- A. Inspeccione la planta para estar seguro que no existen anomalías que interfieran en otras operaciones o procesos unitarios.
- B. Si el filtro va a ser puesto fuera de servicio; disminuya el gasto de recirculación, bajando paulatinamente la velocidad de las bombas. De igual forma, al arrancar el sistema, la velocidad de las bombas debe de aumentarse gradualmente para cuidar las transmisiones y partes móviles.
- C. Abra las puertas de los brazos del distribuidor para desalojar toda su agua. - Esta operación debe hacerse con cuidado ya que el distribuidor se esta moviendo. No haga palanca hacia el medio filtrante, pues esto daña el sistema y para el movimiento.
- D. Pare la entrada de agua cruda y las bombas de recirculación, cuidando de cerrar las válvulas de descarga de las bombas. El distribuidor del filtro parará debido a que no existe agua para alimentarlo.

Nunca trate de parar la rotación del distribuidor con las manos.

- E. Revise que las estructuras ligadas al filtro tales como sedimentador primario, sedimentador secundario y cárcamo de alimentación permanezcan con sus tirantes normales de agua.
- F. Una vez que el distribuidor ha parado proceda a hacer la reparación necesaria.

Si el filtro va a estar fuera de servicio durante varios días los siguientes pasos deben de tomarse:

- A. Cierre el bajo dren del filtro para prevenir que entre el agua de otras unidades.
- B. Drene o bombee el agua que quede en el canal colector en la galería del bajo dren, para evitar malos olores e insectos.
- C. Desague los brazos del distribuidor, los canales de recolección y ductos de -- ventilación.
- D. Quite cualquier escombros que se encuentre en el canal de recolección e inspeccione los bajos drenes, retirando cualquier basura que pueda taparlos.
- E. Revise el nivel de aceite en el distribuidor y relenese.
- F. Inspeccione todos los empaques.
- G. Si el crecimiento de la zooglea es excesivo, trate de remover el sobrante, - -

pues este puede causar taponamientos cuando el filtro vuelva a ser puesto en marcha. El desprendimiento de la zooglease realiza mediante un rastrillo, y fluirá el material sobrante abundantemente cuando la unidad vuelva a trabajar.

El realizar todas las operaciones anteriores pueden llevar algo de tiempo, pero es imprescindible realizarlas cuando un filtro queda fuera de servicio, previendo errores innecesarios y complicaciones al poner la unidad en servicio.

3.6. MUESTREO Y ANALISIS.

Un buen procedimiento de muestreo es la clave para realizar los análisis de laboratorio. Una muestra debe tomarse de tal manera que muestre las condiciones representativas que imperan en ese momento.

Dos tipos de muestras pueden ser recolectadas dependiendo del propósito a que se designen: el muestreo simple consiste en tomar una porción de agua en un determinado momento. El muestreo compuesto consiste en tomar muestras a diferentes intervalos de tiempo y posteriormente combinarlas en volumen proporcionalmente al gasto observado en el momento del muestreo. Esta muestra compuesta representa las condiciones medias de calidad del agua durante el período de muestreo.

3.6.1. Muestreo simple.- El muestreo simple representa las características instantáneas del agua residual. De ser posible este muestreo debe de realizarse cuando se presentan las condiciones máximas de gasto (gasto pico). La toma de muestras debe de hacerse en diferentes puntos, localizados estratégicamente a lo largo del proceso, de tal manera que sigan la secuencia del recorrido del agua. Los tiempos de toma de muestras deberán de ser tales, que tomen en cuenta el tiempo de retención del agua en cada instalación. La idea, a grandes rasgos, consiste en seguir las modificaciones de calidad que sufre una partícula de agua a lo largo de su recorrido en la planta.

3.6.2. Muestreo compuesto.- El muestreo compuesto generalmente representa las características del agua residual durante un período de tiempo (lo ideal es que este período de tiempo sea de un día). El procedimiento consiste en tomar muestras simples, por ejemplo cada hora durante las veinticuatro horas del día y posteriormente formar una muestra compuesta. El día de muestreo puede tomarse al azar o bien prefiarse según los días de la semana para un determinado mes. En el caso de que la planta de tratamiento reciba aguas industriales es conveniente realizar estos muestreos durante los meses de mayor producción de las industrias a las cuales se les da servicio.

Cabe hacer notar que las muestras simples deben de ser debidamente refrigeradas y preservadas para que la muestra compuesta sea representativa. Un volumen aproximadamente de 3 lt de muestra compuesta es suficiente para realizar los análisis de laboratorio. En la Tabla 3.5.1 muestra una lista de preservación de muestras de acuerdo a los parámetros por determinar.

El procedimiento de cálculo para determinar la cantidad de muestra a tomar de cada muestreo simple y formar posteriormente la muestra compuesta; se muestra a continuación:

Ejemplo:

A. Datos requeridos

A.1. Gasto al momento del muestreo = 1.5 mgd

A.2. Volumen de muestra compuesta requerida = 3 lt = 3000 ml

A.3. Número de muestras simples que formarán la muestra compuesta = 8 (por ej.)

A.4. Promedio de gasto diario = 0.9 mgd

B. Determine la cantidad de muestra simple a tomar para formar la muestra compuesta.

$$\begin{aligned} \text{Cantidad de muestra simple (ml)} &= \frac{\text{Gasto al momento del muestreo (mgd)} \times \text{volumen de muestra compuesta (ml)}}{\text{No. de muestras simples} \times \text{promedio de gasto diario (mgd)}} \dots\dots(21) \\ &= \frac{1.5 \text{ mgd} \times 3000 \text{ ml}}{8 \times 0.9 \text{ mgd}} = 625 \text{ ml} \end{aligned}$$

Tabla 3.5.1. Tiempo de almacenamiento, preservación y volumen de muestras para análisis de laboratorio

Parámetro	Tiempo máximo de almacenamiento	Tipo de* envase	Preservativo	Volumen requerido (ml)
Temperatura del agua	---	---	Determinar en el sitio	---
Temperatura del ambiente	---	---		---
Gasto	---	---		---
Oxígeno disuelto	---	V especial	Determinar en el sitio o "fijar" en el sitio y refrigerar a 4°C	300
DBO, Turbiedad	6 hrs	P.V.	Refrigeración a 4°C	4000
Sólidos, sedimentables, pH, fósforo, turbiedad, cloro residual	24 hrs			
Sólidos suspendidos	7 días			
Nitrógeno amoniacal, nitritos, nitratos	24 horas	P.V.	H ₂ SO ₄ a pH = 2 refrigeración a 4°C - 2 ml/l	1000
DQO	7 días			
NMP	6 hrs	V-esterilizado	Refrigeración a 4°C	125

* V Vidrio

P Plástico, polipropileno o polietileno

FUENTE: Instructivo para la toma y transporte de aguas para análisis físico-químicos y bacteriológicos-SRH- México, 1976.

3.6.3. Parámetros a determinar.- Los parámetros usualmente indicados para controlar una planta de filtros percoladores son los siguientes: DBO (o DQO), sólidos sedimentables, sólidos suspendidos, temperatura, pH y oxígeno disuelto. Es recomendable realizar esporádicamente: nitritos, nitrógeno amoniacal y fósforo pa-

ra llevar un mejor control del proceso; pudiendo completarse, de ser posible con: cloro residual, turbiedad y número más probable de bacterias, según sea el uso a que se destine el agua tratada.

Desde un punto de vista práctico, la DBO es un parámetro ideal para estimar la -- eficiencia de un tratamiento biológico. Esta eficiencia se determina mediante la siguiente fórmula:

$$\text{eficiencia de remoción (\%)} = \frac{(\text{DBO del influente} - \text{DBO del efluente})}{\text{DBO del influente}} \times 100 \dots\dots(22)$$

Cuando un filtro percolador comienza a trabajar. La DBO del efluente es muy cambiante; el normalizarla involucra tiempo, debido a la aclimatación de los microorganismos con el agua residual.

Una vez estandarizada la DBO del efluente, los cambios bruscos pueden deberse a -- descargas industriales o sobre cargas orgánicas del sistema; mientras que los factores climáticos, así como los defectos de ventilación, se manifiestan en un aumento paulatino de DBO en el efluente, bajando la eficiencia del sistema de tratamiento.

Cabe hacer notar que, para propósitos inmediatos de control, es más recomendable -- utilizar como parámetro la Demanda Química de Oxígeno (DQO); la cual se define como la cantidad de oxígeno disuelto necesaria para estabilizar la materia orgánica mediante una oxidación química.

Esto se debe a que la DBO necesita forzosamente de un período de incubación de 5-días a una temperatura de 20°C para que los microorganismos consuman cerca del 70 al 80% del oxígeno disuelto necesario para estabilizar el desecho; mientras que -- la DQO representa una oxidación química que se realiza en unas horas.

Si en el agua por analizar existen sustancias no biodegradables pero si susceptibles de ser oxidadas químicamente los valores de DQO serán mayores que los de DBO.

Al aplicar como parámetro de control la DQO; la fórmula (22) se transforma en:

$$\text{Eficiencia de remoción (\%)} = \frac{(\text{DQO del influente} - \text{DQO del efluente})}{\text{DQO del influente}} \times 100 \dots\dots(23)$$

La expresión (23) permite calcular la eficiencia del tratamiento con base en DQO.

La determinación de los sólidos sedimentables es de primordial importancia ya que nos permite calcular la cantidad de lodos esperados en los sedimentadores. Adicionalmente se emplea para estimar el volumen de sólidos removidos en la sedimentación.

Por su parte la cuantificación de los sólidos suspendidos es sumamente valiosa -- pues nos indica la cantidad de materia en suspensión que puede ser removida por -- filtración o coagulación química. Las causas por las que un efluente puede presentar una gran cantidad de sólidos suspendidos son: A) formación de lodos en el medio filtrante, B) altas cargas hidráulicas o cortos circuitos a través del sedimentador secundario, o C) sobrecargas orgánicas o choques causados por aguas residuales tóxicas.

A) La formación de lodos en el medio filtrante puede ser causada por cambios esta

cionales aunados a cargas orgánicas altas sobre los filtros. Una medida correctiva consiste en parar el filtro, retirar el lodo de la capa superior del medio filtrante, mediante un rastrillo, y posteriormente remover el lodo inundando y descargando el filtro preferentemente con agua clara.

- B) Las altas cargas hidráulicas ocasionan la mayor cantidad de sólidos suspendidos. Una medida correctiva, inclusive, si el problema consiste en la formación de cortos circuitos del sedimentador secundario, estriba en reducir el gasto de operación.
- C) Si el problema consiste en sobre cargas orgánicas o choques causados por sustancias tóxicas. La medida correctiva consiste en aumentar el gasto de circulación con la finalidad de diluir hasta donde sea posible el agua cruda recibida, habiendo descargado los lodos del sedimentador secundario, previamente.

La medición de la temperatura puede ser útil para identificar flujos infiltrados y descargas industriales ilegales, asimismo, este parámetro es uno de los factores más importantes, ya que afectan el crecimiento bacteriano. Generalmente la tasa de crecimiento se duplica por cada 10°C de incremento de temperatura, según la temperatura óptima del microorganismo.

Otro parámetro importante que se utiliza para controlar una planta de filtros percoladores es el pH. Por lo general, el valor del pH en el influente de un filtro percolador es muy variable, mientras que su efluente presenta valores cercanos a la neutralidad. Los cambios bruscos de pH usualmente se deben a descargas industriales y afectan gravemente la vida de los microorganismos que forman la zooglea.

Por su parte, el oxígeno disuelto juega un papel importante en los cambios biológicos que se llevan a cabo en la depuración del agua. En plantas con bajos influentes y grandes tiempos de retención en sedimentadores la cantidad de oxígeno disuelto es muy baja e incluso puede llegar a ser nula; este hecho ocasiona que proliferen las bacterias anaerobias y que el agua residual entre en condiciones sépticas desprendiendo malos olores.

La determinación de los compuestos nitrogenados, tales como nitritos, nitratos, y nitrógeno amoniacal proporcionan elementos importantes en relación al control del proceso.

La cuantificación de nitritos se utiliza para conocer que también se está llevando a cabo la nitrificación del desecho en el proceso de tratamiento. Una alta concentración de nitritos indica una nitrificación incompleta que puede ocasionar problemas tales como una alta demanda de oxígeno o bien alta demanda de cloro en el efluente.

Los nitratos rara vez se encuentran en el agua cruda a tratar o a la salida del sedimentador primario, mientras que en el efluente del sedimentador secundario es posible encontrar concentraciones de hasta 50 mg/l, esto dependiendo del contenido de nitrógeno total del agua cruda que se procesa.

El nitrógeno amoniacal está asociado con la demanda de oxígeno requerida para oxidar el amoníaco durante el tratamiento secundario. La determinación de este parámetro evalúa el grado de nitrificación, el cual está ligado con la demanda de cloro del efluente.

El fósforo es uno de los nutrientes esenciales para el crecimiento de los microorganismos durante el tratamiento secundario, su deficiencia limita el crecimiento-

biológico y obviamente disminuye la eficiencia del proceso en lo referente a la remoción de DBO. El agua residual doméstica contiene aproximadamente 10 mg/l de fósforo, de los cuales del 20 al 30% pueden ser removidos durante el crecimiento biológico de los microorganismos. Un porcentaje mayor de remoción puede ser obtenido a través de diferentes procedimientos tales como adición de iones metálicos, ajuste del pH por adición de cal, etc.

Finalmente, y de ser posible, se recomienda que, además de evaluar los parámetros antes mencionados, se cuantifique cloro residual, turbiedad y número más probable, esto de acuerdo al uso que se destine el efluente final del proceso.

3.7. MEDICION DE FLUJO.

La medición de los flujos que se están manejando dentro de la planta de tratamiento es esencial para controlar el proceso. Si se desconocen los flujos es imposible calcular tanto las cargas hidráulicas como orgánicas, tiempos de retención, gastos de recirculación y cantidades de agua tratada.

La medición de caudales es la base para calcular las necesidades de reactivos, predecir las futuras expansiones de la planta, o sus modificaciones, y evaluar las capacidades del sistema para recibir nuevas descargas. En la Fig. 3.7.1 se indican los puntos claves donde se deben colocar medidores para controlar el sistema de tratamiento en una planta típica de filtros percoladores.

En muchas plantas pequeñas únicamente se colocan medidores de gasto en el influente y ocasionalmente en el efluente. En estos casos, el operador de la planta debe de ingeniárselas para determinar los caudales que en un momento dado reciben las unidades de tratamiento. Por ejemplo, el flujo de bombeo puede ser estimado según la capacidad de la bomba.

Si se desconoce la capacidad de la bomba, se puede calcular el gasto bombeado midiendo el volumen de líquido que le llega a una estructura en un determinado periodo de tiempo, teniendo sus válvulas de salida completamente cerradas. La expresión que se aplica para calcular el gasto que alimenta la unidad es la siguiente:

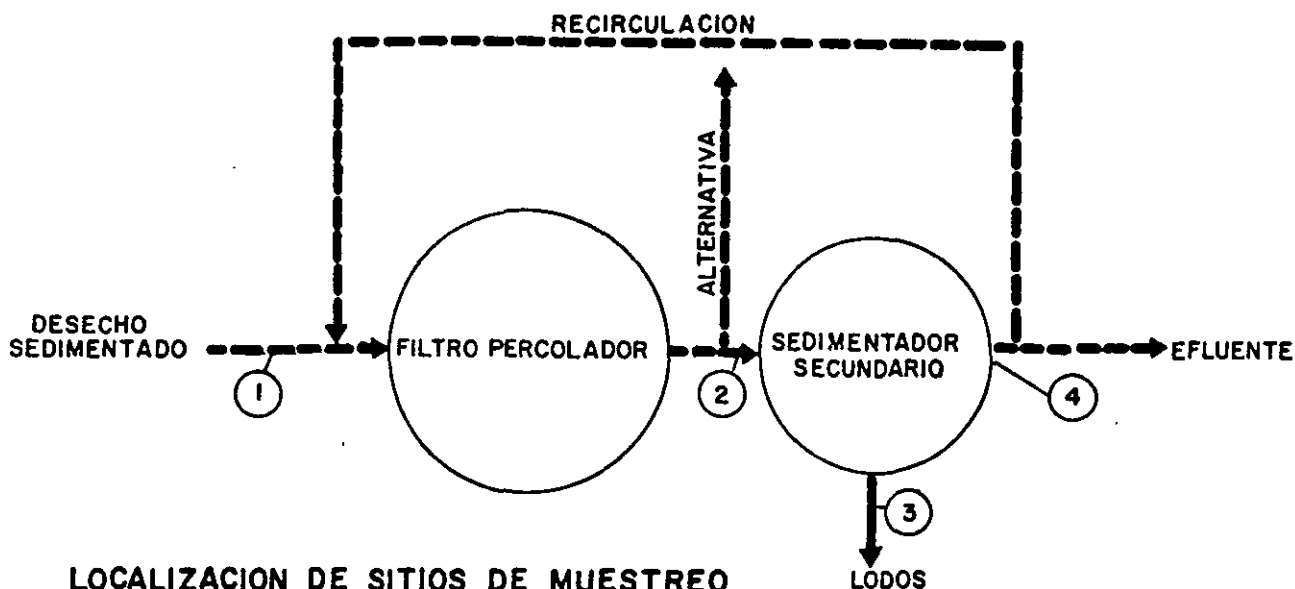
$$\text{Gasto} = \frac{\text{Area de la unidad} \times \text{tirante de agua}}{\text{Tiempo}} \dots\dots\dots(25)$$

Si el área de la unidad se mide en m², el tirante de agua en metros y el tiempo en segundos, el gasto de alimentación estará en m³/seg, y basta multiplicarlo por 1000 para obtener lt/seg.

Usualmente las plantas de tratamiento cuentan con medidores automáticos de gasto. Estos instrumentos deben de tener un mantenimiento adecuado según las indicaciones de los fabricantes y deben de calibrarse regularmente para asegurar la veracidad de las mediciones.

3.8. PROGRAMA DE MUESTREO.

La frecuencia con que debe de muestrearse y la determinación de los lugares de muestreo varía de acuerdo con la complejidad del sistema de filtros rociadores que la planta utilice, con la capacidad de laboratorio que se tenga y el cuidado que se deba de dar al efluente para su uso posterior. Un programa típico de muestreo y análisis para una planta de filtros percoladores aparece en la Fig. 3.7.1.



LOCALIZACION DE SITIOS DE MUESTREO PARA UN PROCESO TIPICO DE FILTROS

DESCRIPCION	LODO SEDI-MENTADO EN EL EFLUENTE PRIMARIO	EFLUENTE DEL FILTRO	LODOS	EFLUENTE DEL SEDIMENTADOR SECUNDARIO	1 A 200 Ips.	MAS DE 200 Ips.	TIPO DE MUESTRA	METODO DE ANALISIS	APLICACION DEL ANALISIS
GASTO	MC	—	—	MC	—	—	—	—	P
DBO	⊗	⊗	⊗	⊗	1/W	2/W	C	MA	P
DQO	⊗	⊗	⊗	⊗	1/W	2/W	C	MA	P
SOLIDOS SUSPENDIDOS TOTALES	⊗	⊗	⊗	⊗	1/W	2/W	C	MA	P
SOLIDOS SUSPENDIDOS VOLATILES	⊗	⊗	⊗	⊗	1/W	2/W	C	MA	P
SOLIDOS SEDIMENTABLES	⊗	⊗	⊗	⊗	D	D	C	MA	P
N. AMONICAL ●	⊗	⊗	⊗	⊗	2/W	1/W	C	MA	P
NITRITOS ●	⊗	⊗	⊗	⊗	2/W	1/W	C	MA	P
NITRATOS ●	⊗	⊗	⊗	⊗	2/W	1/W	C	MA	P
FOSFORO	⊗	⊗	⊗	⊗	2/W	1/W	C	MA	P
OD	⊗	⊗	⊗	⊗	1/W	2/W	G	MA	P
ph	⊗	⊗	⊗	⊗	D	D	G	MA	I
TEMPERATURA	⊗	⊗	⊗	⊗	D	D	G	MA	I
SOLIDOS TOTALES Y VOLATILES	⊗	⊗	⊗	⊗	1/W	2/W	C	MA	P
LOCALIZACION DEL MUESTREO	(1)	(2)	(3)	(4)					

● NO APLICABLE A FILTROS SOLOS DE ALTA CARGA Y FILTROS ASPEROS

SIMBOLOGIA			
□	MUESTRA SIMPLE	I	INSPECCION
⊗	ANALISIS ANALITICOS	W	SEMANAL
②	PUNTO DE MUESTREO	M	MENSUAL
C	MUESTRA COMPUESTA	MA	MEDICION ANALITICA
D	DIARIO	MC	MEDICION CONTINUA
G	MUESTRA SIMPLE		
P	CONTROL DEL PROCESO		

Fig.3.7.1.- PROGRAMA DE MUESTREO Y ANALISIS PARA UN PROCESO DE FILTROS PERCOLADORES

3.9. SEGURIDAD. 130

Se entiende por seguridad industrial en una planta de tratamiento; "el conjunto - de conocimientos técnicos y su aplicación para la reducción, control y elimina- - ción de accidentes, por medio de sus causas; estableciendo reglas tendientes a -- evitarlos".

Al respecto se puede decir en general que: Los accidentes no son previsibles, pe- ro si prevenibles; y el hecho que ocurra uno produce consecuencias tanto económi- cas, como psicológicas y sociales.

3.9.1. Prevención de accidentes.- Los accidentes pueden ser prevenidos usando - el buen sentido común, aplicando unas pocas reglas básicas y adquiriendo un buen- conocimiento de los riesgos de su planta.

El operador de una planta de tratamiento de aguas tiene la responsabilidad de ope- rar su planta con eficiencia lo que involucra el evitar, hasta donde sea posible, los accidentes que pudieran presentarse; protegiéndose tanto a sí mismo como a su personal y visitantes. Una forma de lograr esto consiste en establecer normas de seguridad y vigilar que estas se lleven a cabo.

Las normas de seguridad varían según la planta de tratamiento de que se trate; de- pendiendo de la disposición de los procesos de tratamiento, equipo, herramientas- y reactivos empleados; sin embargo, existen reglas generales a seguir las cuales - deben de ser observadas cuidadosamente y de ellas emanar un programa de seguridad para una planta en particular.

Estas reglas son las siguientes:

- A) Defina los riesgos en su Planta de Tratamiento.
Analice las actividades tanto de rutina, como de mantenimiento y reparación pa- ra los diferentes equipos. Aprenda a reconocer acciones potencialmente peli- - grosas.
- B) Cuando usted identifique un riesgo tome una acción inmediata para corregirlo o eliminarlo.
- C) Si no es posible eliminar el riesgo, realice actividades que eviten accidentes y daños en propiedades ajenas.
Esto se logra poniendo letreros grandes con letras visibles de color contras- - tante y alguna figura que llame la atención y sea alusiva o la indicación del- letrero.
- D) Instruya a sus trabajadores.

Los trabajadores de Planta de tratamiento deben aprender a comportarse y efectuar su trabajo de un modo seguro.

Haga concientes a sus trabajadores de los riesgos que corren; obliguelos a usar - la ropa adecuada para cada labor; por ejemplo: botas de hule con suela antiderra- pante para hacer la limpieza de tanques; guantes de cuero y bata gruesa para mane- jar los reactivos etc. Enseñe a su personal normas de higiene para evitar infec- ciones y enfermedades.

Al respecto los siguientes puntos que se mencionan deben de tenerse muy en cuenta para conservarse sano:

- A) Nunca se lleve a la boca ningún bocadillo o cualquier cosa, sin antes lavarse las manos con agua limpia y suficiente jabón.
- B) Absténgase de fumar mientras trabaja en pozos de visita, estaciones de bombeo o alguna otra unidad de tratamiento donde sus manos puedan ser contaminadas.
- C) No lleve sus botas y ropa de trabajo a su casa. Solicite que el propietario de la planta de tratamiento le proporcione servicio de lavandería.
- D) Mantenga limpio su equipo personal, tal como cinturones de seguridad, mascarillas, guantes, etc. Lo anterior permite que en una emergencia cualquier trabajador pueda utilizarlo con confianza.
- E) Mantenga sus uñas limpias y bien cortadas. Las uñas son un excelente transporte de gérmenes.
- F) Atiéndase cualquier herida o raspadura rápidamente. Cuando se trabaja con aguas residuales una herida insignificante es potencialmente peligrosa. Cualquier pequeña herida debe de limpiarse y aplicar inmediatamente una solución al 2% de tintura de yodo.
- G) Acuda al doctor para que le atienda heridas más graves.
- H) Aplíquese las vacunas de tifoidea, paratifoidea y tetanos. Debe de llevarse un registro de vacunación de todos los empleados.
- I) Cuando trabaje en el laboratorio, use perillas de succión para las pipetas en lugar de aspirar soluciones o agua residual con la boca. No use los vasos del laboratorio para tomar agua o preparar café. Nunca prepare o caliente comida en el laboratorio.
- J) Proporcione entrenamiento en primeros auxilios a todo el personal.
 - J.1. Tenga un botiquín perfectamente equipado.
 - J.2. Tenga los teléfonos de emergencia a la mano.

3.9.2. Riesgos en una planta de filtros percoladores.- En una planta de tratamiento a base de filtros percoladores deben de tomarse una serie de precauciones- muy propias de este proceso entre las que podemos señalar las siguientes:

- A) Cuando sea necesario inspeccionar o darle servicio al mecanismo del distribuidor, pare el flujo de entrada de agua residual.
- B) Coloque una tarjeta de seguridad indicando que no se opere la unidad mientras este fuera de servicio. Un ejemplo de diseño de este tipo de tarjetas aparece en la Fig. 3.9.1.
- C) Pare la rotación del distribuidor y asegure los brazos amarrándolos con una cuerda a un lugar firme.
- D) Nunca se pare o camine sobre el medio filtrante mientras el distribuidor esté en movimiento. Aunque los brazos del distribuidor giran lentamente, la fuerza que los mueve es poderosa.
- E) Extreme las precauciones cuando tenga que caminar sobre el medio filtrante, puesto que la zooglea que se encuentra en el medio es sumamente resbalosa.

PELIGRO

HOMBRE TRABAJANDO

NO OPERE ESTE
EQUIPO MIENTRAS
ESTA TARJETA ESTE
COLOCADA

UNICA PERSONA AUTORIZADA
PARA REMOVER ESTA TARJETA SR. _____

FIRMA _____

Fig.3.9.1.- TARJETA DE SEGURIDAD

- F) Cuando inspeccione los bajos drenes recuerde que hay espacios confinados. Revise que los canales y conductos estén adecuadamente ventilados; los sólidos pueden encontrarse en condiciones sépticas y producir gases, que aunque normalmente no son un problema, hay que tomar precauciones.
- G) Si es necesario revisar el mecanismo de rotación del distribuidor ponga una base firme para circular sobre el medio filtrante, dicha base firme puede ser un entarimado a base de tablonés.
- H) En algunas ocasiones será necesario sacar el mecanismo del distribuidor para repararlo en el taller; en estos casos asegúrese que los gatos y malacates empleados, para retirarlo y colocarlo nuevamente, estén bien asentados.

3.10. MANTENIMIENTO DE FILTROS PERCOLADORES.

Un programa bien claro y definido sobre mantenimiento preventivo es una parte esencial de las operaciones de la planta. Un mantenimiento preventivo asegurará y - - alargará la vida del equipo; y además, operará mejor que aquel que tiene poco mantenimiento. Esta sección debe ser únicamente una guía en la realización de un programa de mantenimiento de alguna planta de filtros percoladores. En esta sección se incluye el equipo más importante de una planta de filtros percoladores.

Obra de toma.- El mantenimiento en la obra de toma normalmente incluye las rejillas de barras (manual o mecánicamente limpiables), canal de desarenación y la estación de bombeo.

- A) Rejilla de barras.- Una rejilla de barras de limpieza manual requiere de atención frecuente. A medida que la basura se acumula en las barras, bloquea el canal y causa que el flujo de agua residual se regrese por la línea de drenaje -- permitiendo que una mayor cantidad de materia orgánica sedimente y se descomponga produciendo condiciones sépticas en la línea de drenaje. Estas condiciones producen ácido sulfhídrico el cual huele a huevos podridos, causa corrosión al concreto, metal y pintura; y también, en algunas ocasiones, produce una atmósfera tóxica y explosiva por acumulación de metano. Lo anterior se debe a una ventilación escasa.

Con base en lo anterior, hay que mantener limpias las rejillas de barras para lo cual se recomiendan limpiezas a cada dos horas. Además, debido a que estas rejillas están en una atmósfera húmeda, hay que protegerlas de la corrosión pintándolas cada 6 meses con una pintura epóxica. Generalmente, las plantas de tratamiento poseen un canal con dos rejillas de barras para que mientras una está sujeta a mantenimiento, la otra está en operación.

Las plantas actuales utilizan normalmente una rejilla de barras con limpieza automática, la cual requiere un mínimo de atención, pero esto no significa que no requiera mantenimiento; éste consiste en lo siguiente:

- Checar que el rastrillo viaje libremente en todo el ciclo de limpieza.
- Lubricar todas las partes móviles, tales como: baleros, cadena, etc. periódicamente, de acuerdo al fabricante.
- Pintar cada 6 meses toda la unidad o cuando sea requerido.

- B) Canales desarenadores.- El mantenimiento de canales de desarenación consiste en mantener la unidad limpia y libre de corrosión; además, revisar si existen grietas en las paredes del canal. Para evitar la corrosión utilice una pintura epóxica en las paredes, una vez por año. En canales donde la remoción de arena se efectúa mediante colectores de gusanos o cadenas, hay que revisar su -

desgaste cada 6 meses, y los baleros y pernos de anclaje cuando menos una vez - al año. Lubrique todas las partes móviles de acuerdo al manual del fabricante.

- C) Estaciones de bombeo.- Los cárcamos de bombeo deben ser inspeccionados cuando menos cada año. Todas las partes de metal y concreto que estén en contacto con el agua residual deben tener una capa de pintura anticorrosiva, la cual debe -- aplicarse cuando sea necesario, al igual que todas las estructuras en la estación de bombeo. Cuando realice alguna reparación al equipo de bombeo, póngales sus guardacoples y limpie perfectamente el área o revise que no haya lloraderos en el cárcamo seco y cerciórese que las bombas de achique funcionan al nivel -- que se requiere que operen.
- D) Motores.- Los motores deben ser lubricados después de 2000 horas de operación o en el período marcado por el fabricante. El motor tiene que ser detenido - - cuando empiece a eliminar la grasa. Remueva el tapón del orificio de alimentación de grasa y taponos de los drenes. Destape el dren de cualquier grasa dura, agregue grasa nueva a través del orificio de alimentación hasta que empiece a - salir por el orificio del dren. Arranque el motor y permita que opere por 15 - min para eliminar el exceso de grasa. Pare el motor e instale los taponos de - los orificios de llenado y dren. Después de cinco años de operación, el embobinado del motor puede tender a deteriorarse debido a la humedad y al calor. Mán delo revisar y reparar a un taller de servicio autorizado.
- E) Bombas.- Las bombas deben ser lubricadas estrictamente bajo las recomendaciones del fabricante, no utilice lubricantes baratos de baja calidad. Revise el alineamiento de la flecha de la bomba con la flecha del motor (hágalo según las indicaciones del fabricante), esto alargará la vida de los baleros del motor y de la bomba. Los baleros deben ser lubricados cada 500 horas de operación, dependiendo de las condiciones del servicio.

NOTA: Se hace más daño a los baleros cuando se sobrelubrican que cuando les falta un poco.

Asegúrese que no deje grasa ni aceite en el piso.

- F) Sedimentadores.- Los siguientes puntos ayudarán al operador a mantener una operación apropiada de sus sedimentadores:
- F.1. Haga un archivo de todo el mantenimiento de su sedimentador para referencias futuras. El archivo debe tener las tarjetas de reparación con la fecha y la descripción del trabajo realizado y las fechas de lubricación. Este archivo también debe tener la dirección y teléfono del fabricante de -- equipo.
- F.2. Siempre lubrique el equipo en los intervalos recomendados por el fabricante, usando los lubricantes indicados. Cerciórese de no lubricar un exceso.
- F.3. Limpie todo el equipo y estructuras regularmente. Remueva el material flotante y espuma. Limpie el desnatador y caja de natas para prevenir olores.
- F.4. Inspeccione y corrija cualquier ruido, fugas, manómetros, bandas y dispositivos de seguridad.
- F.5. Drene los sedimentadores cada año y revise que la columna y rastras estén protegidas contra corrosión, si hay indicio de partes oxidadas, cepillelas a blanco metálico y pintelas con una pintura epóxica. Revise que las rastras giren libremente. Revise que el tanque no tenga cuarteaduras.
- F.6. Mantenga los vertedores nivelados para prevenir cortocircuitos.

G) Distribuidor.- El mecanismo de rotación del distribuidor debe de lubricarse cada 2000 horas de trabajo como máximo o en el período marcado por el fabricante; al igual que cualquier motor del distribuidor debe de ser detenido cuando empiece a eliminar grasa y deben de seguirse los mismos procedimientos de arranque del mecanismo.

Los brazos del distribuidor deben de pintarse con pintura anticorrosiva dos veces al año y asegurar su buena nivelación y funcionamiento de las boquillas.

3.10.1. Mantenimiento preventivo.- Los programas de mantenimiento preventivo ayudan al personal a tener el equipo en condiciones satisfactorias de operación y ayudan a detectar y corregir pequeños detalles operativos antes que se conviertan en problemas mayores.

Una manera de hacer un programa de mantenimiento es mediante un pequeño pizarrón de mantenimiento, tal como se muestra en la Fig. 3.10.1. Este pizarrón tiene del lado izquierdo compartimientos de mica, donde se coloca una tarjeta con el equipo mayor y todo el equipo que éste contiene, viene en tarjetas debajo de la tarjeta de equipo mayor. A cada equipo le corresponde un renglón. Cada equipo de la planta de tratamiento se coloca del lado izquierdo en tarjetas.

El lado derecho del pizarrón es un calendario anual y viene presentado en meses, semanas y días, con el fin de programar mantenimiento diario, semanal, mensual, trimestral, semestral, anual o como marque el equipo. La manera de saber cuando hay que efectuar un mantenimiento, es marcado con alfileres con cabezas de color o algo similar (pueden ser imanes pintados, fichas, etc). Cada color debe representar cierto período de mantenimiento; por ejemplo: El color azul, puede ser mantenimiento mensual o trimestral, el rojo semanal, el negro anual y así sucesivamente. Se marca todo el pizarrón con estos colores y se van llevando tarjetas de registro para saber cuando se hizo el último mantenimiento o reparación.

Cuando en el pizarrón de mantenimiento hay un color para una fecha dada que indica que hay que dar mantenimiento a una bomba determinada de la estación de bombeo, entonces se toma la tarjeta y se lee en ella donde se encuentra el manual de instrucciones de servicio y en que volumen, libro o carpeta se encuentra.

El jefe de mantenimiento entonces dá instrucciones a su personal acerca del manual para que ellos sigan las instrucciones de servicio del manual del fabricante. El programa continua de esta manera.

En la actualidad, toda la información del equipo es introducido a computadoras y éstas diariamente nos indican cual equipo se le dará mantenimiento y a cual ya se le dió. La computadora nos dice que equipo y que es lo que se le requiere hacer de mantenimiento, tipo de aceite, cambio de piezas, etc.

A) Registros de mantenimiento.

Una falla que ocurre con frecuencia en los programas de mantenimiento es el olvido a registrar el trabajo o reparación después que se término con esta actividad. Cuando esto pasa el mecánico o el jefe de mantenimiento tiene que confiar en su memoria para saber cuando realizar otra actividad de mantenimiento preventivo a su equipo. Conforme pasa el tiempo, el programa de mantenimiento preventivo se olvida en el tumulto de actividades de reparaciones diarias y se pierde el control.

La única manera de mantener un record de un mantenimiento preventivo es llevando

"REGISTROS". Cualquiera que sea el sistema de registros usado, debe llevar al día todas las actividades efectuadas. En la Fig. 3.10.2. se presentan tarjetas de servicio a equipo. Son fáciles de llenar y requieren poco tiempo para mantenerlas al día.

La TARJETA DE SERVICIO A EQUIPO (o tarjeta maestra) se tiene que llenar para cada pieza de equipo en la planta. Cada tarjeta debe tener el nombre del equipo, tal como: bomba de lodo o clarificador primario no. 1, etc.

- a) Enumere cada servicio de mantenimiento requerido.
- b) Haga una lista de mantenimiento indicando la frecuencia, por ejemplo: si es un servicio diario use los números 1, 2 y 3; si es semanal 4 y 5; y si es mensual 6, 7 y 8; y así sucesivamente.
- c) Describa el tipo de servicio dependiendo del trabajo.

Asegúrese de incluir todas las inspecciones mecánicas así como el servicio. Únicamente como dato de referencia incluya el número de sección donde se encuentra el equipo. La tarjeta de información de servicio puede ser cambiada para satisfacer las necesidades de su planta o equipo particular tal como recomiende su fabricante de equipo, pero asegúrese que la información en la tarjeta sea completa y correcta.

LA TARJETA DE REGISTRO DE SERVICIO, debe tener la fecha y el trabajo realizado, listado por número y firmado por el técnico quien hizo el servicio. Algunos operadores prefieren mantener todas las tarjetas archivadas, mientras otros colocan las tarjetas cerca del equipo y otras hacen las dos cosas.

Cuando la tarjeta de servicio se encuentra llena, archívela para tenerla como futura referencia y reemplacela con una tarjeta nueva, pegada a la tarjeta maestra. LA TARJETA DE SERVICIO A EQUIPO nos dice que debe ser efectuado y cuando, y la TARJETA DE REGISTRO DE SERVICIO nos dice que se hizo y cuando se hizo.

3.10.2. Mantenimiento correctivo.- Este tipo de mantenimiento es muy común en las empresas y no se lleva programa alguno y es muy costoso. Consiste únicamente en olvidarse por completo del equipo una vez que fue reparado y lubricado; y repararlo nuevamente cuando éste deje de operar. En algunas ocasiones ya se quisiera un mantenimiento correctivo, ya que el mantenimiento que se lleva es de "EMERGENCIA", por ejemplo; cuando se tienen 3 bombas de aguas negras, de las cuales dos se usan para operación normal y una bomba está en turno o stand-by por si se descompone alguna. Cuando se descompone una, la bomba de stand-by entra en operación a suplir la descompuesta, mientras que es reparada; esto es mantenimiento correctivo; ahora, si la bomba descompuesta no se repara y se descompone otra bomba, entonces hay que reparar inmediatamente alguna de las dos descompuestas para poder trabajar a la capacidad de operación. Esto último es mantenimiento correctivo pero de emergencia.

Este tipo de mantenimiento es indeseable, ya que produce una vida corta del equipo, es costoso y produce muchos problemas operacionales.

3.10.3. Conservación de edificios, tanques, canales y jardines.- El mantenimiento de edificios es otro programa que debe ser llevado a cabo con regularidad. Los edificios en una planta de tratamiento son construidos normalmente de materiales resistentes, para durar muchos años. Los edificios deben mantenerse en buenas condiciones. Cuando vaya a pintar el edificio se recomienda llamar a un experto, en pintura y pedirle la pintura más adecuada para la conservación del edificio. El experto le dirá también que combinaciones le quedan bien y cuales son los colo

res más adecuados para tuberías y estructuras. De la debida importancia a la calidad de la pintura, una pintura cara pero buena, le dará una mejor protección y durante más tiempo.

Los tanques de la planta y canales, tales como clarificadores, desarenadores y --cárcamos de bombeo, deben ser drenados o vaciados para inspección cuando menos --na vez por año. Cerciórese que el nivel freático está lo suficientemente abajo de tal manera que los tanques no flotarán con el agua del subsuelo cuando lleve a cabo el vaciado de los tanques o que se produzcan grietas por la presión del subsuelo.

Los jardines mantenidos en buenas condiciones darán una apariencia grata a la --planta. Esto es muy importante cuando lleguen visitantes y le ayudará a mantener buenas relaciones con el público en general. Un arreglo a los jardines dá buena-apariencia. Generalmente una planta con muchos jardines y flores dará la aparien--cía de que la planta es limpia y está operando en las mejores condiciones; sin em--bargo una planta sucia, descuidada, mal pintada, dará muy mala imagen. El opera--dor debe tener muy en cuenta esto.

A) Conservación de edificio.- El programa de mantenimiento de edificios, depende de la edad, tipo y uso de un edificio. En edificios nuevos se requiere checar que todos los accesorios trabajen apropiadamente. Edificios viejos requieren-observaciones cuidadosas y una rápida atención por fugas, equipo descompuesto-(aire acondicionado, calefacción, etc), reposición de accesorios (lámparas, sa--nitarios, lavabos, etc). Se tiene que dar atención a muchas cosas en edifi--cios, tales como: sistema eléctrico, plomería, calefacción o refrigeración, --ventilación, pisos, ventanas, azoteas y drenaje y alcantarillas. Realice un --chequeo regular de estas y prevenga problemas futuros.

En cada edificio de la planta, verifique periódicamente escaleras, barandales--de seguridad, plataformas y asegúrese que hay un buen alumbrado, altura y buenos barandales de protección. Rechace cualquier alteración o desorden en los--edificios, tales como tubería tirada, insuficiente claro libre para pasar por--un camino determinado, alcantarilla destapada, etc. Las áreas de almacén de--ben estar organizadas y limpias.

Mantenga todos los edificios limpios y ordenados. Los sanitarios deben encon--trarse en perfectas condiciones de operación y muy limpios. Todas las he--rramientas de la planta y el equipo debe ser mantenido limpio y en un lugar --apropiado. Pisos, ventanas y paredes deben asearse regularmente para mantener una buena limpieza. Una planta de tratamiento que se mantiene limpia y ordena--da proporciona un agradable y seguro ambiente de trabajo.

B) Conservación de tanques y canales.- Programe inspecciones de tanques y cana--les durante períodos de bajo flujo. Cambie flujos para revisar tanques. To--das las superficies de metal que están en contacto con el agua residual y ex--puestas a gases del agua residual, deben estar debidamente protegidas con pin--tura especial. El recubrimiento debe realizarse cuando la inspección así lo --indique. En superficies donde se haya caído la pintura protectora (por ejem--plo en tuberías) hay que limpiar con chorro de arena (Sand blast) o con cepi--llo de alambre, antes de aplicar alguna pintura.

La pintura para proteger tanques o canales generalmente es del tipo asfáltica. Este mantenimiento debe ser periódico. En áreas no muy severas una pintura --plástica será suficiente. Vea al expero en pinturas.

CUIDADO: DRENADOS PERIODICOS, INSPECCIONES Y REPARACIONES DE TANQUES Y CANALES

SON FUNDAMENTALES. UNA FALLA PRODUCIRA UNA PERTURBACION FUERTE DE OPERACION. PROGRAME EL TIEMPO DE MANTENIMIENTO.

C) Conservación de jardines. Si los jardines no han sido arreglados, es responsabilidad del operador mandarlos arreglar. El arreglo consistirá en poner flores y plantar zacate y árboles; y evitar malezas, roedores e insectos. Coloque señales indicando el acceso y dirección a las unidades de tratamiento, dirección de flujo en tuberías. Los jardines deben estar cercados para mantener alejada a la gente de entrar sin permiso. Mantenga bien pintada la tubería, accesorios así como el equipo para evitar dar la impresión de un monton de chatarra. Adorne su jardín muy bien, esto le ayudará mucho a mantener buenas relaciones con los visitantes, gobierno federal y su jefe, además indicará que usted está llevando a cabo un buen trabajo.

BIBLIOGRAFIA

"Aerobic biological wastewater treatment facilities"- EPA-430/9-77-06-March, 1977. U.S.A.

"Operation of wastewater treatment plants" - Water Pollution Control Federation Manual of Practice No. 11, 1970. U.S.A.

"Abastecimiento de agua y alcantarillado" - Ernest W. Steel - Editorial Gustavo - Gili - Barcelona, 1972.

"Tratamiento y depuración de las aguas residuales" - Metcalf - Eddy - Editorial - Labor, S.A. - México, 1977.

"Tratamiento de aguas negras y desechos industriales" - George E. Barnes - Manual - Uthea No. 337 - México, 1967.

"Instructivo para la toma y transporte de muestras de aguas para análisis físico - químicos y bacteriológicos" - SRH - México, 1976.

"Análisis de aguas y aguas de desecho" - SRH - México, 1974.

CURSOS CORRESPONDIENTES AL PROGRAMA DE CAPACITACION PARA OPERADORES DE PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

PRIMER NIVEL

- 1.- Introducción al control de la contaminación del agua.
- 2.- Teoría de los procesos físicos de tratamiento.
- 3.- Microbiología del agua y teoría del tratamiento biológico.
- 4.- Operación y mantenimiento de instalaciones para el pretratamiento de aguas residuales, tratamiento primario y lagunas de estabilización.

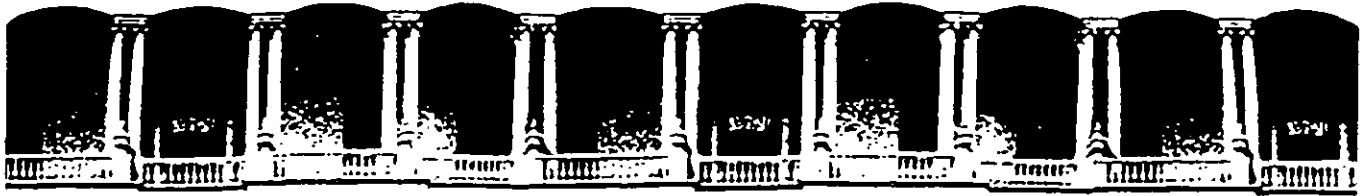
SEGUNDO NIVEL

- 1.- Elementos para la operación de plantas de tratamiento.
- 2.- Operación y mantenimiento de lagunas aireadas.
- 3.- Operación y mantenimiento de filtros percoladores.
- 4.- Operación y mantenimiento de discos biológicos.
- 5.- Operación y mantenimiento de sistemas de desinfección.
- 6.- Operación y mantenimiento de sistemas de lodos activados.
- 7.- Operación y mantenimiento de sistemas de tratamiento fisicoquímico.

LOS CURSOS CORRESPONDIENTES AL SEGUNDO NIVEL FUERON
ELABORADOS PARA LA SECRETARIA DE DESARROLLO URBANO
Y ECOLOGIA, POR :



PROYECTOS AMBIENTALES ESPECIALIZADOS, S.A.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO EN MANEJO INTEGRAL DE
AGUAS MUNICIPALES**

**MÓDULO IV
CA 086**

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

TEMA

**OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DE FILTROS
PERCOLADOS**

**EXPOSITOR: M. EN C. CONSTANTINO GUTIÉRREZ PALACIOS
PALACIO DE MINERÍA
JULIO DEL 2002**

3.9. SEGURIDAD

- 3.9.1. Prevención de accidentes
- 3.9.2. Riesgos en una planta de Filtros Percoladores

3.10. MANTENIMIENTO DE FILTROS PERCOLADORES

- 3.10.1. Mantenimiento preventivo
- 3.10.2. Mantenimiento correctivo
- 3.10.3. Conservación de edificios, tanques, canales y jardines

BIBLIOGRAFIA

FIGURAS Y TABLAS

FIGURAS

3.1.1.	Sección transversal de un filtro percolador típico	2
3.1.2.	Medio filtrante plástico	4
3.1.3.	Tipos de boquillas deflectoras	5
3.1.4.	Medio filtrante entarimado	7
3.2.1.	Sistemas de una y dos fases en sistemas de filtros percoladores	11
3.3.1.	Partes mecánicas de los brazos del distribuidor	15
3.4.1.	Tendencia típica de compartimento	31
3.4.2.	Filtros percoladores escalonados	32
3.4.3.	Arreglos típicos de recirculación de filtros percoladores	34
3.7.1.	Programa de muestreo y análisis para un proceso de filtros percoladores	46
3.9.1.	Tarjeta de seguridad	49
3.10.1	Pizarrón de mantenimiento	54
3.10.2.	Tarjeta de servicio a equipo	54

TABLAS

3.2.1.	Granulometría aconsejable de material filtrante para filtros -- percoladores	1
3.3.1.	Formación de moscas	19
3.3.2.	Ciöres	20
3.3.3.	Taponamientos	22
3.3.4.	Alta cantidad de sólidos suspendidos en el efluente	23
3.3.5.	Congelamientos	25
3.3.6.	Guía operacional	26
3.5.1.	Tiempo de almacenamiento, preservación y volumen de muestras para análisis de laboratorio	42

INDICE

Pág.

INTRODUCCION

3.1.	DESCRIPCION DEL PROCESO	1
3.1.1.	Medio filtrante	
3.1.2.	Sistema de distribución	
3.1.3.	Sistema de bajo dren	
3.1.4.	Proceso de depuración de aguas residuales	
3.1.5.	Aplicaciones de los filtros percoladores	
3.2.	CONSIDERACIONES DE DISEÑO	9
3.2.1.	Fórmula de Velcz	
3.2.2.	Fórmulas del NRC	
3.2.3.	Fórmula de Eckenfelder	
3.2.4.	Carga de los filtros	
3.2.5.	Recirculación de los filtros	
3.3.	CONDICIONES DE OPERACION	13
3.3.1.	Instalación de un filtro percolador	
3.3.2.	Puesta en marcha del filtro	
3.3.3.	Operación normal del filtro percolador	
3.3.4.	Actividades de operación	
3.3.5.	Problemas más comunes de operación	
3.3.6.	Guía operacional	
3.4.	EVALUACION DEL PROCESO	18
3.4.1.	Revisión del gasto de recirculación	
3.4.2.	Control del proceso	
3.5.	PARO DE UN FILTRO	39
3.6.	MUESTREO Y ANALISIS	41
3.6.1.	Muestreo simple	
3.6.2.	Muestreo compuesto	
3.6.3.	Parámetros a determinar	
3.7.	MEDICION DE FLUJO	47
3.8.	PROGRAMA DE MUESTREO	4.

INTRODUCCION

Los sistemas de tratamiento de aguas residuales son por esencia, la herramienta fundamental utilizada dentro de las acciones para controlar la contaminación del agua. A través de ellos se mejora la calidad de las aguas residuales propiciando la posibilidad de su reuso y, se protege la ecología de los cuerpos receptores y la salud pública.

Tal solución representa, por una parte, cuantiosas inversiones, y por otra, la necesidad de recursos humanos altamente calificados mediante los cuales se asegure la eficiente operación de los sistemas de tratamiento y se logre proteger las grandes inversiones que demandan.

El nivel 1 del Programa de Capacitación para Operadores de Plantas de Tratamiento se contempla precisamente, como la fase inicial del esfuerzo orientado a la formación de tales recursos humanos, el cual es continuado por el nivel 2 de este Programa.

Dicho nivel 1 está estructurado de tal manera que en él se proporciona la información necesaria para operar y mantener instalaciones y plantas de tratamiento sencillas como es el caso de: fosas sépticas, tanques Imhoff, pretratamiento, tratamiento primario y lagunas de estabilización.

En este nivel se vierten además los conceptos básicos que van desde la definición de contaminación y contaminante, hasta el estudio de la teoría de los procesos físicos, químicos y biológicos, mediante los cuales se pretende establecer sólidos fundamentos que permitan a los futuros operadores de plantas de tratamiento, comprender más fácilmente los procesos involucrados en sus plantas.

Respecto al nivel 2 del Programa de Capacitación para Operadores de Plantas de Tratamiento, éste está elaborado de tal forma que permite, una vez asimilados los conceptos del nivel 1, adentrarse en los detalles de operación y mantenimiento de los procesos de tratamiento más comunes, como son: lagunas aireadas, filtros biológicos, lodos activados, sistemas físico-químicos y sistemas de desinfección; además de que se contemplan los aspectos básicos necesarios para la operación y mantenimiento de las plantas de tratamiento como son: fundamentos de hidráulica, fundamentos de electricidad y fundamentos de química del agua.

Cada uno de los temas del Programa considera en su caso, la descripción de los procesos, así como: criterios de diseño; condiciones de operación; equipo sujeto a mantenimiento; programa de mantenimiento preventivo; mantenimiento correctivo; problemas de operación y acciones para resolverlos; seguridad en la planta de tratamiento y aspectos relativos al manejo, administración y supervisión de plantas de tratamiento de aguas residuales.

Con este Programa se contempla la capacitación formal de recursos humanos que pueden funcionar como operadores de plantas de tratamiento calificados, capaces de interpretar, decidir y actuar en forma autónoma.

3.1. DESCRIPCIÓN DEL PROCESO

Un filtro percolador o filtro rociador consiste en una estructura de material granular o material de soporte a través de la cual se hace pasar un efluente de aguas residuales previamente clarificadas, mediante un tratamiento primario. Fig. 3.1.1.

Los filtros percoladores, al igual que otros procesos de tratamiento secundario como los filtros de arena y los contenedores biológicos constan de tres partes básicas.

- 3.1.1. medio filtrante
- 3.1.2. sistema de distribución
- 3.1.3. sistema de bajo dren

3.1.1. Medio filtrante.- El medio filtrante en un filtro percolador puede estar formado por grava, escoria, carbón, pedacería de ladrillo, esferas de plástico o cualquier otra sustancia durable y resistente; sobre la cual se propicia la formación de una película gelatinosa (llamada zooglea) constituida por una población microbiana heterogénea cuya acción física y físico-química retiene la materia orgánica y se alimenta de ella.

El medio filtrante debe tener una relación de vacíos tal que permita su adecuada ventilación para proporcionar condiciones aerobias, por lo que se usan tamaños de material comprendidos entre 2 y 4 pulgadas (5 a 10 cm) con una granulometría casi uniforme; y una profundidad que oscila entre 1 y 2.5m; colocado de tal manera que el material más fino ocupe las posiciones superiores.

El medio filtrante ideal es aquel material que posea una elevada área superficial por unidad de volumen, que sea económico, duradero y que no se obstruya fácilmente. El material más aconsejable por su economía suele ser la grava formada por roca volcánica triturada y clasificada por tamaños uniformes. Sin embargo, este material es, en la mayoría de los casos, sumamente pesado lo que involucra construir cimentaciones más profundas y costosas, por lo que recientemente se han experimentado materiales plásticos más ligeros pero más caros que los anteriores.

Respecto a la granulometría del medio, se puede decir que un material con un tamaño menor que 1 pulgada (2.54 cm) no proporciona suficiente espacio de poros entre las piedras que permitan el flujo del agua residual, y los sólidos que pudieran acumularse del tratamiento primario, darán como resultado una obstrucción más rápida del filtro; por otra parte las piedras con un tamaño mayor a 3 3/4 pulgadas (9.5 cm), evitan los taponamientos pero presentan un área superficial pequeña en relación a su volumen; razón por la cual no pueden soportar una zooglea grande, bajando considerablemente la eficiencia de remoción del filtro. Un ejemplo de granulometría aconsejable aparece en la Tabla 3.1.1.

Tabla 3.1.1. Granulometría aconsejable de material filtrante para filtros percoladores

TAMANO DEL MATERIAL	
Retenido en un tamiz de 4 1/2"	100
Retenido en un tamiz de 3"	95-100 (en peso)
Pasando un tamiz de 2"	0-2 (en peso)
Pasando un tamiz de 1"	menos de 1%

FUENTE: "Manual of Practice no. 13 - Filtering Materials" (ASCE 1935). Tabla tomada del libro "Tratamiento de Aguas Residuales y Desechos Industriales" de George E. Barnes - Manual Técnico UTENA No. 337 - México, 1967.

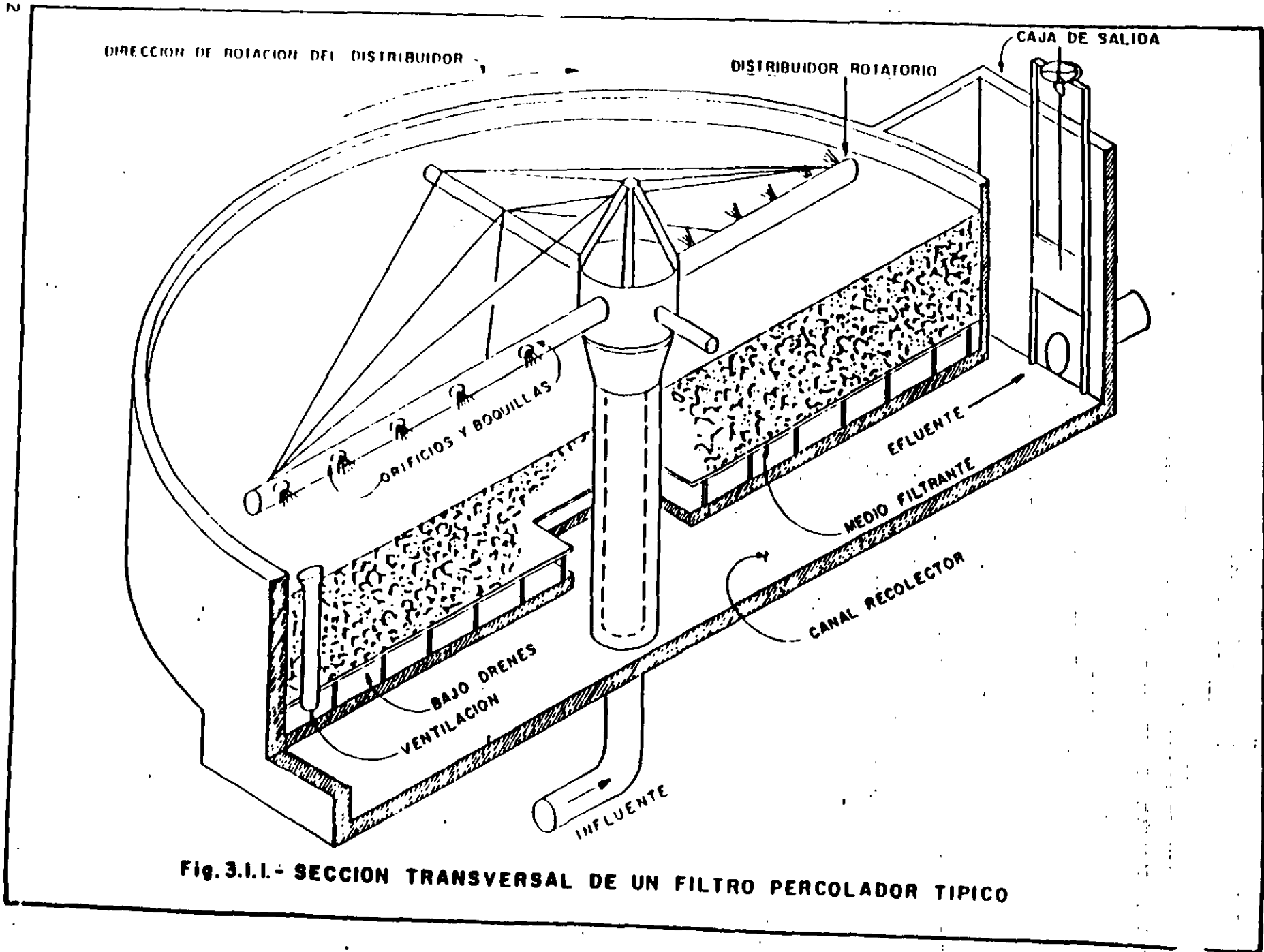


Fig. 3.1.1.- SECCION TRANSVERSAL DE UN FILTRO PERCOLADOR TIPICO

Una característica muy importante del medio filtrante es su durabilidad y resistencia, la cual se determina mediante pruebas de "Intemperismo Acelerado", de una manera idéntica a los ensayos que se realizan para probar la consistencia de los agregados utilizados en la fabricación del concreto.

Recientemente se han empleado con éxito medios filtrantes plásticos tales como el cloruro de polivinilo (PVC), que consisten en estructuras laminares que semejan paneles de miel y se montan ensamblándolos de forma modular, o bien en láminas -- acanaladas colocadas en estructuras de 60 cm de profundidad y 1.20 m de largo; -- las cuales ya instaladas forman un medio sumamente poroso y ligero resistente a -- residuos industriales fuertes, permitiendo la construcción de filtros profundos -- de hasta 6 m Fig. 3.1.2.

No obstante el elevado costo de estos materiales manufacturados, se obtienen grandes ventajas debido a su alta capacidad hidráulica, baja disposición de obstrucciones y formación de una adecuada zooglea que permiten construir filtros de altas cargas, lo cual aunado a su durabilidad lo transforman en el medio filtrante idóneo desde el punto de vista técnico.

3.1.2. Sistema de distribución.- El sistema de distribución de un filtro percolador tiene por objeto uniformizar el reparto del agua residual en el medio filtrante. El distribuidor rotativo ha sido el elemento estandar en estos filtros -- debido a su facilidad de mantenimiento, bajo costo de propulsión, y confiabilidad. Este sistema consiste de dos o más tuberías montadas sobre una columna que sirve como pivote en el centro del filtro y gira en un plano horizontal a pocos centímetros sobre el medio filtrante. Fig. 3.1.1.

El distribuidor puede ser impulsado por un motor eléctrico o bien por la reacción dinámica del agua residual a tratar. En el primer caso la velocidad de rotación es constante, mientras en el segundo caso dicha velocidad depende del gasto con -- que esté trabajando la unidad; pero en ambos casos la velocidad de giro deberá de ser del orden de una vuelta completa cada 10 minutos, o menos para distribuidores de 2 brazos.

De acuerdo con la experiencia, los brazos al girar deben mantenerse a una distancia de 15 a 22 cm de la parte superior del medio filtrante para permitir que el -- agua residual salga por las boquillas de modo uniforme, distribuyéndose en todo -- el lecho, evitando así en las regiones frías que las posibles acumulaciones de -- hielo puedan impedir el movimiento de los brazos durante la época de heladas.

Los brazos del distribuidor están provistos de boquillas para proporcionar un chorro redondo o plano. El chorro redondo se obtiene mediante una boquilla de orificio, mientras que el chorro plano se produce haciendo que el chorro redondo pegue con una lámina situada bajo la boquilla. Otro tipo de salida muy común consiste en el esparcimiento del agua en forma de rocío lo que se logra con una boquilla -- cónica provista de un plato cuadrado, o bien con una boquilla cónica que posea un balín de acero en su interior. Fig. 3.1.3.

Los brazos del distribuidor en unidades pequeñas son de sección transversal constante, mientras que, para unidades grandes son de sección decreciente con el propósito de tener un gasto de salida constante en todas las boquillas.

A lo largo de los brazos del distribuidor, algunos fabricantes colocan las boquillas irregularmente de tal manera que se consigue un gasto mayor por unidad de -- longitud en la periferia, lo que producirá un mayor número de orificios en el con -- torno.

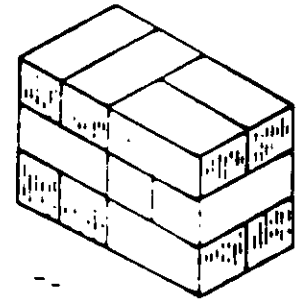
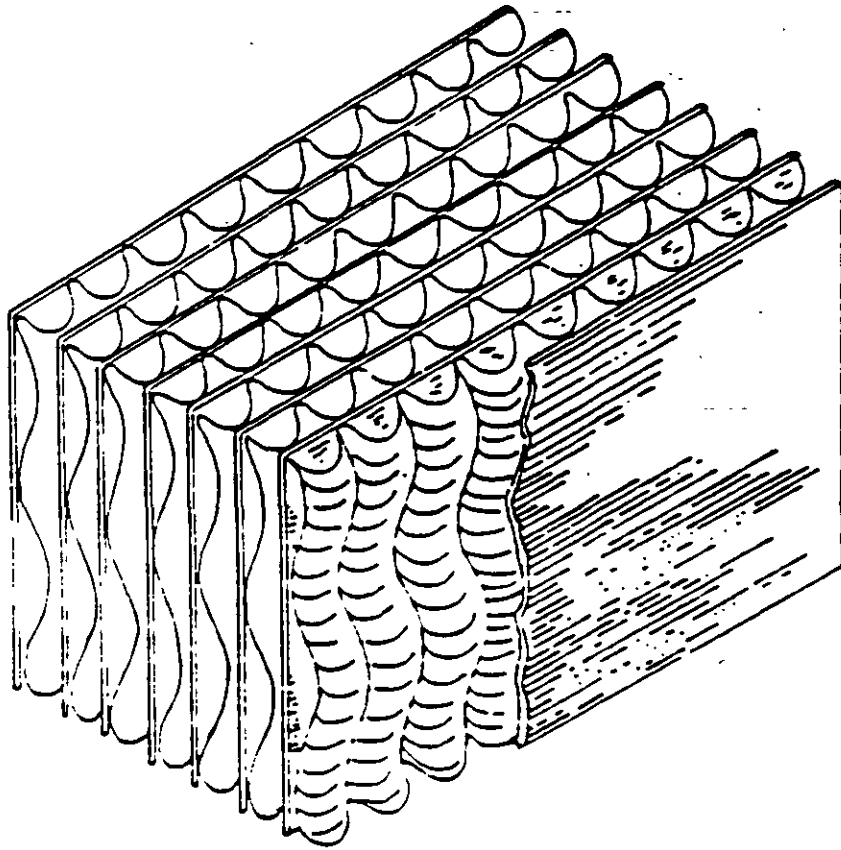


Fig.3.1.2.- MEDIO FILTRANTE PLASTICO

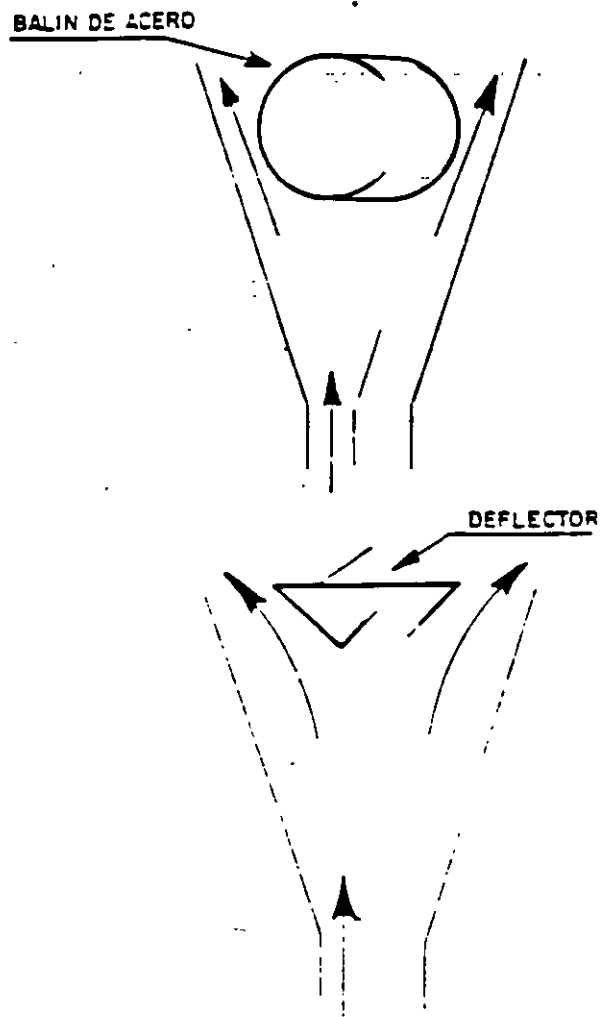


Fig.3.1.3.-TIPOS DE BOQUILLAS DEFLECTORAS

Otras características importantes que deben tomarse en cuenta al diseñar o elegir un distribuidor son la resistencia de su construcción, facilidad de limpieza, resistencia a la corrosión del material y su capacidad para recibir fluctuaciones grandes de gasto, sin variar considerablemente su velocidad de giro. Actualmente en el mercado existen distribuidores hasta de 60 m de diámetro.

3.1.3. Sistema de bajo dren.- El sistema de bajo dren debe cumplir dos requisitos esenciales: a). Recolectar el agua residual tratada y los sólidos que se desprenden del medio filtrante y b). Permitir una buena ventilación para mantener adecuadas condiciones aerobias en la zooglea, evitando que ésta se descomponga al entrar en condiciones anaerobias.

Los requisitos anteriores se cumplen si los drenes presentan una capacidad y pendiente suficiente para que operen a satisfacción por sí solos, permitiendo el libre paso del aire para una buena ventilación, por lo que es recomendable que los drenes inferiores y canaletas de recolección se diseñen para transportar el gasto de diseño con un tirante hasta la mitad de su altura.

Los drenes inferiores están constituidos por medios tubos de arcilla nitrificada, asbesto cemento o mortero cemento, con una pendiente de 1 a 2%, los cuales descansan sobre el canal recolector. Estos drenes se encuentran tapados por un firme ranurado que permite el paso del agua residual y soporta el medio filtrante.

Un sistema económico que ha producido buenos resultados consiste en construir un entarimado de madera (Fig. 3.1.4.) o un fondo falso formado por viguetas de concreto separadas unos 4 cm entre sí que descansan sobre las canaletas recolectoras -- que constituyen el fondo real del filtro percolador.

Es conveniente que los drenes estén abiertos en ambos extremos para que puedan inspeccionarse fácilmente y evitar las obstrucciones, para lo cual se limpian con descargas de aguas realizadas mediante una manguera a presión.

Por lo que respecta al canal de recolección, éste se diseña de tal manera que pueda controlarse con una válvula de modo que el medio filtrante pueda inundarse con agua residual, y a continuación desaguarse sin provocar rebosamiento. La inundación del medio filtrante es un procedimiento eficaz para lavar el filtro, corregir obstrucciones y controlar las larvas de moscas que se crían en el medio filtrante, las cuales causan muchas molestias.

Usualmente el canal recolector se ensancha en el centro del filtro formando una galería, sobre la cual se soporta la columna del distribuidor.

Por lo que respecta al sistema de ventilación, cabe decir que la aireación natural del filtro está íntimamente relacionada con la temperatura del ambiente y del agua residual; como dichas temperaturas son generalmente diferentes existe un intercambio de calor en el medio filtrante, el cambio de temperatura del aire dentro del filtro provoca de modo natural los cambios de dirección de las corrientes de aire. El flujo del aire a través de un filtro es descendente si la temperatura del aire es mayor que la del agua residual y viceversa. Durante el invierno, cuando las temperaturas del ambiente son bajas el flujo del aire será ascendente.

Los drenes inferiores ventilan el filtro proporcionando aire a los microorganismos que viven en las capas inferiores del medio filtrante. La ventilación natural es muy conveniente y eficaz si se cumplen los siguientes requisitos:

A.- Que los drenes inferiores y canales recolectores estén diseñados para que, en

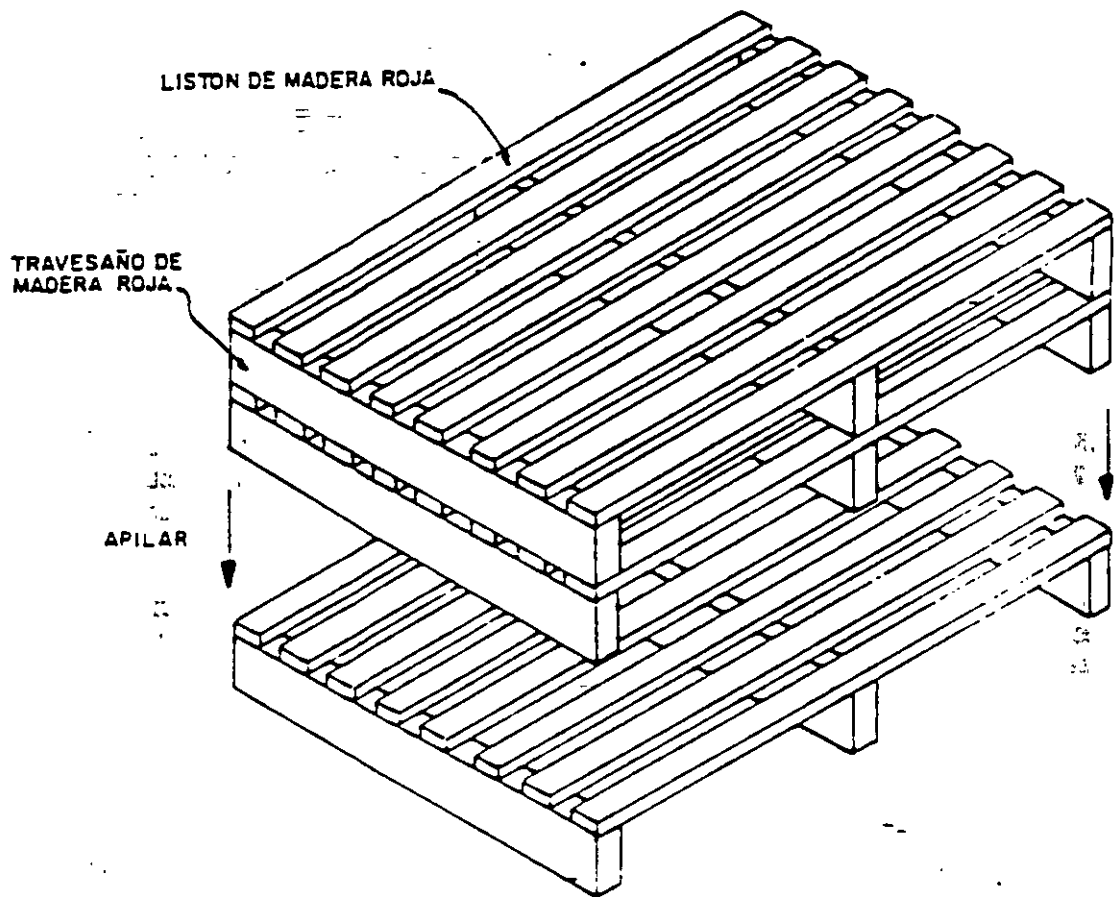


Fig.3.14 - MEDIO FILTRANTE ENTARIMADO

flujo máximo, estén llenos hasta la mitad de su altura.

- B.- Que en ambos extremos del canal de recolección se instalen chimeneas de ventilación.
- C.- Que los filtros de gran diámetro tengan canales recolectores secundarios con orificios o chimeneas de ventilación cercanos a la periferia.
- D.- Que el área de los orificios de los bloques en los drenes inferiores no sea menor del 15% del área total de filtro.
- E.- Que por cada 25 m² de área de filtro se proporcione un área total de 0.10 m² de rejilla abierta en las chimeneas de ventilación.

Cuando los filtros van a trabajar sumamente cargados o son extremadamente profundos, es adecuado proyectar un sistema de ventilación forzado proporcionando un flujo de aire de 0.3 m³/min. m² de superficie de filtro en cualquier dirección. El aire se puede suministrar por medio de sopladores y un sistema difusor cercano a los drenes. En este caso no es conveniente que se inunde el lecho filtrante para corregir estancamientos ya que puede averiarse el sistema de inyección de aire, y siempre debe de hacerse funcionar el sistema de aireación conjuntamente con la inclusión de agua residual.

Durante el invierno, en los lugares donde la temperatura del ambiente es muy baja, es conveniente limitar el flujo de aire al filtro para evitar su congelación.

3.1.4. Proceso de depuración de aguas residuales.- Cuando en el medio filtrante existen las condiciones propicias para el desarrollo de los microorganismos, es decir existe una alimentación constante de agua residual, aunada a una temperatura óptima y a una buena ventilación del filtro; se observa que sobre el medio filtrante se desarrolla una película gelatinosa (zooglea) y formas de vida macroscópica. La zooglea está formada por microorganismos y constituye la base del tratamiento biológico, mientras que las formas de vida macroscópica ayudan a realizar el tratamiento y equilibran la vida biológica en el medio.

A grandes rasgos el proceso de depuración del agua residual se efectúa de la siguiente manera: El agua residual cruda posee una cierta cantidad de materia orgánica y/o compuestos degradable, que son susceptibles de ser medidos mediante una prueba como la DBO (Demanda Bioquímica de Oxígeno), dichas sustancias sirven de alimento a los microorganismos, los cuales las utilizan en sus procesos metabólicos, generando nuevas células y oxidando la materia orgánica, dando como subproductos finales dióxido de carbono y agua.

La creación de nuevas células ocasiona el crecimiento de la zooglea, mientras que el proceso de oxidación produce la depuración del agua residual. Cabe hacer notar que para que sucedan estos fenómenos es indispensable que el filtro sea alimentado constantemente con agua residual.

3.1.5. Aplicaciones de los filtros percoladores.- Los filtros percoladores son aplicables al tratamiento tanto de aguas residuales municipales como industriales, siendo recomendable que el terreno donde se localice la planta de tratamiento presente un desnivel tal que proporcione la carga hidráulica suficiente para impulsar los distribuidores sin necesidad de emplear motores eléctricos. En el tratamiento de aguas residuales industriales se han usado filtros percoladores de medio plástico en la depuración de los siguientes desechos:

- | | |
|------------------------------|----------------------------------|
| 1. Compuestos amoniacales | 20. Gaseras |
| 2. Antitoxinas | 21. Productos químicos orgánicos |
| 3. Radiactivos | 22. Empaquetado de comida |
| 4. Azúcar de remolacha | 23. Molinos de pulpa de papel |
| 5. Cervecerías | 24. Lavanderías |
| 6. Productos de coque | 25. Petroquímica |
| 7. Conservas | 26. Petróleo |
| 8. Acetato de celulosa | 27. Farmacéutica (antibióticos) |
| 9. Fenolesclorados | 28. Refinerías de petróleo |
| 10. Plantas de coque | 29. Encurtidos |
| 11. Conservas de maíz | 30. Almidón de papa |
| 12. Cianuro | 31. Rastros de aves |
| 13. Bebidas | 32. Fenol puro |
| 14. Destilerías | 33. Textil |
| 15. Procesos de fermentación | 34. 2, 4 -D |
| 16. Procesamiento de comida | 35. Vacunas |
| 17. Procesamiento de fibras | 36. Agua blanca |
| 18. Azúcar de caña | 37. Glicoles |
| 19. Comidas congeladas | 38. Curtidurías |

Como se puede observar el uso de filtros percoladores es sumamente versátil y su empleo queda restringido a características del terreno y costos tanto de construcción como de mantenimiento y operación.

3.2. CONSIDERACIONES DE DISEÑO.

Al diseñar un filtro percolador el ingeniero sanitario debe de considerar tanto las cargas orgánicas como hidráulicas y el grado de purificación deseado en el efluente. Se han desarrollado a lo largo del tiempo una serie de ecuaciones para describir el funcionamiento de filtros percoladores como las fórmulas de: Veltz, The National Research Council (NRC), Fairall, Rankin, Eckenfelder y Galler Gotaas etc; a continuación discutiremos la de Veltz, las del NRC y la de Eckenfelder.

3.2.1. Fórmula de Veltz.- La fórmula de Veltz relaciona la DBO aplicada y la DBO esperada con la profundidad del filtro según la siguiente ecuación:

$$\frac{L_0}{L} = 10^{-3.3 \cdot KD} \dots\dots\dots(1)$$

Donde:

- L₀ = DBO a la profundidad D (DBO del efluente si D representa la altura del medio filtrante, en mg/l)
- L = DBO aplicada que es eliminable (no mayor del 90% de la DBO que presenta el desecho, en mg/l)
- K = Parámetro de eliminación
- k = 0.175 para filtros de baja carga*
- k = 0.15 para filtros de alta carga*
- D = Profundidad del medio filtrante, en metros

* Se refiere a carga orgánica.

En la ecuación de Veltz, cuando se recircula el agua tratada; la DBO aplicada se calcula mediante la siguiente expresión:

$$L_a = \frac{L_0 + RLe}{1 - R} \dots\dots\dots(2)$$

Donde:

- La = DBO aplicada tras dilución por recirculación en mg/l
- Lo = DBO del agua residual sin tratar, en mg/l
- Le = DBO del efluente, en mg/l
- R = Relación de recirculación

Donde:

$$R = \frac{Q_r}{Q} \dots\dots\dots(3)$$

- Q_r = Gasto de recirculación, en lt/seg
- Q = Gasto de agua cruda, en lt/seg

3.2.2. Fórmulas del NRC.- La ecuación que propone el National Research Council para el diseño de filtros percoladores, se obtuvo de una forma empírica tomando como base las observaciones de filtros instalados en una serie de bases militares. Las fórmulas son aplicables a sistemas de fase única y de fase múltiples. (Fig. - 3.2.1). La ecuación para un filtro de una sola etapa o para la primera etapa es:

$$E_1 = \frac{100}{1 + 0.014 \sqrt{\frac{W}{VF}}} \dots\dots\dots(4)$$

Donde:

- E₁ = eficiencia de eliminación de DBO para el proceso, incluyendo recirculación y sedimentación, en %
- W = carga de DBO del filtro, en kg/día
- V = volumen del medio filtrante, en miles de m³
- F = factor de recirculación

El factor de recirculación se calcula mediante la siguiente expresión:

$$F = \frac{1 - E}{(1 + R/10)^2} \dots\dots\dots(5)$$

El factor de recirculación simboliza el promedio de pasadas de la materia orgánica a través del filtro. El término R/10 toma en consideración la facilidad de -- eliminación de materia orgánica, observado de una forma experimental, pues parece--decrecer al aumentar el número de pasadas.

Para un filtro de segunda etapa, (fig. 3.2.1.) se tiene la siguiente expresión:

$$E_2 = \frac{100}{1 + \frac{0.014}{1 - E_1} \sqrt{\frac{W'}{VF}}} \dots\dots\dots(6)$$

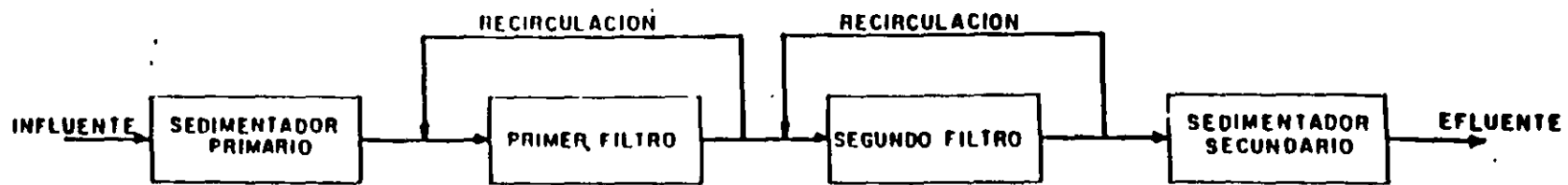
Donde:

- E₁ = eficiencia de remoción de la. fase, en %
- E₂ = eficiencia de remoción de DBO para la filtración en la segunda fase de filtración, incluyendo recirculación y sedimentación, en %
- W' = carga de DBO al filtro de segunda fase, en kg/día.

3.2.3. Fórmula de Eckenfelder.- La ecuación que desarrolló el profesor Eckenfel



a) - SISTEMA DE UNA ETAPA



b) - SISTEMA DE DOS ETAPAS

Fig.3.2.1.- SISTEMA DE UNA Y DOS ETAPAS EN FILTROS PERCOLADORES

der se basa en la simulación del funcionamiento de filtros percoladores en mo- los de laboratorio. Esta ecuación tiene la misma estructura que la fórmula de Veltz, en donde se incluyen factores como el tiempo de contacto y la superficie específica del filtro. Dicha ecuación es la siguiente:

$$\frac{S_e}{S_0} = e^{-kX_v t} = e^{-Kt} \dots\dots\dots(7)$$

$$K = kX_v \dots\dots\dots(8)$$

Donde:

- Se = DBO del efluente, en mg/l
- So = DBO del influente, en mg/l
- K, k = constante de remoción a determinar en laboratorio
- e = base de los logaritmos naturales = 2.71828182845
- t = tiempo de residencia en días
- X_v = sólidos volátiles en el efluente del filtro, en mg/l

donde el tiempo de residencia se define con la siguiente expresión:

$$t = CD/L^n \dots\dots\dots(9)$$

Donde:

- D = altura del medio filtrante, en m
- L = carga hidráulica, en lt/seg-m²
- C, n = constantes que son función del medio filtrante y de la superficie espe- cífica del filtro. (Se entiende por superficie del filtro, la rela- ción que existe entre el área de la sección transversal y su volumen,

Las ecuaciones anteriores que se emplean para el dimensionamiento de filtros per- coladores; involucran conceptos como "baja carga", "alta carga" -ecuación de - - Veltz-"filtro de primera y segunda fase" - ecuaciones del NRC - y "constantes de- laboratorio", conceptos que se aclaran a continuación.

3.2.4. Carga de los filtros.- Se entiende por carga hidráulica sobre un filtro- percolador la cantidad de agua residual que recibe un filtro en términos de miles de metros cúbicos aplicados por día y por hectárea de superficie del lecho.

En el sistema inglés la carga hidráulica se expresa en millones de galones por -- día y por acre. Cabe hacer notar que en algunos libros de texto, sobre todo Euro- peos, la carga hidráulica recibe los nombres de carga superficial o carga líquida.

La carga hidráulica para filtros normales oscila entre 19 000 y 38 000 m³/Ha-día- (2 a 4 millones de galones/acre-día), incluyendo el caudal de recirculación. Los filtros rápidos reciben una dosificación que varía entre 95 000 y 255 000 m³/Ha-- día (10 a 30.5 millones de galones/acre-día), incluida la recirculación y los fil- tros lentos presentan una carga menor que 19 000 m³/Ha-día (menor que 2 millones- de galones/acre-día).

También es usual determinar la carga hidráulica en m³/m²-día en el sistema métri- co decimal y en galones por minuto/pie² (gpm/ft²) en el sistema inglés.

Recibe el nombre de carga orgánica o carga masica de un filtro percolador la c- tidad de DBO de 5 días que recibe el filtro, medida en kilogramos por día por m² de medio filtrante, sin incluir la DBO del caudal recirculado.

En el sistema inglés la carga orgánica se expresa en libras de DBO de 5 días por cada 1000 pies cúbicos de medio filtrante.

De acuerdo con su carga orgánica; los filtros lentos reciben de 0.08 a 0.4 kg DBO/m³.día (5 a 25 lb DBO/1000 ft³.día) y para los filtros rápidos de 0.4 a 4.8 kg DBO/m³.día (25 a 300 lb DBO/1000 ft³.día).

Algunos departamentos de Estados Unidos expresan las cargas orgánicas en libras de DBO por acre-pie.día. Dando los siguientes valores permisibles: para filtros lentos de 400 a 600 lb DBO/acre-pie.día y para rápidos de 2000 a 50000 lb DBO/acre-pie.día. Lo que corresponde a 0.15 - 0.22 kg DBO/m³ día para filtros lentos y 0.74 - 1.84 kg DBO/m³ día para filtros rápidos respectivamente.

Cabe hacer notar que los rangos para definir el tipo de filtro según su velocidad de filtración tanto hidráulica como orgánica, es un tanto cuanto arbitraria dependiendo de la institución de que se trate. Lo importante es que normalmente existe una correspondencia entre la carga hidráulica y la carga másica; así pues, no es común tener un filtro lento desde un punto de vista hidráulico y rápido desde un punto de vista orgánico o viceversa, aunque la posibilidad de incongruencia no se descarta dependiendo del grado de concentración de la materia orgánica en el desecho.

3.2.5. Recirculación de los filtros. El proceso de recircular del efluente de un filtro rara vez se utiliza en plantas de filtros normales o lentos; es una peculiaridad de la filtración rápida. Sus ventajas son: A) permite la cosificación continua de los filtros, independientemente de las fluctuaciones de gastos manteniendo los lechos trabajando continuamente; B) al mezclarse el agua cruda del influente con el agua de recirculación se reducen los malos olores; C) va sembrando continuamente en el lecho nuevas células en la zooglea; D) elimina la película gastada, reduciendo el grueso de la misma y ayuda a controlar la producción de moscas en el medio filtrante; E) diluye el agua residual cruda mejorando la eficiencia del proceso, aunque desgraciadamente aumenta la carga hidráulica para un caudal determinado de agua cruda.

El proceso de recirculación puede efectuarse en una o en dos fases. Se recircula en una fase cuando en el sistema de tratamiento únicamente existe un solo filtro; mientras que se lleva la recirculación de dos fases cuando dentro del sistema existen dos filtros, los cuales se encuentran conectados en serie. Un diagrama que muestra estos sistemas de disposición de filtros percoladores aparece en las Figuras 3.2.1. y 3.4.3.

3.3. CONDICIONES DE OPERACION.

Cuando se usan filtros percoladores en el tratamiento de desechos domésticos, éstos usualmente se preceden de un clarificador primario, colocándose posteriormente un clarificador final o secundario. Cuando el sistema no consta de clarificador primario, se coloca un triturador, seguido de una criba, para evitar posibles atascamientos.

La mayoría de los filtros percoladores que se construyen constan de distribuidores patentados, siendo los detalles exclusivos de cada fabricante. El ingeniero sanitario que diseña la instalación especifica tipos y rendimientos pero, usualmente, no le corresponde proyectar los detalles. Al personal de la planta le corresponde ponerla en marcha, operarla y darle el mantenimiento adecuado garantizando su buen funcionamiento.

3.3.1. Instalación de un filtro percolador.- Una vez que ha sido colocado en el tanque del filtro el sistema de bajo dren; debe e inspeccionarse toda la instalación asegurándose que no existe ningún objeto que taponée ningún dren inferior, asegurando el libre paso del agua tanto en la galería central como en el canal recolección. A continuación se coloca cuidadosamente el medio filtrante, ya sea de una manera modular, verificando el correcto acoplamiento de los módulos, o bien, si éste es de material granular, acomodando las piedras mayores en el fondo, disminuyendo de tamaño paulatinamente conforme se vayan colocando las demás capas. Cabe hacer notar que el medio filtrante no debe de ser compactado, pues esto provoca una disminución de vacíos que aunado a la posible rotura del material granular se traduce en una serie de taponamientos.

La colocación del distribuidor usualmente la hacen los fabricantes de esta pieza. Primero colocan en la tubería de alimentación la chumacera que servirá de asiento a los brazos (Fig. 3.3.1). Esta es una pieza prefabricada en cuyo interior existe un sistema de cojinetes que giran en un compartimiento lleno de aceite permitiendo la rotación de la placa sobre la que se colocan los brazos, cabe hacer notar que esta chumacera deberá estar perfectamente nivelada definiendo un plano horizontal.

Posteriormente se colocan los brazos del distribuidor cuidando que la placa no sufra ninguna flexión; dichos brazos se tensan por medio de unos tirantes que tiene la chumacera en su parte superior. Se verifica el libre giro de los brazos y la horizontalidad de la chumacera tensando o aflojando los tirantes.

En estas condiciones se procede a llenar con aceite el sistema de lubricación de los balines y se sellan las uniones entre los brazos del distribuidor y la chumacera.

El sistema debe de girar libremente, cualquier vibración que se produzca debe ser corregida antes de poner a funcionar la unidad.

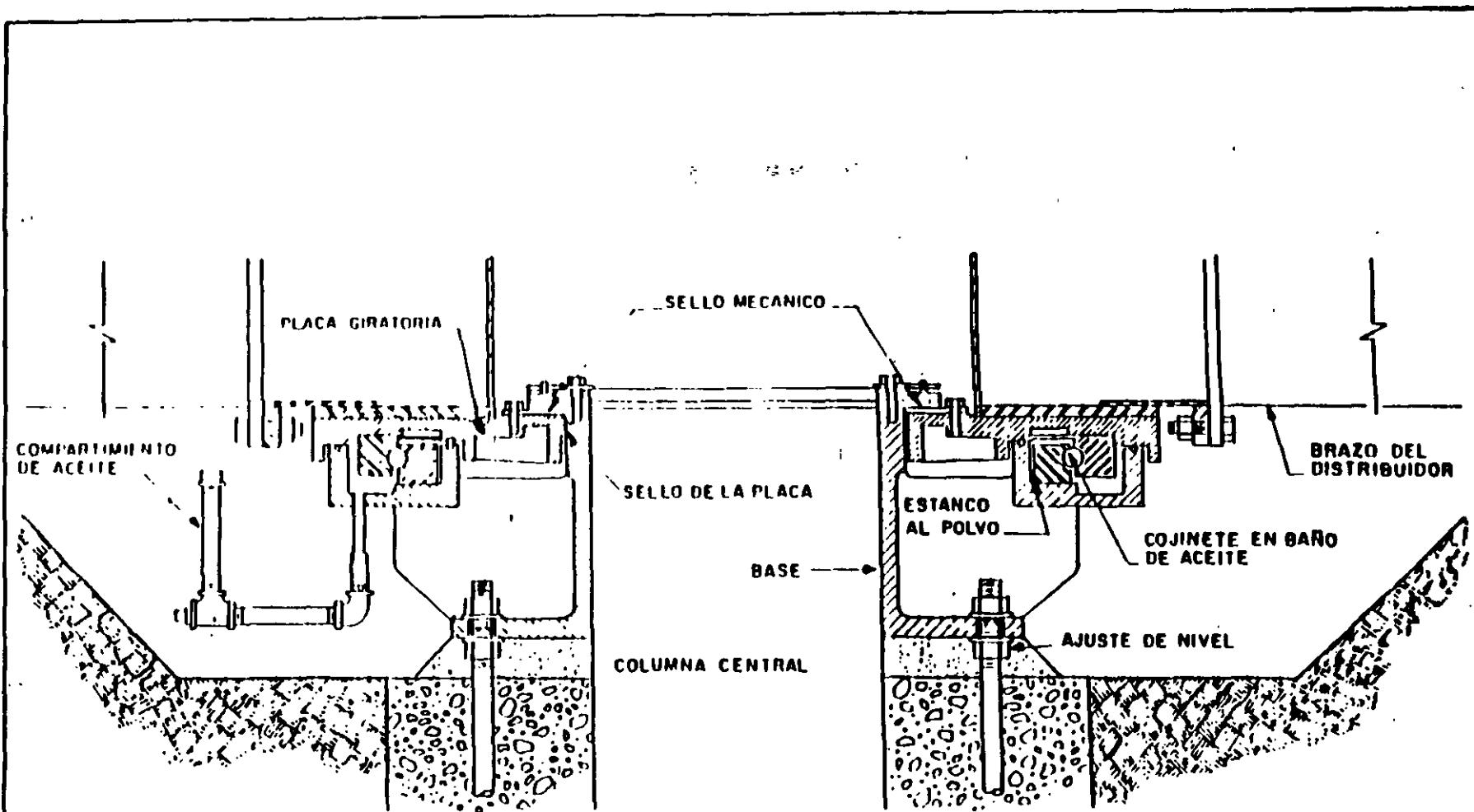
En las boquillas, sobre todo si son boquillas aspersoras con mecanismo de balón, debe de verificarse que el balón tenga un libre movimiento y que se encuentre perfectamente limpio de polvo y grasa para proceder a su colocación.

Debe verificarse que todas las válvulas, sobre todo las de alimentación y salida, tengan un deslizamiento apropiado; al igual, debe comprobarse que la pintura de toda la unidad esté perfectamente seca.

Cabe hacer notar que la instalación del filtro debe ser supervisada por los fabricantes de los equipos, destacando especialmente la colocación del distribuidor.

3.3.2. Puesta en marcha del filtro. Es recomendable poner a funcionar los filtros percoladores nuevos (o los que han estado fuera de operación) durante el periodo comprendido entre los últimos días de abril y la primera semana de junio -dependiendo de las condiciones climáticas locales-. Esto se hace con el objeto de evitar el periodo de lluvias, los malos olores que se desprenden en verano y el bajo crecimiento bacteriano que se produce en invierno.

Una vez que se ha comprobado el buen funcionamiento tanto del equipo mecánico como eléctrico, incluyendo sistemas de bombeo; el poner a funcionar la unidad es suamente simple, basta con abrir la válvula que alimenta al filtro de aguas residuales y observar cuidadosamente el giro de los brazos del distribuidor, así como la correcta difusión del desecno sobre el medio filtrante.



ENSAMBLE, SOSTENIMIENTO Y COLOCACION DE SELLOS

Fig. 3.3.1.- PARTES MECANICAS DE LOS BRAZOS DEL DISTRIBUIDOR

Debe de tomarse el tiempo de rotación para diferentes gastos de operación y aberturas de válvula. La velocidad de rotación deberá de ser de aproximadamente una vuelta cada 10 minutos o menor para distribuidores de dos brazos, tal como se señaló anteriormente.

Las boquillas deben esparcer el agua residual uniformemente sobre el lecho filtrante. Usualmente algunos escombros logran taponarlas si no han sido limpiadas antes de su instalación.

Si el filtro puesto a funcionar corresponde a un sistema de recirculación en donde el efluente deba de ser bombeado para mezclarlo con el agua residual cruda; es indispensable comprobar el correcto cebado de las bombas, para evitar que éstas trabajen en el vacío y lleguen a quemarse sus motores.

Varias semanas deben de pasar para notar el desarrollo de la zooglea en el medio filtrante, durante este período de crecimiento se producirá un efluente indeseable; sin embargo, éste no debe clorarse si existe recirculación en el sistema.

3.3.3. Operación normal del filtro percolador.- La zooglea está constituida por hongos, protozoarios y algas, además de innumerables bacterias. Con el tiempo, esta película llega a crecer debido a que parte del sustrato se transforma en nuevas células y la zooglea se vuelve pesada y gruesa, la cual contiene materia orgánica muerta producida por la labor de los diversos organismos que viven en el medio filtrante. Estos residuos se desprenden de vez en cuando, apareciendo en el líquido filtrado como humus. Este hecho se percibe en todos los filtros percoladores, especialmente en los localizados en regiones septentrionales durante la primavera.

Cuando la zooglea se encuentra muy crecida, el material acumulado dificulta la acción de las bacterias aeróbicas y reduce su eficiencia.

Entre las formas de vida macroscópica que se encuentran en los filtros percoladores cabe destacar un gran número de gusanos de tierra y acuáticos, lombrices de lo co, crustáceos y larvas de moscas.

En primavera, cuando se encuentra crecida la zooglea, se desprende junto con ésta, una cantidad considerable de gusanos; y en verano, si los filtros no están correctamente operados, se desarrolla un sin número de moscas del género Psychoda, -- llamadas "moscas de los filtros". Estas moscas son tan pequeñas que pueden pasar a través de los mosquiteros que comúnmente se usan en las ventanas. No pican, pero molestan bastante a los ojos, nariz, boca y oídos de los operadores y vecinos cercanos. Pueden ser transportados por el viento a distancias considerables, a pesar de que su radio de acción o desplazamiento es corto.

Las larvas de las moscas se desarrollan en un medio húmedo, pero no demasiado, y en consecuencia predominan más en los filtros de carga hidráulica lenta y normalmente alimentados intermitentemente que en los rápidos con dosificación continua.

La mosca Psychoda es un habitante natural de los filtros, su ciclo de vida varía de tres semanas (15°C), a una semana (30°C), se alimenta de los lodos de las aguas residuales y de la zooglea, ayudando además al proceso de descomposición de la materia orgánica. Una cantidad excesiva de estas moscas indica que la vida biológica del filtro no está en equilibrio, debido posiblemente a una sobrecarga orgánica.

El control de la mosca en el filtro presenta muchas dificultades. Los adultos mue

ren con insecticida de uso frecuente tales como el DDT, el clordano, el lindano y otros, los cuales se han usado para eliminar estas plagas de un filtro infestado. Ninguno ha dado resultados enteramente satisfactorios y al parecer el uso de insecticidas ha ocasionado la aparición de especies resistentes de este insecto. Se ha comprobado que lo mejor es emplear insecticidas en rotación, pero este tratamiento es costoso y se necesita un cuidado extremo para no suministrar dosis altas que aniquilen toda la biota del medio filtrante, la cual es necesaria y deseable en el filtro; o bien dosis muy bajas que provoquen moscas resistentes.

En los filtros de tasa rápida no hay tanto desarrollo debido a que las larvas son arrastradas por la corriente de filtración junto con el desprendimiento de la zooglea. En los filtros de acción lenta o normal, las moscas se controlan por inundación o vaciamiento periódico, de acuerdo con el ciclo de vida de estos insectos.

Si el sistema de tratamiento consta de varias unidades filtrantes, el diseño debe contemplar la posibilidad de retirar una de ellas de servicio durante uno o dos días inundándola o dejando que se seque, de modo que el filtro quede en condiciones desfavorables para el desarrollo de la mosca.

A pesar de que cualquiera de las medidas mencionadas puede proporcionar un alivio temporal, la única solución permanente contra las molestias que causa la mosca -- Psychoda consiste en determinar las causas de su excesiva reproducción y entonces aplicar las debidas acciones correctivas según el caso.

Como la operación de un filtro percolador depende de la biota que en él se genera, es evidente que cuando empieza a funcionar un filtro no existe una población adecuada de organismos en el medio filtrante. La generación de una zooglea adecuada es indispensable no únicamente en unidades nuevas, sino en aquellas que por haber estado mucho tiempo sin funcionar han ocasionado la muerte de los organismos por falta de sustento y agua. Por lo tanto debe evitarse que un filtro queda fuera de operación durante un periodo de tiempo muy grande.

Por otra parte durante los meses de invierno se requiere una atención cuidadosa para evitar congelamientos, especialmente en los filtros lentos y normales sujetos a una operación discontinua, además las bajas temperaturas disminuyen la reproducción de los microorganismos que forman la zooglea. Un filtro percolador debe de estar en continua operación, excepto durante los breves periodos en que la formación de hielo sea de tal magnitud que pueda dañar el sistema de distribución.

3.3.4. Actividades de operación.- Para controlar el buen funcionamiento del filtro es indispensable verificar diariamente la observación del proceso, analizar las aguas residuales que entran, así como el agua de recirculación y el efluente final. Un buen operador puede notar cambios en las unidades del proceso observando varios factores físicos, tales como variación en los caudales, niveles en los tanques, formación de espumas en el clarificador, apariencia del efluente, la forma de riego de las bocanillas, la velocidad de rotación del distribuidor, el color del medio filtrante y los olores que indican cambios en la forma en que se desarrolla el proceso biológico de tratamiento. Los cambios de cualquiera de estos factores requieren una investigación para identificar las causas y determinar la acción correctiva a seguir.

Una vez que se ha establecido un adecuado crecimiento de la zooglea se considera que la planta se encuentra en un "estado normal de operación" y se requiere de una pequeña rutina operacional para controlar el proceso.

3.3.5. Problemas más comunes de operación. Los cinco problemas que con mayor frecuencia se presentan en la operación de filtros percoladores son: A) formación de moscas; B) malos olores; C) taponamiento y obstrucciones; D) alta cantidad de sólidos suspendidos en el efluente y E) congelamientos durante la época de invierno en los lugares fríos.

Los procedimientos para resolver estos problemas de operación se presentan, de la Tabla 3.3.1 a la 3.3.5. Para cada problema u observación se incluye su causa probable, procedimientos para determinar la causa y sugerencias para corregirlo. El operador debe de determinar y seleccionar una o más de las medidas correctivas para remediar el mal y hacer que el sistema de tratamiento tenga la mejor calidad posible de agua en el efluente. Para dar una medida correctiva adecuada es necesario que el operador este íntimamente familiarizado con el proceso que su planta maneja, debiendo de conocer entre otras cosas: las características del influente, rangos de operación para las diferentes unidades que conforman el sistema, características de los equipos y procesos de mantenimiento.

3.3.6. Guía operacional. La guía operacional que a continuación se presenta tiene por objeto ayudar al operador a establecer procedimientos para manejar filtros percoladores.

Desempeñar una rutina operacional requiere de establecer programas de mantenimiento correctivo, cada equipo requiere una atención especial con énfasis en su lubricación y mantenimiento preventivo que asegure su operación a un costo mínimo. Un buen programa de mantenimiento ayuda a mejorar el proceso de control y asegura una mayor vida útil del equipo.

En la Tabla 3.3.6 se presenta una guía operacional que cubre medidas de mantenimiento preventivo, sugiriendo procedimientos y detalles para alargar la vida útil del equipo y la frecuencia en que se debe dar dicho mantenimiento.

3.4. EVALUACION DEL PROCESO.

La evaluación del proceso es una medida esencial para controlar la calidad de la operación y determinar cambios en ésta. En filtros percoladores la evaluación del proceso se realiza con la revisión de DBO, DCO, sólidos suspendidos y nitrógeno amoniacal, determinando la eficiencia de remoción de estos parámetros de acuerdo con el modo de operación de la planta, como por ejemplo, el caudal de recirculación.

El proceso de control de filtros percoladores es afectado por muchos factores tales como: cargas hidráulicas, cargas orgánicas, características físicas del medio, sistema de distribución del agua de desecho, ventilación, características del agua residual a tratar (temperatura, pH, sustancias tóxicas, etc) y cargas hidráulicas sobre las unidades de sedimentación.

Un ejemplo para representar la variación de parámetros con respecto al tiempo aparece en la Fig. 3.4.1., la cual sirve para identificar rápidamente la relación entre los parámetros considerados de una manera visual y hacer los ajustes pertinentes al proceso, modificando cargas hidráulicas y orgánicas o bien agregando sustancias químicas como cloro o insecticidas según se requiera. Cabe hacer notar que al ajustar un proceso se necesita tiempo suficiente para que el sistema se estabilice.

3.4.1. Revisión del gasto de recirculación. En la evaluación del tratamiento y en la corrección de algunos problemas específicos el gasto de recirculación juega

Tabla 3.3.2. Olores

OBSERVACION	CAUSA PROBABLE	REVISION	PROMEDIO
<p>1. Olores</p> <p>(descomposición anaerobia fuera del filtro)</p>	<p>A. Excesiva carga orgánica</p> <p>a. Desechos industriales</p>	<p>1. Calcule la carga orgánica</p> <p>a) Verifique las descargas de las industrias</p>	<ol style="list-style-type: none"> 1. Utilice alguna sustancia comercial que corrija el defecto 2. Aumente las condiciones aeróbicas en las unidades de pretratamiento-trate de preclorar, -aírear o recircular durante la noche y cuando se presente poco gasto de entrada. 3. Fortalezca los desechos industriales ordinarios. 4. Mejore el tratamiento primario 5. Incremente la recirculación para diluir el desecho orgánico y dotar de mayor oxígeno disuelto al agua por tratar. 6. Cloro el influente del filtro por varias horas del día manteniendo de 1 a 2 mg/l de cloro-residual combinado a la salida del distribuidor 7. Si las cargas de diseño están excedidas, se requiere la expansión de la planta.

Tabla 3.3.2. Olores (continuación)

OBSERVACION	CAUSA PROBABLE	REVISION	PROMEDIO
	B. Mala ventilación	<ol style="list-style-type: none"> 1. Revise las ventanas de las tuberías y limpie el filtro 2. Revise que sistema de bajo dren no tenga obstrucciones. 3. Revise los vacíos en el medio filtrante y cerciórese que no estén tapados por la zooglea 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Destape las ventilas de las tuberías 2. Quite las obstrucciones tanto del canal recolector como de los bajos drenes 3. Si no hay obstrucciones en el sistema de bajo dren reduzca la recirculación si es posible 4. Incremente la circulación de flujo para sacar fuera la zooglea desprendida.
	C. Mala operación	<ol style="list-style-type: none"> 1. Revise visualmente 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Quite todos los escombros de medios filtrantes. 2. Lave las boquillas del distribuidor y las paredes del filtro que están en contacto con el medio filtrante.

Tabla 3.3.4. Alta cantidad de sólidos suspendidos en el efluente

OBSERVACION	CAUSA PROBABLE	REVISION	PROMEDIO
<p>1. Incremento de sólidos suspendidos en el efluente del clarificador</p>	<p>A. Exceso de lodo en el lecho filtrante</p>	<p>1. Revise los cambios estacionales que pueden afectar a los microorganismos</p> <p>2. Revise la carga orgánica</p> <p>a. Desechos industriales</p>	<p>1. Espere el momento para agregar algún polímero en el sedimentador primario.</p> <p>1. Disminuya la carga orgánica -- desviando el gasto hacia otros filtros, si esto es posible.</p> <p>2. Refuerce el desecho industrial</p> <p>3. Limpie de lodos el clarificador</p> <p>4. Debe de expandirse la planta de tratamiento.</p>
	<p>A. Desnitrificación del clarificador</p>	<p>1. Revise visualmente si el efluente del filtro está nitrificado y el lodo flota en cúmulos</p>	<p>1. Limpie de lodos el clarificador</p>
	<p>C. Exceso de carga hidráulica en el clarificador</p>	<p>1. Calcule la superficie necesaria para proporcionar una carga hidráulica menor que 0.566 lt/seg. m² (1200 gpd/ft²) en las horas pico del flujo</p>	<p>1. Reduzca la recirculación durante la horas pico del flujo</p> <p>2. Pueden requerirse mayor número de clarificadores.</p>

2 Tabla 3.3.4. Alta cantidad de sólidos suspendidos en el efluente (continuación)

OBSERVACION	CAUSA PROBABLE	REVISION	PROMEDIO
	<p>D. Mal funcionamiento del equipo del clarificador final</p> <p>F. Corrientes de temperatura en el clarificador final</p>	<p>1. Revise las rastras que recogen el lodo</p> <p>2. Revise que las placas deflectoras no estén rotas</p> <p>3. Revise los vertederos del efluente</p> <p>1. Examine la temperatura del clarificador</p>	<p>1. Reemplace las rastras rotas.</p> <p>2. Ajuste el nivel de los vertederos</p> <p>1. Instale deflectores para evitar cortos circuitos</p>

Tabla 3.3.5. Congelamientos

OBSERVACION	CAUSA PROBABLE	REVISION	PROMEDIO
1. Congelamientos	A. Bajas temperaturas	1. tome la temperatura atmosférica	<ol style="list-style-type: none"> 1. Disminuya la recirculación 2. Opere dos filtros en paralelo 3. Ajuste las boquillas del distribuidor para que proporcionen un rocío menos fino 4. Construya pantallas contraviento 5. Derive parte del gasto con la válvula de la distribución principal 6. Abra las puertas extremas de los brazos del distribuidor principal 7. Cubra bombas, tanques de dosificación y canales principales 8. Quite el hielo que se haya formado

Tabla 3.3.6. Guía Operacional

EQUIPO	PROCEDIMIENTO SUGERIDO	DETALLES	FRECUENCIA
A. Distribuidor rotatorio	1. Revise que el distribuidor gire libremente	1a) Revise visualmente 1b) La vibración de los brazos pueden dañar el distribuidor	diario
	2. Limpie los orificios para evitar su atascamiento	2a) Pare el flujo en el filtro 2b) Espere que deje de girar antes de proceder 2c) Tenga cuidado de caminar sobre el medio filtrante. Es extremadamente resbaladizo 2d) Quite los materiales que obstruyen los orificios 2e) Abra las puertas de los extremos de los brazos del distribuidor 2f) Retorne la unidad a su funcionamiento normal.	diario
	3. Limpie las boquillas	3a) El exceso de crecimiento de la zooglea afecta la distribución del agua	diario
	4. Revise que el aceite de la chumacera esté libre de agua	4a) La presencia de agua denota mala colocación de los empaques 4b) Deben de cambiarse los empaques inmediatamente para evitar averías en la chumacera.	

Tabla 3.3.6. Guía Operacional (continuación)

EQUIPO	PROCEDIMIENTO SUGERIDO	DETALLES	FRECUENCIA
A. Distribuidor rotatorio	5. Mantenimiento de los brazos del distribuidor	5a) Siga las instrucciones del fabricante 5b) Un buen mantenimiento preventivo es esencial para una buena operación	diario
	6. Ajuste los tirantes de los brazos del distribuidor	6a) Los tirantes deben de ser ajustados de vez en cuando debido a los cambios de temperatura	Temporalmente
	7. Operación de invierno (congelamientos)	7a) Ver el capítulo de congelamiento en el proceso de filtros percoladores	
B. Sistema de aspersión	1. Atascamiento de las boquillas	1a) Pare el flujo del filtro 1b) Tenga cuidado de caminar sobre el medio filtrante. Es extremadamente resbaladizo 1c) Desensamble y limpie las boquillas 1d) Coloque las boquillas 1e) Ponga la unidad en marcha	diario
	2. Ajuste la tubería de distribución	2a) No es posible en algunos sistemas	
	3. Operación de invierno (congelamiento)	3a) Ver el capítulo de congelamiento en el proceso de filtros percoladores	Semanalmente

26 Tabla 3.3.6. Guía Operacional (continuación)

EQUIPO	PROCEDIMIENTO SUGERIDO	DETALLES	FRECUENCIA
C. Medio filtrante	<ol style="list-style-type: none"> 1. Revise visualmente 2. Quite los escombros que se encuentren en la superficie del medio filtrante 	<ol style="list-style-type: none"> 1a) Revise cualquier indicación de taponamiento, formación de moscas y obstrucciones en la ventilación 	diario
D. Bajo dren	<ol style="list-style-type: none"> 1. Inspeccione 	<ol style="list-style-type: none"> 1a) Cuando se necesite quite las -- obstrucciones que aparezcan en los bajos drenes incluyendo un exceso de crecimiento en la zooglea 1b) Quite los materiales que pudieran obstruir el efluente del canal recolector 1c) Los bajos drenes y el canal de recolección deben de estar llenos hasta la mitad cuando se -- tiene el gasto máximo 	diario
E. Paredes	<ol style="list-style-type: none"> 1. Lave las paredes que sobresalen del medio filtrante 		diario
F. Carga hidráulica del filtro	<ol style="list-style-type: none"> 1. Controle las tasas de recirculación para un óptimo funcionamiento 	<ol style="list-style-type: none"> 1a) Revise los registros de fases de recirculación (basados en -- DBO o DQO en el efluente final) 1b) La tasa de recirculación debe -- aumentar para evitar los taponamientos, olores y formación de moscas. 	

25 Tabla 3.3.6. Guía Operacional (continuación)

EQUIPO	PROCEDIMIENTO SUGERIDO	DETALLES	FRECUENCIA
	<p>2. Alterne bombas en servicio</p> <p>3. Mantenimiento de las bombas</p> <p>4. Revise el funcionamiento de las válvulas</p> <p>5. Revise los inyectores de aire, válvulas de alivio, medidores de flujo, etc.</p>	<p>1e) Revise las válvulas de la succión y de la descarga</p> <p>3a) Siga las instrucciones del fabricante</p> <p>4a) Haga los ajustes necesarios</p> <p>4b) Mantenga las válvulas de acuerdo con las instrucciones del fabricante</p> <p>5a) Siga las instrucciones del fabricante</p>	<p>diario</p> <p>mensual</p> <p>semanal</p>

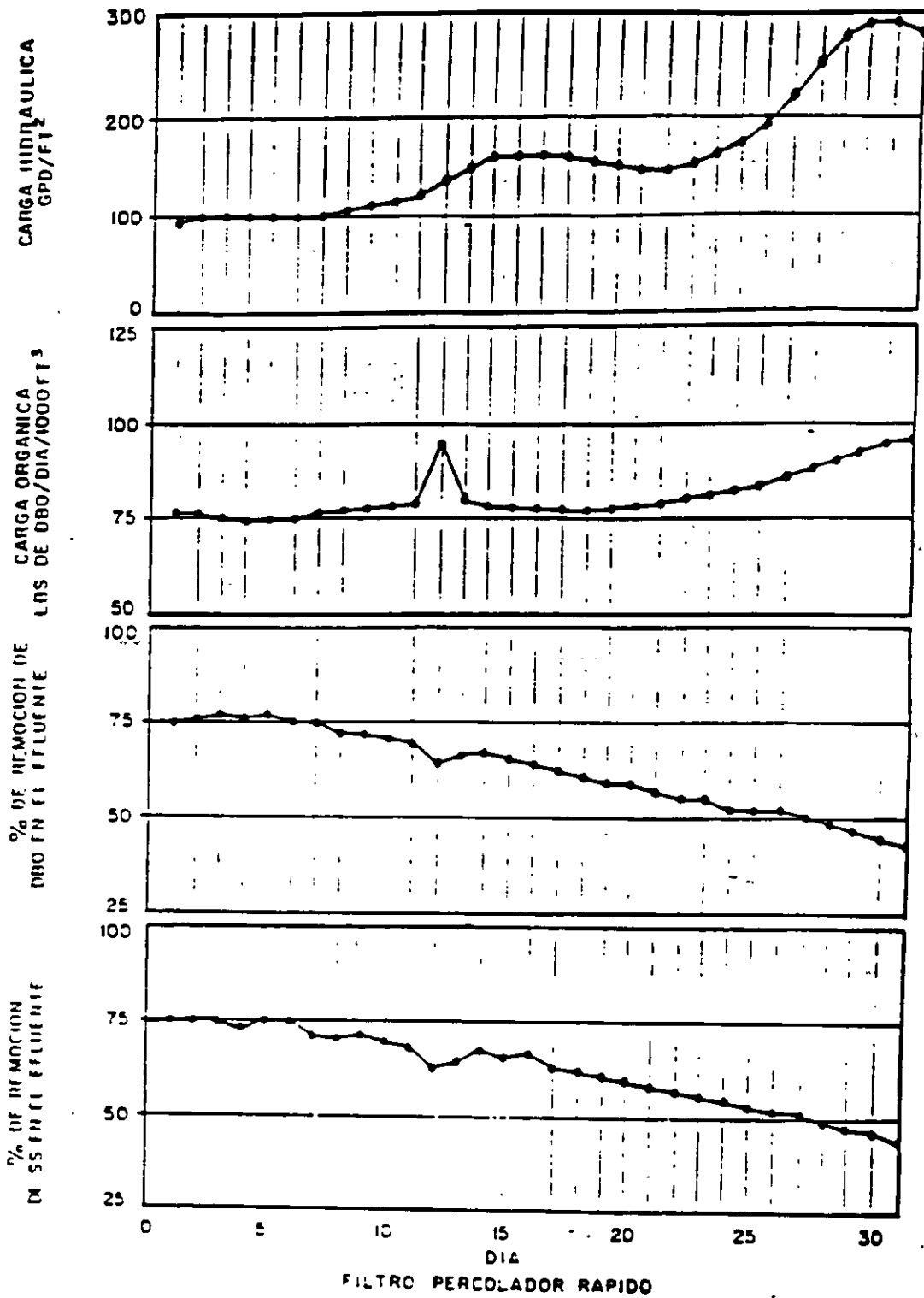


Fig.3.4.1.- TENDENCIA TIPICA DE COMPORTAMIENTO DE UN FILTRO PERCOLADOR

un papel importante. Frecuentemente el gasto de recirculación causa una sobrecarga hidráulica u orgánica en el proceso de tratamiento, según sea la concentración de lodos que se esté manejando.

Las sobrecargas orgánicas se deben a una producción de lodos en exceso y pueden causar eventualmente, reducciones en la calidad del efluente y provocar condiciones anaerobias en el proceso.

Algunas observaciones que deben de tomarse en cuenta para controlar el proceso de recirculación en filtros percoladores son las siguientes:

- A) Suministre flujo de recirculación durante la noche para mantener la carga hidráulica.
- B) Controle la eficiencia del proceso por medio del flujo de recirculación.
- C) Utilice lagunas o lechos de secado para disposición de los lodos excedentes.
- D) Evite el sobrebombeo de lodos cuando exista bajo flujo de alimentación.
- E) Airee o pretrate el flujo de recirculación para reducir la demanda de oxígeno.

3.4.2. Control del proceso: Controlar un proceso de tratamiento a base de filtros percoladores implica seleccionar apropiadamente los parámetros operacionales tales como relaciones de recirculación y cargas hidráulicas por manejar, aunados con rendimientos esperados. El operador de la planta debe de estar conciente del uso que se le haya destinado a el agua tratada para proporcionar la calidad adecuada, al menor costo posible, ahorrando la máxima potencia. Por ejemplo, para reducir la energía eléctrica y minimizar los costos operacionales, el operador debe seleccionar y utilizar el mínimo gasto de recirculación que cumpla con los requerimientos necesarios del efluente y cambiarla cuando se presenten problemas de taponamiento, olores, moscas o de cualquier otra índole.

3.4.2.1. Graduación.- El término graduación se refiere a la operación de filtros percoladores en serie, teniendo como propósito producir una alta calidad en el efluente, al usar el filtro inicial como un filtro áspero. El procedimiento consiste en alternar la carga entre dos filtros percoladores colocados en serie. La ventaja de este tipo de conexión (Fig. 3.4.2.), consiste en poder controlar el crecimiento de la zooglea reduciendo atascamientos.

La recirculación, al hacer una doble filtración alternativa, puede ser de alta o de baja tasa. La recirculación de alta tasa se emplea para mantener constante la carga hidráulica y prevenir el taponamiento de los vacíos existentes en el medio filtrante. La recirculación de baja tasa se utiliza para mantener una dosificación suficiente durante los flujos bajos. Varios arreglos de recirculación se muestran en la (Fig. 3.4.3.)

Quando se selecciona el flujo de recirculación, la carga hidráulica del filtro varía y afecta a los sedimentadores y al sistema de bajo dren, de acuerdo con sus limitaciones hidráulicas. Como regla práctica se puede decir que los conductos de bajo dren, deben de tratarse como máximo a la mitad de su capacidad para asegurar una buena ventilación.

La relación de recirculación se define como la cantidad de flujo a recircular, por flujo de agua de desecho crudo. Así, una tasa de recirculación de 0.5 significa que por cada medio litro de agua por segundo a recircular, deberá tratarse -

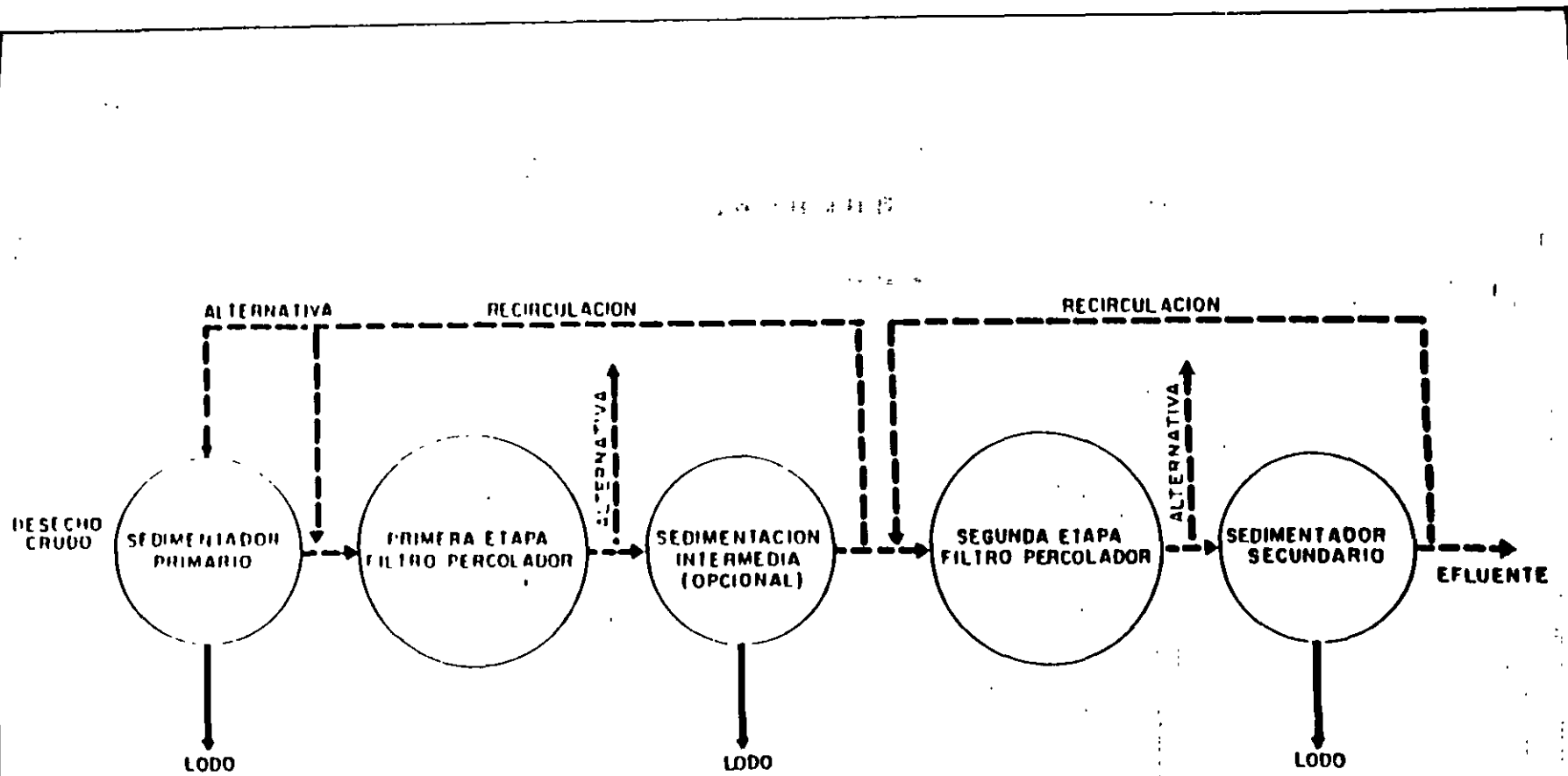


Fig.3.42 - FILTROS PERCOLADORES ESCALONADOS

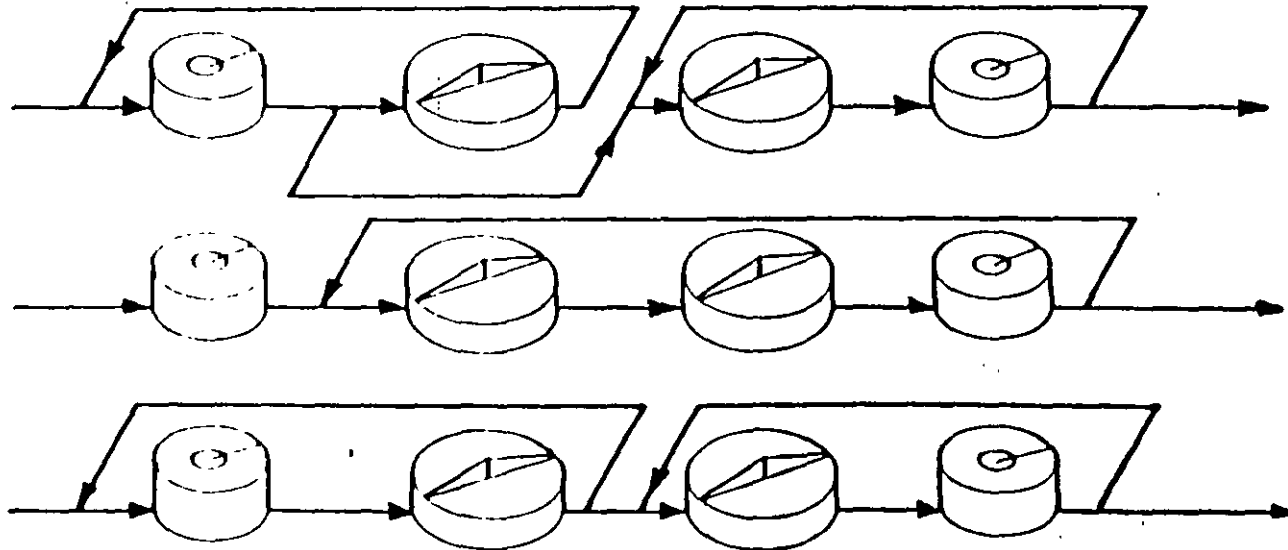


Fig. 3.4.3.- ARREGLOS TIPICOS DE RECIRCULACION DE FILTROS PERCOLADORES

un litro de agua cruda por segundo; es decir, el filtro se está alimentando a 1.5-1t/seg.

En filtros rápidos, la relación de recirculación está comprendida entre 0.5 y 4.0, aunque en la práctica los ingenieros acostumbran diseñar con relaciones de recirculación entre 0.5 y 2. Un ejemplo de cálculo para obtener la relación de recirculación se muestra a continuación:

A. Datos requeridos:

1. Gasto de recirculación = 20 lt/seg = Q_r
2. Gasto de agua cruda = 40 lt/seg = Q

B. Relación de recirculación:

de acuerdo con la ecuación ... (3)

$$R = \frac{Q_r}{Q} = \frac{\text{gasto de recirculación}}{\text{gasto de agua cruda}}$$

$$R = \frac{20 \text{ lt/seg}}{40 \text{ lt/seg}} = 0.5$$

La recirculación se utiliza para minimizar problemas operacionales teniendo como ventajas:

- A) Mantener el crecimiento biológico a través de medios sintéticos.
- B) Mejorar la operación de sedimentadores en los periodos de poco gasto de desecho reduciendo la septicidad.
- C) Diluir los desechos tóxicos haciéndolos tratables.
- D) Minimizar las variaciones de cargas hidráulicas y orgánicas.
- E) Mejorar la distribución del desecho en el medio filtrante.
- F) Minimizar olores, taponamientos y formación de moscas al aumentar la carga hidráulica.
- G) Prevenir que se seque la zooglea en los periodos de bajo gasto.

Las ventajas que se presentan con la recirculación son:

- A) Reduce la temperatura del agua de desecho, lo cual disminuye la actividad biológica de la zooglea.
- B) La recirculación aumenta la carga hidráulica pudiendo disminuir la eficiencia de los sedimentadores si se sobrepasan las condiciones de diseño.
- C) Incrementa los costos de operación por bombeo.
- D) Si es excesiva, puede desgastar la zooglea y disminuir la eficiencia del tratamiento.

3.4.2.2. Remoción de lodos.- En el proceso de filtros percoladores usualmente los lodos del sedimentador secundario se recirculan al filtro, mezclándolos con el efluente del sedimentador primario.

Este método es comúnmente practicado para espesar los lodos en el sedimentador secundario y reducir el volumen de agua a bombear en la recirculación. El lodo en exceso debe de retirarse y disponerse en lechos de secado o digerirse. El lodo que se presenta en filtros lentos es relativamente estable y debe de removerse en un intervalo de 3 a 24 horas, dependiendo de las condiciones de operación, sin embargo en épocas calurosas la remoción puede acortarse a intervalos de 3 a 6 horas. En filtros rápidos los lodos presentan una alta demanda de oxígeno disuelto redu-

ciéndose los tiempos de remoción de lodos en el sedimentador secundario, a menos que se airen para evitar condiciones sépticas.

El lodo de los filtros percoladores es usualmente de un color café obscuro inodoro o con un pequeño olor cuando se encuentra en condiciones aerobicas. En filtros -- que tratan agua residual doméstica se producen de 500 a 700 lb (227 a 317 kg) de -- sólidos sedimentables por millón de galones (3,785,400 lt) de agua residual trata- da. El lodo producido en filtros normales o lentos contiene del 1 al 7% de sôli-- dos secos después de sedimentados; mientras que en los filtros rápidos o de alta - tasa contiene un rango de sólidos secos totales del 1.5 al 3%.

Hay varios métodos para estimar la cantidad de lodo que se producirá en el proceso de filtros rociadores. El método más simple consiste en la determinación de sôli- dos sedimentables (prueba de cono Imhoff) de una muestra compuesta del efluente -- del filtro. El volumen de lodo por remover se estima de la siguiente manera:

Ejemplo: A. Datos requeridos

- A.1. Sólidos sedimentables del efluente del filtro = 4 ml/l
(promedio de una serie de muestras)
- A.2. Flujo a clarificar = 900 000 gpd

B. Determine el volumen de lodo en galones por día.

$$\begin{aligned}
 \text{B.1. volumen de lodo (g.p.d.)} &= \frac{\text{Sólidos sedimentables (ml/l)} \times Q \text{ gpd}}{100 \text{ ml/l}} \dots\dots\dots(10) \\
 &= \frac{4 \text{ ml/l} \times 900 \text{ 000 gpd}}{1000 \text{ ml/l}} \\
 &= 3 \text{ 600 gpd}
 \end{aligned}$$

C. Determine el control de la bomba, suponiendo que tiene una capacidad de 50 gpm.

$$\begin{aligned}
 \text{C.1. Porcentaje de tiempo} &= \frac{\text{Caudal de lodo producido}}{\text{Capacidad de la laguna}} \dots\dots\dots(11) \\
 &= \frac{3600 \text{ gpd}}{50 \text{ gpm}} \times \frac{100\%}{1440 \text{ min/día}} = 5\%
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{C.2. Tiempo de trabajo de la bomba} &= \frac{\text{Porcentaje de tiempo} \times (60 \text{ min/hr})}{100\%} \dots\dots\dots(12) \\
 &= \frac{5\% \times 60 \text{ min/hr}}{100\%} = 3 \text{ min/hr}
 \end{aligned}$$

Basta prender 3 min cada hora la bomba para desalojar el lodo producido.

Un segundo método para estimar la cantidad de lodo producido está basado en la sedimentación del influente y del efluente y el porciento de sólidos secos de lodo en el sedimentador.

Ejemplo:

A. Datos requeridos

- A.1. Sólidos suspendidos en el efluente del filtro = 90 mg/l (muestra com- - puesta)
- A.2. Sólidos suspendidos en el efluente del sedimentador = 30 mg/l

- A.3. Gasto de entrada de sedimentador = 0.9 mgd
 A.4. Concentración de lodo deseada = 1.5%
 (Dato experimental a determinar)

B. Determinación de los sólidos suspendidos en el sedimentador.

$$\begin{aligned} \text{Sólidos suspendidos} & \\ \text{en el sedimentador} & = \text{ss del influente} - \text{ss del efluente} \dots\dots(13) \\ (\text{mg/l}), & \qquad \qquad \qquad (\text{mg/l}) \qquad \qquad \qquad (\text{mg/l}) \\ & = 90 - 30 = 60 \text{ mg/l} \end{aligned}$$

C. Determinación del caudal de lodo producido en gpd.

$$\begin{aligned} Q_{\text{lodo}} & = \frac{\text{Flujo sedimentación} \times \text{SS removidos}}{\% \text{ de conc de lodo deseado}} \dots\dots\dots(14) \\ (\text{gpd}) & \\ & = \frac{0.9 \text{ mgd} \times 60 \text{ mg/l} \times 100\%}{1.5\%} \times \frac{10^6 \frac{\text{gal}}{\text{dia}} \times \frac{\text{mg}}{\text{l}}}{8.34 \frac{\text{lbs}}{\text{gal}} \times \frac{1 \text{ gal}}{3.785 \text{ l}} \times \frac{454 \text{ mg}}{\text{lb}}} \\ & = 3600 \text{ gpd} \end{aligned}$$

3.4.2.3. Parámetros de carga.- El control de filtros percoladores por medio de parámetros de carga es un criterio de operación basado en la capacidad de filtración del medio, tanto para cargas hidráulicas como para cargas orgánicas; de tal manera que si se exceden estos parámetros eventualmente resultará una mala calidad del efluente.

a) Carga hidráulica.- El manual de la WPCF (Water Pollution Control Federation) expresa la carga hidráulica en galones de agua de desecho (incluyendo la recirculación) por día por pie cuadrado de superficie del medio filtrante. En el sistema métrico decimal, la carga hidráulica se expresa en litros por segundo de agua de desecho por hectárea o metro cuadrado de superficie de medio filtrante. El procedimiento de cálculo para determinar la carga hidráulica se muestra a continuación:

Ejemplo

A. Datos requeridos

- A.1. Flujo de agua de desecho = 0.4 mgd = 400 000 gpd
 A.2. Flujo de recirculación = 0.2 mgd = 200 000 gpd
 A.3. Diámetro del filtro = 50 ft.

B. Determine el gasto total que se aplica al filtro

$$\begin{aligned} \text{Gasto total} & = \text{gasto de agua cruda} + \text{gasto de recirculación} \dots\dots(15) \\ (\text{gpd}) & \qquad \qquad \qquad (\text{gpd}) \qquad \qquad \qquad (\text{gpd}) \\ & = 400 \ 000 + 200 \ 000 \\ & = 600 \ 000 \text{ gpd} \end{aligned}$$

C. Determine la superficie del medio filtrante

$$\begin{aligned} \text{Area del filtro} & = \frac{\pi \times \text{diámetro}^2}{4} \dots\dots\dots(16) \\ \text{Area del filtro} & = \frac{\pi \times 50^2}{4} = \frac{3.1416 \times 50 \times 50}{4} \\ (\text{ft}^2) & \\ & = 1963.50 \text{ ft}^2 \end{aligned}$$

D. Determine la carga hidráulica

$$\begin{aligned} \text{Carga hidráulica} &= \frac{\text{Gasto total}}{\text{Area de filtración}} \dots\dots\dots(17) \\ \text{(gpd/ft}^2\text{)} &= \frac{600\,000}{1963.50} = 306 \text{ gpd/ft}^2 \end{aligned}$$

b) Carga orgánica.- En el sistema inglés la carga orgánica se expresa como libras de DBO aplicada por día por cada 1000 pies cúbicos, yardas cúbicas o acres-pies de medio filtrante.

En el sistema métrico decimal la carga orgánica se expresa en kilogramos por día de DBO de 5 días por metro cúbico de medio filtrante.

Para eliminar confusiones al comparar tratamientos a base de filtros percoladores, se ha convenido ignorar la DBO₅ del caudal de recirculación.

El proceso de cálculo para determinar la carga orgánica se muestra a continuación.

Ejemplo:

A. Datos requeridos

- A.1. DBO₅ del efluente del sedimentador primario = 132 mg/l
- A.2. Gasto de agua cruda a tratar = 0.4 mgd
- A.3. Diámetro del filtro = 50 ft
- A.4. Tirante del medio filtrante = 3ft.

B. Determine la cantidad de DBO₅ aplicada al día

$$\begin{aligned} \text{DBO}_5 \text{ aplicada} &= (\text{DBO}_5, \text{ mg/l}) \times (\text{flujo, mgd}) \times (8.34 \text{ lb/gal}) \dots\dots\dots(18) \\ &= 132 \times 0.4 \times 8.34 \\ &= 440 \text{ lbs/día} \end{aligned}$$

C. Determine la superficie del filtro.

$$\begin{aligned} \text{Area del filtro} &= \frac{\pi \times \text{diámetro}^2}{4} \\ \text{Area del filtro} &= \frac{\pi \times 50^2}{4} = \frac{3.1416 \times 50 \times 50}{4} \\ &= 1963.50 \text{ ft}^2 \end{aligned}$$

D. Determine el volumen de medio filtrante (expresado en miles de pies cúbicos)

$$\begin{aligned} \text{Volumen del medio} &= \frac{\text{Area del filtro (ft}^2\text{)} \times \text{profundidad (ft)}}{1000} \dots\dots\dots(19) \\ \text{(miles de pies}^3\text{)} &= \frac{1963.50 \times 3}{1000} = 5.89 \text{ miles de pies}^3 \end{aligned}$$

E. Determine la carga orgánica

$$\begin{aligned} \text{Carga orgánica} &= \frac{\text{DBO}_5 \text{ aplicada lbs/día}}{\text{volumen del medio (miles de ft}^3\text{)}} \dots\dots\dots(20) \\ \text{lbs DBO/día/1000 ft}^3 &= \frac{440}{5.89} = 74.70 \text{ lbs DBO/día/1000 ft}^3 \end{aligned}$$

c) **Carga Hidráulica en la sedimentación.**— La carga hidráulica de los sedimentadores, es un parámetro importante que asegura el buen asentamiento de los lodos. Las unidades de sedimentación usualmente se diseñan para recibir una carga hidráulica máxima de 800 ó 1000 gpd/ft² (0.3537 ó 0.4421 lt/seg-m²) respectivamente, según sean sedimentadores de baja o de alta carga. El procedimiento de cálculo es como sigue:

Ejemplo:

A. Datos requeridos.

1. Gasto máximo del influente (presentado en las horas pico) = 600 000 gpd
2. Gasto de recirculación = 300 000 gpd
3. Diámetro de la unidad de sedimentación = 40 ft

B. Determine el gasto máximo que recibirá el sedimentador.

$$\begin{aligned} \text{Gasto máximo} &= \text{Gasto máximo del influente} + \text{Gasto de recirculación} \\ &= 600\,000 + 300\,000 = 900\,000 \text{ gpd} \end{aligned}$$

C. Determine la superficie del sedimentador.

$$\begin{aligned} \text{Area del sedimentador} &= \frac{\pi \times \text{Diámetro}^2}{4} \\ &= \frac{\pi \times 40^2}{4} = \frac{3.1416 \times 40 \times 40}{4} \\ &= 1256 \text{ ft}^2 \end{aligned}$$

D. Determine la carga hidráulica sobre el sedimentador

$$\begin{aligned} \text{Carga hidráulica} &= \frac{\text{Gasto máximo}}{\text{Area del sedimentador}} \\ &= \frac{900\,000}{1256} \\ &= 717 \text{ gpd/ft}^2 \end{aligned}$$

3.5. PARO DE UN FILTRO.

En algunas ocasiones el operador encargado de una planta de tratamiento a base de filtros percoladores, se ve en la necesidad de parar el proceso, ya sea para corregir algún desperfecto o bien para darle servicio a alguna parte del equipo.

Es recomendable que antes de parar el proceso de tratamiento se planeen las actividades a realizar para evitar pérdidas de tiempo. Una forma de realizar esto -- consiste en analizar las siguientes cuestiones:

- A. ¿Cuál es la variación del gasto de entrada? ¿Es posible reparar la falla o -- darle el mantenimiento a la unidad cuando se recibe el menor caudal o cuando -- el personal cuenta con el tiempo necesario dentro del horario de trabajo?
- B. ¿Qué efecto causa el poner fuera de servicio una unidad con respecto al funcionamiento total de la planta? El hecho de poner la unidad fuera de servicio -- ¿qué sobrecarga hidráulica afecta a otros procesos, como pudieran ser sedimentadores o cloradores?

- C. Si el filtro va a ser puesto fuera de servicio por mantenimiento es indispensable contar en el momento con todas las herramientas, refacciones y lubricantes para hacer la reparación.
- D. ¿Existe otra actividad a realizar en la planta que pueda desempeñarse mientras que el filtro está fuera de operación?. Por ejemplo: ¿Es factible reparar -- las bombas de recirculación simultáneamente al distribuidor del filtro?

Para poner fuera de servicio un filtro, considere la secuencia de los siguientes pasos y de ser posible aplicarlos a su planta de tratamiento

- A. Inspeccione la planta para estar seguro que no existen anomalías que interfieran en otras operaciones o procesos unitarios.
- B. Si el filtro va a ser puesto fuera de servicio; disminuya el gasto de recirculación, bajando paulatinamente la velocidad de las bombas. De igual forma, al arrancar el sistema, la velocidad de las bombas debe de aumentarse gradualmente para cuidar las transmisiones y partes móviles.
- C. Abra las puertas de los brazos del distribuidor para desalojar toda su agua. Esta operación debe hacerse con cuidado ya que el distribuidor se esta moviendo. No haga palanca hacia el medio filtrante, pues esto daña el sistema y para el movimiento.
- D. Pare la entrada de agua cruda y las bombas de recirculación, cuidando de cerrar las válvulas de descarga de las bombas. El distribuidor del filtro parará debido a que no existe agua para alimentarlo.

Nunca trate de parar la rotación del distribuidor con las manos.

- E. Revise que las estructuras ligadas al filtro tales como sedimentador primario, sedimentador secundario y cárcamo de alimentación permanezcan con sus tirantes normales de agua.
- F. Una vez que el distribuidor ha parado proceda a hacer la reparación necesaria.

Si el filtro va a estar fuera de servicio durante varios días los siguientes pasos deben de tomarse:

- A. Cierre el bajo dren del filtro para prevenir que entre el agua de otras unidades.
- B. Drene o bombee el agua que quede en el canal colector en la galería del bajo dren, para evitar malos olores e insectos.
- C. Desague los brazos del distribuidor, los canales de recolección y ductos de -- ventilación.
- D. Quite cualquier escombros que se encuentre en el canal de recolección e inspeccione los bajos drenes, retirando cualquier basura que pueda taparlos.
- E. Revise el nivel de aceite en el distribuidor y rellénelo.
- F. Inspeccione todos los empaques.
- G. Si el crecimiento de la algas es excesivo, trate de remover el sobrante, - -

pues este puede causar taponamientos cuando el filtro vuelva a ser puesto en marcha. El desprendimiento de la zooglea se realiza mediante un rastrillo, y fluirá el material sobrante abundantemente cuando la unidad vuelva a trabajar.

El realizar todas las operaciones anteriores pueden llevar algo de tiempo, pero es imprescindible realizarlas cuando un filtro queda fuera de servicio, previendo errores innecesarios y complicaciones al poner la unidad en servicio.

3.6. MUESTREO Y ANALISIS.

Un buen procedimiento de muestreo es la clave para realizar los análisis de laboratorio. Una muestra debe tomarse de tal manera que muestre las condiciones representativas que imperan en ese momento.

Dos tipos de muestras pueden ser recolectadas dependiendo del propósito a que se designen: el muestreo simple consiste en tomar una porción de agua en un determinado momento. El muestreo compuesto consiste en tomar muestras a diferentes intervalos de tiempo y posteriormente combinarlas en volumen proporcionalmente al gasto observado en el momento del muestreo. Esta muestra compuesta representa las condiciones medias de calidad del agua durante el período de muestreo.

3.6.1. Muestreo simple.- El muestreo simple representa las características instantáneas del agua residual. De ser posible este muestreo debe de realizarse cuando se presentan las condiciones máximas de gasto (gasto pico). La toma de muestras debe de hacerse en diferentes puntos, localizados estratégicamente a lo largo del proceso, de tal manera que sigan la secuencia del recorrido del agua. Los tiempos de toma de muestras deberán de ser tales, que tomen en cuenta el tiempo de retención del agua en cada instalación. La idea, a grandes rasgos, consiste en seguir las modificaciones de calidad que sufre una partícula de agua a lo largo de su recorrido en la planta.

3.6.2. Muestreo compuesto.- El muestreo compuesto generalmente representa las características del agua residual durante un período de tiempo (lo ideal es que este período de tiempo sea de un día). El procedimiento consiste en tomar muestras simples, por ejemplo cada hora durante las veinticuatro horas del día y posteriormente formar una muestra compuesta. El día de muestreo puede tomarse al azar o bien prefigurarse según los días de la semana para un determinado mes. En el caso de que la planta de tratamiento reciba aguas industriales es conveniente realizar estos muestreos durante los meses de mayor producción de las industrias a las cuales se les da servicio.

Cabe hacer notar que las muestras simples deben de ser debidamente refrigeradas y preservadas para que la muestra compuesta sea representativa. Un volumen aproximadamente de 3 lt. de muestra compuesta es suficiente para realizar los análisis de laboratorio. En la Tabla 3.6.1 muestra una lista de preservación de muestras de acuerdo a los parámetros por determinar.

El procedimiento de cálculo para determinar la cantidad de muestra a tomar de cada muestreo simple y formar posteriormente la muestra compuesta; se muestra a continuación:

Ejemplo:

A. Datos requeridos

A.1. Gasto al momento del muestreo = 1.5 mgd

A.2. Volumen de muestra compuesta requerida = 3 lt = 3000 ml

A.3. Número de muestras simples que formarán la muestra compuesta = 8 (por ej.)

A.4. Promedio de gasto diario = 0.9 mgd

B. Determine la cantidad de muestra simple a tomar para formar la muestra compuesta.

$$\begin{aligned} \text{Cantidad de muestra simple (ml)} &= \frac{\text{Gasto al momento del muestreo (mgd)} \times \text{volumen de muestra compuesta (ml)}}{\text{No. de muestras simples} \times \text{promedio de gasto diario (mgd)}} \dots\dots(21) \\ &= \frac{1.5 \text{ mgd} \times 3000 \text{ ml}}{8 \times 0.9 \text{ mgd}} = 625 \text{ ml} \end{aligned}$$

Tabla 3.5.1. Tiempo de almacenamiento, preservación y volumen de muestras para análisis de laboratorio

Parámetro	Tiempo máximo de almacenamiento	Tipo de envase*	Preservativo	Volumen requerido (ml)
Temperatura del agua	---	---	Determinar en el sitio	---
Temperatura del ambiente	---	---		---
Gasto	---	---		---
Oxígeno disuelto	---	V especial	Determinar en el sitio o "fijar" en el sitio y refrigerar a 4°C	300
DBO, Turbiedad	6 hrs	P.V.	Refrigeración a 4°C	4000
Sólidos sedimentables, pH, fósforo, turbiedad, cloro residual	24 hrs			
Sólidos suspendidos	7 días			
Nitrógeno amoniacal, nitratos, nitratos	24 horas	F.V.	H ₂ SO ₄ a pH = 2 refrigeración a 4°C - 2 ml/l	1000
DBO	7 días			
AMP	6 hrs	V-este nilita cc	Refrigeración a 4°C	125

* V Vidrio

F Plástico, polipropileno o polietileno

FUENTE: Instructivo para la toma y transporte de aguas para análisis físico-químicos y bacteriológicos-SPN- México, 1976.

3.6.3. Parámetros a determinar.- Los parámetros usualmente indicados para controlar una planta de filtros percoladores son los siguientes: DBO (o DCO), sólidos sedimentables, sólidos suspendidos, temperatura, pH y oxígeno disuelto. Es recomendable realizar esporádicamente: nitratos, nitrógeno amoniacal y fósforo pa

Para llevar un mejor control del proceso; pudiendo completarse, de ser posible con cloro residual, turbiedad y número más probable de bacterias, según sea el uso a que se destine el agua tratada.

Desde un punto de vista práctico, la DBO es un parámetro ideal para estimar la eficiencia de un tratamiento biológico. Esta eficiencia se determina mediante la siguiente fórmula:

$$\text{eficiencia de remoción (\%)} = \frac{(\text{DBO del influente} - \text{DBO del efluente})}{\text{DBO del influente}} \times 100 \dots\dots(22)$$

Cuando un filtro percolador comienza a trabajar. La DBO del efluente es muy cambiante; el normalizarla involucra tiempo, debido a la aclimatación de los microorganismos con el agua residual.

Una vez estandarizada la DBO del efluente, los cambios bruscos pueden deberse a descargas industriales o sobre cargas orgánicas del sistema; mientras que los factores climáticos, así como los defectos de ventilación, se manifiestan en un aumento paulatino de DBO en el efluente, bajando la eficiencia del sistema de tratamiento.

Cabe hacer notar que, para propósitos inmediatos de control, es más recomendable utilizar como parámetro la Demanda Química de Oxígeno (DQO); la cual se define como la cantidad de oxígeno disuelto necesaria para estabilizar la materia orgánica mediante una oxidación química.

Esto se debe a que la DBO necesita forzosamente de un período de incubación de 5-días a una temperatura de 20°C para que los microorganismos consuman cerca del 70 al 80% del oxígeno disuelto necesario para estabilizar el desecho; mientras que la DQO representa una oxidación química que se realiza en unas horas.

Si en el agua por analizar existen sustancias no biodegradables pero si susceptibles de ser oxidadas químicamente los valores de DQO serán mayores que los de DBO.

Al aplicar como parámetro de control la DQO; la fórmula (22)-se transforma en:

$$\text{Eficiencia de remoción (\%)} = \frac{(\text{DQO del influente} - \text{DQO del efluente})}{\text{DQO del influente}} \times 100 \dots\dots(23)$$

La expresión (23) permite calcular la eficiencia del tratamiento con base en DQO.

La determinación de los sólidos sedimentables es de primordial importancia ya que nos permite calcular la cantidad de lodos esperados en los sedimentadores. Adicionalmente se emplea para estimar el volumen de sólidos removidos en la sedimentación.

Por su parte la cuantificación de los sólidos suspendidos es sumamente valiosa -- pues nos indica la cantidad de materia en suspensión que puede ser removida por filtración o coagulación química. Las causas por las que un efluente puede presentar una gran cantidad de sólidos suspendidos son: A) formación de lodos en el medio filtrante, B) altas cargas hidráulicas o cortos circuitos a través del sedimentador secundario, o C) sobrecargas orgánicas o choques causados por aguas residuales tóxicas.

A) La formación de lodos en el medio filtrante puede ser causada por cambios esta

cionales aunados a cargas orgánicas altas sobre los filtros. Una medida correctiva consiste en parar el filtro, retirar el lodo de la capa superior del medio filtrante, mediante un rastrillo, y posteriormente remover el lodo inundado y descargando el filtro preferentemente con agua clara.

- B) Las altas cargas hidráulicas ocasionan la mayor cantidad de sólidos suspendidos. Una medida correctiva, inclusive, si el problema consiste en la formación de cortos circuitos del sedimentador secundario, estriba en reducir el gasto de operación.
- C) Si el problema consiste en sobre cargas orgánicas o choques causados por sustancias tóxicas. La medida correctiva consiste en aumentar el gasto de recirculación con la finalidad de diluir hasta donde sea posible el agua cruda recibida, habiendo descargado los lodos del sedimentador secundario, previamente.

La medición de la temperatura puede ser útil para identificar flujos infiltrados y descargas industriales ilegales, asimismo, este parámetro es uno de los factores más importantes, ya que afectan el crecimiento bacteriano. Generalmente la tasa de crecimiento se duplica por cada 10°C de incremento de temperatura, según la temperatura óptima del microorganismo.

Otro parámetro importante que se utiliza para controlar una planta de filtros percoladores es el pH. Por lo general, el valor del pH en el influente de un filtro percolador es muy variable, mientras que su efluente presenta valores cercanos a la neutralidad. Los cambios bruscos de pH usualmente se deben a descargas industriales y afectan gravemente la vida de los microorganismos que forman la zoogla.

Por su parte, el oxígeno disuelto juega un papel importante en los cambios biológicos que se llevan a cabo en la depuración del agua. En plantas con bajos influentes y grandes tiempos de retención en sedimentadores la cantidad de oxígeno disuelto es muy baja e incluso puede llegar a ser nula; este hecho ocasiona que proliferen las bacterias anaerobias y que el agua residual entre en condiciones sépticas desprendiendo malos olores.

La determinación de los compuestos nitrogenados, tales como nitritos, nitratos, y nitrógeno amoniacal proporcionan elementos importantes en relación al control del proceso.

La cuantificación de nitritos se utiliza para conocer que también se está llevando a cabo la nitrificación del desecho en el proceso de tratamiento. Una alta concentración de nitritos indica una nitrificación incompleta que puede ocasionar problemas tales como una alta demanda de oxígeno o bien alta demanda de cloro en el efluente.

Los nitratos rara vez se encuentran en el agua cruda a tratar o a la salida del sedimentador primario, mientras que en el efluente del sedimentador secundario es posible encontrar concentraciones de hasta 50 mg/l, esto dependiendo del contenido de nitrógeno total del agua cruda que se procesa.

El nitrógeno amoniacal está asociado con la demanda de oxígeno requerida para oxidar el amoníaco durante el tratamiento secundario. La determinación de este parámetro evalúa el grado de nitrificación, el cual está ligado con la demanda de cloro del efluente.

El fósforo es uno de los nutrientes esenciales para el crecimiento de los microorganismos durante el tratamiento secundario, su deficiencia limita el crecimiento-

biológico y obviamente disminuye la eficiencia del proceso en lo referente a la remoción de DBO. El agua residual doméstica contiene aproximadamente 10 mg/l de fósforo, de los cuales del 20 al 30% pueden ser removidos durante el crecimiento biológico de los microorganismos. Un porcentaje mayor de remoción puede ser obtenido a través de diferentes procedimientos tales como adición de iones metálicos, ajuste del pH por adición de cal, etc.

Finalmente, y de ser posible, se recomienda que, además de evaluar los parámetros antes mencionados, se cuantifique cloro residual, turbiedad y número más probable, esto de acuerdo al uso que se destine el efluente final del proceso.

3.7. MEDICION DE FLUJO.

La medición de los flujos que se están manejando dentro de la planta de tratamiento es esencial para controlar el proceso. Si se desconocen los flujos es imposible calcular tanto las cargas hidráulicas como orgánicas, tiempos de retención, gastos de recirculación y cantidades de agua tratada.

La medición de caudales es la base para calcular las necesidades de reactivos, predecir las futuras expansiones de la planta, o sus modificaciones, y evaluar las capacidades del sistema para recibir nuevas descargas. En la Fig. 3.7.1 se indican los puntos claves donde se deben colocar medidores para controlar el sistema de tratamiento en una planta típica de filtros percoladores.

En muchas plantas pequeñas únicamente se colocan medidores de gasto en el influente y ocasionalmente en el efluente. En estos casos, el operador de la planta debe de ingeniárselas para determinar los caudales que en un momento dado reciben las unidades de tratamiento. Por ejemplo, el flujo de bombeo puede ser estimado según la capacidad de la bomba.

Si se desconoce la capacidad de la bomba, se puede calcular el gasto bombeado midiendo el volumen de líquido que le llega a una estructura en un determinado periodo de tiempo, teniendo sus válvulas de salida completamente cerradas. La expresión que se aplica para calcular el gasto que alimenta la unidad es la siguiente:

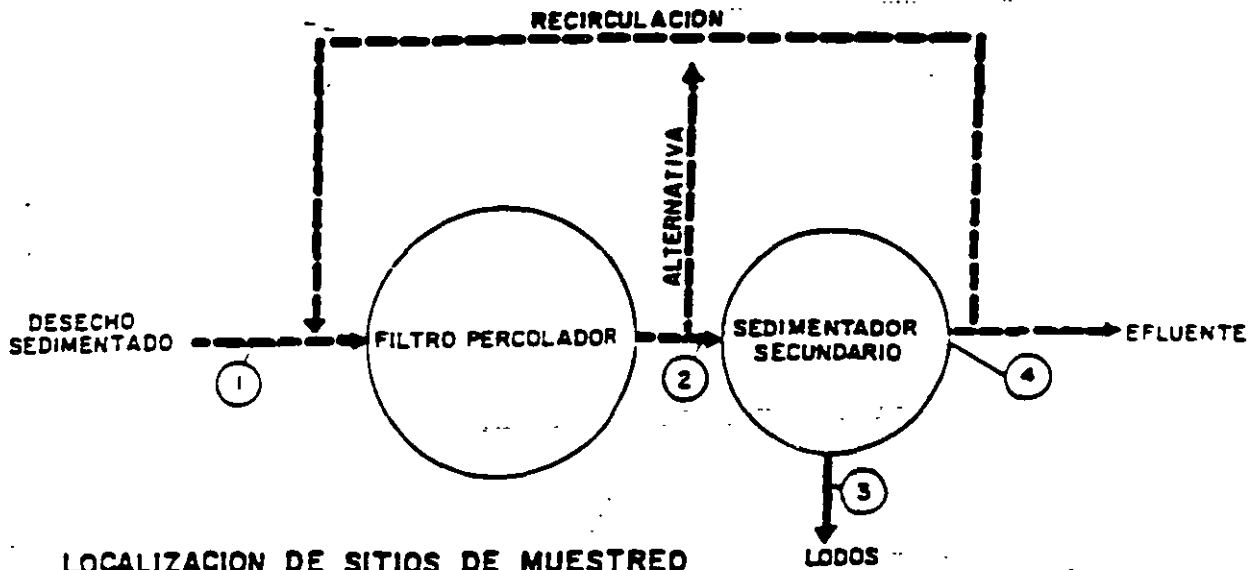
$$\text{Gasto} = \frac{\text{Area de la unidad} \times \text{tirante de agua}}{\text{Tiempo}} \dots\dots\dots (25)$$

Si el área de la unidad se mide en m², el tirante de agua en metros y el tiempo en segundos, el gasto de alimentación estará en m³/seg, y basta multiplicarlo por 1000 para obtener lt/seg.

Usualmente las plantas de tratamiento cuentan con medidores automáticos de gasto. Estos instrumentos deben de tener un mantenimiento adecuado según las indicaciones de los fabricantes y deben de calibrarse regularmente para asegurar la veracidad de las mediciones.

3.8. PROGRAMA DE MUESTREO.

La frecuencia con que debe de muestrearse y la determinación de los lugares de muestreo varía de acuerdo con la complejidad del sistema de filtros rociadores que la planta utilice, con la capacidad de laboratorio que se tenga y el cuidado que se deba de dar al efluente para su uso posterior. Un programa típico de muestreo y análisis para una planta de filtros percoladores aparece en la Fig. 3.7.1.



DESCRIPCION	LODO SEDIMENTADO EN EL EFLENTE PRIMARIO	EFLENTE DEL FILTRO	LODOS	EFLENTE DEL SEDIMENTADOR SECUNDARIO	1 A 200 lps.	MÁS DE 200 lps.	TIPO DE MUESTRA	MÉTODO DE ANÁLISIS	APLICACION DEL ANÁLISIS
GASTO	—	—	—	—	—	—	—	—	P
DBC	X	—	—	X	1/W	2/W	C	MA	P
DQC	X	—	—	X	1/W	2/W	C	MA	P
SOLIDOS SUSPENDIDOS TOTALES	X	—	—	X	1/W	2/W	C	MA	P
SOLIDOS SUSPENDIDOS VOLATILES	X	—	—	X	1/W	2/W	C	MA	P
SOLIDOS SEDIMENTABLES	X	—	—	X	D	D	C	MA	P
N AMONIACA ●	X	—	—	X	2/W	1/W	C	MA	P
NITRITOS ●	X	—	—	X	2/W	1/W	C	MA	P
NITRATOS ●	X	—	—	X	2/W	1/W	C	MA	P
FOSFORO	X	—	—	X	2/W	1/W	C	MA	P
OC	X	—	—	X	1/W	2/W	G	MA	P
PH	X	—	—	X	D	D	G	MA	I
TEMPERATURA	X	—	—	X	D	D	G	MA	I
SOLIDOS TOTALES Y VOLATILES	X	—	—	X	1/W	2/W	C	MA	P
LOCALIZACION DEL MUESTREO		2	3	4	1				

● NO APLICABLE A FILTROS SOLOS DE ALTA CARGA Y FILTROS ASPEROS

SIMBOLOGIA			
□	MUESTRA SIMPLE	I	INSPECCION
X	ANALISIS ANALITICOS	W	SEMANAL
②	PUNTO DE MUESTREO	M	MENSUAL
C	MUESTRA COMPUESTA	MA	MEDICION ANALITICA
D	DIARIO	MC	MEDICION CONTINUA
○	MUESTRA SIMPLE		
P	CONTROL DEL PROCESO		

Fig.3.7.1.- PROGRAMA DE MUESTREO Y ANALISIS PARA UN PROCESO DE FILTROS PERCOLADORES

3.9. SEGURIDAD.

Se entiende por seguridad industrial en una planta de tratamiento; "el conjunto de conocimientos técnicos y su aplicación para la reducción, control y eliminación de accidentes, por medio de sus causas; estableciendo reglas tendientes a evitarlos".

Al respecto se puede decir en general que: Los accidentes no son previsibles, pero si prevenibles; y el hecho que ocurra uno produce consecuencias tanto económicas, como psicológicas y sociales.

3.9.1. Prevención de accidentes.- Los accidentes pueden ser prevenidos usando el buen sentido común, aplicando unas pocas reglas básicas y adquiriendo un buen conocimiento de los riesgos de su planta.

El operador de una planta de tratamiento de aguas tiene la responsabilidad de operar su planta con eficiencia lo que involucra el evitar, hasta donde sea posible, los accidentes que pudieran presentarse; protegiéndose tanto a sí mismo como a su personal y visitantes. Una forma de lograr esto consiste en establecer normas de seguridad y vigilar que estas se lleven a cabo.

Las normas de seguridad varían según la planta de tratamiento de que se trate; dependiendo de la disposición de los procesos de tratamiento, equipo, herramientas y reactivos empleados; sin embargo, existen reglas generales a seguir las cuales deben de ser observadas cuidadosamente y de ellas emanar un programa de seguridad para una planta en particular.

Estas reglas son las siguientes:

- A) Defina los riesgos en su Planta de Tratamiento.
Analice las actividades tanto de rutina, como de mantenimiento y reparación para los diferentes equipos. Aprenda a reconocer acciones potencialmente peligrosas.
- B) Cuando usted identifique un riesgo tome una acción inmediata para corregirlo o eliminarlo.
- C) Si no es posible eliminar el riesgo, realice actividades que eviten accidentes y caídas en propiedades ajenas.

Esto se logra poniendo letreros grandes con letras visibles de color contrastante y alguna figura que llame la atención y sea alusiva o la indicación del letrero.

- D) Instruya a sus trabajadores.

Los trabajadores de Planta de tratamiento deben aprender a comportarse y efectuar su trabajo de un modo seguro.

Haga conscientes a sus trabajadores de los riesgos que corren; obliquelos a usar la ropa adecuada para cada labor; por ejemplo: botas de hule con suela antiderrapante para hacer la limpieza de tanques; guantes de cuero y bata gruesa para manejar los reactivos etc. Enseñe a su personal normas de higiene para evitar infecciones y enfermedades.

Al respecto los siguientes puntos que se mencionan deben de tenerse muy en cuenta para conservarse sano:

- A) Nunca se lleve a la boca ningún bocado o cualquier cosa, sin antes lavarse las manos con agua limpia y suficiente jabón.
- B) Absténgase de fumar mientras trabaja en pozos de visita, estaciones de bombeo o alguna otra unidad de tratamiento donde sus manos puedan ser contaminadas.
- C) No lleve sus botas y ropa de trabajo a su casa. Solicite que el propietario de la planta de tratamiento le proporcione servicio de lavandería.
- D) Mantenga limpio su equipo personal, tal como cinturones de seguridad, mascarillas, guantes, etc. Lo anterior permite que en una emergencia cualquier trabajador pueda utilizarlo con confianza.
- E) Mantenga sus uñas limpias y bien cortadas. Las uñas son un excelente transportador de gérmenes.
- F) Atiéndase cualquier herida o raspadura rápidamente. Cuando se trabaja con aguas residuales una herida insignificante es potencialmente peligrosa. Cualquier pequeña herida debe de limpiarse y aplicar inmediatamente una solución al 2% de tintura de yodo.
- G) Acuda al doctor para que le atienda heridas más graves.
- H) Aplíquese las vacunas de tifoidea, paratifoidea y tetanos. Debe de llevarse un registro de vacunación de todos los empleados.
- I) Cuando trabaje en el laboratorio, use perillas de succión para las pipetas en lugar de aspirar soluciones o agua residual con la boca. No use los vasos de laboratorio para tomar agua o preparar café. Nunca prepare o caliente comida en el laboratorio.
- J) Proporcione entrenamiento en primeros auxilios a todo el personal.
 - J.1. Tenga un botiquín perfectamente equipado.
 - J.2. Tenga los teléfonos de emergencia a la mano.

3.9.2. Riesgos en una planta de filtros percoladores.- En una planta de tratamiento a base de filtros percoladores deben de tomarse una serie de precauciones muy propias de este proceso entre las que podemos señalar las siguientes:

- A) Cuando sea necesario inspeccionar o darle servicio al mecanismo del distribuidor, pare el flujo de entrada de agua residual.
- B) Coloque una tarjeta de seguridad indicando que no se opere la unidad mientras este fuera de servicio. Un ejemplo de diseño de este tipo de tarjetas aparece en la Fig. 3.9.1.
- C) Pare la rotación del distribuidor y asegure los brazos amarrándolos con una cuerda a un lugar firme.
- D) Nunca se pare o camine sobre el medio filtrante mientras el distribuidor esté en movimiento. Aunque los brazos del distribuidor giran lentamente, la fuerza que los mueve es poderosa.
- E) Extrema las precauciones cuando tenga que caminar sobre el medio filtrante, puesto que la zoogénea que se encuentra en el medio es sumamente resbalosa.

PELIGRO

HOMBRE TRABAJANDO

NO OPERE ESTE
EQUIPO MIENTRAS
ESTA TARJETA ESTE
COLÓCADA

UNICA PERSONA AUTORIZADA
PARA REMOVER ESTA TARJETA SR. _____

FIRMA _____

Fig.3.9.1.- TARJETA DE SEGURIDAD

- F) Cuando inspeccione los bajos drenes recuerde que hay espacios confinados. Revise que los canales y conductos estén adecuadamente ventilados; los sólidos pueden encontrarse en condiciones sépticas y producir gases, que aunque normalmente no son un problema, hay que tomar precauciones.
- G) Si es necesario revisar el mecanismo de rotación del distribuidor ponga una base firme para circular sobre el medio filtrante, dicha base firme puede ser un entarimado a base de tablonés.
- H) En algunas ocasiones será necesario sacar el mecanismo del distribuidor para repararlo en el taller; en estos casos asegúrese que los gatos y malacates empleados, para retirarlo y colocarlo nuevamente, estén bien asentados.

3.10. MANTENIMIENTO DE FILTROS PERCOLADORES.

Un programa bien claro y definido sobre mantenimiento preventivo es una parte esencial de las operaciones de la planta. Un mantenimiento preventivo asegurará y alargará la vida del equipo; y además, operará mejor que aquel que tiene poco mantenimiento. Esta sección debe ser únicamente una guía en la realización de un programa de mantenimiento de alguna planta de filtros percoladores. En esta sección se incluye el equipo más importante de una planta de filtros percoladores.

Obra de toma.- El mantenimiento en la obra de toma normalmente incluye las rejillas de barras (manual o mecánicamente limpiables), canal de desarenación y la estación de bombeo.

- A) Rejilla de barras.- Una rejilla de barras de limpieza manual requiere de atención frecuente. A medida que la basura se acumula en las barras, bloquea el canal y causa que el flujo de agua residual se regrese por la línea de drenaje permitiendo que una mayor cantidad de materia orgánica sedimente y se descomponga produciendo condiciones sépticas en la línea de drenaje. Estas condiciones producen ácido sulfhídrico el cual huele a huevos podridos, causa corrosión al concreto, metal y pintura; y también, en algunas ocasiones, produce una atmósfera tóxica y explosiva por acumulación de metano. Lo anterior se debe a una ventilación escasa.

Con base en lo anterior, hay que mantener limpias las rejillas de barras para lo cual se recomiendan limpiezas a cada dos horas. Además, debido a que estas rejillas están en una atmósfera húmeda, hay que protegerlas de la corrosión pintándolas cada 6 meses con una pintura epóxica. Generalmente, las plantas de tratamiento poseen un canal con dos rejillas de barras para que mientras una está sujeta a mantenimiento, la otra está en operación.

Las plantas actuales utilizan normalmente una rejilla de barras con limpieza automática, la cual requiere un mínimo de atención, pero esto no significa que no requiera mantenimiento; éste consiste en lo siguiente:

- Checar que el rastrillo viaje libremente en todo el ciclo de limpieza.
- Lubricar todas las partes móviles, tales como: baleros, cadena, etc. periódicamente, de acuerdo al fabricante.
- Pintar cada 6 meses toda la unidad o cuando sea requerido.

- B) Canales desarenadores.- El mantenimiento de canales de desarenación consiste en mantener la unidad limpia y libre de corrosión; además, revisar si existen grietas en las paredes del canal. Para evitar la corrosión utilice una pintura epóxica en las paredes, una vez por año. En canales donde la remoción de arena se efectúa mediante colectores de gusanos o cadenas, hay que revisar su

desgaste cada 6 meses, y los baleros y pernos de anclaje cuando menos una vez al año. Lubrique todas las partes móviles de acuerdo al manual del fabricante.

- C) Estaciones de bombeo.- Los cárcamos de bombeo deben ser inspeccionados cuando menos cada año. Todas las partes de metal y concreto que estén en contacto con el agua residual deben tener una capa de pintura anticorrosiva, la cual debe aplicarse cuando sea necesario, al igual que todas las estructuras en la estación de bombeo. Cuando realice alguna reparación al equipo de bombeo, póngales sus guardacoples y limpie perfectamente el área o revise que no haya lloraderos en el cárcamo seco y cerciórese que las bombas de achique funcionen al nivel que se requiere que operen.
- D) Motores.- Los motores deben ser lubricados después de 2000 horas de operación o en el período marcado por el fabricante. El motor tiene que ser detenido cuando empiece a eliminar la grasa. Remueva el tapón del orificio de alimentación de grasa y taponos de los drenes. Destape el dren de cualquier grasa dura, agregue grasa nueva a través del orificio de alimentación hasta que empiece a salir por el orificio del dren. Arranque el motor y permita que opere por 15 min. para eliminar el exceso de grasa. Pare el motor e instale los taponos de los orificios de llenado y dren. Después de cinco años de operación, el embobinado del motor puede tender a deteriorarse debido a la humedad y al calor. Mándelo revisar y reparar a un taller de servicio autorizado.
- E) Bombas.- Las bombas deben ser lubricadas estrictamente bajo las recomendaciones del fabricante, no utilice lubricantes baratos de baja calidad. Revise el alineamiento de la flecha de la bomba con la flecha del motor (négalo según las indicaciones del fabricante), esto alargará la vida de los baleros del motor y de la bomba. Los baleros deben ser lubricados cada 500 horas de operación, dependiendo de las condiciones del servicio.

NOTA: Se hace más daño a los baleros cuando se sobrelubrican que cuando les falta un poco.

Asegúrese que no deje grasa ni aceite en el piso.

F) Sedimentadores.- Los siguientes puntos ayudarán al operador a mantener una operación apropiada de sus sedimentadores:

- F.1. Haga un archivo de todo el mantenimiento de su sedimentador para referencias futuras. El archivo debe tener las tarjetas de reparación con la fecha y la descripción del trabajo realizado y las fechas de lubricación. Este archivo también debe tener la dirección y teléfono del fabricante del equipo.
- F.2. Siempre lubrique el equipo en los intervalos recomendados por el fabricante, usando los lubricantes indicados. Cerciórese de no lubricar un exceso.
- F.3. Limpie todo el equipo y estructuras regularmente. Remueva el material flotante y espuma. Limpie el desnatador y caja de natas para prevenir olores.
- F.4. Inspeccione y corrija cualquier ruido, fugas, manómetros, bandas y dispositivos de seguridad.
- F.5. Drene los sedimentadores cada año y revise que la columna y rastras estén protegidas contra corrosión, si hay indicio de partes oxidadas, cepíllelas a blanco metálico y pintelas con una pintura epóxica. Revise que las rastras giren libremente. Revise que el tanque no tenga cuarteaduras.
- F.6. Mantenga los vertedores nivelados para prevenir cortocircuitos.

6) Distribuidor.- El mecanismo de rotación del distribuidor debe de lubricarse cada 2000 horas de trabajo como máximo o en el período marcado por el fabricante; al igual que cualquier motor del distribuidor debe de ser de ser cuando empiece a eliminar grasa y deben de seguirse los mismos procedimientos de arranque del mecanismo.

Los brazos del distribuidor deben de pintarse con pintura anticorrosiva dos veces al año y asegurar su buena nivelación y funcionamiento de las boquillas.

3.10.1 Mantenimiento preventivo.- Los programas de mantenimiento preventivo ayudan al personal a tener el equipo en condiciones satisfactorias de operación y ayudan a detectar y corregir pequeños detalles operativos antes que se conviertan en problemas mayores.

Una manera de hacer un programa de mantenimiento es mediante un pequeño pizarrón de mantenimiento, tal como se muestra en la Fig. 3.10.1. Este pizarrón tiene del lado izquierdo compartimientos de mica, donde se coloca una tarjeta con el equipo mayor y todo el equipo que éste contiene, viene en tarjetas debajo de la tarjeta de equipo mayor. A cada equipo le corresponde un renglón. Cada equipo de la planta de tratamiento se coloca del lado izquierdo en tarjetas.

El lado derecho del pizarrón es un calendario anual y viene presentado en meses, semanas y días, con el fin de programar mantenimiento diario, semanal, mensual, trimestral, semestral, anual o como marque el equipo. La manera de saber cuando hay que efectuar un mantenimiento, es marcado con alfileres con cabezas de color o algo similar (pueden ser imanes pintados, fichas, etc). Cada color debe representar cierto período de mantenimiento; por ejemplo: El color azul, puede ser mantenimiento mensual o trimestral, el rojo semanal, el negro anual y así sucesivamente. Se marca todo el pizarrón con estos colores y se van llevando tarjetas de registro para saber cuando se hizo el último mantenimiento o reparación.

Cuando en el pizarrón de mantenimiento hay un color para una fecha dada que indica que hay que dar mantenimiento a una bomba determinada de la estación de bombeo, entonces se toma la tarjeta y se lee en ella donde se encuentra el manual de instrucciones de servicio y en que volumen, libro o carpeta se encuentra.

El jefe de mantenimiento entonces dá instrucciones a su personal acerca del manual para que ellos sigan las instrucciones de servicio del manual del fabricante. El programa continua de esta manera.

En la actualidad, toda la información del equipo es introducido a computadoras y éstas diariamente nos indican cual equipo se le dará mantenimiento y a cual ya se le dió. La computadora nos dice que equipo y que es lo que se le requiere hacer de mantenimiento, tipo de aceite, cambio de piezas, etc.

A) Registros de mantenimiento.

Una falla que ocurre con frecuencia en los programas de mantenimiento es el olvido a registrar el trabajo o reparación después que se término con esta actividad. Cuando esto pasa el mecánico o el jefe de mantenimiento tiene que confiar en su memoria para saber cuando realizar otra actividad de mantenimiento preventivo a su equipo. Conforme pasa el tiempo, el programa de mantenimiento preventivo se olvida en el tumulto de actividades de reparaciones diarias y se pierde el control

La única manera de mantener un record de un mantenimiento preventivo es lleva

"REGISTROS". Cualquiera que sea el sistema de registros usado, debe llevar al día todas las actividades efectuadas. En la Fig. 3.10.2. se presentan tarjetas de servicio a equipo. Son fáciles de llenar y requieren poco tiempo para mantenerlas al día.

La TARJETA DE SERVICIO A EQUIPO (o tarjeta maestra) se tiene que llenar para cada pieza de equipo en la planta. Cada tarjeta debe tener el nombre del equipo, tal como: bomba de lodo o clarificador primario no. 1, etc.

- a) Enumere cada servicio de mantenimiento requerido.
- b) Haga una lista de mantenimiento indicando la frecuencia, por ejemplo: si es un servicio diario use los números 1, 2 y 3; si es semanal 4 y 5; y si es mensual 6, 7 y 8; y así sucesivamente.
- c) Describa el tipo de servicio atendiendo del trabajo.

Asegúrese de incluir todas las inspecciones mecánicas así como el servicio. Únicamente como dato de referencia incluya el número de sección donde se encuentra el equipo. La tarjeta de información de servicio puede ser cambiada para satisfacer las necesidades de su planta o equipo particular tal como recomienda su fabricante de equipo, pero asegúrese que la información en la tarjeta sea completa y correcta.

LA TARJETA DE REGISTRO DE SERVICIO, debe tener la fecha y el trabajo realizado, listado por número y firmado por el técnico quien hizo el servicio. Algunos operadores prefieren mantener todas las tarjetas archivadas, mientras otros colocan las tarjetas cerca del equipo y otras hacen las dos cosas.

Cuando la tarjeta de servicio se encuentra llena, archívela para tenerla como futura referencia y reemplacela con una tarjeta nueva, pegada a la tarjeta maestra. LA TARJETA DE SERVICIO A EQUIPO nos dice que debe ser efectuado y cuando, y la TARJETA DE REGISTRO DE SERVICIO nos dice que se hizo y cuando se hizo.

3.10.2. Mantenimiento correctivo.- Este tipo de mantenimiento es muy común en las empresas y no se lleva programa alguno y es muy costoso. Consiste únicamente en olvidarse por completo del equipo una vez que fue reparado y lubricado; y repararlo nuevamente cuando éste deje de operar. En algunas ocasiones ya se quisiera un mantenimiento correctivo, ya que el mantenimiento que se lleva es de "EMERGENCIA", por ejemplo; cuando se tienen 3 bombas de aguas negras, de las cuales dos se usan para operación normal y una bomba está en turno o stand-by por si se descompone alguna. Cuando se descompone una, la bomba de stand-by entra en operación a suplir la descompuesta, mientras que es reparada; esto es mantenimiento correctivo, ahora, si la bomba descompuesta no se repara y se descompone otra bomba, entonces hay que reparar inmediatamente alguna de las dos descompuestas para poder trabajar a la capacidad de operación. Esto último es mantenimiento correctivo pero de emergencia.

Este tipo de mantenimiento es indeseable, ya que produce una vida corta del equipo, es costoso y produce muchos problemas operacionales.

3.10.3. Conservación de edificios, terrales, canales y jardines.- El mantenimiento de edificios es otro programa que debe ser llevado a cabo con regularidad. Los edificios en una planta de tratamiento son construidos normalmente de materiales resistentes, para durar muchos años. Los edificios deben mantenerse en buenas condiciones. Cuando vaya a pintar el edificio se recomienda llamar a un experto, en pintura y pedirle la pintura más adecuada para la conservación del edificio. El experto le dirá también que combinaciones le quedan bien y cuales son los colo

Fig 3.10.1.- PIZARRON DE MANTENIMIENTO

EQUIPO	ENERO				FEBRERO				OCTUBRE				NOVIEMBRE				DICIEMBRE			
	1	2	3	4	5	6	7	8												
REJA FINOS PASSAVANII		A			A				A				A						A	
CLARIF PRIMARIOS	N																			N
AERADORES 1-16					R				R											
CLARIF SECUNDARIO	N																			N
-- SIST MOTRIZ																				
-- REDUCTOR VELDI																				
-- BASTIDAS																				
-- VALVULAS																				

A = AZUL (MANTENIMIENTO CADA DOS MESES)

R = ROJO (MANTENIMIENTO SEMESTRAL)

N = NEGRO (MANTENIMIENTO ANUAL)

Fig. 3.10.2.- TARJETAS DE SERVICIO A EQ.

TARJETA DE SERVICIO A EQUIPO				
EQUIPO: BOMBA DE AGUAS NEGRAS No 1				
ACTIVIDAD	TRABAJO A EFECTUAR	REFERENCIA	FRECUENCIA	TIEMPO
1	CHEQUE SELLO DE AGUA Y PRENSA ESTOPA	VOL. I	DIARIO	
2	OPERAR BOMBAS ALTERNADAS	VOL. I	SEMANAL	LUNES
3	INSPECCIONE ENSAMBLADO BOMBA	VOL. I	SEMANAL	MIERCOLES
4	INSPECCIONE LUBRICACION Y BALEROS	VOL. I	c/3 MESES	1, 4, 7, 10 M
5	CHEQUE LA TEMP DE OPERACION DE LOS BALEROS	VOL. I	c/3 MESES	1, 4, 7, 10
6	CHEQUE ALINEACION FLECHAS BOMBA Y MOTOR	VOL. I	c/6 MESES	4, 10
7	INSPECCIONE Y DE SERVICIO A BOMBAS	VOL. I	c/6 MESES	4, 10
8	DRENE LA BOMBA ANTES DE PARARLA	VOL. I		

* 1, 4, 7, 10 SON LOS MESES DEL AÑO, EN LOS QUE SE DEBE DAR SERVICIO

SON FUNDAMENTALES. UNA FALLA PRODUCIRA UNA PERTURBACION FUERTE DE OPERACION. PROGRAME EL TIEMPO DE MANTENIMIENTO.

C) Conservación de jardines. Si los jardines no han sido arreglados, es responsabilidad del operador mandarlos arreglar. El arreglo consistirá en poner flores y plantar zacate y árboles; y evitar malezas, roedores e insectos. Coloque señales indicando el acceso y dirección a las unidades de tratamiento, dirección de flujo en tuberías. Los jardines deben estar cercados para mantener alejada a la gente de entrar sin permiso. Mantenga bien pintada la tubería, accesorios así como el equipo para evitar dar la impresión de un monton de chatarra. Adorne su jardín muy bien, esto le ayudará mucho a mantener buenas relaciones con los visitantes, gobierno federal y su jefe, además indicará que usted está llevando a cabo un buen trabajo.

BIBLIOGRAFIA

"Aerobic biological wastewater treatment facilities"- EPA-430/9-77-06-March, 1977. U.S.A.

"Operation of wastewater treatment plants" - Water Pollution Control Federation Manual of Practice No. 11, 1970. U.S.A.

"Abastecimiento de agua y alcantarillado" - Ernest W. Steel - Editorial Gustavo Gili - Barcelona, 1972.

"Tratamiento y depuración de las aguas residuales" - Metcalf - Eddy - Editorial Labor, S.A. - México, 1977.

"Tratamiento de aguas negras y desechos industriales" - George E. Barnes - Manual Utnea No. 337 - México, 1967.

"Instructivo para la toma y transporte de muestras de aguas para análisis físico-químicos y bacteriológicos" - SRH - México, 1976.

"Análisis de aguas y aguas de desecho" - SRH - México, 1974.

res más adecuados para tuberías y estructuras. De la debida importancia a la calidad de la pintura, una pintura cara pero buena, le dará una mejor protección durante más tiempo.

Los tanques de la planta y canales, tales como clarificadores, desarenadores y cárcamos de bombeo, deben ser drenados o vaciados para inspección cuando menos una vez por año. Cerciórese que el nivel freático está lo suficientemente abajo de tal manera que los tanques no flotarán con el agua del subsuelo cuando lleve a cabo el vaciado de los tanques o que se produzcan grietas por la presión del subsuelo.

Los jardines mantenidos en buenas condiciones darán una apariencia grata a la planta. Esto es muy importante cuando lleguen visitantes y le ayudará a mantener buenas relaciones con el público en general. Un arreglo a los jardines da buena apariencia. Generalmente una planta con muchos jardines y flores dará la apariencia de que la planta es limpia y está operando en las mejores condiciones; sin embargo una planta sucia, descuidada, mal pintada, dará muy mala imagen. El operador debe tener muy en cuenta esto.

A) Conservación de edificio.- El programa de mantenimiento de edificios, depende de la edad, tipo y uso de un edificio. En edificios nuevos se requiere checar que todos los accesorios trabajen apropiadamente. Edificios viejos requieren observaciones cuidadosas y una rápida atención por fugas, equipo descompuesto (aire acondicionado, calefacción, etc), reposición de accesorios (lámparas, sanitarios, lavabos, etc). Se tiene que dar atención a muchas cosas en edificios, tales como: sistema eléctrico, plomería, calefacción o refrigeración, ventilación, pisos, ventanas, azoteas y drenaje y alcantarillas. Realice un chequeo regular de estas y prevenga problemas futuros.

En cada edificio de la planta, verifique periódicamente escaleras, barandales de seguridad, plataformas y asegúrese que hay un buen alumbrado, altura y buenos barandales de protección. Rechace cualquier alteración o desorden en los edificios, tales como tubería torada, insuficiente claro libre para pasar por un camino determinado, alcantarilla destapada, etc. Las áreas de almacén deben estar organizadas y limpias.

Mantenga todos los edificios limpios y ordenados. Los sanitarios deben encontrarse en perfectas condiciones de operación y muy limpios. Todas las herramientas de la planta y el equipo debe ser mantenido limpio y en un lugar apropiado. Pisos, ventanas y paredes deben asearse regularmente para mantener una buena limpieza. Una planta de tratamiento que se mantiene limpia y ordenada proporciona un agradable y seguro ambiente de trabajo.

B. Conservación de tanques y canales.- Programe inspecciones de tanques y canales durante períodos de bajo flujo. Cambie flujos para revisar tanques. Todas las superficies de metal que están en contacto con el agua residual y expuestas a gases del agua residual, deben estar debidamente protegidas con pintura especial. El recubrimiento debe realizarse cuando la inspección así lo indique. En superficies donde se haya caído la pintura protectora (por ejemplo en tuberías) hay que limpiar con chorro de arena (Sand blast) o con cepillo de alambre, antes de aplicar alguna pintura.

La pintura para proteger tanques o canales generalmente es del tipo asfáltica. Este mantenimiento debe ser periódico. En áreas no muy severas una pintura plástica será suficiente. Vea al experto en pinturas.

CUIDADO: DRENADOS PERIÓDICOS, INSPECCIONES Y REPARACIONES DE TANQUES Y CANALES



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO EN MANEJO INTEGRAL DE
AGUAS MUNICIPALES**

**MÓDULO IV
CA 086**

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

TEMA

LODOS ACTIVADOS

**EXPOSITOR: M. EN I. JOSÉ LUIS TORRES CANO
PALACIO DE MINERÍA
JULIO DEL 2002**

SISTEMAS DE AERACIÓN

LOS SISTEMAS DE AERACIÓN TIENEN UN DOBLE FIN:

APORTAR EL OXÍGENO REQUERIDO A LOS MICROORGANISMOS

SUMINISTRAR AGITACIÓN PARA MANTENER LOS SÓLIDOS EN SUSPENSIÓN Y PERMITIR LA DIFUSIÓN DEL AIRE

EFICIENCIA DE LOS EQUIPOS DE AERACIÓN

LA CAPACIDAD DE TRANSFERENCIA DE UN EQUIPO DE AERACIÓN PUEDE DEFINIRSE POR MEDIO DE LOS SIGUIENTES CRITERIOS:

**APORTACIÓN ESPECÍFICA. KG DE OXÍGENO DISUELTO POR
KWH CONSUMIDO**

EFICIENCIA DE TRANSFERENCIA DE OXÍGENO.

**KG O₂ TRANSFERIDO /HORA.
EL CUAL DE DETERMINA EN CONDICIONES NORMALES**

-AGUA PURA

- PRESIÓN ATMOSFÉRICA

- TEMPERATURA 10 Ó 20 °C

- CONTENIDO DE OXÍGENO DISUELTO. 0 MG/L

LA EFICIENCIA REAL DE TRANSFERENCIA DE OXÍGENO DEBE CORREGIRSE PARA CADA CASO EN PARTICULAR, YA QUE DEPENDE DE MUCHOS FACTORES:

PROFUNDIDAD Y FORMA DEL TANQUE

TIPO DE AERADOR

AGUA RESIDUAL (SDT, TENSOACTIVOS, GRASAS, ETC)

CONDICIONES DEL LUGAR (T, ALTURA SOBRE EL NIVEL DEL MAR)

LA TRANSFERENCIA DE OXÍGENO REAL SE CALCULA DE LA SIGUIENTE ECUACIÓN:

$$N = N_0 \frac{\beta C_s - C_L}{9.2} \alpha \times 1.02^{T-20}$$

DONDE:

N = TRANSFERENCIA DE OXÍGENO REAL

N₀ = TRANSFERENCIA DE OXÍGENO A CONDICIONES NORMALES

C_s = CONCENTRACIÓN DE SATURACIÓN DE OXÍGENO, EN EL LUGAR.

C_L = CONCENTRACIÓN DE OXÍGENO EN EL AGUA RESIDUAL

β = FACTOR O COEFICIENTE DE DÉFICIT DE OXÍGENO

β = C_s AGUA RESIDUAL / C_s DEL AGUA PURA

α = FACTOR QUE DEPENDE DE LA NATURALEZA DEL AGUA Y TIPO DE AERADOR.

OTROS FACTORES QUE SE DEBEN ANALIZAR

VELOCIDAD DE AGITACIÓN . DEBE SER ADECUADA PARA EVITAR LA SEDIMENTACIÓN

POSIBILIDAD DE ADAPTACIÓN A LAS NECESIDADES

FIABILIDAD DE TODAS LOS COMPONENTES, REDUCTORES, COMPRESOR, DIFUSOR, TUBERÍAS, ETC

COSTO DE INVERSIÓN, OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO

CLASIFICACIÓN DE LOS AERADORES

AERADORES DE SUPERFICIE

- AERADORES DE EJE VERTICAL Y VELOCIDAD LENTA.

VELOCIDAD PERIFÉRICA DE 4 - 6 m/s

- AERADORES DE EJE VERTICAL Y GRAN VELOCIDAD

750-800 RPM

- AERADORES DE EJE HORIZONTAL

PUEDEN MONTARSE EN FORMA LONGITUDINAL O TRANSVERSAL

LA TRANSFERENCIA ESPECÍFICA DE OXÍGENO PARA ESTOS AERADORES DEPENDE DE:

POTENCIA ESPECÍFICA, VELOCIDAD, DE LA INMERSIÓN, FORMA DEL DEPÓSITO Y RELACIÓN SUPERFICIE/ PROFUNDIDAD

AERACIÓN POR AIRE COMPRIMIDO

ES LA INYECCIÓN DE AIRE A PRESIÓN MEDIANTE DIFUSORES, QUE SE DIVIDEN EN FUNCIÓN DEL TAMAÑO DE LAS BURBUJAS QUE PRODUCEN:

DIFUSORES DE BURBUJA GRUESA. DIÁMETRO DE 6MM

DIFUSORES DE TAMAÑO MEDIO. DIÁMETROS DE 4 A 6 MM

DIFUSORES DE BURBUJA FINA. DIÁMETROS < 3 MM. EMITIDAS POR DIFUSIÓN DE AIRE A TRAVÉS DE CUERPOS POROSOS.

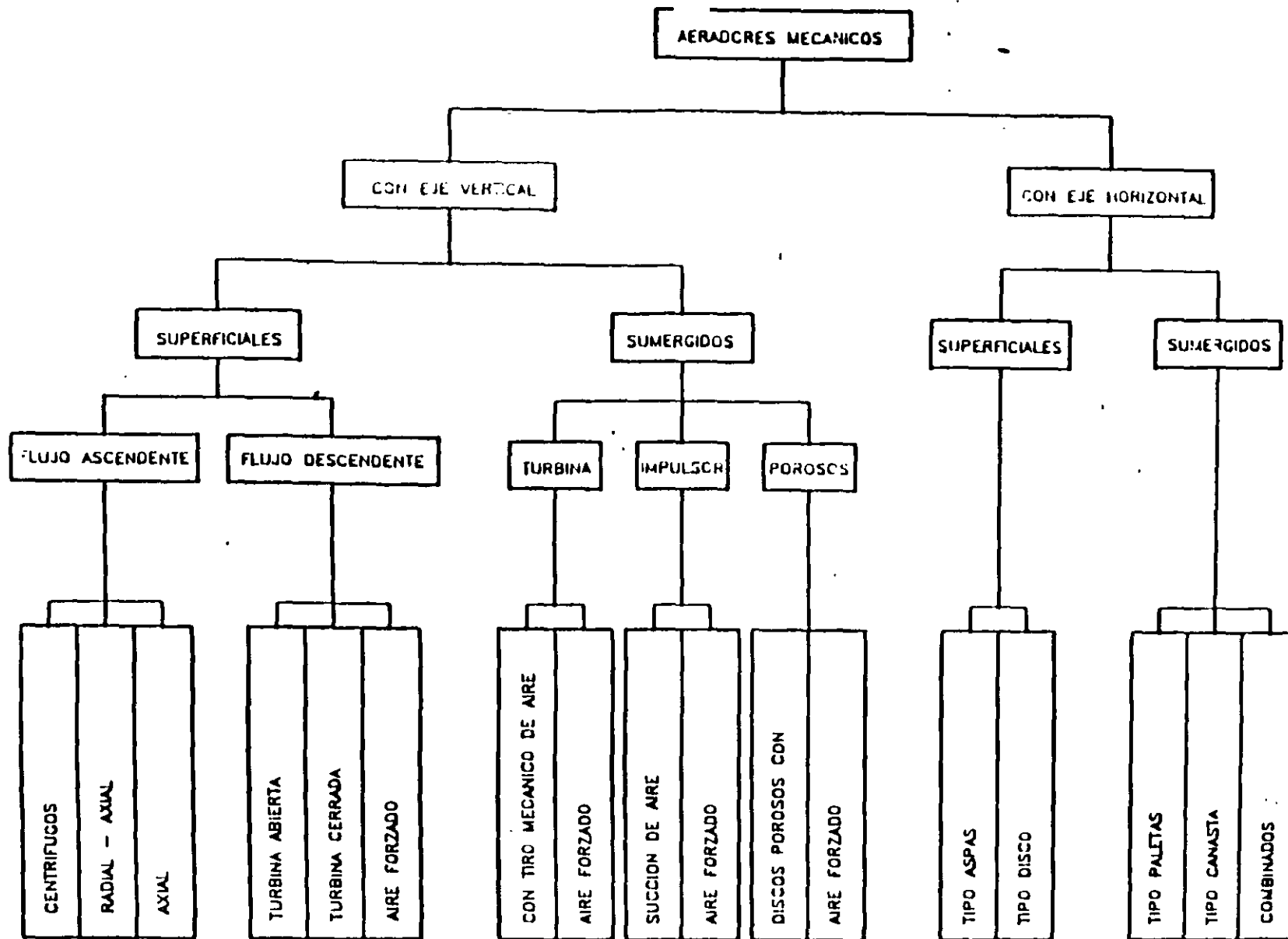
EL RENDIMIENTO DE OXIGENACIÓN PARA ESTOS EQUIPOS DEPENDE DE:

NATURALEZA DE LOS DIFUSORES Y SU DISPOSICIÓN (PUNTUAL, EN LÍNEA, EN EL FONDO)

PROFUNDIDAD DE INYECCIÓN. EN EL LÍMITE DE 2.5 A 8.0 M.

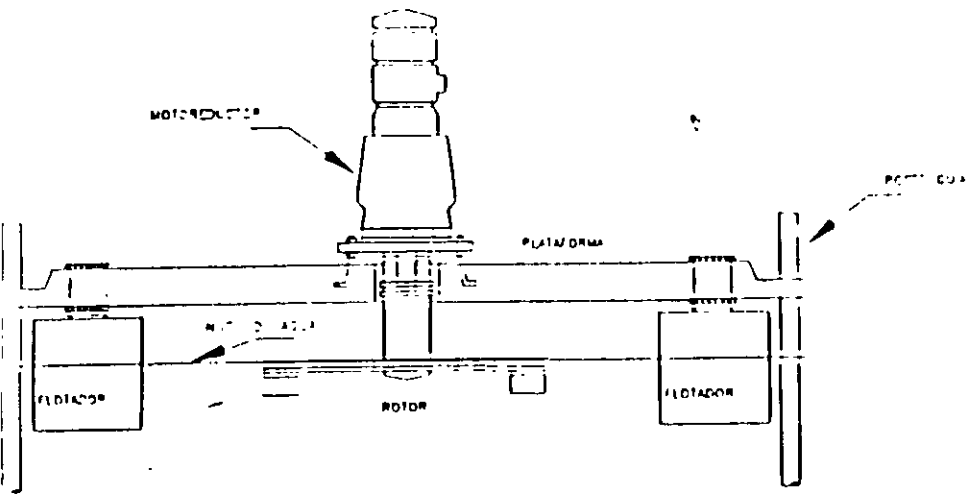
CAUDAL DE AIRE

SECCIÓN TRANSVERSAL DEL DEPÓSITO.

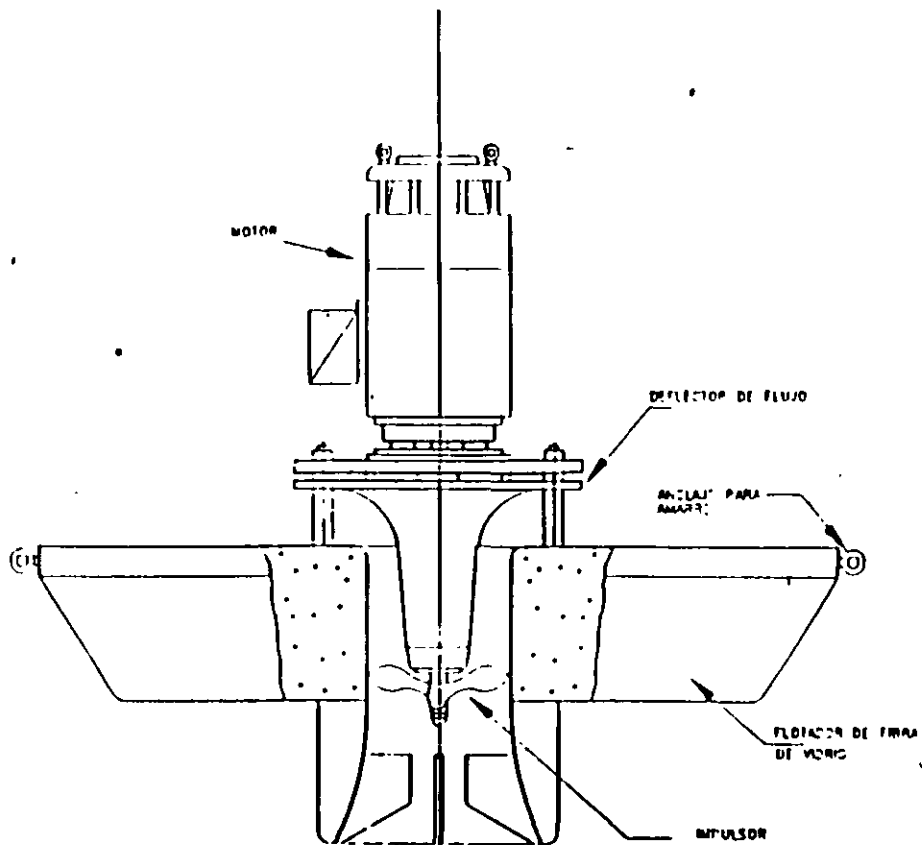


.. RANGOS DE EFICIENCIA DE AERACIÓN PARA DIVERSOS AERADORES MECÁNICOS.

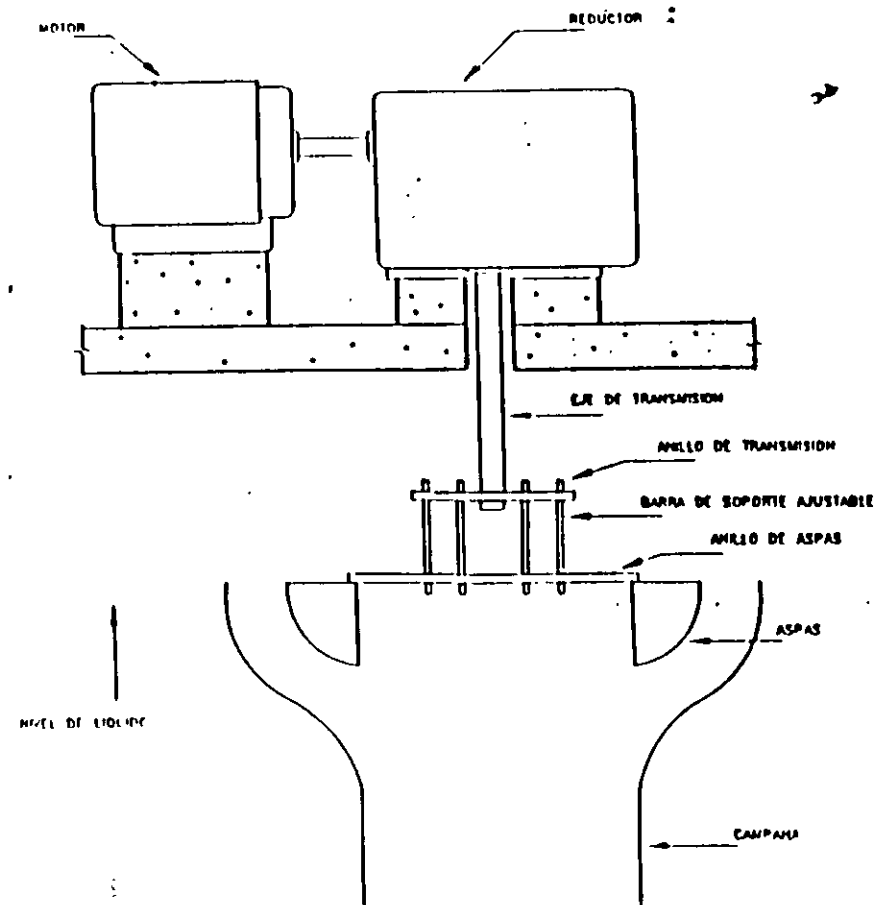
TIPO DE AERADOR	EFICIENCIA DE AERACION kg O ₂ /Kw-h	
	STANDAR	CAMPO
Superficiales centrífugos de baja velocidad.	1.2-3.0	0.7-1.4
Superficiales centrífugos con tubo de succión.	1.2-2.8	0.7-1.3
Superficiales axiales de alta velocidad.	1.2-2.2	0.7-1.2
Flujo descendente con turbina abierta	1.2-2.4	0.6-1.2
Flujo descendente con turbina cerrada	1.2-2.4	0.7-1.3
Turbina sumergida.	1.2-2.0	0.7-1.1
Impulsor sumergido.	1.2-2.4	0.7-1.1
Rotor superficial.	0.9-2.2	0.5-1.1



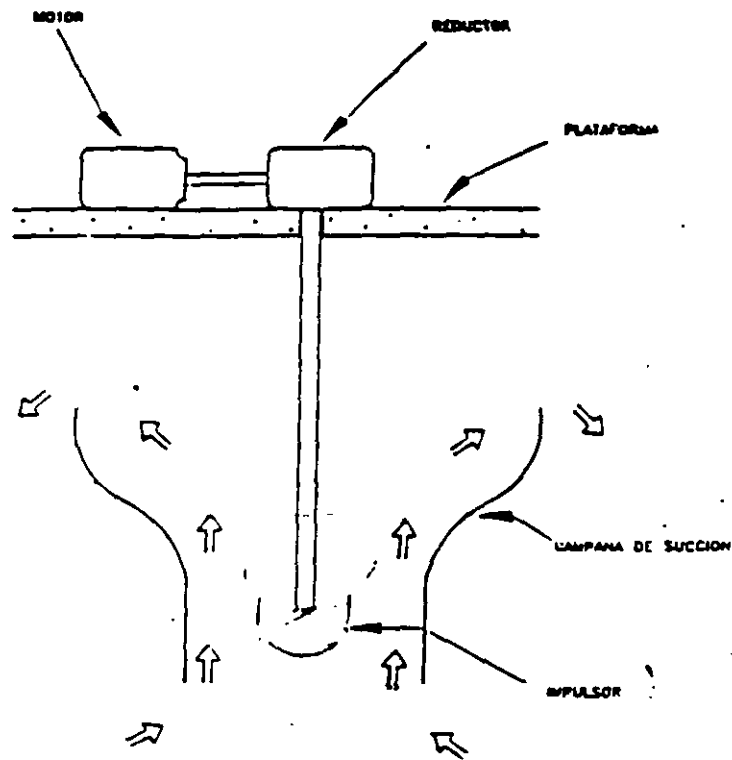
AERADOR MECANICO DE EJE VERTICAL Y BAJA VELOCIDAD.



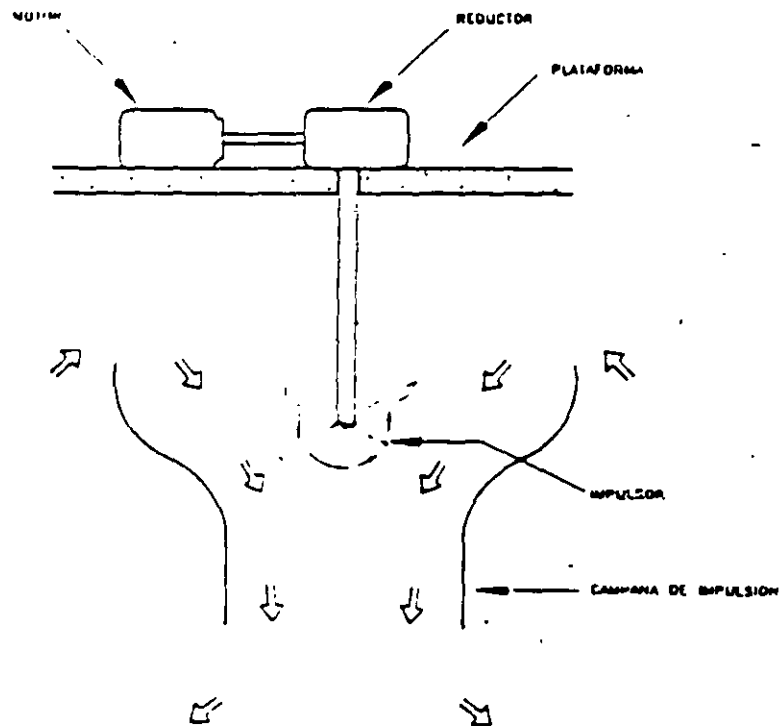
AERADOR SUPERFICIAL FLOTANTE DE EJE VERTICAL Y ALTA VELOCIDAD, CON IMPULSOR



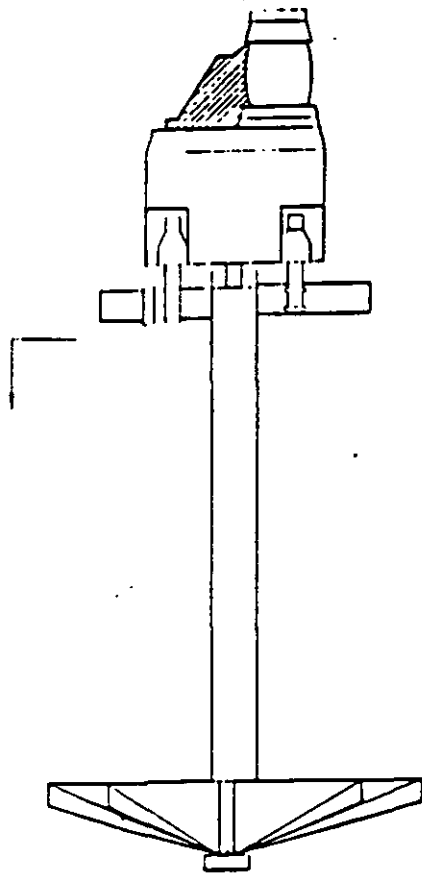
AERADOR MECANICO DE EJE VERTICAL TIPO ASPAS



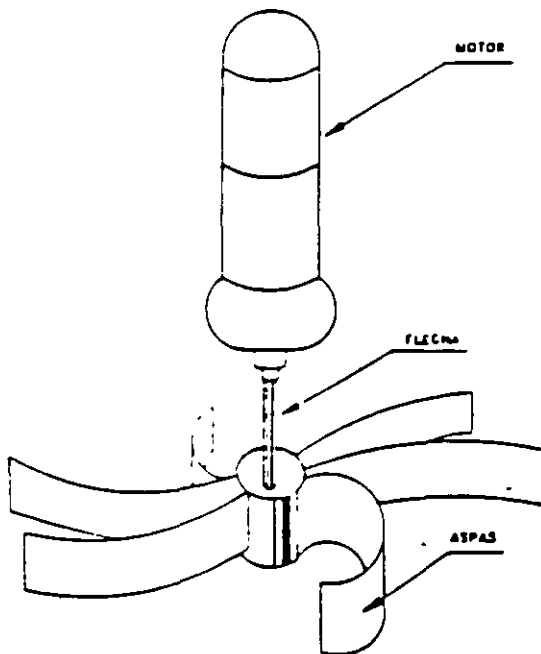
**AERADOR MECANICO EJE VERTICAL
DE TURBINA FLUJO ASCENDENTE**



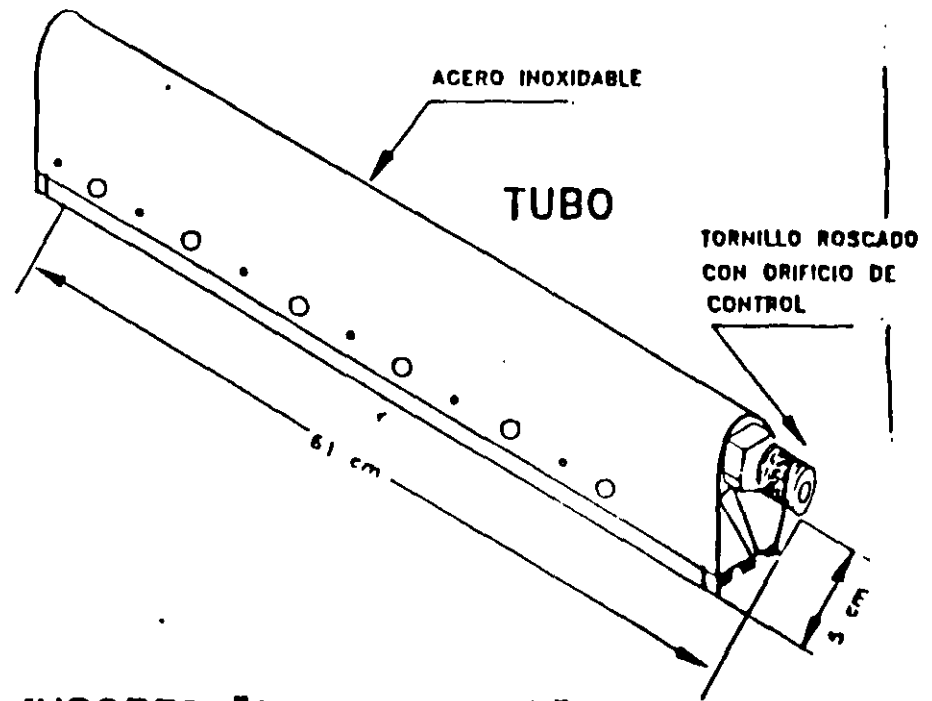
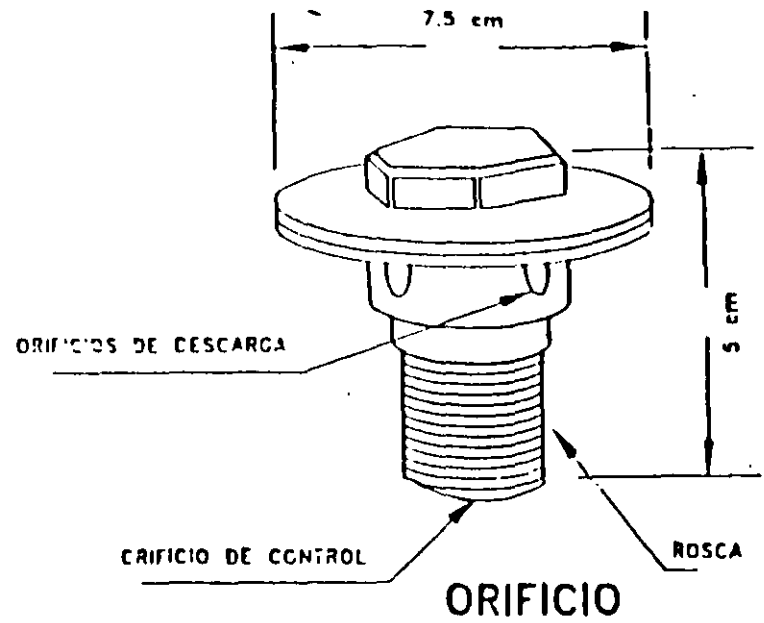
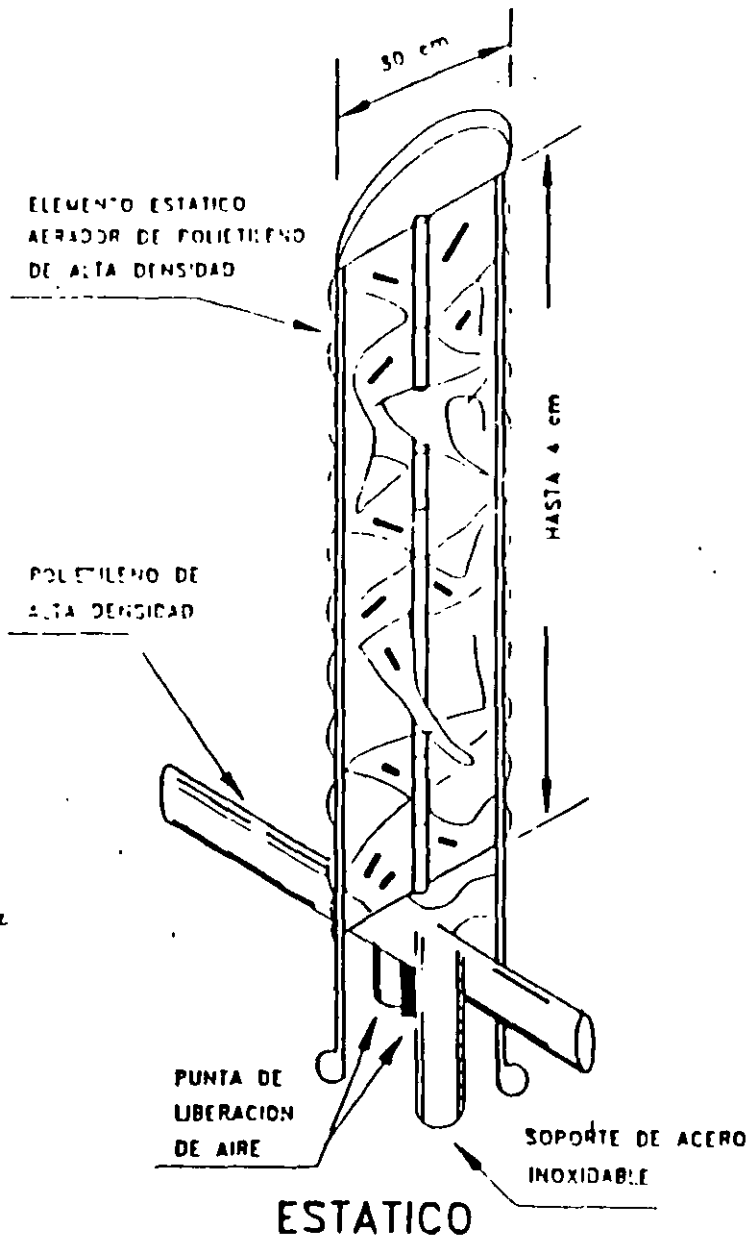
**AERADOR MECANICO EJE VERTICAL
IMPULSOR DE FLUJO DESCENDENTE**



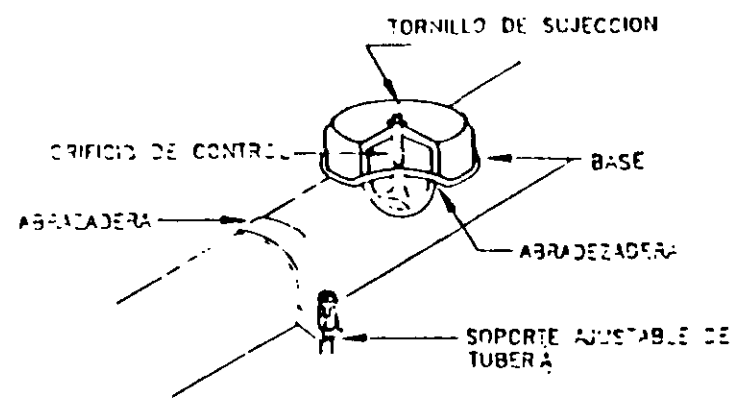
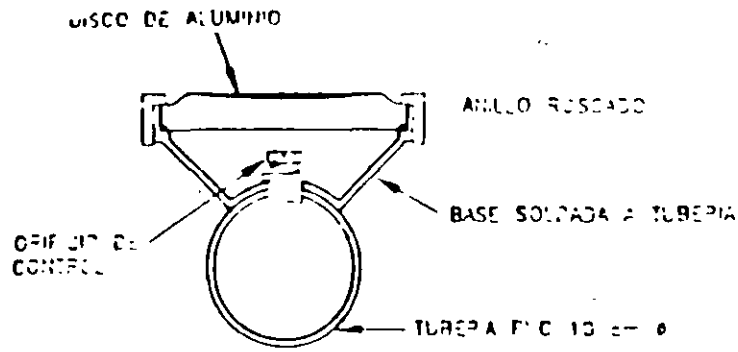
AERADOR MECANICO SUMERGIDO DE BAJA VELOCIDAD



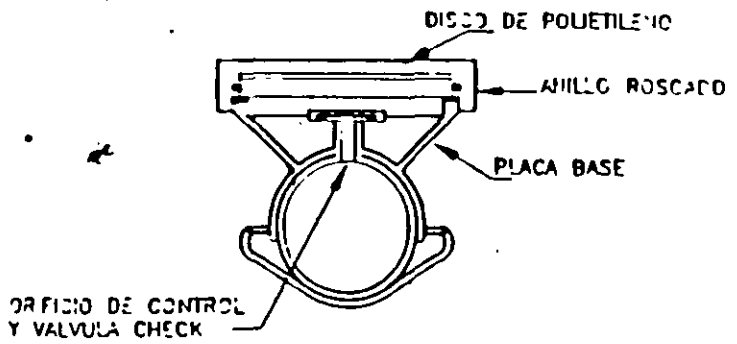
AERADOR MECANICO AXIAL CON ASPAS ABIERTAS



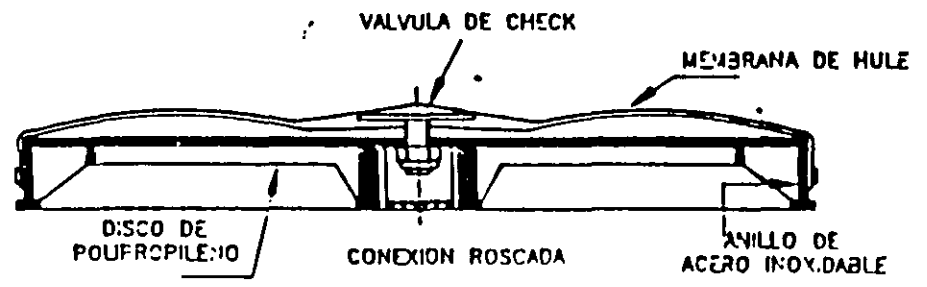
DIFFUSORES "NO POROSOS"



(b)



(a)



(c)

DIFUSORES POROSOS: a) disco, b) domo, c) disco perforado

PARAMETROS COMUNES DE DISEÑO Y OPERACION PARA SISTEMAS DE LODOS ACTIVADOS.

	AERACION			AERACION		ESTAB-CONT		NITRIFICACION
	EXTENDIDA	CONVENCIONAL	ALTA TASA	MODIFICADA	ESTAB-CONT	CONTACTO	ESTABILIZACION	UNA ETAPA
F/M. KG DBO/KG SSLM *DIA	≤ 0.05	0.15 - 0.4	0.4 - 1.0	1.5 - 3.0	0.15 - 0.5	0.5 - 2.0	-----	0.05 - 0.15
T R S. DIAS	> 30	4 - 9	2 - 4	≤ 1	3 - 10	-----	-----	10 - 15
KG DBO5 / M3*D SSLM = 3.000 mg/L	0.16 - 0.24	0.32 - 0.96	1.12 - 2.9	1.4 - 2.9	0.48 - 1.1	1.4 - 2.9	-----	0.16 - 0.48
% REMOCION DBO5	≥ 90	90 - 95	85 - 90	60 - 75	85 - 95	85 - 95	-----	≥ 95
T. R. H. HORAS	16 - 24	4 - 8	2 - 4	0.5 - 2.0	-----	1 - 3	3 - 6	6 - 12
OCURRE LA NITRIFICACION	SI	POSIBLE	NO	NO	POSIBLE	NO	POSIBLE	SI
REQUER DE OXIGENO KG/KG DBO REMOV.	1.4 - 1.6	0.8 - 1.1	0.7 - 0.9	0.4 - 0.6	0.8 - 1.1	0.4 - 0.6	0.3 - 0.5	1.1 - 1.5
TASA DE RECIRCULA- CION DE SOLIDOS (% Q)	100 - 300	90 - 100	30 - 100	10 - 30	25 - 75	50 - 100	-----	30 - 100
SSLM. mg/L SSLM * .8 = SSVLM	2.000 - 6.000	1.500 - 4.000	3.000 - 5.000	500 - 1.500	-----	2.000 - 4.000	6.000 - 10.000	3.000 - 6.000
CONSUMO DE OXIG (mg/g * n SSLM)	3 - 8	7 - 15	15 - 25	20 - 40	-----	20 - 30	10 - 30	3 - 8
GENER DE LODO DE DESECHO (KG/KG DBO5 REMOV)	0.15 - 0.3	0.4 - 0.6	0.5 - 0.7	0.6 - 1.2	0.4 - 0.6	-----	-----	0.15 - 0.3

SLT 0 mg/L.
 *DBF JARSE OXIGENO SI LA NITRIFICACION TIENE LUGAR

R. WPCF 1111 DE PRACTICE No. 8 WASTEWATER TREATMENT AND DES



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
CURSOS ABIERTOS**

**DIPLOMADO EN MANEJO INTEGRAL DE
AGUAS MUNICIPALES**

**MÓDULO IV
CA 086**

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

TEMA

**TRATAMIENTO DE LODOS DE AGUAS RESIDUALES E
INDUSTRIALES**

**EXPOSITOR: M. EN I. JOSÉ LUIS TORRES CANO
PALACIO DE MINERÍA
JULIO DEL 2002**

UNAM

FACULTAD DE INGENIERÍA

DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

**PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS
RESIDUALES MUNICIPALES, INDUSTRIALES Y
REUSO.**

**TEMA: TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
POR EL PROCESO DE LODOS ACTIVADOS.**

JOSE LUIS TORRESCANO ESPAÑA

TRATAMIENTO SECUNDARIO

LODOS ACTIVADOS

INTRODUCCIÓN A LOS PROCESOS BIOLÓGICOS

Los objetivos del tratamiento biológico aplicado al agua residual, son: coagular y remover los sólidos coloidales y disueltos no sedimentables y estabilizar la materia orgánica.

Los principales microorganismos responsables de remover grandes cantidades de materia orgánica en los procesos biológicos aerobios, son las bacterias, en su mayoría aerobias facultativas heterotrofas. Pruebas realizadas sobre un gran número de diferentes bacterias indican que están constituidas por aproximadamente 80% de agua y 20% de material seco, del cual 90% es orgánico y 10% inorgánico, una fórmula aceptada para la materia orgánica es C,H,C,N, del cual 53% de peso seco es carbono.

Además de la fuente de carbono orgánico y la presencia de oxígeno principales abastecedores de carbono y energía para la síntesis y mantenimiento de funciones, debe haber elementos inorgánicos como nitrógeno y fósforo, y trazas de elementos como azufre, potasio, calcio, y magnesio que son vitales para la síntesis celular.

En presencia de oxígeno, la oxidación aeróbica toma lugar; parte de la materia orgánica es sintetizada a nuevos microorganismos, otra parte es oxidada a productos finales relativamente estables como C_2 , agua y NH_3 , y en ausencia de materia orgánica las mismas células o microorganismos entran en una etapa endógena para obtener la energía necesaria para el mantenimiento de sus funciones. En la mayoría de los tratamientos biológicos estos tres procesos ocurren simultáneamente.

Para un proceso aeróbico y considerado a las bacterias como la población dominante, los tres procesos anteriores pueden representarse de la siguiente manera.

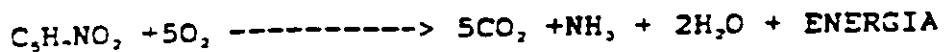
OXIDACION:

$COHNS + O_2 + BACTERIAS \rightarrow CO_2 + NH_3 + ENERGIA + OTROS$
PRODUCTOS FINALES

SINTEISIS:

$COHNS + C_2 + BACTERIAS \rightarrow ENERGIA + C,H,NO_2$

RESPIRACIÓN ENDOGENA:



donde $C_5H_7NO_2$ representa la materia orgánica contenida en el agua.
 $C_5H_7NO_2$ representa la materia celular bacteriana.

DESCRIPCIÓN DEL PROCESO DE LODOS DE LODOS ACTIVADOS

La fig.1 representa el diagrama típico del tratamiento biológico por el proceso de lodos activados para un sistema de flujo continuo con recirculación de lodos.

El proceso se lleva a cabo de la siguiente manera: El residuo entra al reactor o aerador en el que se encuentra un cultivo de microorganismos, en su mayoría bacterias en suspensión, las cuales en su conjunto se les conoce como licor mezclado. El medio ambiente aeróbico así como la mezcla de sustrato (que es el agua residual influente S_0) y de microorganismos (medidos como sólidos suspendidos volátiles SSV) se mantienen mediante el uso de aeración mecánica de superficie o inyección de aire por difusores generando aire con sopladores. Después de un determinado tiempo de retención, el licor mezclado pasa a un tanque de sedimentación secundaria, donde se lleva a cabo la separación de microorganismos (en forma de floculos) del agua, la cual sale por la parte superior del tanque, terminando aquí su proceso de tratamiento. Una parte de la biomasa sedimentada se retorna al tanque de aeración para mantener una concentración adecuada de sólidos suspendidos volátiles en el licor mezclado, y la otra es retirada del sistema como desecho, siendo este lodo la contaminación que se le ha quitado al agua anfluente.

Se han encontrado estudios sobre tratamiento de aguas residuales industriales por medio de este proceso (lodos activados) para una gran variedad de desechos líquidos, sin embargo, debido a los giros de cada industria, los efluentes varían tanto en cantidad como en calidad, por lo que es necesario realizar estudios en particular del agua residual a la que se le dará tratamiento.

Para diseñar un proceso de lodos activados lo más recomendable, cuando se desconoce la calidad del desecho a tratar, es realizar un estudio de tratabilidad, obtener las constantes cinéticas y a partir de estas calcular el volumen necesario para obtener la eficiencia deseada de tratamiento, así como otros parámetros de diseño y operación.

DISEÑO DE UN PROCESO DE LODOS ACTIVADOS

CONSIDERACIONES DE DISEÑO

El siguiente tema contempla el diseño del reactor o tanque de aeración de un proceso de lodos activados, considerando un agua de origen municipal con variaciones normales en sus características para remover de esta agua, carga orgánica medida, principalmente, como demanda bioquímica de oxígeno (DBO₅) y/o demanda química de oxígeno (DQO).

El tanque de aeración o reactor es la parte fundamental de un sistema de lodos activados, su diseño y operación está gobernado por numerosas variables, algunas de las cuales están fuera del control de diseño, por ejemplo, cuando en el diseño no se consideró la descarga de residuos tóxicos y/o inhibitorios, y cuando se opere la planta pudieran estar presentes estas descargas.

Otras características del agua residual a tratar que deben considerarse, tales como concentración de nutrientes necesarios, carga orgánica (DBO₅), temperatura son parámetros que deben tomarse en cuenta cuando se dimensiona el tanque de aeración.

PARAMETROS DE DISEÑO

*PRUEBAS DE TRATABILIDAD

Las pruebas de tratabilidad consisten en simular, a nivel laboratorio o piloto, el proceso de lodos activados, alimentando a 4 o 5 reactores con el agua en estudio, y manteniendo para cada reactor diferentes condiciones de operación, como son tiempo de retención hidráulico y concentración de sólidos suspendidos ya sean totales o volátiles. Para realizar estos estudios, generalmente, se usan reactores de acrílico de 20 a 30 litros de capacidad, con sedimentador secundario integrado fig. 2 se operan de 10 a 12 semanas, con los datos obtenidos se calculan las constantes cinéticas del agua en particular, y a partir de estas, se dimensiona la unidad de aeración, se calculan los requerimientos de oxígeno y la generación de lodo.

*TIEMPO DE RETENCIÓN HIDRÁULICO

Para la aplicación de este parámetro, se considera el flujo que recibirá la planta de tratamiento, sin tomar en cuenta la carga orgánica o DBO, del agua residual, ni la concentración de los sólidos o microorganismos que se manejarán en el tanque de aeración. Por lo que generalmente se utiliza solo para verificar que el flujo que se recibe, tendrá un tiempo de retención hidráulico dentro de los tiempos recomendados, que para un agua de origen municipal deberá estar entre 4 y 8 horas.

La formula para obtener el tiempo de retención hidráulico es:

$$t = V / Q$$

donde:

t = tiempo de retención hidráulico, hr

V = Volumen del tanque de aeración, m³

Q = Flujo del agua residual, m³/h

Por ejemplo para un flujo de 3 L/seg = 7 m³/h

El volumen necesario del tanque de aeración, para mantener un tiempo de retención de 6 horas será de:

$$V = t \cdot Q = 6 \cdot 7.2 = 43.2 \text{ m}^3$$

*RELACION ALIMENTO/MICROORGANISMOS, (F/M)

Este importante parámetro, tanto en el diseño como en la operación de un sistema de lodos activados, considera tanto la concentración de materia orgánica, generalmente medida como DBO₅, así como la concentración de microorganismos, medidos como sólidos suspendidos totales o volátiles, que hay en el sistema.

Los valores típicos de diseño y operación de este parámetro para un proceso de lodos activados convencional, para un agua de origen municipal son de 0.15 a 0.4 d⁻¹. En el tema de operación se presenta un ejemplo para el cálculo de la relación F/M, F se deriva de food (alimento), en inglés y M de microorganismos.

*TIEMPO MEDIO DE RETENCIÓN CELULAR (TMRC).

Este parámetro, algunas veces llamado edad de lodo, se refiere al tiempo que sería necesario para retirar del sistema la masa de microorganismos.

Los valores típicos de este parámetro son de 8 a 15 días. El TMRC es importante en el diseño, pero aún más en la operación de un sistema de lodos activados, por lo que el cálculo y ejemplo numérico se presenta posteriormente.

*CARGA ORGÁNICA

La carga orgánica se refiere a los kilogramos de materia orgánica, medida como DBO, que se aplica por m³ del reactor o tanque de aeración. Para un proceso convencional de lodos activados los valores de este parámetro, deben de estar dentro del rango de 0.32 a 0.96 kg/día de DBO, por m³ del tanque de aeración, (kg DBO/m³*d).

Por ejemplo si se considera un valor de diseño de 0.7 kg por día de DBO, por m³ del tanque de aeración y se tienen los siguientes datos:

$$\text{DBO del efluente} = 2,000 \text{ mg/l} = 0.2 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Flujo de entrada} = 7.2 \text{ m}^3/\text{h}$$

La carga orgánica que entra al sistema será de :

$$0.2 \text{ kg/m}^3 \times 7.2 \text{ m}^3/\text{h} = 1.44 \text{ kg/h} = 34.6 \text{ kg/d}$$

El volumen del tanque necesario para mantener una carga orgánica de 0.7 kg DBO/m³ será de:

$$V = (34.6 \text{ kg/d}) / (0.7 \text{ kg DBO/m}^3 \cdot \text{d})$$

$$V = 49.5 \text{ m}^3$$

* CARGA HIDRÁULICA

En realidad este parámetro es el mismo que el tiempo de retención hidráulico, es decir, no considera concentración de carga orgánica que entra al aerador, así como tampoco la concentración de microorganismos en el mismo tanque.

Son los metros cúbicos de agua residual que se aplica al aerador, en un determinado tiempo, entre los m^3 del reactor. El rango de este parámetro, cuando se maneja el flujo en m^3/h y el volumen del aerador en m^3 es el mismo que el tiempo de retención hidráulico, comentado anteriormente.

MODIFICACIONES AL PROCESO DE LODOS ACTIVADOS

Existen varios sistemas para tratar biológicamente el agua residual; el proceso de lodos activados es uno de los más comunes y eficientes, cuando el diseño y operación se realizan adecuadamente. Dentro del proceso de lodos activados existen modificaciones; algunas de las más comunes se presentan en este capítulo, aunque cada variante no se discute a detalle, el principio de operación, presentado en este documento, generalmente se aplica a todas las variantes del proceso para tratar agua residual de origen municipal.

FLUJO PISTÓN

En esta modificación, el agua residual se conduce por una serie de canales construidos en el tanque de aeración. Un diagrama de flujo para un esquema de flujo pistón se presenta en la fig. 3. De la figura anterior se puede ver que el agua residual fluye a través del tanque de aeración como un pistón, y es tratada conforme avanza por los canales del tanque reactor.

Conforme el residuo pasa por el tanque, la concentración de carga orgánica (DBO₅), se reduce gradualmente. Variaciones a este esquema de flujo incluyen la disminución de lodo de recirculación, cantidad de aire (oxígeno) a lo largo del tanque. Lo anterior es posible debido a que la DBO₅ del agua residual, disminuye conforme el tratamiento avanza; por lo tanto los requerimientos de oxígeno y microorganismos se reducen, logrando con esto un ahorro de energía, sin embargo la operación requiere de un control muy preciso.

COMPLETAMENTE MEZCLADO

Esta variante del proceso de lodos activados, se caracteriza porque el agua residual que entra al tanque de aeración inmediatamente se mezcla con los microorganismos y oxígeno, la fig. 4, presenta el diagrama de flujo de esta variante.

Ya que el agua residual se mezcla completamente con el oxígeno y microorganismos, medidos como sólidos suspendidos volátiles (SSV), la concentración de SSV o microorganismos y oxígeno será la misma en todo el tanque. Esta es la modificación del proceso de lodos activados más común. Una de las ventajas, más importantes de esta variante es la capacidad de resistir o atenuar descargas puntuales "shock" de carga orgánica o tóxicos, ya que teóricamente estas descargas se diluyen inmediatamente en todo el tanque, por otra parte la operación es menos complicada que en otras modificaciones del proceso de lodos activados.

ESTABILIZACION - CONTACTO

Una variante más del proceso de lodos activados es la llamada estabilización-contacto, un diagrama de flujo de esta se presenta en la fig. 5. El principio de operación de esta modificación, al proceso de lodos activados, es la siguiente:

El agua residual llega al tanque de contacto donde se aerea y mezcla con los microorganismos durante tiempos de 1 a 3 horas, en este tanque los microorganismos entran en contacto con la materia orgánica soluble e insoluble.

La soluble pasa a formar parte de las bacterias y el material insoluble se adhiere a las paredes celulares. Posteriormente el lodo se separa del agua, en el tanque de sedimentación secundaria, parte de este lodo se retira del sistema y otra se envía al tanque de estabilización; en este tanque los microorganismos digieren, es decir estabilizan, la materia orgánica que han asimilado en el tanque de contacto.

Una vez que los microorganismos han digerido esta materia orgánica y requieren de alimento, son reciclados al tanque de contacto. Debido a que estas bacterias han agotado el alimento que tenían como reserva, asimilaban rápidamente la materia orgánica que entra al tanque de contacto, por esta razón el tiempo de retención es mínimo y consecuentemente el tamaño del tanque será menor, que el de aeración para otras modificaciones.

El volumen del tanque de estabilización también será menor, que el aerador convencional, ya que este recibe solo el lodo concentrado del sedimentador secundario. Una de las principales desventajas de esta variante es que requiere de personal altamente calificado para su correcta operación.

AERACION EXTENDIDA

Esta modificación, frecuentemente se utiliza para tratar agua residual de origen industrial que contienen principalmente compuestos orgánicos solubles complejos y se requieren grandes tiempos de retención para que los microorganismos rompan estos compuestos, es decir abren o se estabilicen esta materia orgánica.

El diagrama de flujo para esta modificación, es similar a la variante de completamente reciclado, sin embargo el tiempo de retención es mucho mayor, se usa la expresión aeración extendida. Una de las ventajas de esta modalidad es que los grandes tiempos de retención en el tanque de aeración, pueden atenuar repentinamente

cargas orgánicas "shock.

Una importante segunda ventaja, es que la generación de lodos es menor que en otras variantes, ya que los microorganismos son digeridos o estabilizados en el mismo tanque de aeración. Estas dos ventajas ayudan a que esta modalidad hagan del sistema una de las más simples de operar.

La principal desventaja, de este sistema son los grandes requerimientos de oxígeno y el volumen del tanque de aeración, para mantener el agua residual durante grandes periodos de tiempo de retención.

ZANJAS DE OXIDACIÓN

En las zanjas de oxidación, el flujo de agua a tratar es similar a la variante de flujo pistón, excepto que el tanque de aeración es de forma circular u ovalada. Este proceso tiene rodillos rotatorios, colocados a lo ancho del canal, los cuales hacen la función de aeradores, en lugar de aeradores mecánicos o difusores, y al mismo tiempo guían al agua a través del tanque en forma de canal.

El diagrama de flujo se presenta en la fig. 6

Las zanjas de oxidación pueden tener uno o más rodillos, dependiendo de las dimensiones del canal y requerimientos de oxígeno. El mecanismo de tratamiento de las zanjas de oxidación es esencialmente el mismo que un sistema de flujo pistón.

La tabla No. 1. presenta los valores de los principales parámetros de diseño y operación, para las modificaciones del proceso de lodos activados.

TABLA No. 1, VALORES DE LOS PRINCIPALES PARÁMETROS DE DISEÑO Y OPERACION, PARA LAS MODIFICACIONES DEL PROCESO DE LODOS ACTIVADOS.

TIPO DE PROCESO	F/M	TMCR	TRH	SSTLM
Convencional flujo pistón y completamente mezclado	0.15-0.4	4-8	4-8	1500-4000
Aeracion extendida zanja de oxidacion	<0.05	>30	16-24	2000-6000
Estabilizacion - Contacto	0.15-0.4		1-3 3-6	6000-10000 2000-4000

F/M, relacion alimento microorganismos, kg DBO/ kg SST*d

TMCR, tiempo medio de retencion celular, dia

TRH, tiempo de retencion hidraulico, horas.

SSTLM, solidos suspendidos totales del licor mezclado, mg/l.

OPERACIÓN DEL PROCESO DE LODOS ACTIVADOS

CONCENTRACIÓN DEL AGUA RESIDUAL

La materia orgánica que contiene el agua residual actúa como fuente de alimento para las bacterias, en un sistema de lodos activados; por lo tanto un cambio significativo en las características del agua afecta el crecimiento de los microorganismos en el sistema de tratamiento. Si la carga de DBO se incrementa, entonces habrá demasiado alimento para los microorganismos. Este exceso de alimento se reflejará en un rápido incremento de la población, este efecto genera un lodo joven caracterizado por un crecimiento disperso y como resultado una pobre sedimentación en el sedimentador secundario, además algunos organismos saldrán a través de efluente, causando un incremento en la DBO. Por otra parte, si la carga de DBO disminuye en forma considerable habrá insuficiente alimento la tasa de crecimiento puede decrecer, en este caso una sedimentación de lodo no arrastra material fino coloidal, dando como resultado un aumento en la concentración de sólidos suspendidos en el efluente de la planta.

Por lo tanto se debe mantener un balance apropiado entre la cantidad de alimento o DBO que se agrega al sistema de lodos activados y la masa biológica. Este balance alimento microorganismos se discute a detalle en los métodos de control del proceso.

NUTRIENTES

Así como todo ser viviente necesita nutrientes para sostener sus funciones vitales, también los requieren los microorganismos en un proceso de lodos activados.

Los nutrientes normalmente están presentes en cantidades suficientes, en el agua residual de origen municipal; sin embargo, frecuentemente es necesario agregar estos nutrientes a un agua de origen industrial para proveer suficiente nitrógeno y fósforo. En la mayoría de los casos, el nitrógeno se agrega como amonio y el fósforo como ácido fosfórico.

Las bacterias requieren nitrógeno para producir protoplasma, es decir otras bacterias, y el fósforo para generar químicos (enzimas) que necesitan para romper compuestos orgánicos presentes en el agua residual. Una regla usual es de 1kg FOSFORO: 5kg NITRÓGENO : 100 kg DBO.

TIEMPO DE RETENCIÓN

El tiempo de retención hidráulico en el tanque de aeración, o el tiempo que las bacterias están en contacto con el agua residual, es un importante factor de operación. Se debe tener suficiente tiempo para que las bacterias asimilen la materia orgánica que contiene el agua residual. Si el tiempo de retención es muy corto no se removerá toda la materia orgánica y la DBO₅ del efluente será alta.

pH

Un rango apropiado de pH debe mantenerse en el tanque de aeración para que el sistema funcione adecuadamente. Las bacterias pueden sobrevivir en un rango de pH de 5.0 - 10.0, sin embargo el rango óptimo es de 6.5 - 8.5. A un pH bajo la población predominante pueden ser los hongos, dando como resultado una eficiencia baja. Por otra parte a un pH alto los nutrientes tal como el fósforo empezará a precipitar y no podrá ser disponible para las bacterias.

MÉTODOS Y TÉCNICAS PARA EL CONTROL DEL PROCESO

El objetivo principal de la operación de una planta de tratamiento, es mantener a un nivel adecuado los parámetros requeridos en el efluente del sistema de tratamiento.

Para mantener estos niveles y así tener una operación efectiva, se debe:

- Mantener un adecuado número de microorganismos
- Mantener buenas propiedades de sedimentación
- Suministrar el aire adecuado al tanque de aeración
- Remover el lodo del sedimentador secundario antes de que ocurran problemas de condiciones sépticas

Además el diseño debe ser el adecuado y la carga hidráulica no debe ser mayor que la del diseño.

El control del proceso consiste en saber que hacer con el lodo; por ejemplo:

Si queremos establecer y mantener un balance efectivo de microorganismos (biomasa o SSVLM) se pueden hacer cambios en el retorno de lodo activado (Q_r) y/o en el lodo activado a desecar (Q_w).

Para decidir que cambios se pueden hacer en Q_r y Q_w , se selecciona uno o mas de los siguientes metodos de control del proceso:

- 1.-Mantener en forma constante el número de sólidos suspendidos en el sistema
- 2.-Relacion alimento/microorganismos (F/M)
- 3.-Tiempo medio de retención celular (TMRC)
- 4.-Microbiología
- 5.-Prueba de sedimentación, IVL (índice volumétrico de lodos)
- 6.-Velocidad de consumo de oxígeno

Para obtener la información necesaria, pueden hacerse las siguientes pruebas:

- 1.-DBO o DQO
- 2.-SST y SSV
- 3.-Prueba de sedimentación de lodo e IVL
- 4.-Examen microscópico
- 5.-Consumo de Oxígeno
- 6.-Manto de lodos (sólidos sedimentables)
- 7.-Oxígeno disuelto (OD).

La DBO y/o DQO y los SST en el influente y efluente indican como funciona la planta. Los SSV en los lodos activados indican el contenido de sólidos orgánicos o biomasa, los SSF es el contenido de sólidos inorgánicos y los SST es la suma de ambos, es decir

$$SST = SSV + SSF$$

Las pruebas de sólidos en el tanque de aeración se requieren para calcular los parámetros del control del proceso. Si se decide usar el consumo de oxígeno como el principal método de control del proceso, esta prueba debe realizarse diariamente.

Los resultados de SST y SSV en el lodo de recirculación (Q_r), así como la profundidad del manto de lodo en la prueba de sedimentación son necesarias para determinar cambios que se pudieran requerir en el Q_r o en el Q_w .

Los resultados en el lodo de desecho total de sólidos en el sistema, así como los SSV en el efluente del secundario son necesarios para calcular la cantidad de lodo que deba desecharse (Q_w).

CONCEPTOS BÁSICOS

Antes de iniciar con los detalles del control, es necesario familiarizarse con dos conceptos básicos:

-DEMANDA DE OXIGENO (DBO y DQO)

-NIVEL DE SÓLIDOS

Existen dos formas, más comunes, de medir la demanda de oxígeno; una es llamada demanda bioquímica de oxígeno o DBO, a 5 días y 20°C de incubación, y la otra es demanda química de oxígeno o DQO.

DBO: Cantidad de oxígeno utilizado por los microorganismos en la medida que ellos descomponen biológicamente la materia orgánica contenida en el agua residual. Para una gran cantidad de materia orgánica, estos microorganismos requerirán una mayor cantidad de oxígeno. En otras palabras mientras mayor sea la cantidad de materia orgánica en el agua residual, mayor será la DBO. Debido a esta relación, se usa la DBO para medir la eficiencia de tratamiento o de remoción de materia orgánica en la planta. La DBO se usa frecuentemente como una medida de la carga orgánica y de la eficiencia de remoción de la planta, ya que esta es un buen indicador de la materia orgánica realmente biodegradable. Por otro lado, esta prueba tarda 5 días, por esta razón en algunas ocasiones no se usa como indicador del control del proceso.

DQO: La demanda química de oxígeno es una medida de la cantidad de oxígeno para estabilizar compuestos orgánicos y algunos inorgánicos contenidos en el agua residual, es decir la materia contenida en el agua residual capaz de oxidarse químicamente. La ventaja de la DQO,

con respecto a la DBO, es que el resultado puede obtenerse en 3 o 4 horas. Los siguientes datos son ejemplo de valores de demanda bioquímica y química de oxígeno para agua residual municipal, es decir de origen doméstico, en un proceso de lodos activados.

	DBO mg/l	DQO mg/l
INFLUENTE	100-300	200-500
EFLUENTE PRIMARIO	50-100	150-300
EFLUENTE SECUNDARIO	15-30	50-100

Esto no significa que un agua residual con una DBO de 100 mg/l tenga una DQO de 200 mg/l. La relación entre las dos variaran en función del origen del agua residual. Las unidades de la DBO y DQO es de mg/l.

SOLIDOS EN EL SISTEMA DE TRATAMIENTO

La materia suspendida en el licor mezclado esta compuesta de solidos volatiles u organicos y solidos inorganicos o sólido. fijos. Además los solidos volatiles estan constituidos de materia organica viva y no viva. Nos interesa saber cuantos microorganismos son activos en el tanque de aeracion.

Sin embargo, la materia organica viva es dificil de cuantificar, por lo tanto, la concentracion de SSV del licor mezclado comúnmente es considerada como materia organica viva. Una parte de la cantidad medida es materia organica no viva, que son los SSF.

Midiendo los SSTLM es aun una estimacion menos precisa de la materia organica viva que al determinar los SSVLM, aunque comúnmente entre un 70% y un 80% de los SST son volatiles y el % restante son solidos fijos. Para el control de proceso, se usa principalmente los SSVLM. Sin embargo, si no se cuenta con el equipo necesario para determinar los SSVLM, se puede utilizar la informacion de los SSTLM para operar la planta, sin perder de vista que los datos de SSTLM son una estimacion menos precisa de los microorganismos que hay en el sistema.

Para darnos una idea del numero de microorganismos en el tanque de aeracion, usaremos los SSVLM para calcular el total de solidos. Los SSVLM son normalmente alrededor de 70 - 80% de los SSTLM, por lo que si se usan los SSVLM para calcular el total de sólidos no debemos olvidar que esta es una estimacion. Esto puede ser importante para el control del proceso, como se puede ver en el

siguiente ejemplo:

Supongamos que el 75% de los SSTLM en una planta son SSVLM. Si se calcula el total de sólidos se tendrá un número más alto usando los SSTLM que si se usaran los SSVLM. Esto no es problema, a menos que haya un cambio en el agua residual de entrada; un incremento en los SSVLM por ejemplo, podría bajar la parte volátil de los SSTLM, y la estimación de la concentración de microorganismos usando los SSTLM no indica que el total de sólidos es baja. Teniendo esto en mente, calculemos el total de sólidos.

Esta es la fórmula para calcular el total de sólidos orgánicos en el tanque de aeración.

$$TS(kg) = (\text{volumen tanque de aeración, m}^3 \times \text{SSVLM, mg/l}) / 1000$$

1000 es una constante que permite usar los SSVLM en mg/l para obtener el dato en kg.

NOTA. Esta fórmula no toma en cuenta los sólidos en el clarificador, o sedimentador secundario.

EJEMPLO: Calcular el total de sólidos, usando la siguiente información:

Volumen del tanque de aeración = 350 m³.

SSVLM = 1800 mg/l

$$TS (kg) = (350 \text{ m}^3 \times 1800 \text{ mg/l}) / 1000 = 630 \text{ kg}$$

Para darnos una idea de las concentraciones de sólidos, algunos valores típicos de SST en una planta de lodos activados convencional son los siguientes:

INFLUENTE	150-400 mg/l
EFLUENTE PRIMARIO	100-150 mg/l
LICOR MEZCLADO	1000-4500 mg/l
LOR. DE RETORNO	10000-12000 mg/l
EFLUENTE FINAL	10-50 mg/l

Como se menciona en la introducción, hay 6 métodos de control de proceso, cada uno de los cuales requiere ciertas pruebas y cálculos.

La información que se obtenga ayudará a decidir que ajustes se deben hacer en la recirculación de licor mezclado Qr y el desecho de lodo activado Qw.

Estudiaremos los siguientes métodos:

- 1.-Sólidos constantes.
- 2.-Relacion F/M.
- 3.-TRMC.
- 4.-Microbiología.
- 5.-Prueba de sedimentabilidad IVL.
- 6.-Velocidad de consumo de oxígeno.

Se pueden usar uno, dos o posiblemente tres de los métodos anteriores simultáneamente. El método o métodos que se seleccionen dependerá de las instalaciones y equipo con que se cuenta y en su caso con el que mejor trabaja la planta.

METODO DE SOLIDOS CONSTANTES PARA CONTROL DEL PROCESO

Usualmente cada planta tiene una concentración de SSVLM a la que mejor funciona, esto es cuando el efluente final es claro, bajo el contenido de SSV y de DBO o DCO.

Se deseará mantener los SSVLM con que mejor funcione la planta. Pero hay que tomar en cuenta que esta concentración óptima de SSVLM puede cambiar dependiendo del diseño de la planta, tipo de residuo y en algunos casos estación del año.

Por ejemplo, si se ha encontrado por prueba y error que tu planta produce el mejor efluente cuando los SSVLM están entre 1,600 y 1,800 mg/l, entonces deberás tratar de mantener este nivel. Esto se hace retirando la cantidad de lodos necesaria.

La precisión y representatividad de las muestras son esenciales para controlar el proceso de los lodos activados. Los SSVLM variarán a través del día y con los cambios del influente y en los lodos de retorno. Por lo tanto las muestras que se tomen deben ser representativas para conocer exactamente cual es el nivel de sólidos. Una muestra representativa de los SSVLM se tomara en tres o mas puntos diferentes en el tanque de aeración para que esta represente todo el licor mezclado en el tanque.

Esto significa que cada compartimiento de un tanque debe muestrearse, o en tanques alargados tomar muestras al principio, en medio y al final, tomando muestras en los tres puntos y a la misma hora cada día.

RELACIÓN ALIMENTO/MICROORGANISMOS F/M

Para una operación conveniente del sistema de lodos activados, es necesario que los microorganismos tengan la cantidad adecuada de alimento o sustrato, poco o demasiado alimento causa problemas de sedimentación en el clarificador.

Tu trabajo consiste en determinar el mejor ambiente para los microorganismos y así crear y mantener estas condiciones, controlando la cantidad de microorganismos por kg. de alimento (DBO), (F/M) .

Los microorganismos se miden como SSVLM y el alimento se mide como DBO o DQC, sin embargo se debe usar uno u otro consistentemente.

Los datos necesarios para calcular la relación F/M son:

- Concentración de DBO (mg/l) en el flujo, de agua residual que entra al tanque de aeración.
- Q (flujo, m³/día) del influente o efluente.
- Total de sólidos SST, kg, en el tanque de aeración.

Para determinar la relación F/M expresada como gramos de DBO por gramos de SSVLM, se usa la siguiente fórmula:

$$F/M = ((DBO \text{ (mg/l)} \cdot Q \text{ m}^3/\text{día})) / 1000 \cdot TS, \text{kg}$$

Ejemplo: Calcular la relación F/M usando los siguientes datos:

Concentración de DBO = 300 mg/l.

Q afluente = 6.5 l/sec = 567 m³/día.

TS = 630 kg

$$F/M = (300 \text{ mg/l} \cdot 567 \text{ m}^3/\text{día}) / (1000 \cdot 630 \text{ kg}) = 0.27 \text{ día}^{-1}$$

Los rangos típicos para un proceso convencional de lodos activados son:

0.15 - 0.7 kg DQO/kg SSVLM en el aerador

0.1 - 0.5 kg DBO/kg SSVLM en el aerador

Los rangos típicos para un proceso de aeración extendida son:

Menos de 0.2 kg DQO/kg SSVLM en aeración

0.5 a 0.1 kg DBO/ kg SSVLM en aeración

Como operador de la planta, se deben considerar las características particulares del agua residual y a través de la experiencia y experimentación, determinar la mejor relación F/M para tu planta.

Este método de control es probablemente el más difícil y podría ser el mejor si la planta recibiera un residuo con variaciones mínimas o predecibles. Si por ejemplo, el operador sabe que cada miércoles la carga de DBO será más alta que la recibida el martes, la concentración de SSVLM deberá incrementarse el martes en la noche, reduciendo el lodo de desecho o incrementando la recirculación del lodo, esto con el objeto de mantener el mismo valor de F/M, cuando llegue una carga mayor de DBO o DQO.

TIEMPO MEDIO DE RETENCIÓN CELULAR TMRC

El tiempo medio de retención celular se refiere al tiempo que el promedio de microorganismos permanecen en el proceso de tratamiento.

Otro término, algunas veces usado y que significa lo mismo es la edad de lodos (θ_c).

Como operador de la planta, deberá determinar el TMRC con el cual trabaja mejor la planta y tratar de mantener este valor.

La ecuación para calcular el TMRC es:

$$\text{TMRC} = \left(\text{kg SSVLM en el tanque de aeración} \right) / \left(\text{kg SSV en el lodo desechado/día} - \text{kg SSV en el efluente/día} \right)$$

NOTA:

1.- Para el cálculo del TMRC se usa generalmente los SSV, sin embargo, si es necesario se puede usar los SST. No mezclar los SSTLM y los SSVLM para cálculos.

2.- Un cálculo más exacto deberá incluir los sólidos en el clarificador secundario, sin embargo, en el siguiente ejemplo, solo

se considerarán los sólidos del tanque de aeración.

Para calcular los sólidos del secundario debemos:

- 1.-Determinar la altura del manto de lodo.
- 2.-Medir la concentración de SSV en el lodo a varias profundidades y promediar.
- 3.-Calcular el volumen ocupado por el lodo para cada tanque.

EJEMPLO Con los siguientes datos calcular el TMRC.

SSVLM en el aerador (TS) = 630 kg

SSV desechados/día = 63 kg

SSV que se pierde en el efluente/día = 16 kg

TMRC = (630kg)/(63 kg/d - 16 kg/d) = 8 días

La edad de lodo o el TMRC será simplemente la cantidad total de sólidos en el sistema dividida por la cantidad que salen del sistema cada día. Es decir, si se requieren 8 días para retirar una cantidad de lodo igual a la que hay en el sistema, entonces el lodo estará 8 días o tendrá una edad de lodo de 8 días.

Para una planta típica que maneja residuos domésticos por un proceso convencional de lodos activados, el rango del TMRC es de 5 a 15 días. Y para un proceso de aeración extendida el TMRC llega a ser hasta de 40 días.

Como operador de la planta, tu trabajo es determinar el TMRC con el mejor trabajo la planta y entonces tratar de mantenerlo.

Una forma de revisar la efectividad del TMRC es probar operando a diferentes TMRC: por ejemplo:

Cambiar gradualmente el TMRC de 6 - 5.5 días.

Monitorear continuamente TML, consumo de oxígeno y organismos indicadores. Si aparentemente no hay problemas, operar la planta así durante un mes. Entonces revisar la calidad del efluente, si es mejor que la de los meses anteriores, probar con un TMRC aún menor, si el efluente no es bueno como el anterior, entonces hay que regresar al TMRC de 5.5 días.

Veamos como la relación F/M y el TMRC son factores importantes en

el control del proceso de lodos activados.

Con el objeto de mantener el mejor efluente y calidad de lodo para las condiciones existentes de la planta, se deberá revisar cuidadosamente la relación F/M y el TMRC, ajustando estos apropiadamente.

Si se puede mantener la relación F/M y el TMRC en sus rangos más efectivos se logrará:

- 1.-Obtener concentraciones deseadas en el efluente.
- 2.-Ser capaz de regular la tasa de crecimiento de los microorganismos y estabilizar el alimento.
- 3.-Conocer que nivel de sólidos es necesario para estabilizar el alimento y obtener un lodo de buena calidad.
- 4.-Ser capaz de controlar el nivel de sólidos, desechando lodo más efectivamente, esto es:

-Si la cantidad de lodo desechado se incrementa, la relación F/M se incrementa y el TMRC decrece.

-Si la cantidad de lodo desechado decrece, la relación F/M decrece y el TMRC incrementa.

Hay que recordar que los parámetros de control: relación F/M y el TMRC están interrelacionados; cambiando uno se controla otro. Estos cambian incrementando o disminuyendo la cantidad de lodo de desecho. Veamos que pasa cuando estos métodos de control de proceso no están en el rango más efectivo.

Los siguientes indicios indican un TMRC muy corto o una F/M muy alta.

- 1.-El oxígeno disuelto OD en el aerador es bajo.
- 2.-El lodo es ligeramente café y de sedimentación lenta.
- 3.-La velocidad de respiración está arriba de lo normal.
- 4.-Hay espuma espesa blanca en el aerador.

Las condiciones que indican un TMRC muy alto y muy baja relación F/M son las siguientes.

- 1.-El OD mínimo en el tanque de aeración es fácil de mantener.

- 2.-La sedimentación es rápida con alta compactación y sobrenadante turbio con finas partículas de materia.
- 3.-Tasa de respiración está abajo de lo normal.
- 4.-Los sólidos suspendidos en el efluente muestran un incremento.
- 5.-Una densa y algunas veces grasosa capa de espuma de color canela cubre el tanque de aeración.

MICROBIOLOGÍA

En esta parte, se verán simplemente los diferentes tipos de microorganismos y como afectan al lodo activado o licor mezclado. Los microorganismos que se pueden encontrar en el lodo activado incluyen:

- Bacterias
- Protozoarios
- Rotíferos
- Organismos filamentosos (bacterias u hongos)

Cada uno de estos tipos de microorganismos viven mejor bajo ciertas condiciones, esto significa que la eficiencia del tratamiento en una planta puede relacionarse con el tipo de microorganismos que están presentes.

Las bacterias son el grupo más importante de microorganismos, ellas son las que estabilizan la mayoría de la materia orgánica.

Pueden hallarse varios tipos de bacterias en lodo activado, el tipo de bacteria que predomina se determina, en parte, por la naturaleza de la materia orgánica en el agua residual.

Los protozoarios ciliados también son microorganismos importantes. Hay dos tipos de protozoarios ciliados en el lodo activado, que se pueden ver en un microscopio: ciliados libres y ciliados fijos.

Un diagrama de un ciliado libre, como podría verse en un microscopio se presenta en la fig. 7 y el de un ciliado fijo en la fig. 8.

Aunque los protozoarios no estabilizan directamente la materia orgánica, ellos se alimentan de bacterias y ayudan a clarificar el efluente.

Por ejemplo, si en una muestra de lodo activado se encuentran protozoarios ciliados, esto significa que probablemente se tenga un tratamiento eficiente.

La presencia de rotíferos en el proceso de lodos activados convencional no es común. Pero si hay algunos, es casi seguro que se tendrá muy baja relación F/M o lodo viejo (alto TMRC). La fig. 9, presenta un diagrama de como se vería un rotífero al microscopio.

Los organismos filamentosos, bajo un microscopio se ven como un cabello. Estos microorganismos sedimentan lentamente y la presencia de muchos de estos causan un "abultamiento filamentososo" que origina una pérdida de sólidos en el efluente.

Los organismos filamentosos pueden ser bacterias que crecen en estructuras de cadena u hongos. Su presencia usualmente es el resultado de pH bajos, bajo de oxígeno disuelto o bajo nivel nutricional.

El reconocer que tipo de microorganismos están presentes en los lodos activados es importante para el control apropiado del proceso de tratamiento.

Analizando una muestra del lodo activado diariamente, se pueden observar los cambios que pueden ocurrir en este. Cambio en el número de protozoarios fijos o libres o la presencia de rotíferos, puede usarse como una guía en las decisiones para cambios en el nivel de sólidos del tanque de aeración.

Por ejemplo, una disminución en el número de ciliados libres y un correspondiente aumento de ciliados fijos indica bajos niveles de alimento (baja F/M o alto TMRC). Si esta situación se confirma por otras pruebas, tal como sedimentación, TMRC o F/M, entonces se requiere disminuir el nivel de sólidos. Similarmente, si se incrementan los ciliados libres, esto indica una alta relación F/M, por lo que se requiere incrementar el nivel de sólidos.

En resumen, las bacterias estabilizan la materia orgánica y los protozoarios se alimentan de bacterias y clarifican el efluente. El número relativo de protozoarios ciliados libres o fijos es un indicador de la estabilización del proceso.

PRUEBA DE SEDIMENTABILIDAD.

La formación del flóculo en el sedimentador secundario es una parte importante del proceso. Brevemente veamos como se forma el floculo.

Existe algo de formación de flóculo en el tanque de aeración, pero debido, a la turbulencia y actividad de los microorganismos no hay sedimentación.

Pero una vez que el licor mezclado entra al sedimentador secundario la turbulencia es nula y la actividad de los microorganismos decrece. Aunque las bacterias individualmente, son muy ligeras para sedimentar, ellas pueden ahora agruparse para formar un floculo que es lo suficientemente pesado para sedimentar. La velocidad de sedimentación dependerá de cuestiones como la edad de lodo, material atrapado en el floculo y numero de organismos filamentosos. Por otra parte, la velocidad de sedimentación del lodo debe ser lenta para que todo el material sea atrapado en este.

Un buen floculo es de color cafe chocolate claro.

El examen y pruebas de las características de sedimentación en el sedimentador secundario es la mejor forma de indicarnos que el proceso esta trabajando con una buena relacion F/M.

La prueba de sedimentación es un indicador para juzgar la calidad del lodo.

La información de esta prueba puede advertirnos cambios necesarios en el sistema, para hacer con tiempo los mismos. Los registros de esta prueba tambien son importantes para la recuperación de una planta que funciona mal. Se pueden usar los resultados de lo que ha pasado antes para prevenir situaciones de problemas recurrentes.

Cuando hacemos la prueba de sedimentación observamos el flóculo y la formación del manto de lodo. Con la experiencia, se puede juzgar rápidamente la calidad del lodo. Los signos visuales que se deben observar son:

a. Si el floculo es granular, compacto, esponjoso o ligero.

b) Si el floculo sedimenta individualmente o primero forma un manto.

c) Si el manto de lodo es:

- Rasgado y aterronado, o uniformes sobre la superficie.
- Sedimenta ligeramente.
- Captura la mayoría del material en el agua residual conforme se sedimenta.
- Si el lodo es de color café y el sobrenadante es de color oro claro.

Los resultados de la prueba de sedimentación son usados para calcular el índice volumétrico del lodo (IVL). La información obtenida de la prueba de sedimentación se usa de la siguiente manera para calcular el IVL.

IVL = Volumen de lodo sedimentado en una probeta de 1 litro, después de 30 min. (SSe ml/l). Dividido por la concentración de SSTLM) y este resultado multiplicado por 1000.

$$IVL = ((SSe)/(SSTLM)) * 1000$$

EJEMPLO

Si el volumen de lodo ocupado, en una probeta de 100 ml., es 250 y los SSTLM son 2000 entonces:

$$IVL = (250/2000) * 1000$$

$$IVL = 125$$

Este es el IVL que dara importante informacion operacional.

El rango usual del IVL es de 80-150, aunque algunas veces valores mas altos pueden producir un buen efluente, debiendo obtener un lodo café y sobrenadante claro y sin color.

Si la planta esta trabajando eficientemente, hay que mantener el IVL al que esta. Diariamente se deben registrar las lecturas del IVL, y así notar cualquier cambio. Esos cambios son advertencias de problemas inminentes.

Si el IVL incrementa, esta sedimentacion lenta indica:

- Una disminucion de la edad de lodo
- Presencia de organismos filamentosos

- Las condiciones atmosféricas están cambiando

En este caso, se tratará de incrementar el nivel de sólidos reduciendo la cantidad de lodo que se desecha.

Si el IVL decrece:

-Se observan flóculos como pequeños puntos en el sobrenadante. Este pequeño floculo queda arriba cuando el resto del lodo se ha sedimentado rápidamente. Este es llamado algunas veces floculo disperso.

En este caso, se deberá bajar la edad de lodo retirando mas de este.

En la prueba de sedimentación, las observaciones y registros se hacen cada 5 min. para la primera media hora y cada 10 min. para la segunda media hora.

Las observaciones iniciales mas frecuentes aseguran que la información acerca del floculo y manto de lodo no es erronea. Los puntos de los primeros 30 minutos es usado para juzgar la velocidad de sedimentación del lodo y las lecturas a los 60 minutos es usada para juzgar que tan bien se compacta el lodo.

La grafica 6 se puede usar para hacer comparaciones acerca del floculo y formación del manto, así como de la tasa de lodo desecado.

Estas pruebas y observaciones del proceso de la planta de lodos activados da información acerca de cambios en un sistema de operación normal que nos puede decir que esta pasando, si hay pérdida de sólidos en el efluente de la planta o no.

Pero el sistema esta siempre sujeto a condiciones de cambio, cualquier cambio repentino puede alterar el sistema. Esto puede suceder como resultado de lo siguiente:

- Cambios drásticos de carga orgánica, es decir, sobrealimentación o baja alimentación a los microorganismos.
- Cambios de pH fuera del rango de 6.5 a 8.5 puede reducir la actividad biológica y favorecer el crecimiento de organismos filamentosos y otros que alteran la sedimentación, por lo que es mejor medir el pH en el influente para poder hacer los cambios pertinentes antes de que el agua entre al tratamiento secundario

o biológico.

- Cambios repentinos de temperatura. Estos tienen un efecto en la actividad biológica, en el funcionamiento del sedimentador y en la cantidad relativa de organismos deseables. Si la temperatura decrece, se reducirá la actividad biológica, esto reduce la eficiencia de tratamiento. Bajas temperaturas también alterarán las propiedades de sedimentación del lodo.
- Cargas de tóxicos. Cargas tóxicas, tales como las de industrias, pueden alterar el sistema. Si esto ocurre, debemos tratar de encontrar la fuente y controlar ésta en el sitio mismo de su origen.

VELOCIDAD DE CONSUMO DE OXÍGENO

La velocidad de consumo de oxígeno puede definirse como la cantidad de oxígeno consumido por unidad de tiempo, expresado en mg/l por hora. Si se determina esta velocidad entonces se conocerá que tan activos son los microorganismos en el licor mezclado.

Para usar correctamente esta información hay que relacionar la velocidad de consumo de oxígeno y la concentración de sólidos en el sistema. Esta relación se llama velocidad o tasa específica de respiración (TR) o tasa de consumo de oxígeno (TCO).

Esta prueba puede ayudar a detectar problemas en el proceso antes de que el licor mezclado pase al clarificador secundario.

El rango para una buena TR es de 8 a 20 mg. de oxígeno por hora por gramo de SSVLM. Veamos que pasa cuando la TR está fuera de este rango.

Si la tasa de respiración está por encima de lo normal, se encontrará que la relación F/M está incrementándose; habrá más alimento para los microorganismos.

Esto pasa cuando la carga de DBO se incrementa a se está desechando demasiada lodo activado.

Esto significa que el licor mezclado está pasando al clarificador antes de que el alimento sea absorbido. Esto, de hecho presenta más problemas.

El lodo ligero no se sedimenta ni compacta fácilmente y cuando se recircula al tanque de aeración demanda inmediatamente más aire.

Si esta tasa de respiración alta indica un problema, los ajustes que deberán hacerse para resolver la situación son:

Inmediatamente incrementar el tiempo de aeración, y a un tiempo mayor, incrementar el nivel de sólidos desechando menos lodo e incrementando la recirculación.

Si una TR alta es un problema frecuente, se debe si es posible, redistribuir la carga o aumentar el tiempo de retención hidráulico en el tanque de aeración.

Si la TR es muy baja, por ejemplo, abajo de 8 mg oxígeno/m³SSVLM, la relación F/M puede estar disminuyendo.

Esto significa que no hay suficiente alimento disponible para los microorganismos, lo que causará un lodo que sedimenta rápidamente, dejando pequeños puntos y floculos rasgados, elevando la cantidad de sólidos en el efluente.

Si esta condición prevalece por más de 48 horas, el efluente de la planta se afectará seriamente. Para corregir esta situación, se deberá incrementar el volumen de lodo de desecho.

También es posible que una baja TR se deba a tóxicos en la entrada. Si la relación F/M es aceptable pero la TR es baja se podría deber a esta situación.

Procedimiento para determinar la velocidad de consumo de oxígeno.

1.- Usando un medidor de oxígeno disuelto, mida y registre el OD y temperatura del lodo activado en el tanque de aeración a la salida de este.

2.- Coloque aproximadamente 2 litros del licor mezclado en una botella.

3.- Coloque en un matraz Erlenmeyer con un magneto en un agitador magnético; puede usarse una botella para DBO.

4.- Agite el lodo activado (15 segundos) con aire de una compresora y llene el matraz totalmente.

5.- Coloque el medidor de OD en el matraz y conecte el

agitador.

6.- Registre la concentración de OD del matraz cada minuto durante 10 a 20 minutos. El tiempo requerido depende de la velocidad de consumo de oxígeno.

7.- Graficar la disminución de oxígeno contra el tiempo en una hoja de prueba de utilización de oxígeno y calcular la velocidad de consumo de oxígeno.

Refiriendonos a los datos de la gráfica de la Fig. No. 7 la velocidad de consumo de oxígeno se calcula de la siguiente manera.

1.- Los valores de oxígeno disuelto se registran cada minuto y se grafican en la hoja de prueba de utilización de oxígeno.

2.- Se traza una línea recta que pase a través del mayor número de puntos. Después de un período constante de utilización de oxígeno, puede producirse una curva. Si esto ocurre, ignore cualquier medición de OD de esta curva y medir solo la pendiente de la línea recta inicial.

3.- La pendiente puede calcularse así: Se seleccionan dos puntos a través de los cuales pasa la línea (por ejemplo en el min. 0 y al min. 10). El OD en estos puntos es al min. 0 7.4 mg/l y al min. 10 3.4 mg/l. Restando el valor más bajo del alto y dividiendo el resultado por el intervalo de tiempo seleccionado se obtiene la pendiente.

$$(7.4 - 3.4) / 10 = 0.4 \text{ mg O}_2/\text{L}/\text{min}$$

4.- La velocidad de utilización normalmente se expresa en unidades de mg de O₂/L/h por lo tanto:

$$\begin{aligned} \text{La velocidad de utilización} &= 0.4 \text{ mgO}_2/\text{L}/\text{min} * 60 \text{ min}/\text{hr} \\ &= 24 \text{ mgO}_2/\text{L}/\text{hr} \end{aligned}$$

5.- La tasa de respiración puede calcularse con la siguiente fórmula:

$$TR = (\text{Velocidad de utilización} * 1000) / \text{SSVLM}$$

EJEMPLO

$$\text{SSVLM} = 2400 \text{ mg/l}$$

Velocidad de utilización = 24 mgO₂/L/hr

TR = (24*1000)/2400=10 mgO₂/L/hr

Datos para formar la gráfica de consumo de oxígeno

TIEMPO	OD
0	7.2
1	6.9
2	6.6
3	6.2
4	5.8
5	5.4
6	5.0
7	4.6
8	4.2
9	3.8
10	3.4
11	3.0
12	2.6

Tiempo en minutos

OD = Oxígeno disuelto en mg/L

SEDIMENTADOR SECUNDARIO, RECIRCULACION Y DESECHO DE LODO.

Como se sabe, el sedimentador sirve para dos propósitos en el proceso convencional de lodos activados, clarificar el efluente y concentrar el lodo que se recircula Qr y el desecho Qw.

Para asegurar que el clarificador está trabajando efectivamente, se puede seguir regularmente un procedimiento normal de operación como el siguiente:

- 1.- Calcular el TMRC diariamente. Usar esta información para hacer los ajustes necesarios en el Qw. Hay que recordar que los cambios en el desecho deben ser graduales.
- 2.- Determinar la profundidad del manto de lodo. Si es necesario, ajustar la recirculación del lodo activado Qr.
- 3.- Revisar el IVL. Si hay algún cambio, tomar una muestra para analizar en el microscopio y verificar si hay cambios en el número de ciliados fijos y libres así como de organismos filamentosos.
- 4.- Revisar la relación F/M. Debido a que los resultados de la DBO o DCO pueden ser erráticos, se debe usar un promedio de los resultados de muestras tomadas otros días. Comparar la relación F/M con las obtenidas anteriormente y revisar si hay cambios.
- 5.- Revisar la velocidad de consumo de oxígeno. Si este incrementa o decrece, se deberá cambiar el TMRC conforme se requiera.

Si se siguen estos pasos se podrá mantener trabajando bien el proceso de tratamiento.

RECIRCULACION DE LODO (QR) Y DESECHO DE LODO ACTIVADO (QW)

Las bombas de recirculación de lodo usualmente pueden manejar hasta el 100% del flujo de la planta. Esto es necesario en caso de flujos pico o cuando el residuo es extremadamente fuerte.

Hay dos razones para recircular lodo: la primera es para sacar lodo del clarificador, sin embargo, la principal razón es asegurar que existan suficientes microorganismos mezclados con el agua residual que entra, para mantener una relación F/M aceptable en el tanque de aeración. Así el lodo de recirculado es una parte muy importante en

el proceso de lodos activados.

Veamos en detalle la recirculación del lodo. La primera cuestión a revisar es el nivel de sólidos a concentración de sólidos.

Para una planta que opera con SSVLM de 1500-2000 mg/l se espera una concentración en la recirculación de lodo de 4000 a 6000 mg/l.

Los valores típicos de SST son:

SSTLM 2000-3500 mg/l

SSTQr 6000-12000 mg/l

Esto significa que los SSVLM bajarán durante las horas de flujo pico y subirán conforme el flujo de agua residual disminuye, a menos que se haga un cambio en la recirculación del lodo para corresponder al cambio en el flujo.

Si el nivel de SSVLM cambia por cualquier otra razón, se deberán buscar los problemas en el sistema, por ejemplo, si el nivel de SSVLM se eleva, esto puede significar que el manto de lodo está muy alto.

Así, se debe tener cuidado de cualquier cambio en el nivel de SSVLM y cómo afecta este la calidad del efluente, por lo que este nivel de sólidos se puede variar haciendo cambios en la recirculación.

Por ejemplo: si se quieren incrementar los SSVLM para manejar un incremento esperado en la carga orgánica se debe aumentar la recirculación del lodo Qr.

Hay que recordar que estos ajustes son para periodos cortos de tiempo tal como el preparar el sistema para una carga repentina.

Como determinar el flujo de recirculación Qr.

Hay tres maneras de hacerlo:

- Profundidad del manto de lodo
- Ecuación de balance de sólidos
- Sedimentabilidad

Veanos cada uno.

La mejor manera de conocer Qr que debemos manejar es revisando regularmente la profundidad del manto de lodo. Una regla que a veces da resultado es mantener el manto de lodo a un cuarto del fondo del clarificador.

Sin embargo, se pueden encontrar a que diferentes alturas del manto de lodo trabaje mejor la planta.

Se debe medir la altura del manto de lodo en el clarificador a la misma hora de cada día. La mejor hora es durante los flujos pico porque el clarificador estará operando con la mas alta carga de sólidos. Utilizando esta lectura diariamente se puede ajustar el Qr como sea necesario. Sin embargo, ajustando el Qr varias veces al día se mejorará la operación.

Hay que recordar que si la profundidad del manto de lodo se incrementa, se puede incrementar el Qr, pero esto sólo ayudara por un corto tiempo.

Otra forma de determinar el Qr es usando la ecuación de balance de sólidos; para realizar esto, se requiere conocer la concentración de sólidos volátiles en el lodo de recirculación (SSVQr), el flujo de entrada al tanque de aeración y la concentración deseada de SSVLM.

$$Qr = (\text{Flujo de entrada}) * ((SSVLM / (SSVQr - SSVLM)) - 1)$$

Ejemplo:

$$\text{Flujo} = 560 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$\text{SSVLM} = 2200 \text{ mg/l}$$

$$\text{SSVQr} = 7800 \text{ mg/l}$$

$$Qr = (560) * ((2200 / (7800 - 2200)) - 1) = 221 \text{ m}^3/\text{d}$$

El tercer metodo y el mas difícil que se puede usar para calcular Qr es por medio de la sedimentabilidad.

La sedimentabilidad es el porcentaje de volumen ocupado por el lodo despues de que ha sido sedimentado por 30 minutos, expresado en mililitros por litro.

La dificultad radica en que en la probeta del laboratorio no se tienen las mismas condiciones que en el clarificador. Algunos operadores tratan de resolver este problema agitando ligeramente el lodo durante la prueba de sedimentación.

Los datos necesarios para el cálculo son:

- Q, flujo de entrada de agua residual, m³/d
- VS, volumen de lodo sedimentado, ml/l

La ecuación que se usa es:

$$Qr = (Q) * ((VS / (1000 - VS)))$$

Ejemplo:

Con los siguientes datos calcular Qr

$$Q = 562 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$VS = 275 \text{ ml/l}$$

$$Qr = (562) * ((275 / 1000)) = 213 \text{ m}^3/\text{d}$$

LODO DE DESECHO

Como es bien conocido, el clarificador o sedimentador secundario podría llenarse con sólidos si no se desechara regularmente el lodo. Debido a que el lodo es el producto final hay que librarse de esto. El control final del sistema se basa casi siempre en los sólidos de desecho o retirados.

Hay tres métodos que pueden usarse para decidir cuánto lodo retirar.

- Control mediante el mantenimiento constante de SSVLM.
- Control mediante el mantenimiento constante de la relación F/M
- Control mediante el mantenimiento constante del TMRC

El método de los SSVLM constantes es un procedimiento algo simple. Se determina por experiencia a qué concentración de SSVLM trabaja la planta y se mantiene este nivel en el tanque de aeración.

Si el nivel de sólidos en el tanque de aeración se incrementa arriba del nivel efectivo, se desechará más lodo hasta que el nivel de SSVLM baje y por el contrario si el nivel de SSVLM cae abajo del punto de efectividad, se desechará menos.

La ventaja de este procedimiento es la simplicidad, el mínimo de trabajo de laboratorio y los buenos resultados si la concentración del agua residual que entra es estable. Sin embargo, un problema es que los SSVLM no son constantes durante el día. Además este método ignora la relación F/M.

Por ejemplo, si la DBO se ha incrementado sustancialmente durante las últimas semanas y sólo se revisan los SSVLM se retiraran mas sólidos. Pero de hecho esto produce una relación F/M mas alta que la usual.

Veamos si es mejor el control del proceso manteniendo una relación F/M constante.

Para mantener constante la relación F/M se debe aumentar o disminuir los SSVLM conforme aumenta o disminuye la DBO o DQO.

Hay que recordar que la mayoría de las plantas operan mejor con una relación F/M entre 0.1 y 0.5 por lo que se determina que relación es mas efectiva para la planta y tratar de mantener esta.

A menos que se tenga un residuo muy predecible, este metodo es difícil.

Por ejemplo, si se sabe que mañana es un día que se recibe una carga alta de DBO, entonces en la noche de hoy se reduce el volumen de desecho de lodo para que la concentración de SSVLM se incremente.

También se requiere gran cantidad de trabajo de laboratorio para obtener información acerca de los microorganismos en el sistema.

El tercer metodo para controlar el desecho o retiro de lodo es manteniendo el TMRC constante.

Es el calculo que se usa para obtener el flujo de desecho de lodo para mantener constante el TMRC con el cual trabaja más efectivamente para tu planta.

La información necesaria para este calculo es:

-Volumen del tanque de aeración (Va)

-SSVLM

-TMRC

-Concentración de sólidos en el flujo de desecho SSV Qw

-Concentración de sólidos en el efluente del sedimentador secundario (SSVe_{fl})

-Flujo a la planta Q

La formula queda así:

$$Q_w = ((V_a \cdot SSVLM) / (SSVQ_w \cdot TMRC)) - ((SSVe \cdot Q) / SSVQ_w)$$

Ejemplo:

V_a = 350 m³

SSVLM = 1900 mg/l

TMRC = 9 días

SSVQ_w = 5200 mg/l

SSVe = 30 mg/l

Q = 562 m³/d

$$Q_w = ((350 \cdot 1900) / (5200 \cdot 9)) - ((30 \cdot 562) / 5200)$$

Q_w = 11 m³/d

Así, realizando este cálculo, se conoce el Q_w para mantener constante el TMRC con el cual se ha probado que es efectivo para una planta en particular.

La ventaja de este método de control de sólidos es que se requiere un mínimo de trabajo de laboratorio, basta determinar los SSVLM y los SSV en el agua residual del efluente y el desecho, o purga. La información adicional necesaria es el TMRC deseado, el volumen del aerador y el flujo de la planta.

Ya que se han visto los tres métodos de control de desecho de lodo, discutamos sobre el procedimiento para desechar.

Como manejar el procedimiento para desechar lodo?

Debido a que se trabaja con un sistema biológico, cualquier cambio que se haga debe hacerse gradualmente. Por lo tanto, no hay que hacer variaciones en el Qw de más de 10% por día.

Cada cambio debe registrar el resultado para estar seguro que con éste se ha mejorado la situación. Una vez que el sistema ha mejorado, manejar este nivel por lo menos tres días para estar seguro de los resultados.

Si se está desechando una cierta cantidad cada día, la mejor forma de manejar esto, es mediante el desecho continuo.

El programa para desechar lodo deberá ajustarse durante las temporadas de lluvia. El incremento en el flujo normalmente significa que una cantidad mayor de sólidos se pierden en efluente. Por lo tanto se debe disminuir el Qw para mantener constante la edad de lodo o TMRC.

OXIGENO DISUELTO (OD)

Hasta ahora se han descubierto la mayoría de las áreas relacionadas con el control del proceso. La última área por discutir es el oxígeno disuelto.

Anteriormente se mencionó como la medición del OD es un indicador de la efectividad del TMRC y de la relación F/M, pero veamos esto con más detalle.

Conforme la carga orgánica se incrementa, también lo hace la demanda de oxígeno; y, si el suministro de oxígeno no cubre la demanda, se trabajara el proceso en condiciones anaerobias.

Esto simplemente significa que se debe incrementar el oxígeno en proporción a un incremento en la mayoría de las plantas este incremento toma lugar durante el día; en la noche normalmente la demanda de oxígeno será mas baja.

En el tanque de aeración, debe mantenerse un mínimo de 2 mg/l de oxígeno disuelto.

Debe asegurarse que este mínimo esté en todo el tanque de aeración para una adecuada tasa de respiración.

También, cuando se mezcla el contenido del tanque de aeración con aire, el residuo que entra se pone en contacto directo con el lodo activado. Esto es necesario para que todo el proceso trabaje apropiadamente manteniendo los sólidos en suspensión y no sedimenten antes de llegar al sedimentador secundario.

Veamos sobre la prueba de OD. Cada planta debe mantener un buen medidor de OD portátil, sin un medidor una determinación precisa del OD es extremadamente difícil. Esto se debe principalmente a la dificultad en el muestreo ya que los microorganismos consumen el oxígeno rápidamente y también es fácil que entre aire cuando se muestrea.

Si se usa un electrodo de membrana (medidor de OD) para medir los niveles de oxígeno, hay 4 puntos que deben recordarse:

- 1.-Las baterías deben de estar cargadas.
- 2.-No debe haber burbujas de aire bajo la membrana.
- 3.-La membrana debe lavarse después de cada uso.
- 4.-La calibración del medidor deberá realizarse al menos cada dos semanas.

Es importante monitorear los niveles de OD en varios puntos a diferentes profundidades del sistema. Esto asegurará un proceso de tratamiento más eficiente.

Debido a que el nivel de OD puede cambiar significativamente en pocas horas o aun en pocos minutos con una carga de shock, es necesario obtener los datos lo más rápido posible.

TASAS DE CARGA PARA SEDIMENTADORES SECUNDARIOS

Tasa de derrame o carga superficial.

Se puede medir la tasa hidráulica sobre el sedimentador secundario mediante cálculo de la tasa de derrame superficial.

La tasa de derrame superficial: Son los m³ de agua residual por día por metro cuadrado de área superficial (m³/m²*d de área superficial) El promedio de esta tasa es de 15 a 30 m³/d/m². Durante horas pico esta puede elevarse tan alta como 40 a 50 m³/d/m².

Para calcular la tasa de derrame superficial, se necesitan los siguientes datos:

- Q, a las horas pico en m³/d
- Área superficial del sedimentador en m² = As

La ecuación es:

$$\text{Tasa de derrame superficial} = Q \text{ (m}^3\text{)} / \text{As (m}^2\text{)}$$

Ejemplo:

-Flujo de agua residual, Q = 864 m³/d

-Área superficial del sedimentador = 40 m²

$$\text{Tasa de derrame o carga superficial} = 864 / 421.6 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$$

Tasa de carga de sólidos:

Otro factor que debe revisarse frecuentemente es la tasa de carga de sólidos: en un sistema convencional esta tasa estará entre 100 - 150 kg. de sólidos por día por m², elevándose en algunos casos hasta 250 kg. sólidos/d/m².

Para calcular la tasa de carga de sólidos se requieren los siguientes datos:

- Q, flujo a las horas pico en m³/d
- Qr, flujo de recirculador de lodo en m³/d
- SSVLM, en mg/l
- Área superficial del sedimentador secundario en m².

La ecuación de la tasa de carga de sólidos es (Ts) es:

$$Ts = ((Q-Qr) \cdot \text{SSVLM} / 1000 \cdot \text{As})$$

Ejemplo:

$$Q = 860 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$Q_r = 270 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$\text{SSVLM} = 3900 \text{ mg/l}$$

$$\text{Area superficial del sedimentador} = 40 \text{ m}^2$$

$$T_s = ((860 - 270) * 3900 / 1000 * 40) = 110 \text{ kg/d/m}^2$$

Otra información que se puede usar para asegurar un efluente claro, es el tiempo de retención.

El tiempo de retención es simplemente el tiempo que el agua residual permanece en el tanque de aeración y en el sedimentador secundario.

El tiempo de retención típico para el tanque de aeración es de 6 a 8 horas, y para el sedimentador secundario es de 2 - 3 horas.

El tiempo de retención se calcula con la siguiente fórmula:

$$T_{\text{ret.}} = \text{volumen del tanque, m}^3 / Q \text{ m}^3/\text{hora.}$$

Tasa de derrame de vertedores: En la mayoría de las plantas no debe exceder de 250 m³/d/m en los flujos pico.

GUÍA DE PROBLEMAS, PROBABLES CAUSAS Y SOLUCIONES EN LA OPERACIÓN DEL PROCESO DE LODOS ACTIVADOS.

APARIENCIA DEL SEDIMENTADOR SECUNDARIO

Flóculos finos dispersos (como del tamaño de la cabeza de un alfiler en el efluente del sedimentador secundario).

RESULTADO DE LA PRUEBA DE SEDIMENTACIÓN

Sedimentación buena, lodo denso en el fondo con puntos de floc suspendido en el efluente del sedimentador secundario.

PROBABLE CAUSA

Baja carga orgánica en el tanque de aeración. La edad del lodo (TMRO) es muy alta.

REVISAR

Posibles cambios en F/M, edad de lodo, Q_w y Q_r .

SOLUCIÓN

Incrementar el retiro de lodo (Q_w), con esto se logra incrementar F/M y bajar la edad de los lodos.

APARIENCIA DEL SEDIMENTADOR SECUNDARIO

Cerchas de pequeño material, como ceniza flota en la superficie del sedimentador secundario.

RESULTADO DE LA PRUEBA DE SEDIMENTACIÓN

Sedimentación buena, lodo denso en el fondo con puntos de floc suspendido en la superficie del sedimentador secundario.

PROBABLE CAUSA

1.-Iniciada la desnutricación.

2.-Excesiva cantidad de grasa en el licor mezclado.

REVISAR

1.-Agitar el floc que queda flotando en la superficie despues de sedimentar 30 minutos, si este sedimenta proceder con la solucion #1, si no ver solucion #2.

2.-Realizar análisis de grasas.

SOLUCION

1.-Disminuir la edad de lodo (TMRC)

2.-Si el análisis de grasas y aceites pasa del 15 % en peso, reemplazar baffles. Localizar y eliminar la fuente de grasa y aceite.

APARIENCIA DEL SEDIMENTADOR SECUNDARIO

Efluente del clarificador turbio.

RESULTADO DE LA PRUEBA DE SEDIMENTACION

Sedimenta pobre y hay un sobrenadante turbio formado de lodo.

PROBABLE CAUSA

1.-Tanque de aeracion sobrecargado, edad de lodo muy baja.

2.-Un sobre-mezclado causa rompimiento de floc.

3.-Bajo nivel de oxigeno disuelto.

4.-Carga shock de toxicos.

REVISAR

1.-Cambios en F/M, edad de lodo, SSVLM, Qw y Qr.

2.-Con microscopio revisar salida del tanque de aeracion y ver si hay floc fragmentado.

3.-Revisar el nivel de OD, el OD en el tanque de aeracion debe estar al menos en 1 mg ..

4.-Examen al microscopio para ver la presencia de protozoarios.

5.- Tasa de respiracion

SOLUCION

1.-Disminuir Qw, para aumentar TMRC.

2.-Reducir aeracion.

3.-Incrementar el suministro de aire o disminuir los SSVLM si la F/M lo permite.

4.-Dependiendo de la gravedad retener todos los sólidos disminuyendo Qw.

APARIENCIA DEL SEDIMENTADOR SECUNDARIO

Terrones grandes cafes del tamaño de una pelota de futbol suben a la superficie del clarificador, ademas hay burbujas en la superficie del sedimentador secundario.

RESULTADO DE LA PRUEBA DE SEDIMENTACION

Sedimenta bien. sin embargo algo de lodo se eleva, dentro de las 4 horas despues de haber iniciado la prueba.

PROBABLE CAUSA

Denitrificacion en el sedimentador secundario.

REVISAR

Edad de lodo, profundidades del manto de lodo y/o OD en el tanque de aeracion, Qr.

SOLUCION

Ajustar la edad de lodo y Qr asegurar que, en el tanque de aeracion el OD, sea al menos de 2 mg/l.

APARIENCIA DEL SEDIMENTADOR SECUNDARIO

Terrones grandes negros del tamaño de una pelota de fútbol suben a la superficie del clarificador, también hay burbujas en la superficie del sedimentador secundario.

RESULTADO DE LA PRUEBA DE SEDIMENTACIÓN

Sedimenta bien, sin embargo algo del lodo se eleva dentro de las 4 horas después de haber empezado la prueba.

PROBABLE CAUSA

Condiciones de septicidad en el sedimentador.

REVISAR

OD en el tanque de aeración, profundidad del manto de lodos, línea de Qr por si hay taponamiento.

SOLUCION

Incrementar Qr, incrementar el suministro de aire al tanque de aeración, limpiar paredes del sedimentador.

APARIENCIA DEL SEDIMENTADOR SECUNDARIO

ABULTAMIENTO

Nubes de lodo esponjoso suben y se extienden a través del sedimentador. Hay sólidos en el efluente.

RESULTADO DE LA PRUEBA DE SEDIMENTACION

Sedimentación lenta y compactado pobre. Sin embargo el sobrenadante es claro. El IVL es de 200 o más.

PROBABLE CAUSA

- 1.-Carga orgánica muy alta.
- 2.-Organismos filamentosos.

REVISAR

- 1.-Cambios en SSVLM, TMRC, F/M, tasa de respiracion.
- 2.-Examen al microscopio, revisar OD, pH y nutrientes; si estos parametros estan correctos, revisar si existe alguna descarga de origen industrial que este llegando a la planta de tratamiento.

SOLUCION

- 1.-Disminuir Qw incrementar Qr. En su caso mantener 2 mg/l de OD en el licor mezclado.
 - 2.-Corregir deficiencias de nutrientes, bajo OD o valor de pH extremo. Si hay toxicos investigar la fuente y eliminar.
-

APARIENCIA DEL SEDIMENTADOR SECUNDARIO

Nubes de lodo se elevan solo en ciertas partes del sedimentador secundario, con salida de solidos en el efluente.

RESULTADO DE LA PRUEBA DE SEDIMENTACION

Sedimentacion buena con un sobrenadante claro.

PROBABLE CAUSA

- 1.- Mal funcionamiento del equipo de rastras del sedimentador.
- 2.- Corrientes de temperatura.

REVISAR

- 1.-Taponamiento en lineas o bombas de Qr o Qw, operacion inapropiada de equipo o tuberias.
- 2.-Diferencia de temperaturas de la superficie y el fondo, la temperatura no debe variar mas de 1 °C.

SOLUCION

- 1.-Reparar o reemplazar, lineas de bombeo o equipo.
- 2.-Retener mas tiempo, el licor mezclado en el sedimentador.

APARIENCIA DEL SEDIMENTADOR SECUNDARIO

Nubes de lodo se elevan en todo el sedimentador secundario.

RESULTADO DE LA PRUEBA DE SEDIMENTACION

Sedimentacion buena con un sobrenadante claro.

PROBABLE CAUSA

- 1.-Sobrecarga hidraulica.
- 2.-Demasiados solidos en el sedimentador

REVISAR

- 1.-Revisar vertedores y tubo Oo sistema repartidor de caudal.
-Carga superficial.
-Cortos circuitos
- 2.-Profundidad del manto de lodos, tasa de carga de solidos.

SOLUCION

- 1.-Modificar vertedores, reducir Qr para disminuir el flujo total.
- 2.-Si la altura del manto de lodos es muy alta incrementar Qw y Qr.

APARIENCIA DEL SEDIMENTADOR SECUNDARIO

Excesiva espuma blanca

POSIBLE CAUSA

- 1.-Edad del lodo (TMRC muy bajo, y en consecuencia F/M muy alta.
- 2.-Residuo industria. toxico o excesivo material detergente no biodegradable.

REVISAR

1.-TMRC y/o F/M

SOLUCIÓN

1.-Incrementar edad de lodo disminuyendo Qw.

2.-Eliminar posible fuente de tóxicos.

APARIENCIA DEL SEDIMENTADOR SECUNDARIO

Espuma color canela.

PROBABLE CAUSA

Edad de lodo muy alta, F/M muy baja.

REVISAR

TMRC y/o relacion F/M

SOLUCION

Incrementar Qw para disminuir la edad del lodo.

DIAGRAMA DEL PROCESO DE LODOS ACTIVADOS

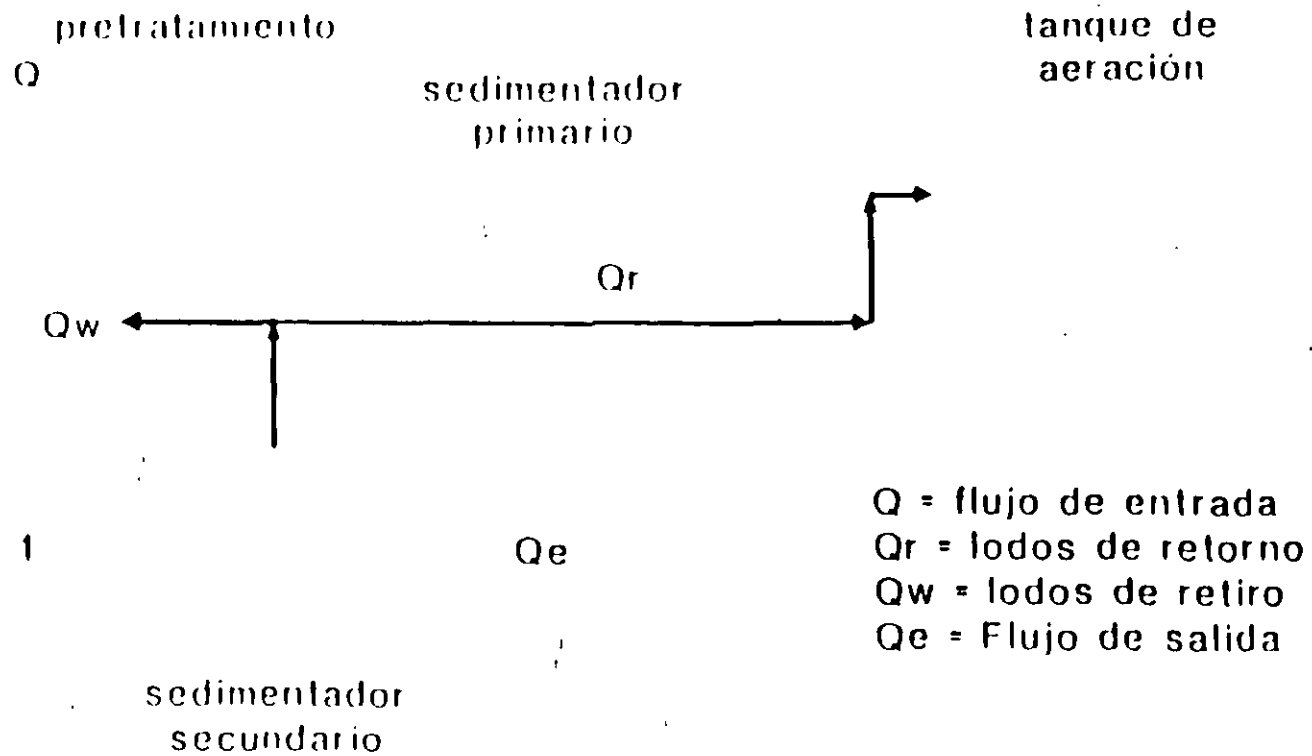
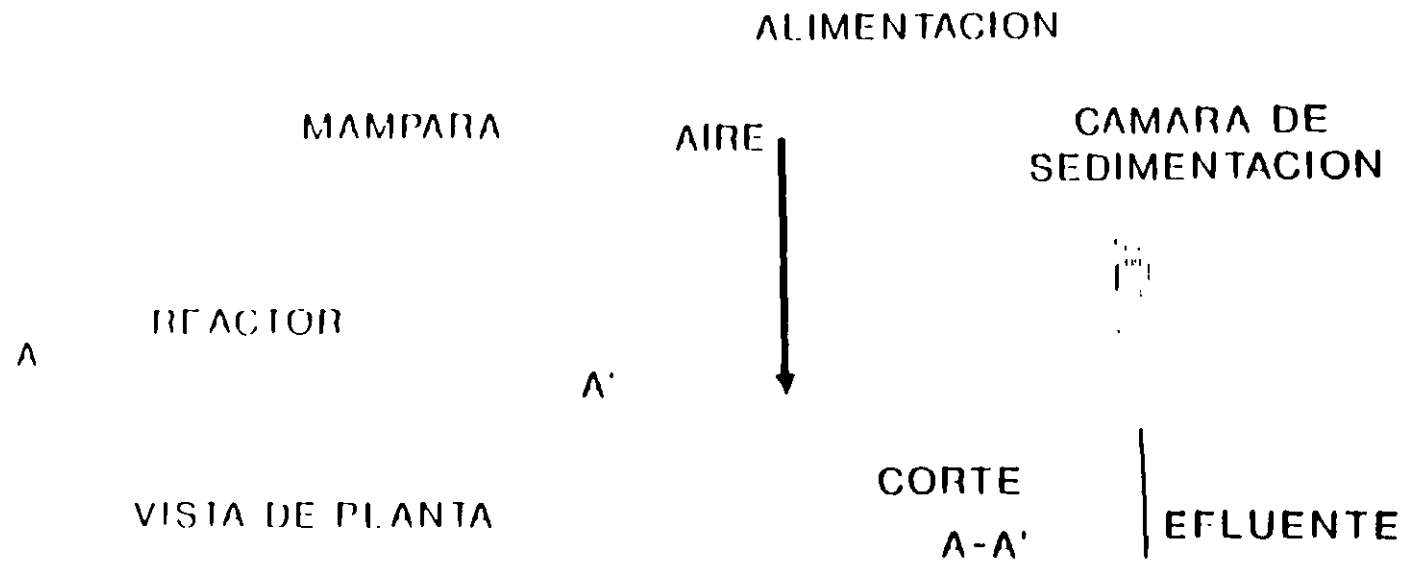


FIG. 1

CELDA PARA PRUEBAS DE TRATABILIDAD PROCESO DE LODOS ACTIVADOS



VOLUMEN APROXIMADO DEL REACTOR 30 LTS.

VOLUMEN APROXIMADO DE LA CAMARA DE SEDIMENTACION 5 LTS

FIG. No. 2

DIAGRAMA DE UN PROCESO DE Lodos Activados
MODIFICACION FLUJO PISTON

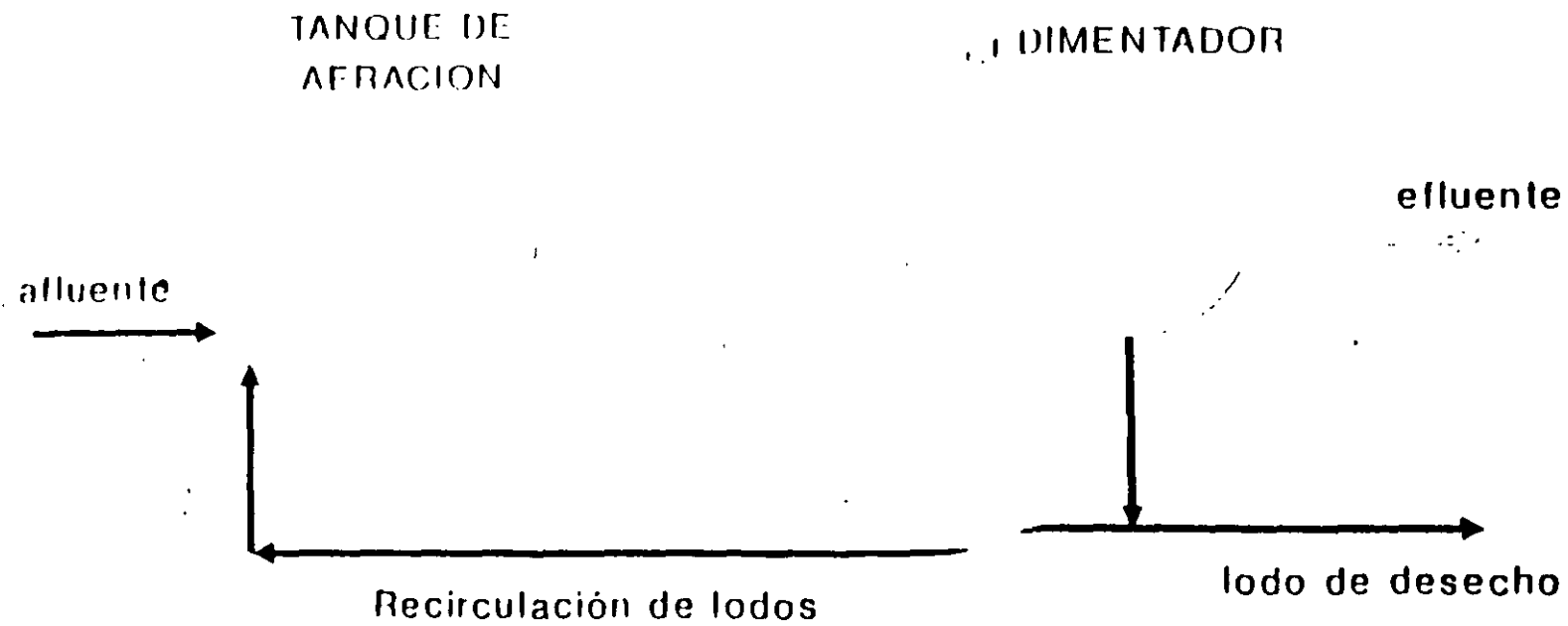


FIG. 3

DIAGRAMA DE FLUJO DE UN PROCESO DE LODOS
ACTIVADOS, COMPLETAMENTE MEZCLADO.

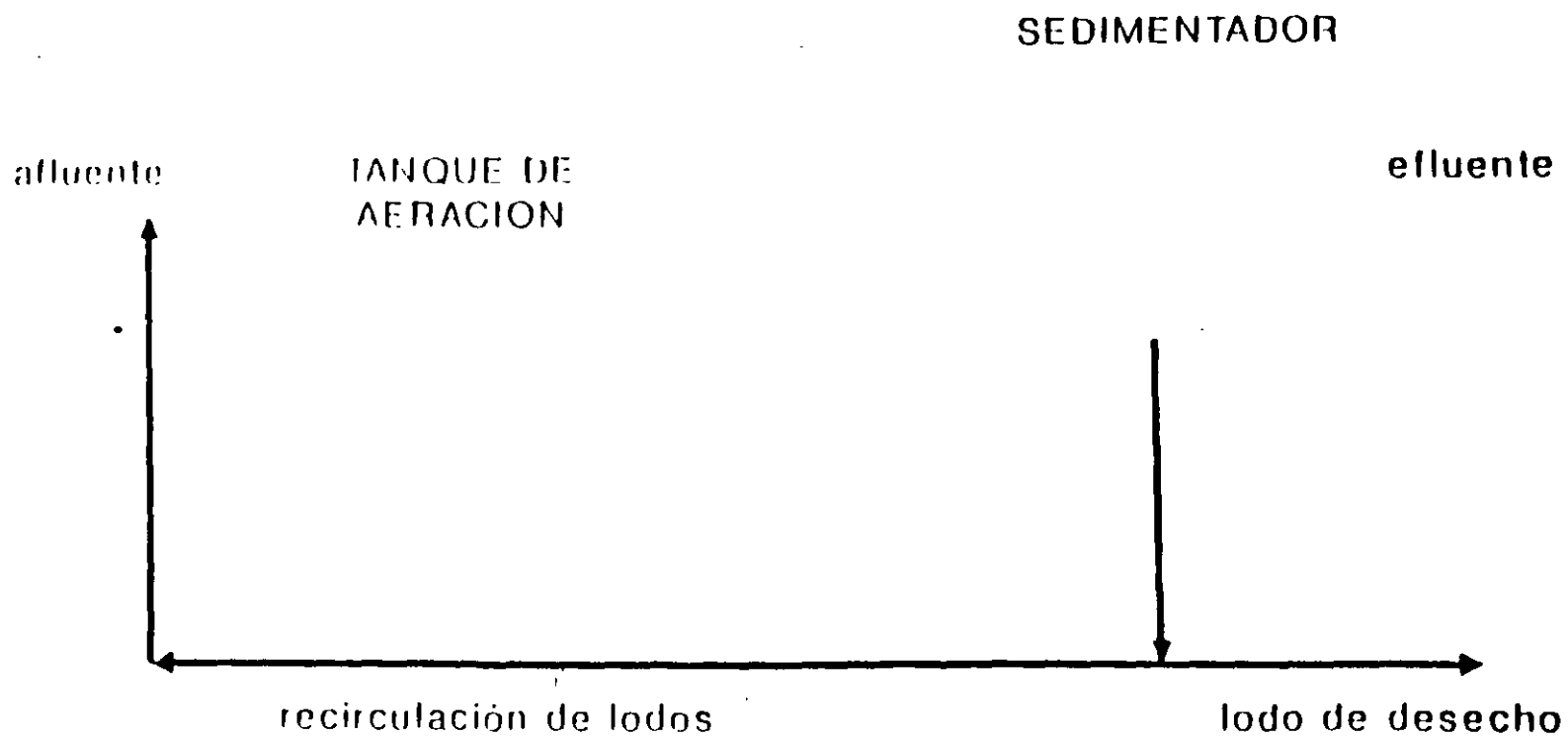


FIG. No. 4

DIAGRAMA DE FLUJO DE UN PROCESO DE LODOS
ACTIVADOS, ESTABILIZACION-CONTACTO

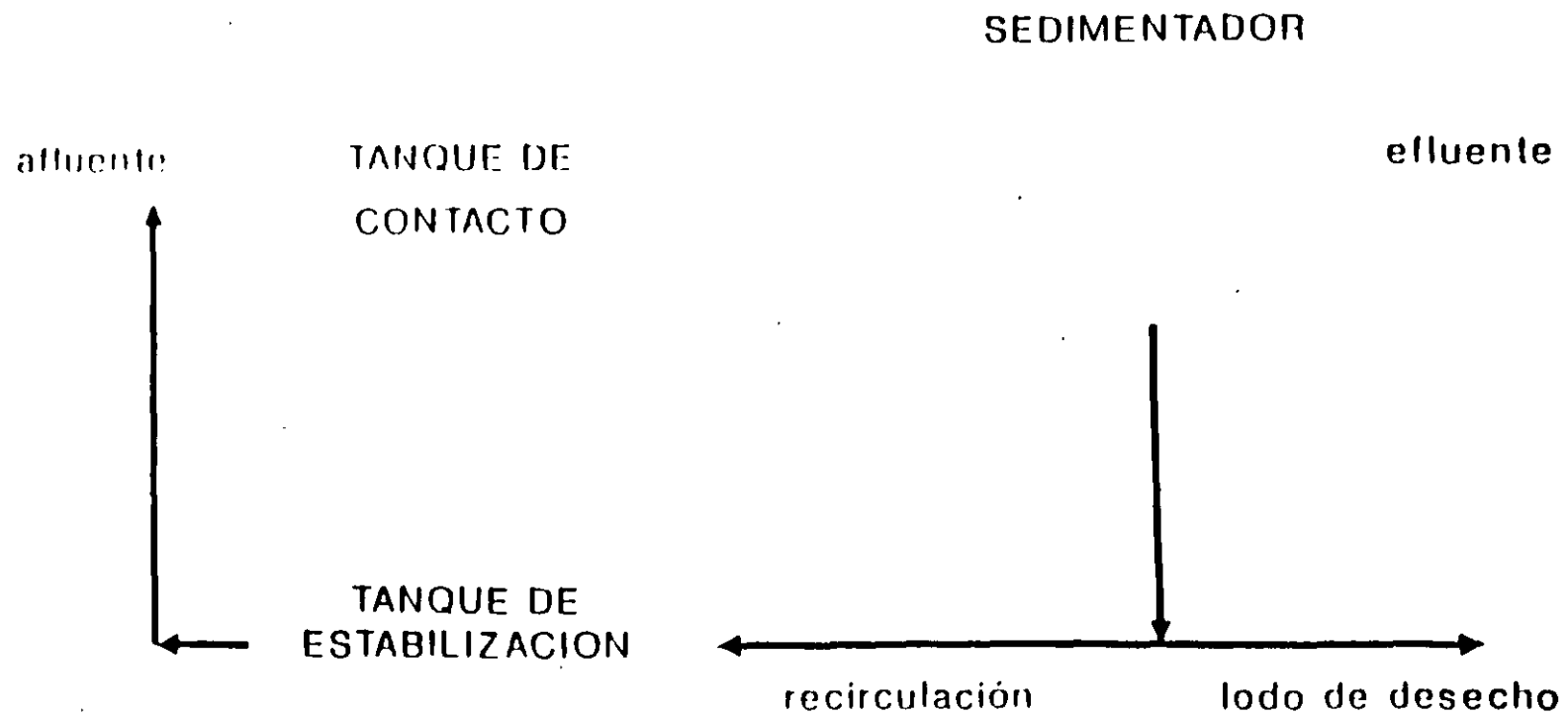
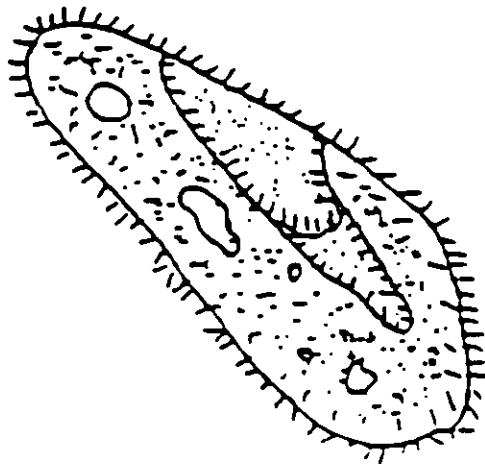
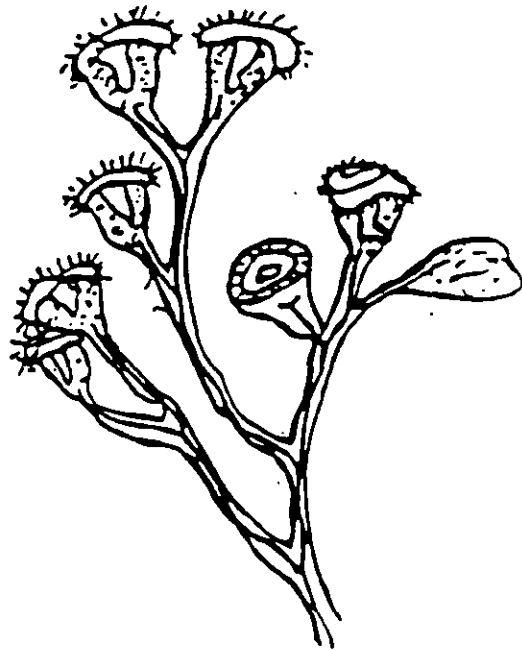


FIG. No. 5



PROTOZOARIOS CILIADOS LIBRES
FIG. 7

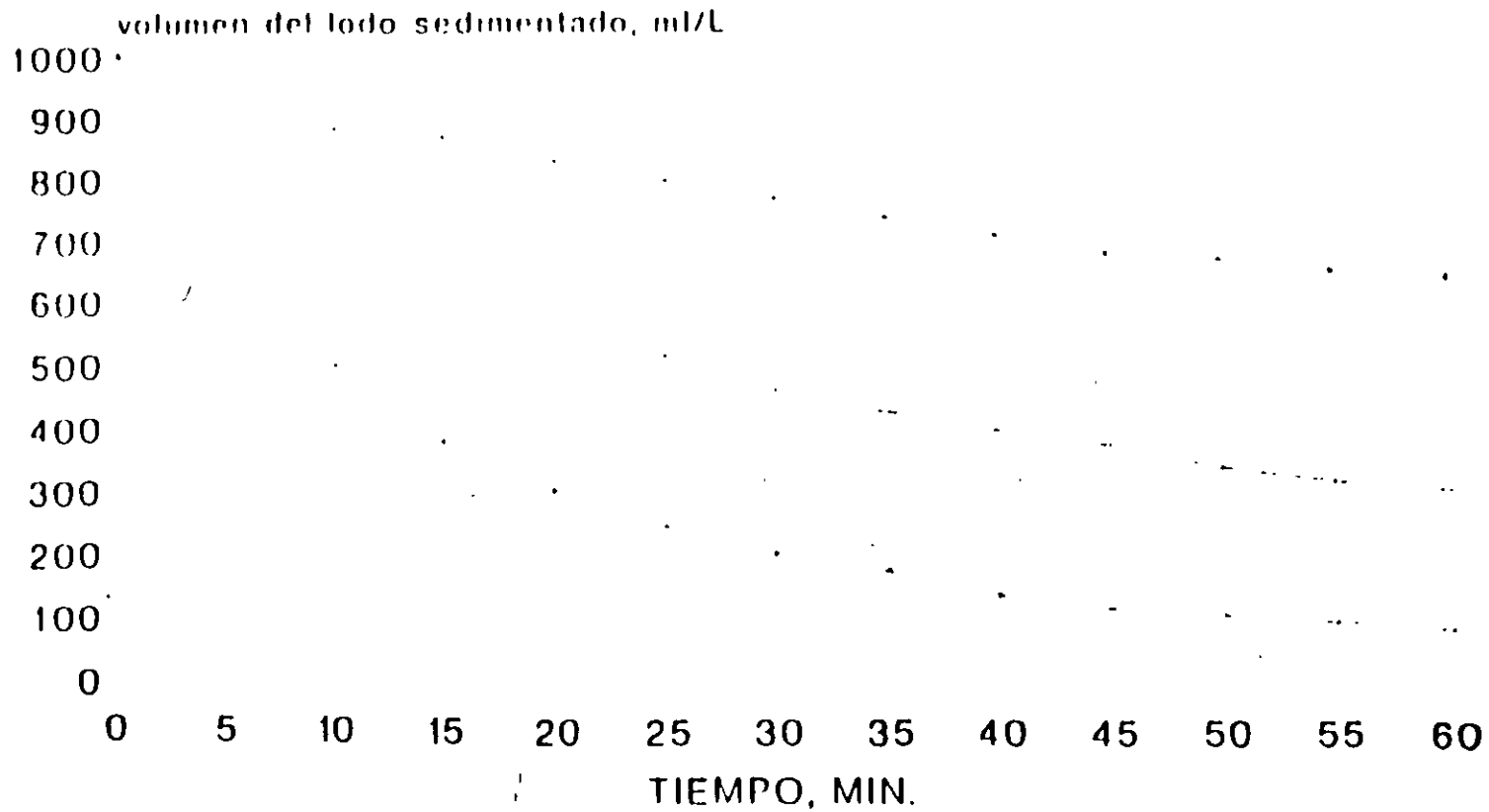


PROTOZOARIOS CILIADOS FLUJOS
FIG. 8



POLICELEROS
FIG. 9

FIG No 10 , GRAFICA DE SEDIMENTACION DEL LICOR MEZCLADO



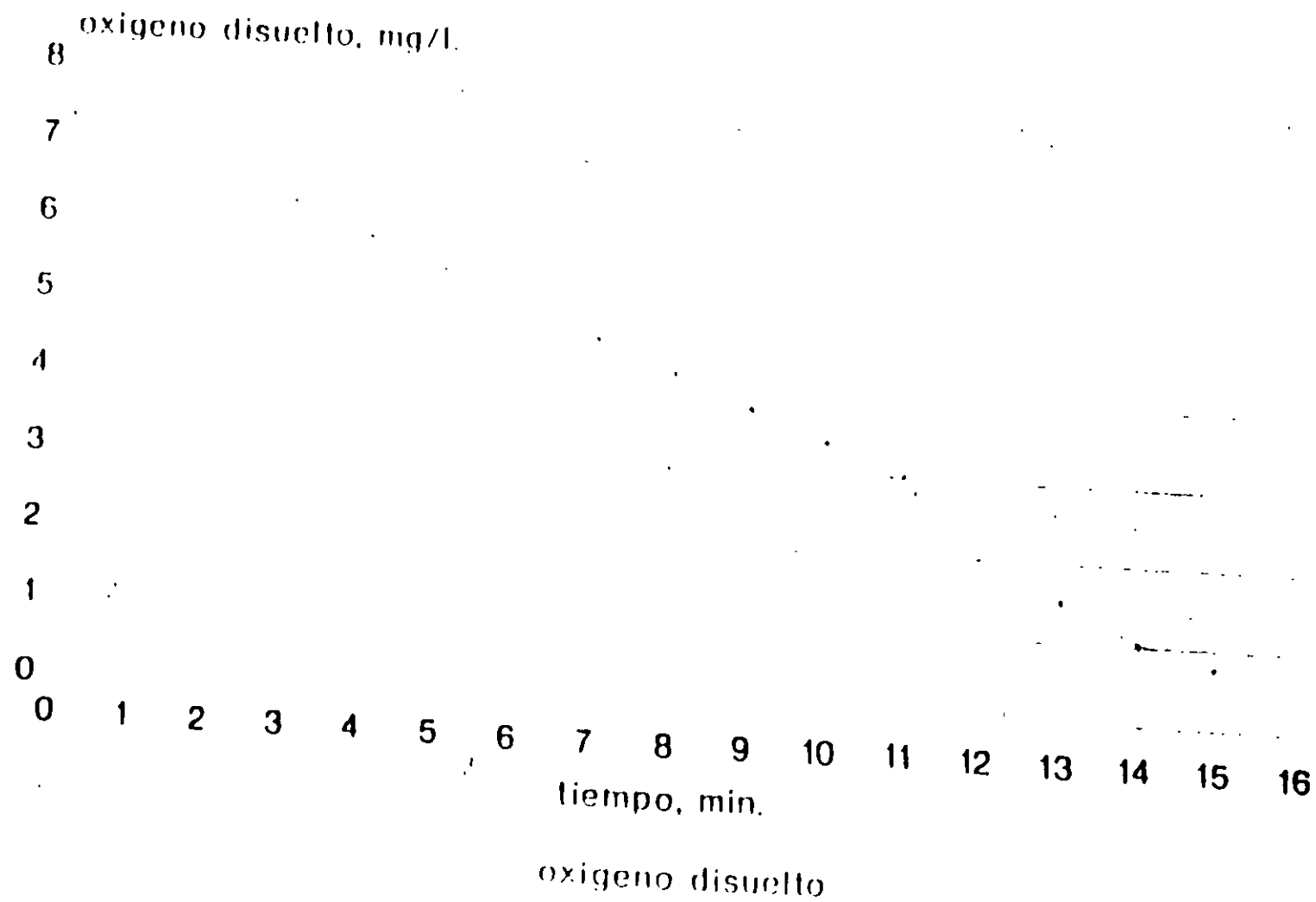
1 disminuir Qw

2 mantener Qw

3 aumentar Qw

serie 1 sedimentación lenta
 serie 2 sedimentación normal
 serie 3 sedimentación rápida

FIG No II GRAFICA DE CONSUMO DE
OXIGENO PARA EL LICOR MEZCLADO



PROCESOS BIOLÓGICOS DE TRATAMIENTO.

Sin importar el tipo de agua residual los procesos biológicos de tratamiento consisten en controlar el medio ambiente para un óptimo crecimiento de los microorganismos involucrados.

Principal aplicación son para

- 1) Remoción de materia orgánica carbonacea medida como DBO, COT o DQO
- 2) Nitrificación.
- 3) Denitrificación.
- 4) Remoción de fósforo y
- 5) Estabilización de residuos.

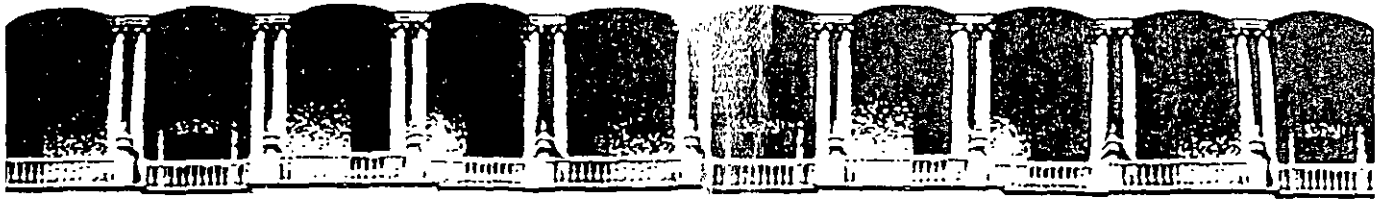
PRINCIPALES PROCESOS BIOLÓGICOS UTILIZADOS PARA TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES.		
TIPO	NOMBRE COMÚN	USO
Procesos aeróbicos • Crecimiento en suspensión	Proceso de lodos activados <ul style="list-style-type: none"> • Convencional • Completamente mezclado • Aeración en etapas. • Oxígeno puro • Reactor Batch • Estabilización contacto • Aeración extendida • Zanja de oxidación 	Remoción de DBO carbonacea (nitrificación)
	Nitrificación crecimiento en suspensión	Nitrificación
	Lagunas aereadas	Remoción de DBO carbonacea (nitrificación)
	Digestión aeróbica <ul style="list-style-type: none"> • Convencional con aire • Oxígeno puro 	Estabilización, Remoción de DBO carbonacea
• De película fija (crecimiento adherido)	Filtros percoladores <ul style="list-style-type: none"> • Baja tasa • Alta tasa 	Remoción de DBO carbonacea (nitrificación)

PRINCIPALES PROCESOS BIOLÓGICOS UTILIZADOS PARA TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES.

TIPO	NOMBRE COMÚN	USO
<ul style="list-style-type: none"> • Procesos combinados de película fija y crecimiento en suspensión 	<p>Filtros de desbaste.</p> <p>Biodiscos.</p> <p>Reactores de lecho empacado.</p> <p>Procesos de biofiltro activado, procesos de contacto de sólidos, filtros biológicos, procesos biofiltros lodos activados, procesos en serie de filtros lodos activados</p>	<p>Remoción de DBO carbonacea</p> <p>Remoción de DBO carbonacea (nitrificación)</p> <p>Remoción de DBO carbonacea (nitrificación)</p> <p>Remoción de DBO carbonacea (nitrificación)</p>
<p>Procesos anóxicos</p> <ul style="list-style-type: none"> • Crecimiento en suspensión • Crecimiento adherido 	<p>Denitrificación crecimiento en suspensión</p> <p>Denitrificación de película fija</p>	<p>Denitrificación</p> <p>Denitrificación</p>
<p>Procesos anaerobios</p> <ul style="list-style-type: none"> • Crecimiento en suspensión • Crecimiento adherido 	<p>Digestión anaerobia</p> <ul style="list-style-type: none"> • Tasa estándar una etapa • Alta tasa una etapa • Dos etapas <p>Proceso de contacto anaerobio</p> <p>Anaerobio de flujo ascendente con manto de lodos</p> <p>Proceso de filtro anaerobio</p>	<p>Estabilización Remoción de DBO Carbonacea</p> <p>Remoción de DBO Carbonacea Remoción de DBO Carbonacea</p> <p>Remoción de DBO Carbonacea Estabilización de residuos (denitrificación)</p>

PRINCIPALES PROCESOS BIOLÓGICOS UTILIZADOS PARA TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES.

TIPO	NOMBRE COMÚN	USO
	De lecho fluidizado	Remoción de DBO Carbonacea Estabilización de residuos
Procesos combinados aerobio, anoxico y anaerobio • Crecimiento en suspensión. • Crecimiento combinado	Procesos de una o varias etapas. Procesos de una o varias etapas	Remoción de DBO Carbonacea nitrificación denitrificación remoción de fósforo Remoción de DBO Carbonacea nitrificación denitrificación remoción de fósforo
Lagunas	Lagunas aerobicas Lagunas de maduración Lagunas facultativas Lagunas anaerobicas	Remoción de DBO Carbonacea Remoción de DBO Carbonacea (nitrificación) Remoción de DBO Carbonacea. Remoción de DBO Carbonacea (estabilización de residuos)



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO EN MANEJO INTEGRAL DE
AGUAS MUNICIPALES**

**MÓDULO IV
CA 086**

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

TEMA

LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN

**EXPOSITOR: M. EN C. EDUARDO IZURIETA RUIZ
PALACIO DE MINERÍA
JULIO DEL 2002**

LAGUNAS DE ESTABILIZACION. +

Los fenómenos de urbanización e industrialización están continuamente generando altos volúmenes de residuos líquidos, cuyas cantidades y características varían cuando son domésticos o industriales. Por esta razón, es un imperativo emplear métodos eficientes para el tratamiento de tales residuos, pero condicionados a que los costos de construcción sean bajos y no se presenten dificultades en la operación del proceso.

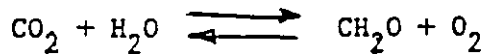
Las lagunas de estabilización son simples estructuras de tierra, abiertas al aire y al sol, elementos que constituyen los recursos naturales utilizados para la transformación de la materia orgánica en las que se efectúa la autopurificación de los residuos líquidos por medio de la acción mutua de algas y bacterias. En relación con los procesos convencionales tienen la enorme ventaja de que los costos de construcción y de operación son menores.

El objetivo del tratamiento de los residuos líquidos domésticos e industriales es producir el menor grado de contaminación de los cuerpos receptores de aguas ya que estos pueden ser usados para muy variados fines como el abastecimiento de agua a poblaciones, uso en industrias, irrigación, explotación de especies acuáticas, recreación, etc.

En las lagunas de estabilización se presentan dos procesos biológicos, en la parte superficial el denominado "aerobio" y en el fondo el "anaerobio". El lodo, producto de la sedimentación, está constituido por material celular derivado de la fotosíntesis o por restos descompuestos de plantas, protozoarios y bacterias.

La acción de la luz solar origina el proceso bioquímico; constituyéndose la materia orgánica y cuerpos gaseosos como el anhídrido carbónico (CO₂) originado por la respiración.

FOTOSINTESIS (luz solar)



RESPIRACION

CH₂O = carbohidratos

CH₂O + síntesis → grasas, proteínas,
materia celular

2CH₂O + bact. anaerobia → CO₂ + CH₄ (metano)

En el proceso de descomposición de la materia orgánica se producen otras reacciones debidas a los ciclos del nitrógeno, fósforo y azufre, a partir de los cuales se generan compuestos como el gas amoníaco (NH₃), fosfatos (PO₄) y gas sulfhídrico (H₂S). En este proceso, o sea del metabolismo microbiano anaerobio, que se lleva a cabo con la ausencia de oxígeno se producen compuestos gaseosos con acentuados olores desagradables.

En la remoción de la materia orgánica se llevan a cabo básicamente dos procesos, uno denominado oxidación (destrucción) con producción de energía (calor) y otro de síntesis que usa la energía producida para la formación de compuestos complejos. Este fenómeno de oxidación-síntesis origina los lodos como producto de la remoción bioquímica de materia orgánica. A continuación se indican algunos valores de los subs

tos producidos.

Substratos modificados por oxidación y síntesis.

clase del compuesto	síntesis %	oxidación %	lodos %
Carbohidratos	5-25	13	65-85
Alcoholes	25-38	30	52-66
Amino-ácidos	22-58	42	32-68
Acidos orgánicos	30-80	50	10-60

MECANISMOS DEL PROCESO DE ESTABILIZACION.

En la estabilización de la materia orgánica las bacterias o microorganismos atacan a la materia orgánica, fraccionándola y originando varios compuestos orgánicos complejos que persisten en la masa líquida bajo condiciones aerobias. Como resultado de la actividad bacteriana se producen nuevas células, bióxido de carbono, iones de sales minerales, agua amoniaco, etc.

El bióxido de carbono, el amoniaco y los iones de sales minerales son utilizados por las algas para sintetizar nuevas células. En este proceso hay producción de oxígeno.

Las algas juegan un papel importante en el proceso anterior porque fijan el carbono del bióxido de carbono y originan oxígeno libre, elemento necesario para el proceso aerobio.

Las algas que predominan en las lagunas de estabilización son

verdes o verde azules. Entre las verdes podemos citar: Chlamydomonas, Chlorella, Euglena, Micractinium y Scenedesmus, como las más comunes. Entre las algas verde azules la Anabaena, Oscillatoria y Phormidium.

La producción de bióxido de carbono producido por el metabolismo bacteriano tiende a bajar el pH de la masa líquida. Por otra parte, las algas utilizan el CO₂ producido, lo que origina la elevación del pH. Por esta razón, la presencia de un pH estable refleja un equilibrio entre la actividad bacteriana y la ocasionada por las algas.

FACTORES FISICO-QUIMICOS

Para obtener resultados favorables en la operación, hay que considerar varios factores físico-químicos que afectan el equilibrio biológico de las lagunas de estabilización. Entre los físicos hay que tomar en cuenta algunos parámetros como la temperatura, iluminación, infiltración, evaporación, precipitación pluvial y vientos.

La temperatura influye directamente en la producción del oxígeno disuelto de la masa líquida. Las reacciones químicas y bioquímicas se aceleran con las variaciones en la temperatura; es así como, se ha demostrado que la rapidez de las reacciones químicas se duplica por cada 10°C de aumento en la temperatura.

Temperaturas por arriba de los 30°C intensifican la producción de gases en el material depositado en las lagunas, dando como resultado el desprendimiento y elevación del material constituido por algas verde-az.

Para la determinación de la velocidad de reacciones químicas se puede aplicar la fórmula (Hoff-Arthenius).

$$\frac{t}{t_0} = e^{c' (T_0 - T)} = \theta (T_0 - T)$$

t = tiempo de reacción a la temperatura T

t₀ = tiempo inicial a la T₀ (temperatura inicial)

c' = coeficiente (0.0693)

En el caso de una reacción bioquímica se puede escribir:

$$\frac{K_{35}}{K_T} = \frac{t_T}{t_{35}} = \theta (35 - T)$$

K₃₅ y K_T = valores de la constante de velocidad de degradación en la reacción bacteriana.

θ = coeficiente que para las aguas residuales domésticas es igual a 1.085

En lo referente a la iluminación las algas utilizan del 2 al 9% de la luz solar, siendo el 5% un valor común.

Se puede usar la siguiente expresión:

$$I = I_0 e^{-kcd}$$

I₀ = intensidad luminosa en la superficie líquida

I = intensidad de luz después de atravesar la lámina líquida

c = concentración de algas

k = coeficiente de absorción luminosa

d = espesor de la capa líquida

La energía luminosa utilizada en la fotosíntesis se puede expresar con la siguiente fórmula: $f = \frac{I_s}{I_0} (\log_e \frac{I_0}{I_s} + 1)$

f = fracción de energía luminosa utilizada en la fotosíntesis

I_s = intensidad de saturación de la luz para las algas predominantes en la lámina líquida considerada

Para dar un ejemplo, la *Chlorella* presenta como intensidad de saturación el valor de 600 bujía-pie, o sea, 2.5×10^4 ergios/cm²/seg.

El equilibrio hidráulico de la laguna está dado por el caudal de entrada, la evaporación, la precipitación y la filtración.

El monto anual de descarga o el gasto del efluente estará dado por la siguiente ecuación:

$$Q_e = (Q_i + P) - (E + F)$$

Q_e = gasto del efluente

Q_i = gasto recibido por la laguna (influyente)

P = precipitación

E = evaporación

F = infiltración

Si la laguna no tiene efluente, quiere decir que la ecuación tiene la tendencia a ser igual a cero. Sin embargo, puede ocurrir fluctuaciones en el nivel del agua debidas a fluctuaciones en cualquiera de las variables, pero si ocurre un valor negativo durante largo período de tiempo, la laguna llega a tener un nivel tan bajo que la hace inútil y no cumple con lo estipulado en el diseño, porque tanto algas como bacterias no cumplen con la función.

Es importante considerar el binomio evaporación/infiltración ya que representa las pérdidas de agua en la laguna. Como efectos directos de la evaporación tenemos el aumento en la concentración de los microorganismos

y la disminución en el período de retención.

La evaporación es más intensa o mayor cuando es menor la presión barométrica, se la determina así:

$$E = 15 (V_w - V_H) \left(1 + \frac{v}{16} \right)$$

E = evaporación mensual, en milímetros

V_w = presión de vapor del agua a la temperatura del agua, en milímetros de mercurio

H = humedad relativa, por ciento

v = velocidad del viento en kilómetros por hora

Los valores de las presiones del vapor del agua varían de 4.58 a 760.0 milímetros de mercurio para 0°C y 100°C, respectivamente.

La infiltración es un factor que puede impedir la obtención del nivel óptimo de operación de la laguna. Un análisis del suelo no es a veces suficiente para poder predecir la pérdida del líquido que puede ocurrir por efecto de la infiltración. El contenido de sodio del agua residual puede contribuir a sellar el fondo de la laguna por medio de alteraciones que se producen en su composición química. Hay dos reglas que deben considerarse como fundamentales: una no debe permitirse ninguna infiltración hacia lugares donde existen pozos o fuentes de agua subterránea que son utilizados para uso doméstico; otra, si el suelo donde se ubica la laguna es de grava o piedra caliza debe ser recubierto con una capa de arcilla impermeable.

La precipitación pluvial tiene efecto en la dilución de las lagunas, de una manera general puede decirse que es igual a la evaporación.

Los vientos producen olas en las lagunas, sobretudo a velocidades superiores a 50/km por hora, favorecen la oxigenación de las capas superiores de la masa líquida y estimulan la dispersión de los sólidos existentes en las lagunas.

Entre los factores químicos que deben considerarse y que intervienen directamente en el funcionamiento tenemos: nutrientes, oxígeno disuelto, pH y complejos compuestos orgánicos.

El nutriente más comúnmente utilizado por la mayoría de las algas es el bióxido de carbono libre. Hay indicaciones que algunas especies se alimentan del bicarbonato. Además del carbono contenido en el bióxido de carbono tenemos otras sustancias como el nitrógeno, fósforo, azufre, potasio, magnesio y calcio, trazas de hierro, manganeso, silicio, zinc, cobre, cobalto, molibdeno, boro y vanadio.

Los residuos líquidos domésticos son ricos en elementos nutritivos para las bacterias, pero esto no ocurre en los residuos industriales que tiene deficiencias de nutrientes y a veces sustancias tóxicas -- que matan a las bacterias y a las algas.

La cantidad de oxígeno disuelto (O_2) en la masa líquida dependerá de la actividad microbiana y de las algas existentes. La actividad microbiana se traduce por una mayor o menor demanda bioquímica de oxígeno, que a su turno depende de las cantidades de materia orgánica introducidas en la laguna o sea de la carga orgánica del proceso.

El oxígeno disuelto es variable con la temperatura; así por ejemplo a $0^\circ C$ y a 760 milímetros de mercurio el oxígeno disuelto es de --

de 14.65 mg/litro; en cambio, a 10°C es de 11.27 mg/litro y a 20°C es de 9.02 mg/litro.

CLASIFICACION DE LAS LAGUNAS.

Las lagunas de estabilización se clasifican en: facultativa, anaerobia, aerobia, aeración mecánica y maduración.

Las facultativas, operan con cargas orgánicas medias, se llevan a cabo los dos procesos, el aerobio en base a la presencia de algas y al oxígeno del aire, y el anaerobio en la parte profunda de la laguna, de acuerdo a los cambios estacionales y diurno del proceso fotosintético.

Las anaerobias, trabajan con cargas orgánicas menores y no requieren la presencia de oxígeno libre porque el proceso es enteramente anaerobio con producción de malos olores.

Las aerobias, soportan cargas orgánicas bajas, la materia biodegradable en suspensión o disuelta para transferirse requiere del O₂ producido por las algas en la fotosíntesis y la transferencia del gas en la superficie del líquido, son de poca profundidad.

Las de aeración mecánica, funcionan con altas cargas orgánicas, tienen mayor profundidad, menor área, el proceso es enteramente aerobio - producido por aeración de tipo mecánico que suministra altas cantidades del oxígeno necesario.

Las de maduración, se emplean exclusivamente para reducir el número de bacterias del efluente.

En este estudio se tratarán exclusivamente las dos primeras la-

gunas, o sea, las facultativas y las anaerobias.

DISEÑO DE LAS LAGUNAS.

El procedimiento de diseño de las lagunas de estabilización es impreciso. Al mismo tiempo intervienen operaciones de sedimentación, oxidación, digestión, transferencia de gas y fotosíntesis, aeración mecánica, evaporación e infiltración.

En forma general intervienen factores como: período de retención, profundidad de la laguna, carga orgánica del influente, carga orgánica del efluente, temperatura del agua de la laguna, energía de la luz solar, eficiencia en la conversión de la energía solar, en energía química.

LAGUNAS FACULTATIVAS

Como se indicó anteriormente las lagunas facultativas son aquellas en las cuales la capa superior está en contacto con el aire y por lo mismo el proceso es aerobio, las capas de la zona central (intermedia) -- contienen bacterias facultativas y en el fondo de la laguna la transformación de la materia orgánica es anaerobia. En la práctica no se conocen -- con el nombre de facultativas; pero, la mayoría de las existentes son de este tipo. A continuación efectuaremos una revisión de las matemáticas del diseño y los fundamentos biológicos.

Existen varios sistemas o composición de lagunas; en términos generales, las facultativas están precedidas por procesos anaerobios, para tener en tercer término lagunas de maduración.

Para el diseño de este tipo de lagunas la ecuación no establece diferencia entre la velocidad de descomposición biológica de las mat-

esquema

Modelo cinético

ECUAC. No. 1

$$L_p = \frac{L_o}{(K_T R_T + 1)}$$

$L_e = L_p = \text{DBO}_5$ del agua efluente (mg/litro)

$L_i = L_o = \text{DBC}_5$ del agua influente (mg/litro)

K_T = velocidad de descomposición a la temperatura T

R_T = tiempo de retención a la temperatura T

El valor de la velocidad de descomposición K_T depende de la temperatura:

ECUAC. No. 2

$$\frac{K_{35}}{K_T} = \theta^{(35 - T)} = \frac{R_T}{R_T}$$

T = temperatura de la laguna (grados Centígrados)

θ = coeficiente de reacción en función de la temperatura (1.085)

K_{35} = velocidad de descomposición a 35°C

A continuación se indican valores de K_T para diferentes temperaturas:

Temperatura °C	K_T por día	Temperatura °C	K_T por día
5	0.103	25	0.53
10	0.12	30	0.80
15	0.24	35	1.20
20	0.35	-	-

La eficiencia de la laguna se puede determinar con la fórmula:

ECUAC. No. 3

$$E (\%) = \left(\frac{L_o - L_p}{L_o} \right) 100$$

$$E = 1 - \frac{1}{K_T R_T + 1}$$

$$E = \left(\frac{R_T}{1 + R_T} \right) \frac{100}{K_T}$$

Muchos factores intervienen en el óptimo funcionamiento de la laguna entre los principales la carga orgánica total, la profundidad, la carga por unidad de superficie.

Pueden producirse malos olores por distintas causas: temperatura alta, superficie insuficiente, distribución desigual de los sólidos sedimentables, insuficiente profundidad de la masa líquida, entre otras.

Pueden corregirse estos problemas mediante la construcción de varias entradas del agua a la laguna para lograr una mejor distribución de los sólidos sedimentables, aumentar la profundidad de la capa de agua hasta una altura de 1.5 a 2.0 m.

Para la aplicación del modelo matemático existen varios procedimientos entre los que se destaca el empírico y las experiencias sud-africanas.

1. PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL.

Esta metodología corresponde al análisis de los resultados obtenidos por Gloyna y Herman. La ecuación No. 3 fue para el cálculo de la eficiencia de las lagunas, el volumen se puede determinar con la siguiente expresión:

ECUAC. No. 4

No interviene solo temperatura

$$V = (3.5 \times 10^{-5}) N \cdot q \cdot La \cdot \theta^{(35 - T_m)}$$

V = volumen. (m3)

N = número de personas

q = cantidad de aguas residuales (l/ día)

La = demanda bioquímica última a DBOu (mg/l)

1.085 θ = coeficiente de reacción por la temperatura
(1.085)

Tm = temperatura media del agua en el mes más frío (°C)

El valor N.q. la denomina "factor de carga" (FC), mediante éste se puede elaborar un gráfico para el cálculo de los volúmenes a diferentes temperaturas.

La fórmula para el volumen se aplica a el caso de aguas residuales que tienen composición normal, cuando se tienen valores muy elevados para DBOu, o sustancias tóxicas, se requieren considerar mayores volúmenes de las lagunas. La intensidad de luz, el total de sólidos disueltos y otros factores influyen en el volumen requerido; pero, para el tratamiento de aguas domésticas la temperatura es el factor de mayor importancia en la determinación del volumen de superficie.

En la fórmula no interviene un coeficiente para expresar la influencia de la intensidad de luz (insolación), pero hay que tomarla en cuenta aumentando la superficie de la laguna. Cuando hay períodos de nubosidad por dos o más semanas puede emplearse una unidad de pretratamiento anaerobio.

Para comparar el efecto de la temperatura se puede dimensionar como ejemplo una laguna con la formula anterior, tomando los siguientes datos.

N = 10,000 hab.

q = 150 l/hab.

DBOu (La) = 250 mg/l

Tm = 10°C y 25°C

Profundidad = 1.5 m.

El caudal (Q) = 1,500 m³/día

	<u>10°C</u>	<u>25°C</u>
Volumen	100,931 m ³	29.660 m ³
Superficie	67,290 m ² (6.73 Ha)	19,773 m ² (1.98 Ha)
Carga Orgánica	378 kg/día	378 kg/día
Carga superficial	56 kg/día	191 kg/día
Período de retención	67.3 días	19.8 días

De lo anterior se concluye que variaciones en la temperatura significan cambios en los elementos de diseño de la laguna facultativa; efectivamente, el volumen se redujo a la 1/3 parte, la superficie en la 2/3 parte, la carga superficial que soporta a la laguna es practicamente cuatro veces mayor a la temperatura de 25°C y el período de retención es menos de 1/3.

2. Metodología Sudafricana

Las experiencias obtenidas en África del Centro y Sur (Urais

y Shaw) indicaron que el comportamiento de las lagunas facultativas depende de la profundidad.

La fórmula que se utiliza es la siguiente:

ECUAC. No. 5

$$L_p = \frac{600}{(0.18 d + 1)}$$

L_p = DBO del efluente a 5 días y 20°C (mg/l)

d = profundidad (m.)

También es posible aplicar la fórmula de la Ecuación No. 1, en la que el valor de Kt es 0.17.

ECUAC. No. 6

$$L_p = \frac{L_o}{0.17 R_T + 1}$$

L_p = DBO₅ del efluente (mg/l)

L_o = del influente (mg/l)

R_T = tiempo de retención

La estratificación térmica permite que las capas interiores estén sujetas al proceso anaerobio; en cambio, en las capas superiores se desarrolla la oxidación aerobia, debida a la fotosíntesis y a la disolución del oxígeno del aire.

La profundidad de las lagunas facultativas es generalmente de 1.50 a 1.80 m., la que es suficiente para permitir el desarrollo de la estratificación térmica y la constitución de las dos zonas indicadas anteriormente. Las reacciones bioquímicas en la zona anaerobia son similares a las que se describirán en las lagunas anaerobias. En las capas superiores el desarrollo de las algas puede sobresaturar las lagunas con oxígeno disuelto. La mayor parte del carbono de la materia orgánica

sirve como energía para las bacterias que como subproducto expelen CO_2 , el restante se utiliza para formar nuevas células. El CO_2 producido por la respiración puede ser nuevamente aprovechado para convertirse en células de algas que salen con el efluente o se depositan en el sedimento en la zona anaerobia, debido a la producción de algas y bacterias muertas. En esta forma, las lagunas facultativas tienen dos procesos, el de oxigenación por fotosíntesis y el de fermentación con producción de metano, - estos dos procesos son importantes para la reducción de la DBO de las aguas residuales.

La experiencia sudafricana indicó que la temperatura tiene un -- marcado efecto en el comportamiento de las lagunas facultativas. Al aumentar la producción de algas aumenta la producción de O_2 , el que se escapa del líquido si sobrepasa el nivel de sobreesturación. La fotosíntesis producida por las algas con el consumo de CO_2 , tiende a aumentar el pH en la capa aerobia de la laguna. Generalmente el pH puede llegar -- hasta 10.0 en condiciones favorables dependiendo del efecto amortiguador del agua de la laguna. La máxima oxidación bacteriana ocurre a un pH - 8.3, para valores mayores de 9.5 el proceso se ve seriamente afectado.

En lo que respecta a profundidad y tiempo de retención las lagunas facultativas se diseñan para producir una calidad de efluente comparable al que se obtiene en el tratamiento secundario; por esta razón, la profundidad y el tiempo de retención son muy importantes en el diseño de las lagunas de estabilización.

La profundidad debe ser tal que permita el desarrollo de la c- tra-

2.10 m.; Dawson y Grainge de 3 a 7.60 m., para lagunas primarias en las regiones nórdicas.

En general, una profundidad de 1.50 a 1.80 m. es la de uso más común para lagunas facultativas de estabilización. De hecho, hay poca ventaja práctica para aumentar la profundidad sobre 1.80 m., ya que se disminuye el área superficial o se aumenta la carga orgánica.

Se han investigado condiciones de carga de 224 y 336 kg./Ka/ día de DBO habiéndose encontrado remoción de 99% y 74 al 89%, respectivamente. Gloyna, obtuvo períodos de retención de 36 a 82 días para líquidos residuales domésticos con 300 mg/l de DBO_u, a profundidad de 1.20 m. y para temperaturas de 20°C y 10°C respectivamente.

LAGUNAS ANAEROBIAS.

Este tipo de lagunas se utiliza como proceso de pretratamiento para reducir la carga de la DBO en las lagunas facultativas. Sirven para evitar el ascenso, a la superficie, de una apreciable proporción de lodos, durante la estación calurosa, que se desplaza a la deriva en la superficie de la laguna.

La desventaja de las lagunas anaerobias radica en la posibilidad de que se produzcan malos olores; por esta razón, es necesario estudiar cuidadosamente su localización respecto a las viviendas.

La reducción de la DBO es función del tiempo de retención de los sólidos en suspensión y de la temperatura del residuo líquido. El proceso de estabilización en estas unidades puede tomar mucho tiempo, como consecuencia de los factores antes mencionados.

En el diseño de las lagunas anaerobias se emplea la metodología concluida de la experiencia sudafricana, la que se fundamenta en los resultados obtenidos en una área geográfica de caracteres subtropicales y con una temperatura media anual de 20°C (Zambia-latitud sur 15°).

Las lagunas anaerobias operan en forma similar a los tanques sépticos y a las letrinas, para la reducción de la DBO se puede aplicar la fórmula que se indicará posteriormente, cuyos coeficientes se han deducido en base a la temperatura media del agua que entra a la laguna que es de 20°C.

El proceso anaerobio consta de dos etapas, la primera se lleva a cabo por la acción de bacterias que originan la producción de ácidos la segunda, asimismo, gracias a la acción de bacterias productoras de metano. La DBO de la etapa ácida es muy pequeña, únicamente, en la segunda etapa existe una acentuada remoción de la materia orgánica oxidable, la que es proporcional a la cantidad de metano producido. Para que una laguna anaerobia sea efectiva es necesario que tenga condiciones favorables al desarrollo de una población de bacterias formadoras de ácidos y bacterias productoras de metano; para ello, deben considerarse los principales factores como temperatura pH, tiempo de retención y carga orgánica.

La fermentación se acelera con el incremento de la temperatura; así por ejemplo, el aumento de 5°C significa la producción de siete veces más el volumen de gas desprendido de los lodos en la capa anaerobia. Podría utilizarse la siguiente fórmula:

G = gas producido por los lodos (m^3 /Ha)

T = temperatura de los lodos ($^{\circ}C$)

En lo referente al pH, un buen proceso de fermentación y producción de metano se consigue con valores de 6.8 a 7.2. La acción bacteriana se inhibe con valores del pH inferiores a 5.5.

Las lagunas anaerobias varían considerablemente en tamaño y por ende en tiempo de retención. Remociones de un 70% de la DBO se han obtenido con profundidades de 1.20 m. y retención de un solo día. De todos modos, los autores mencionan que la profundidad puede ser variable: 0.90 a 1.20m. (Parker), 1.20 a 2.40 m. (Cooper) y de 2.40 a 3.65 m. (Oswald).

Las lagunas profundas tienen las siguientes ventajas:

1. Al tener menor superficie permiten una utilización más económica del terreno.
2. Hay mejor protección contra los cambios ambientales bruscos y del oxígeno disuelto.
3. Tiene una zona más compacta de lodos.

El período de retención en las lagunas anaerobias debe mantenerse al mínimo; sin embargo, varios autores sugieren de 15 a 160 días (Cooper) y de 20 a 30 días (Oswald). Parker logró 70% de reducción de la DBO con períodos de 1.2 días.

Para mantener condiciones anaerobias la carga orgánica puede variar de 246 a 672 Kg/Ha/día. En el oeste de los Estados Unidos se emplean cargas de 560 Kg/Ha/día. En Australia de 1,158 a 1,500 Kg/Ha/día.

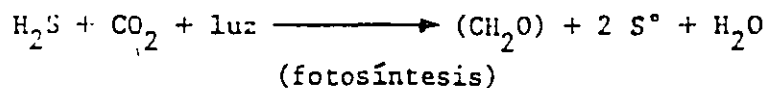
La acumulación de lodos en las lagunas se debe al proceso de sedimen

tación. En un principio la acumulación se produce con mayor rapidez que la degradación; pero, luego cuando la fermentación se desarrolla se produce un equilibrio entre la acumulación y degradación, relativamente no existe aumento de volumen en la capa bental.

La remoción de la materia orgánica se puede expresar así:



El $\text{S}^{=2}$ hace equilibrio con el H^+ para formar HS^- y H_2S . Si hay abundancia de $\text{S}^{=2}$ y CO_2 se desarrollan las bacterias del azufre las que son fotosintéticas y utilizan el CO_2 como fuente de carbono.



El modelo matemático para las lagunas anaerobias de acuerdo a la experiencia sudafricana es la siguiente:

ECUAC. No. 8

$$L_p = \frac{L_o}{K_n \left(\frac{L_r}{L_o} \right)^n R + 1}$$

L_p = DBO_5 del efluente (mg/l)

L_o = DBC_5 del influente (mg/l)

K_n = constante de remoción de la DBO
(coeficiente del proyecto)

n = exponente que se determina experimentalmente

R = tiempo de retención con mezcla completa (días)

En las pruebas realizadas en Zambia $K_n = 6.0$ y $n = 4.8$

Para las lagunas anaerobias el modelo de diseño cinético es:

1. tiempo de retención del líquido aproximadamente de 3 a 5 días.
 2. profundidad de 3 a 4.50 m.
 3. carga volumétrica de 0.19 a 0.40 kg/m³ de DBO.
 4. carga superficial de 448 a 672 Kg/ha/día de DBO.
 5. carga de sólidos en suspensión de aproximadamente 1.6 a 6.4 Kg/m³.
- La elección de las tasas reales se efectúa tomando en consideración

las características tanto climatológicas como de los residuos líquidos, - también deben contemplarse las condiciones estéticas.

APLICACIONES EN LA INDUSTRIA.

El empleo de las lagunas de estabilización es muy variado para el tratamiento de residuos líquidos provenientes de la industria. La aplicación de lagunas aerobias, anaerobias o facultativas dependerá de la calidad del residuo doméstico o industrial. Se deberá tener en cuenta la localización de las lagunas, cercanas o alejadas de la zona poblada, costos de construcción, disponibilidad de terreno, volúmenes de los residuos líquidos y, otros factores para la decisión sobre el tipo de laguna que se deba utilizar para el tratamiento.

Generalmente, se consideran sistemas de lagunas, en primer término y como fase primaria las anaerobias (cuando el residuo líquido es rico en materia en suspensión), para luego utilizar lagunas facultativas, que operan como proceso secundario.

A continuación se indican algunos ejemplos sobre casos prácticos de lagunas empleadas en el tratamiento de residuos de algunas industrias específicas.

1. Industria Textil.

Esta industria es muy compleja en la actualidad, ya que la fibra empleada puede ser: algodón, lana, acetato, dacrón, rayón, celón, etc., se utilizan aerobias principalmente por la gran cantidad de materia orgánica existente en el residuo líquido, con el propósito de evitar malos olores.

2. Curtidurías.

Se emplean las lagunas como proceso secundario después de la sedimentación. Será necesario cuidar el nivel del pH ya que los residuos son ácidos.

3. Industria de los alimentos.

El procesamiento de los alimentos (enlatado) origina residuos líquidos de características variables, algunas veces tienen pH altos (11.0) o son de características ácidas (pH 3.5); asimismo, los residuos son ricos en nutrientes (N y P).

Las lagunas se emplean después de la sedimentación (precipitación química) porque siendo ricos en materia orgánica hay la tendencia de producir malos olores debidos al proceso anaerobio. Aún en las lagunas aerobias se producen malos olores, lo que se eliminan con el empleo de nitrato de sodio (Na. NO₃), principalmente en el procesamiento de leguminosas.

4. La industria lechera y sus productos derivados.

Es muy variada ya que procesa leches, crema, quesos, mantequilla etc. Como los residuos están compuestos principalmente con la materia or-

gánica soluble, al almacenarse fermentan y se produce el proceso anaerobio que ocasiona mal olor. Para evitar esa circunstancia se emplean lagunas aerobias, generalmente después del proceso secundario.

5. Pulpa y papel.

Las lagunas se emplean para el tratamiento de los residuos con propósitos de almacenamiento, sedimentación, homogeneización y para degradación biológica de la materia orgánica.

6. Aceite y Petróleo.

La remoción del aceite separable se ejecuta por medio de los métodos biológicos, entre los que emplea las lagunas mecánicamente aeradas, así como las lagunas de estabilización.

En el dimensionamiento de las lagunas para el tratamiento de los residuos industriales hay que tener en cuenta la falta de nutrientes, presencia de sustancias tóxicas, etc. El examen de las lagunas existentes demuestra que probablemente es necesario disminuir las cargas empleadas para líquidos domésticos. En los Estados Unidos, para la industria alimenticia se han empleado cargas orgánicas extremas entre 10 y 80 Kg/Ha/día. Para otros procesos industriales, como son los siguientes: petróleo, 30 Kg/Ha/día; conservas de legumbres 115; papel 120; productos químicos 180 y tejidos 190.

RESUMEN DE OTROS ELEMENTOS INTEGRANTES DEL DISEÑO.

En los capítulos anteriores se ha efectuado una revisión de los modelos matemáticos empíricos utilizados en el diseño de las lagunas de es-

tabilización facultativas y anaerobias. A continuación se destacará la importancia de considerar otros factores integrantes del diseño de las lagunas de estabilización. Entre los elementos principales podemos citar los siguientes:

- Selección del sitio
- Forma de la laguna y fondo
- Area (determinada por la aplicación de las fórmulas de diseño)
- Profundidad (adoptada de acuerdo con la experiencia obtenida y el cálculo)
- Período de retención (calculado en el proceso de diseño)
- Diques (los volúmenes son importantes para conocer el movimiento total de tierra).
- Estructura de entrada (influyente)
- Estructura de salida (efluente)
- Sistemas de varias lagunas
- Cercas y señales

Selección del Sitio:

- Se recomienda que la localización de la laguna esté a 800 m. de la comunidad más cercana y a 400 m. de una residencia.
- No deben existir obstáculos para lograr una eficiente acción del viento.
- Se debe determinar la composición geológica o características del suelo para evitar que las aguas de infiltración ocasionen la contaminación de las aguas subterráneas.
- El estudio de la topografía es importante para minimizar el movimiento de tierra (cortes y rellenos).
- Se debe efectuar un estudio sobre el costo de la laguna.

Forma y Fondo:

- Es muy variada y generalmente se ajusta a la topografía del lugar. Hay que evitar la formación de penínsulas, golfos, islas o similares para que el material flotante no se acumule en ellas y se presente un obstáculo a la acción del viento.
- En fondo debe presentar cierta uniformidad. Se deben efectuar ensayos sobre la calidad del suelo como se indicó anteriormente. Una determinación que debe efectuarse es la permeabilidad del fondo, en caso de haber filtración elevada es necesario impermeabilizarlo con un revestimiento de arcilla de 40 centímetros de espesor.

Profundidad:

- Se establece como mínima el 0.90 para que el agua cubra totalmente y se evite el crecimiento de plantas en el fondo de la laguna. La profundidad efectiva es menor ya que la real es la que la luz atravieza. Debe haber oscilaciones del nivel de la laguna para evitar o destruir las larvas que se forman en las orillas.
- Los sedimentos no crean problemas, se calcula que la capa de lodos bentales es de aproximadamente 6 mm. por año.

Diques:

- Los diques o terraplenes sirven para transitar alrededor de la laguna, manteniendo limpia y libre de hierbas las orillas.
- Los taludes se contruyen por lo general con la inclinación de 1:3 (1 vertical y 3 horizontal). El talud dependerá del ángulo de reposo de los materiales.
- Los diques deben ser impermeables y tener en la parte superior una plataforma de 3 a 4 m. de ancho para permitir el paso de vehículos.
- La altura del dique debe ser, por lo menos, 0.70 m. sobre el nivel máximo del agua, no debiendo perjudicar la acción del viento.

Estructura de entrada:

- Consiste en una simple tubería que descarga las aguas en el centro de la laguna, en el caso de que ésta sea pequeña, y a

15 m. de la orilla en el caso de que sea grande.

- Las descargas pueden ser aéreas, sostenidas en pilas, o asentadas sobre el fondo de la laguna.
- En el lugar de la descarga debe construirse una plataforma de concreto de 4 m. de diámetro, para evitar la erosión y facilitar la limpieza, porque es la zona donde hay mayor sedimentación.

Estructura de Salida:

- Debe estar cerca de una de las orillas y lo más lejos posible de la estructura de entrada, para evitar la formación de cortos circuitos.
- La salida deberá estar un poco abajo de la superficie libre, para evitar el escurrimiento de los sólidos flotantes; además, en esa forma se obtiene un efluente de mejor calidad.
- Como hay variaciones en el nivel de la laguna será necesario prever dispositivos en la salida para tener flexibilidad en la operación.

Sistemas de Lagunas

La flexibilidad en la operación se logra mediante el uso de varias lagunas como parte de un mismo sistema.

El problema de iniciar la operación de una laguna se resuelve fácilmente cuando existe una fuente auxiliar de agua; en caso contrario si las lagunas son diseñadas para operar en paralelo la operación es sencilla ya que se puede empezar la operación en una laguna pequeña, en esta forma se disminuye el período de llenado y se evita el crecimiento de hierbas en el fondo.

Cuando las lagunas operan en serie, prácticamente todos los sólidos sedimentables se depositan en la primera; por lo mismo, su área será prácticamente igual a la de una laguna que estuviera sola. La disminución de

área que se obtiene al usar varias en lugar de una sola reduce la acción del viento, esto es una ventaja porque hay menor erosión sobre el terraplén; pero, es desventajoso por el mezclado que debe tener la laguna.

Cercas y Señales:

Es imprescindible la colocación de cercas y señales para prohibir el paso y advertir a las personas que la laguna de estabilización no debe confundirse con otro tipo de lagunas, y evitar su empleo para aprovisionamiento de agua, fines recreativos o abrevadero de animales.

REFERENCIAS.

1. Water and Water Pollution Handbook.
Editorial Marcel Dekker, Inc. N.
2. Estanques de Estabilización de Aguas Residuales
Earnest F. Gloyna, OMS, Ginebra 1973.
3. Liquid Waste of Industry.
Nelsen L. Nemerow. Addison-Wesley Publishing.
4. Lagoas de Estabilizacao.
Universidade de Sao Paulo.
5. Lagunas de Estabilización
Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas,
Universidad de Chile.
6. Tratamiento de Residuos Líquidos.
Universidad Nacional Autónoma de México, (UNAM).
Varios Cursos.
7. Water Quality Engineering for Practicing Engineers.
W. Wesley Eckenfelder Jr. The Barnes / Noble.
1970.
8. Water Pollution Control.
D. Ford & Eckenfelder. Jenkins Publishing Co.,
1970.
9. Tratamientos de Agua Residual.
Gustavo Rivas Mijares.
10. Tratamiento de Residuos Líquidos Domésticos e Industriales.
La Habana, Cuba.



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO EN MANEJO INTEGRAL DE
AGUAS MUNICIPALES**

**MÓDULO IV
CA 086**

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

TEMA

LAGUNAS MECÁNICAMENTE AIRADAS

**EXPOSITOR: M. EN C. EDUARDO IZURIETA RUIZ
PALACIO DE MINERÍA
JULIO DEL 2002**

TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MEDIANTE LAGUNAS
MECANICAMENTE AIREADAS.-

(+) Este material fue elaborado por el ingeniero
Edmundo Izurieta R., profesor de carrera de la Di-
visión de Estudios de Posgrado, Facultad de Inge-
nería, Universidad Nacional Autónoma de México -

LAGUNAS MECANICAMENTE AIREADAS

1. Son procesos aerobios, mecánicamente aireados, para el tratamiento de las aguas residuales.
2. La transferencia de oxígeno se efectúa mediante el empleo de aeradores superficiales, por eso se las denomina lagunas mecánicamente aireadas.
3. Debido a factores de turbiedad, turbulencia y otros el crecimiento de algas es prácticamente nulo.
4. Son estanques relativamente profundos, de 2.4 a 5.4 m. (8 a 18 pies).
5. Hay dos tipos de lagunas: las "aerobias" (todos los sólidos se mantienen en suspensión) y las "facultativas" (parte de los sólidos se sedimentan o depositan en el fondo).
6. Los sólidos en suspensión en este tipo de lagunas es variable pudiendo fluctuar de 1,000 a 5,000 mg/l.
7. La remoción de la DBO, al igual que en los lodos activados, es función del tiempo de retención, la concentración de sólidos biológicos, la temperatura y la naturaleza de las agua residuales.
8. La transferencia de oxígeno se efectúa mediante aeradores superficiales de baja y alta velocidad y sistemas de difusión del aire. La mezcla del líquido con el gas es un asunto muy importante.
9. El equipo de aeración superficial difieren en su potencia, en las lagunas aireadas aerobias es mayor que en las facultativas.
10. Para mantener los sólidos en suspensión se requiere una potencia de 14 a 20 hp por un millón de galones (2.8 a 3.9 watts / m³)
11. Las lagunas aireadas tienen múltiples aplicaciones en el tratamiento de las aguas residuales municipales (domésticas) e industriales (pulpa, papel, enlatados de productos alimenticios y otros).
12. Es muy importante tener en cuenta los nutrientes para el tratamiento de las aguas residuales, mejores porcentajes de remoción y períodos de retención menores se requieren para aguas que contienen adecuadas cantidades de nutrientes.
13. El fundamento biológico de las lagunas mecánicamente aireadas es similar al de los lodos activados.

14. Este tipo de laguna tiene la ventaja que no requiere áreas. Los tiempos de retención son menores porque el suministro de oxígeno se hace mecánicamente.

15. Para el tratamiento de aguas residuales municipales, cuando la existencia de nutrientes (nitrógeno y fósforo) es necesario cuidar en el tratamiento de aguas industriales.

Bases para el diseño de lagunas aireadas

1. Como se mencionó en el numeral 13 las bases biológicas de estas lagunas son similares a la de los lodos activados.

Se utiliza la nomenclatura o simbología establecida:

θ_c = período de retención

$$\theta_c = \frac{(X)_T}{(AX/At)_T} \quad \Delta = \text{delta } (\Delta)$$

$(X)_T$ = biomasa activa total

$(AX/At)_T$ = biomasa removida en el día

$$\theta_c = X V / X Q = V/Q$$

$$\theta_c = t$$

2. Hay que efectuar un balance de la biomasa:

Cambio de la biomasa = biomasa que se genera - biomasa que sale

$$\left(\frac{dX}{dt}\right) V = \left(\frac{dX}{dt}\right)_g V - Q X$$

de esta igualdad se llega a la ecuación:

$$1/\theta_c = Y_T \frac{(dS/dt)_v}{X} - K_d$$

El significado de los terminos de esta expresión:

Y_T = máximo valor de crecimiento de la biomasa (producción).

$(dS/dt)_u$ = tasa total de utilización del substrato

K_d = coeficiente de decrecimiento bacteriano

3. Hay que efectuar un balance del substrato

cambio del substrato = substrato que entra - substrato que desaparece

$$(dS/dt) v = Q S_o - (dS/dt)_u + Q S_e$$

Estado el substrato en equilibrio $(dS/dt)=0$

$$(dS/dt) = \frac{Q (S_o - S_e)}{v}$$

4. Hay una relación entre la tasa de utilización del substrato a la concentración de microorganismos en el reactor y a la concentración del substrato que rodea a los microorganismos (Lawrence and McCarty), la que se expresa así:

$$(dS/dt)_u = \frac{k \cdot x \cdot S}{K_s + S}$$

$(dS/dt)_u$ = tasa de utilización total del substrato

k = tasa específica máxima de utilización del substrato

S = concentración del substrato alrededor de la biomasa

K_s = constante de saturación (tiene un valor igual al del substrato cuando $\frac{(dS/dt)_u}{x} = 1/2k$)

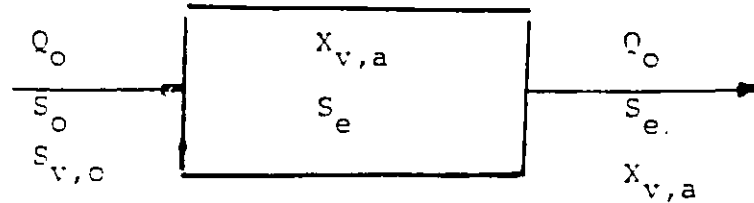
x = concentración de la biomasa activa

Metodología para el diseño de las lagunas aireadas

A continuación tenemos un resumen de las principales ecuaciones ma-

temáticas que se utilizan para el dimensionamiento de las lagunas aireadas.

En el esquema se indica con la letra S el substrato y con X la biomasa.



1. Período de retención (θ_c)

$$\theta_c = \frac{X_{v,a} V}{AX_v} = \frac{\text{MLVSS (lb.) en la laguna}}{\text{producción neta de VSS (lb/día)}}$$

$$= \frac{X_{v,a} V}{Q_o (X_{v,a} - X_{v,o})} = \frac{X_{v,a}}{X_{v,a} - X_{v,o}} \cdot t$$

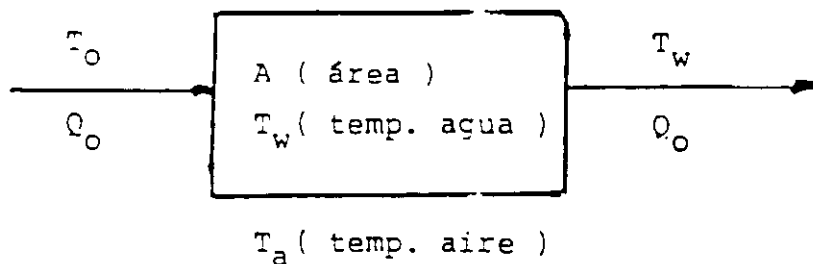
2. Remoción de la DBC_5

$$\frac{S_o - S_e}{t} = K \cdot S_e$$

$$\frac{S_e}{S_o} = \frac{1}{(1 + K \cdot t)} \quad t = V/Q_o$$

3. Temperatura en la laguna

En el esquema se indican las equivalencias de T_o, T_a, T_w, Q_o, A .



$$T_w = \frac{(A.F.T_a + Q_o.T_o)}{(A.F + Q_o)} \quad ; \quad F = 12.10^{-6}$$

4. Efecto de la temperatura en el valor de K

Para calcular el valor de K de acuerdo a la temperatura será necesario aplicar la fórmula:

$$K_{T_w} = K_{20} \cdot \theta^{T_w - 20}$$

Los valores de θ son 1.135 (4 a 20°C) o 1.056 (20 a 30°C)

5. Los requerimientos de oxígeno

Para determinar las características del equipo hay que calcular las libras de oxígeno requeridas por día:

$$\begin{aligned} \text{lb.O}_2/\text{día} &= a (S_o - S_e) \cdot Q_o + b.X_{v,a} \cdot V \\ &= a (S_r \cdot Q_o) + b X_{v,a} \cdot V \end{aligned}$$

6. Balance de la biomasa

Para efectuar el balance de la biomasa hay que calcular:

biomasa producida (MLVSS) menos biomasa oxidada (MLVSS empleada en la respiración endógena).

$$\begin{aligned} \text{lb/día de MLVSS producido} &= Y \cdot (S_o - S_e) \cdot Q_o \\ &= Y \cdot S_r \cdot Q_o \quad (8.34) \end{aligned}$$

$$\text{lb/día de MLVSS oxidado} = K_d \cdot X_{v,a} \cdot V \quad (8.34)$$

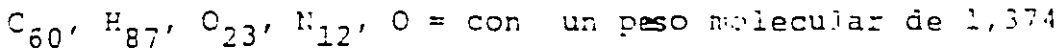
$$\text{lb/día MLVSS} = \text{lb/d biomasa producida} - \text{lb/d biomada oxidada.}$$

Los nutrientes en el tratamiento de las aguas residuales

El tratamiento biológico de las aguas residuales requiere la presencia de sustancias o elementos para la renovación de la materia orgánica, mediante la acción de las bacterias heterotróficas que intervie-

nen en la constitución de la biomasa (fenómeno de síntesis) y la oxidación de la materia orgánica para obtener energía (fenómeno de respiración endógena). Las aguas residuales municipales contienen tales elementos, nitrógeno y fósforo, en cambio, un buen número de aguas residuales industriales carecen de ellos.

McCarty determinó que la molécula de la materia orgánica está constituida por carbono, hidrógeno, oxígeno, nitrógeno y fósforo y puede expresarse así:

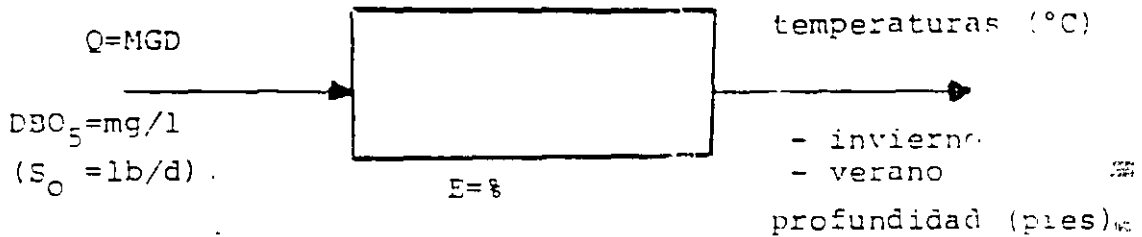


Considerando los valores de las masas moleculares, el nitrógeno (N) tiene un porcentaje de 0.122 (168/1374) y el fósforo (P) uno de 0.023 (31/1374).

Aplicación de la metodología para dimensionar una laguna aireada

Hay dos caminos a seguir, una, el empleo de una metodología simplificada y, otra, el empleo de una metodología completa.

1. Método simplificado



Los datos relacionados con gasto, demanda bioquímica de oxígeno (libras por día), temperaturas en grados centígrados (invierno y verano), profundidades, eficiencia deseada en el tratamiento, están indicados en el esquema.

En relación con el equipo será de aeración superficial garantizado que transferirá 2.5 libras de oxígeno por cada hp-hora.

Las pruebas de tratabilidad dieron como resultado valores de $K_{20^{\circ}C} = 0.68$, $\theta = 1.047$, alfa () = 0.9 y beta () = 0.8.

a. Efectuar la corrección del coeficiente K para invierno y verano, empleando la expresión:

$$K_T = K_{20^{\circ}C} \theta^{T-20}$$

b. Determinar el período de retención y el volumen.

Emplear la ecuación:

$$Se/So = 1/ k + t$$

$$\text{El volumen (V)} = (Q)(t)$$

c. Remoción de la DBO5 (invierno y verano)

Para el cálculo se toma en cuenta la igualdad indicada en el punto (5)-requerimientos de oxígeno; o sea, multiplicando el coeficiente "a" (que se determina en el laboratorio y aproximadamente fluctúa entre 0.5 y 2.0) por la DBO5 (lb/día) por la eficiencia requerida.

Este calculo se realiza tanto para las condiciones de invierno como de verano.

d. Requerimiento de oxígeno

Las especificaciones del equipo de aeración se obtendrán de los requerimientos de oxígeno que son los que se necesitan para estabilizar la DBO5 determinada en el párrafo anterior (Verano)

e. Potencia del aireador

La potencia está relacionada con el requerimiento de oxígeno y usualmente se conoce por R = libras de oxígeno por hp - hora, se utiliza la expresión:

$$R = R_o \frac{(\beta)(C_s - C_t)}{1.02^{T-20}} (\alpha)$$

Los valores de α (alfa) y β (beta) fueron indicados al iniciar el planteamiento del problema.

Conocidas las lb. O2/hp-hora y los requerimientos de oxígeno fácilmente se determina la potencia total del equipo (pueden emplearse varias unidades).

2. Método completo

Esta metodología es similar, con algunas modificaciones para poder calcular el efluente soluble (DBO5), en base a consideraciones previas como temperatura del agua en invierno y verano, valores reajustados de "K" ; "Kd" para invierno y verano y período de retención.

El segundo paso consiste en la determinación de los sólidos suspendidos del licor mezclado (MLVSS) en condiciones de equilibrio, tanto para las condiciones de invierno como del verano.

El tercer paso incluye el cálculo de la DBO5 total del efluente. Pa-

ra eso se requiere haber determinado previamente la edad de los lodos (θ_c) y el porcentaje de VSS en el efluente. En las páginas anteriores se indicaron los procedimientos matemáticos para la obtención de las fórmulas.

De todas maneras, a continuación, presentamos un resumen de la metodología a seguir.

- a. Temperatura del agua de la laguna, en invierno y en verano.
- b. Corrección de los coeficientes "K" y "Kd" por efecto de la temperatura, para invierno y verano.
- c. Determinación del período de retención.
- d. Cálculo de la DBO soluble en el efluente.
- e. Concentración de la biomasa (MLVSS) en la laguna, en condiciones de equilibrio.
- f. Edad de los lodos.
- g. Porcentaje de VSS en el efluente.
- h. Concentración de la DBO total en el efluente (suma de los valores obtenidos en "d" y "g").
- i. Valor de la DBO removida (invierno y verano).
- j. Requerimientos de oxígeno (para la determinación de las características del equipo).
- k. Tasa verdadera de transferencia del oxígeno (para la selección del equipo, basado en lb.de O₂/hp-hora).

Ejercicio

Con el objeto de obtener una visión práctica de la metodología para el caso del " método completo " se plantea desarrollar un ejemplo de evaluar el funcionamiento de una laguna mecánicamente aireada que recibe aguas residuales con un gasto de 0.6 MSD (26 l/s) y una DBO de 220 mg/l. Las aguas residuales tiene una temperatura de 100 °F (38 °C), la temperatura del aire es de 41 °F en invierno y de 80 °F en verano (5°C y 27°C).

En lo que se refiere a las características físicas de la laguna, la superficie es de 2 acres (8,094 m²) y una profundidad de 8 pies (2.44 m.)

En lo que respecta a las constantes de laboratorio, K=0.06 hora

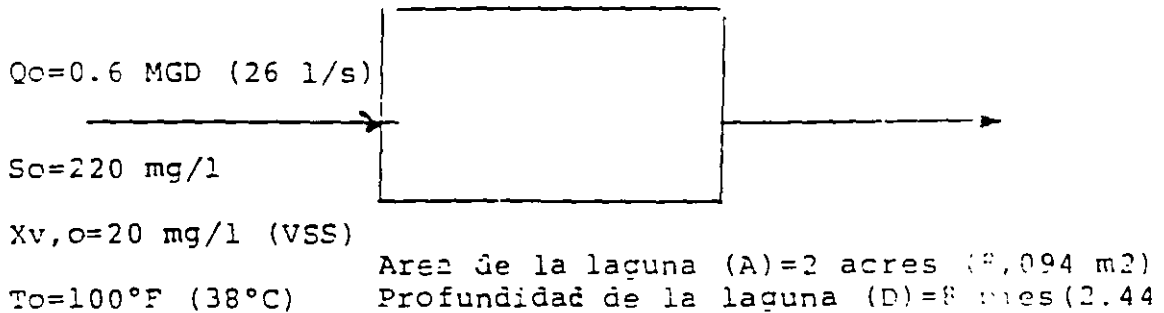
($k=1.44/\text{día}$) y $K_d=0.06/\text{día}$ - 20°C . El valor de "Y" = 0.5 lb VSS / lb DBOr (removido).

Para el cálculo de la transferencia del calor, del agua de la laguna al aire, utilizar $F=12.10$ elevado a menos seis.

Para el cálculo de la capacidad del equipo de aeración el valor de $B = 1.1 \text{ lb.02/lb. DBOr}$.

Calcular los valores indicados en la pag.8 de "a" a la "k".

Temp. aire (T_a) = 41°F (5°C) invierno
= 80°F (27°C) verano



Los valores de las constantes "K", "Kd", "F", "P" fueron dados al comenzar la presentación del ejercicio.

Lagunas en serie

Al efectuar el estudio sobre calidad de efluente deseado (S_e) se puede adoptar la solución de "lagunas en serie", lo que significa que el efluente de la laguna 1 (S_{e1}) se constituya en influente de la laguna 2 (S_{i1}); por esa razón la metodología es sencilla y fácilmente se puede obtenerse el planteamiento aritmético al problema.

Material de referencia para lagunas aireadas mecanicamente

1. PRINCIPLES OF WATER QUALITY MANAGEMENT

W. Wesley Eckenfelder, Jr.
CBI Publishing Co.

2. WATER QUALITY ENGINEERING FOR PRACTICING ENGINEERS

W. Wesley Eckenfelder, Jr.
Sarnes and Nobles, Inc., N.Y.

3. BIOLOGICAL PROCESS DESIGN FOR WASTE WATER TREATMENT

Larry D. Benefield
Clifford W. Randall
Pentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, NJ

4. INTRODUCTION TO WASTEWATER TREATMENT PROCESSES

R.S. Lantieri
Academic Press

5. Varios manuales de cursos impartidos en México, Chile y C.R.A.



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO EN MANEJO INTEGRAL DE
AGUAS MUNICIPALES**

**MÓDULO IV
CA 086**

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

TEMA

ZANJAS DE OXIDACIÓN

**EXPOSITOR: M. EN C. EDUARDO IZURIETA RUIZ
PALACIO DE MINERÍA
JULIO DEL 2000**

TEMA: " Z A N J A S D E O X I D A C I O N " (1)

(1) Est material fue elaborado por el ingeniero Ed-
mundo Izurieta R. para el curso relacionado con Tra-
tamiento de aguas residuales, que se impartirá en el
Palacio de Minería, del 22 al 27 de marzo de 1993.

ZANJAS DE OXIDACION

En el pasado, en muy pocas ocasiones se han empleado plantas de lodos activados para atender las necesidades de pequeñas localidades, debido a que se requieren permanente atención por parte de personal especializado en ese campo. En años recientes se utilizan procesos de operación más sencilla, que tienen similar fundamento al de los lodos activados, principalmente a los de aeración extendida, estos son los denominados "zanjas o canales de oxidación".

1. Las zanjias de oxidación tienen una excelente aplicación en la solución de problemas de tratamiento de aguas residuales de pequeñas localidades (5 a 10 mil habitantes), pero hay ejemplos de empleo en otras de mayor tamaño.
2. Es una aplicación del tratamiento de lodos activados de aeración extendida.
3. Fueron originalmente construídas y operadas en los Países Bajos, funcionan mediante un rotor (aerador) de tipo Kessener. En Inglaterra se las conoce con el nombre de zanjias de oxidación Pasveer. Posteriormente se las construyó en Estados Unidos.
4. Basicamente consisten de una zanja o canal en formado elipse que recibe aguas residuales crudas sin sedimentación previa, las que son mezcladas y aireadas mediante un rotor inoxidable que al mismo tiempo pone en circulación el agua en la zanja.
5. El proceso de aireación origina la formación de un licor mezclado (MLSS), que desempeña un papel similar a los lodos activados. Los lodos producidos en la zanja son sedimentados en un tanque, para ser luego recirculados y mantener en el proceso la concentración deseada.

6. El período de aeración puede reducirse dependiendo de la eficiencia del rotor, por esa razón es importante la adecuada selección.

7. Como tratamiento previo debe tenerse una rejilla para detener el material grueso flotante y un dispositivo para medir el gasto (vertedor o canaleta Parshall).

8. La zanja de oxidación constituye una adecuada solución para el tratamiento de las aguas residuales de pequeñas y medianas localidades, dando un efluente aceptable en comparación con los otros procesos secundarios.

9. Entre las principales características hidráulicas y biológicas podemos mencionar las siguientes:

a. Forma del canal

Generalmente es de forma elíptica, aunque pueden hacerse modificaciones para ampliar la longitud o dar cabida a la sedimentación de los lodos.

El canal es de forma trapezoidal para hacer más económica su construcción, con profundidades de 2.0 a 5.00 pies (0.90 a 1.50 m.). El ancho será función del volumen de la zanja y de la longitud de los rotores que se producen.

b. Velocidad de circulación

El líquido en el canal debe tener una velocidad (V) comprendida entre 0.30 a 0.60 m. por segundo (1.0 a 2.0 pies/seg.) y ningún caso ser menor a 0.30 m./seg.

c. Dimensionamiento del canal

Para el diseño del canal hay que tomar en cuenta la carga biológica. Es recomendable emplear valores que sugiere el fabricante del equipo. Sugeriremos algunos valores a continuación.

d. Cargas orgánicas

- 74 pies cub./ una lb. de DBO aplicada (4.62 m³/1 Kg). Fabricante.
- 4.5 a 7.0 m³/Kg.DBO₅-día (se emplea un volumen promedio - de 6.0 m³/Kg).
- 10 lb.DBO₅/1,000 pies³-día (14.9 Kg/1,000 m³-día . evaluación de varias zanjas para obtener efluentes de 37 mg/l de sólidos suspendidos).

e. Período de retención

- Se sugiere períodos de retención comprendidos entre 1.0 a 3.0 días. De acuerdo a la experiencia obtenida en varios procesos de Estados Unidos se recomienda que no sea menor a 24.0 horas (1 día), a pesar de que ciertos equipos de aeración son muy eficientes pudiendo bajar el período de retención al rededor de 12 horas.
- Para determinar el período óptimo es recomendable consid la calidad de las aguas residuales. Yáncor sugierelos si guientes valores:

<u>DBO(mg/l)</u>	<u>Per. retenc.</u>	<u>DBO(mg/l)</u>	<u>Per. retenc.</u>
100	24 horas	250	48 horas
150	36 horas	500	120
200	48 horas		

f. Profundidad del líquido

Como se indicó en la letra a. el líquido en la zanja debe tener una profundidad de 2.0 a 5.0 pies (0.6 a 1.50 m.), dejando un borde libre en su longitud total que puede ser de 1 pie (0.30 (0.40 m.)

g. Localización del influente y del efluente

La estructura correspondiente a la entrada de las aguas residuales al canal, o sea del influente, debe ser aguas arriba del rotor, lo que tiene múltiples propósitos. Respecto a la estructura del efluente se sugiere que su localización se

una distancia no menor de $1/3$ de la longitud del canal aguas arriba del influente

h. Formas de las zanjas

En los esquemas anexos se proporcionan algunas ideas sobre la forma que tienen los canales, con la ubicación del influente, efluente y la entrada de los lodos. Respecto al tipo de funcionamiento hay "continuas" y "discontinuas" (hay que detener el movimiento del líquido para que se sedimenten los lodos).

En otro de los esquemas se indican posibles soluciones para localizar el tanque de sedimentación (ensanchando el canal o tanques fuera de el) de los lodos.

i. Aeración con rotores

El rotor tiene básicamente tres propósitos fundamentales: (1) facilitar el contacto del líquido (aguas residuales) con el aire para facilitar la aeración (2) producir una mezcla relativamente homogénea para que el tratamiento o estabilización de la materia orgánica tenga una característica similar. (3) producir el movimiento del líquido en el canal.

Varios autores han estudiado a fondo el proceso o mecanismo cómo se efectúa la transferencia del gas oxígeno a la masa líquida, entre ellos Pasveer y Rubius, mencionando que hay varios hechos como la ondulación-pulsación del líquido (causadas por las hojas del rotor); el lanzamiento del líquido al aire originando gotas de agua en la vecindad del rotor y la creación de una mezcla de agua-aire alrededor del rotor - como consecuencia de una continua agitación que renueva la superficie de transferencia del oxígeno.

Según pruebas efectuadas por Pasveer llegó a la conclusión que el tercer factor es el de mayor importancia o sea la renovación de la superficie de transferencia del oxígeno

j. Tasa de transferencia de oxígeno

La tasa de transferencia de oxígeno, o , capacidad de oxigenación, de un "aerador mecánico" es una cantidad expresada en términos de kilogramos de oxígeno añadidos por caballo de fuerza en una hora (kilovatio-hora), en condiciones estándar (20°C, 760 mm de mercurio, cero por ciento de saturación de oxígeno y requerimiento de potencia del eje del rotor).

La tasa de transferencia de oxígeno se calcula haciendo un balance antes y después del aerador, usualmente se la expresa en términos de potencia útil consumida, para lo cual se divide la relación del balance por esa potencia

$$W_T = \frac{B.Q. (C_d - C_a)}{E.P.}$$

W_T = tasa de transferencia de oxígeno en las condiciones del ensayo (Kg O_2 /Kw-hora)

B = factor de conversión = 0.0036 (seg/hora x Kg/mg)

Q = flujo del agua, l/seg.

C_a = concentración de O.D. en el punto de muestreo antes del aerador (mg/l)

C_d = concentración de O.D. en el punto de muestreo después del aerador (mg/l)

P = potencia consumida por el aerador, Kw

E = eficiencia mecánica de la unidad (motor y engranaje de reducción de R.P.M.

También se puede llegar a la misma relación aplicando la ley de Fick de transferencia de masa manteniendo condiciones de equilibrio

k. Concentración de sólidos en el licor mezclado

En este proceso el floculo biológico debe mantener una conc. ra

ción de sólidos (SSLM) que puede estar entre 5,000 y 6,000 mg/l.

1. Algunos aspectos operativos

Indicaremos algunos factores que deben considerarse para obtener una eficiente operación de las zanjás de oxidación.

a. La operación de este sistema o proceso es de una planta de lodos activados con aeración extendida, donde se mantiene una relación F/M de 0.1 a 0.2 al día.

b. Las zanjás pueden operar con flujo intermitente o continuo. En el primer caso hay que cerrar el acceso de las aguas residuales, parar el rotor, cerrar el canal de descarga y permitir que el líquido sedimente (1 a 2 horas) y en esa forma desalojar los lodos. Para el caso de la zanja con flujo continuo es necesario diseñar un sedimentador (hay varias soluciones) para que el líquido decante el material en suspensión y se mantenga la concentración de los sólidos suspendidos en el licor mezclado.

c. La remoción de los lodos puede hacerse cada una o dos semanas, como sugiere Eckenfelder.

d. Siendo un proceso de aeración extendida su fundamento se basa en un sistema que opera con la fase de crecimiento endógeno.

e. El proceso puede tolerar cargas adicionales momentáneas sin perturbar el buen funcionamiento del sistema.

f. Entre las ventajas del proceso podemos mencionar que las aguas residuales no requieren tratamiento previo, excepto la remoción de material flotante grueso (rejillas) y arena (desarenador).

m. Rotores

Los rotores constituyen el equipo que transfiere el oxígeno en el tratamiento biológico aerobio que nos ocupa. Un tipo de rotor empleado para estos casos es el de cepillo (Kessner brush)

y el rotor jaula o de paletas.

El rotor de cepillo gira a una velocidad de 0.3 a 0.6 m. por segundo (1.0 a 2.0 pies/seg.

Hay factores importantes que determinan la eficiencia del rotor como es la relación de la longitud al volumen del líquido, diámetro al volumen, sumergencia y revoluciones por minuto.

El fabricante dispone de tablas para establecer la relación entre la inmersión (pulgadas o centímetros), número de revoluciones por minuto, oxígeno suministrado por hora y metro de longitud (Kg O₂-hora/metro/ potencia del motor.

Entre las firmas que fabrican rotores está la "Lakeside Equipment Corporation, los hay de tres tipos (cage, mini-Magna y Magna). En los dos gráficos adjuntos se mencionan la capacidad de oxigenación y los requerimientos de potencia.

10' Parámetros principales que se consideran en la operación de las zanjas de oxidación.

Entre los parámetros que más se utilizan podemos mencionar los que se citan a continuación:

a. Sólidos en suspensión en el licor mezclado (SSLM)

La fórmula que indica el parámetro es:

$$SSLM = \frac{S_s + F \cdot r}{1 - r}$$

SSLM = sólidos en suspensión en el licor mezclado

S_s = Sólidos en suspensión en el influente, mg/l.

F = concentración de sólidos en los lodos de retorno

r = porcentaje (i) de retorno de los lodos (decimal).

Los SSLM es variable puede fluctuar en mayor rango al indicado anteriormente (letra k) o sea entre 2,000 y 8,000 mg/l, pero se obtienen buenos resultados cuando la concentración es de 4,000 mg/l.

b. Edad de los lodos (E.L.)

Este es un parámetro muy útil en la operación de las zanjias para obtener una buena remoción de la DBO. Para determinar la edad de los lodos (E.L.) se aplica la fórmula que se indica.

$$E.L. = \frac{\text{microorganismos}}{\text{substrato}} = \frac{\text{Kg de SSLM}}{\text{Kg.DBO}_5/\text{día}}$$

$$E.L. = \frac{PR \cdot SSLM}{DBO \times 24}$$

PR = período de retención en la zanja, horas

DBO = concentración en el influente, mg/l

E.L. = edad de los lodos, días

c. Carga orgánica por hora de aeración (X₁)

Es un buen parámetro para determinar la eficiencia de la remoción, se la determina aplicando la fórmula siguiente:

$$X_1 = \frac{\text{Kg.DBO} / \text{día}}{1,000 \text{ Kg SSLM} \times \text{hora de aeración}}$$

La ecuación anterior puesta en función del período de retención

$$\frac{DBO \times 24,000}{SSLM \times PR} = X_1$$

d. Requerimientos de oxígeno

En las zanjias de oxidación, como en el proceso de lodos activados, el oxígeno abastecido es usado en doble función, una porción del sustrato es utilizado para síntesis (nuevas células o como fuente de energía; adicionalmente los microorganismos utilizan otra porción del oxígeno para el mantenimiento celular (denominada respiración endógena). Este requerimiento doble se expresa matemáticamente:

$$\frac{\text{Kg. O}_2}{\text{día}} = a' \frac{\text{Kg. DBO}_5}{\text{día}} + b' \cdot \text{Kg. SSVLM}$$

Se puede expresar en otra forma:

$$P_r = a' L_r + b' \cdot S_a$$

P_r = requerimientos de O_2 , Kg/día

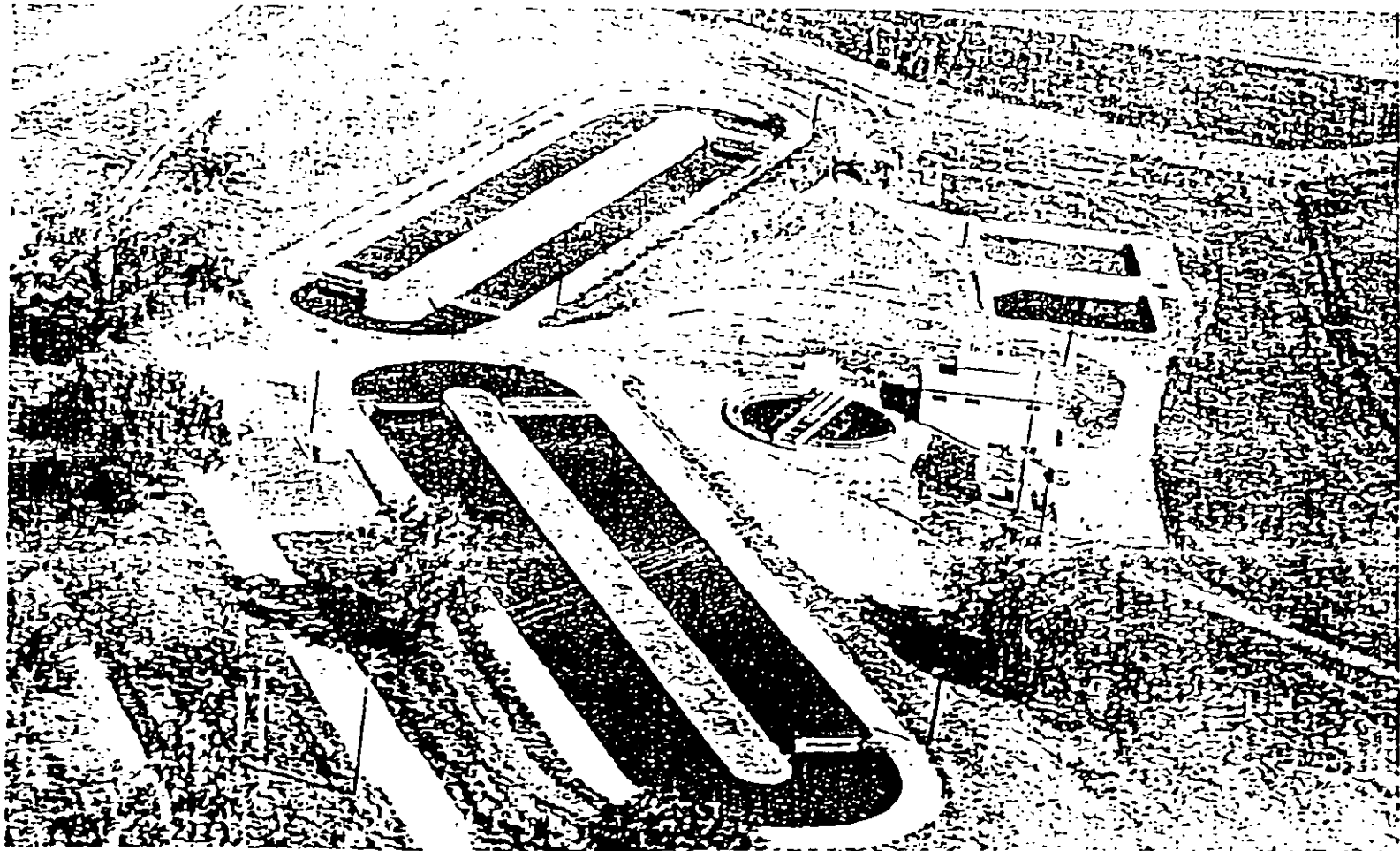
L_r = DBO removida, Kg./día

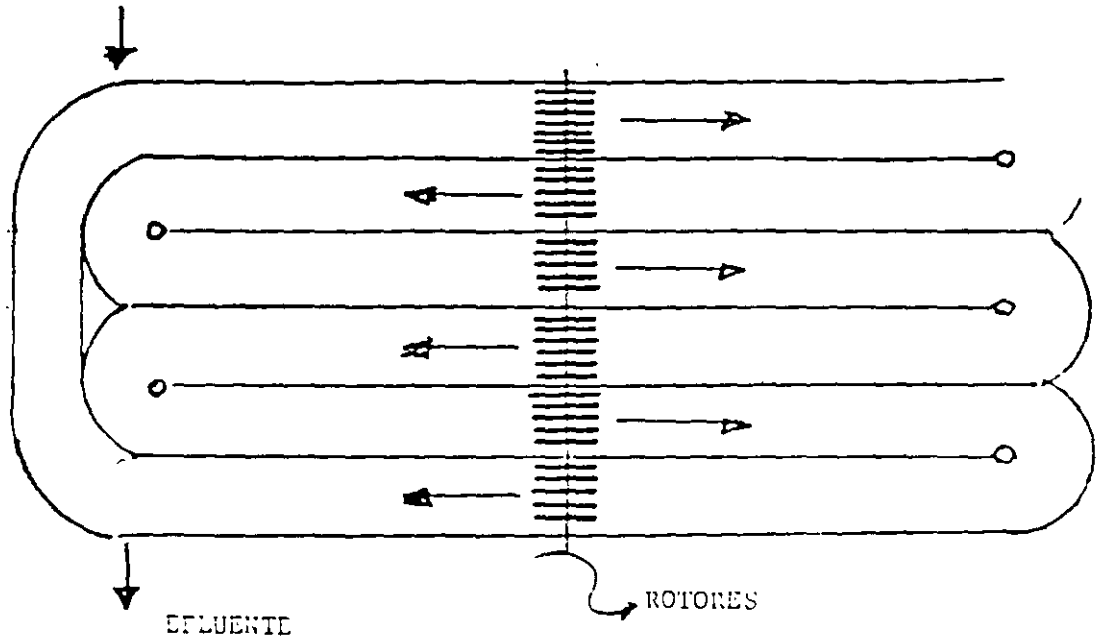
S_a = Kg. licor mezclado de SSV, Kg.

a' = porcentaje o coeficiente de la DBO_5 removida que es utilizada para el crecimiento. Usualmente tiene valores comprendidos de 0.35 a 0.65, con un promedio de 0.5 para el tratamiento de aguas residuales domésticas con lodos activados (Kg. O_2 -día/Kg. DBO_5 -día).

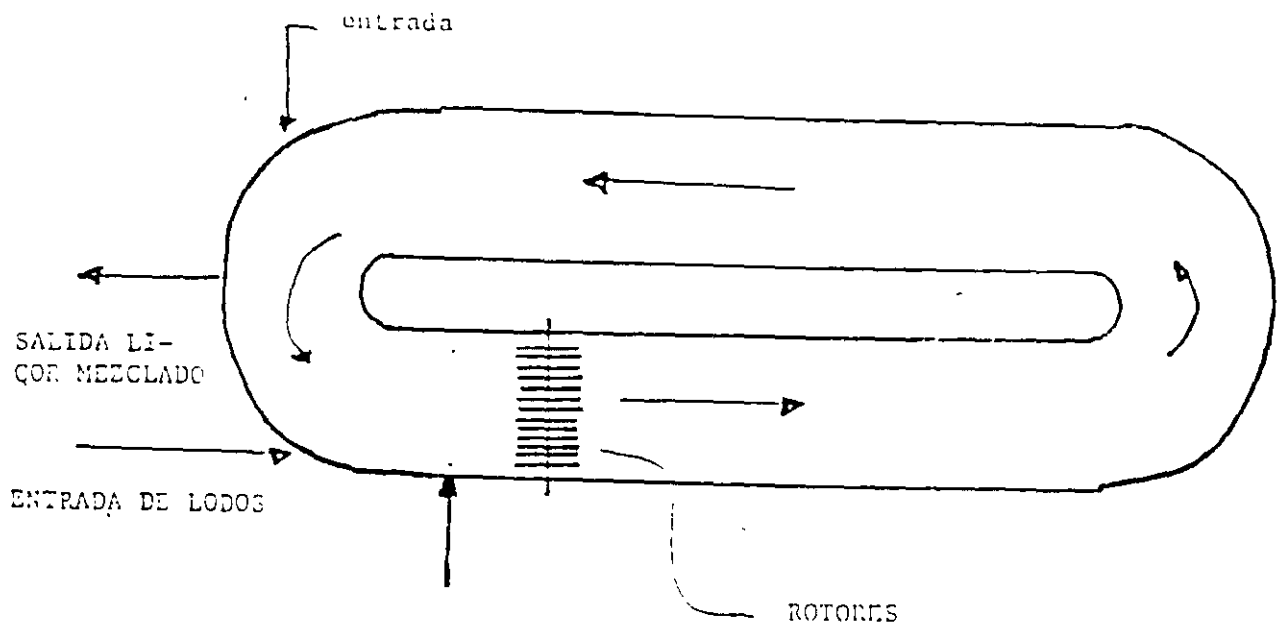
b' = coeficiente que representa la tasa de respiración endógena está entre 0.08 y 0.14 para 20°C , con un promedio de 0.12 para plantas de lodos activados (Kg. O_2 -día / Kg.MSSV)

VISTA AEREA DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES CON EMPLEO
DEL PROCESO DE ZANJAS DE OXIDACION

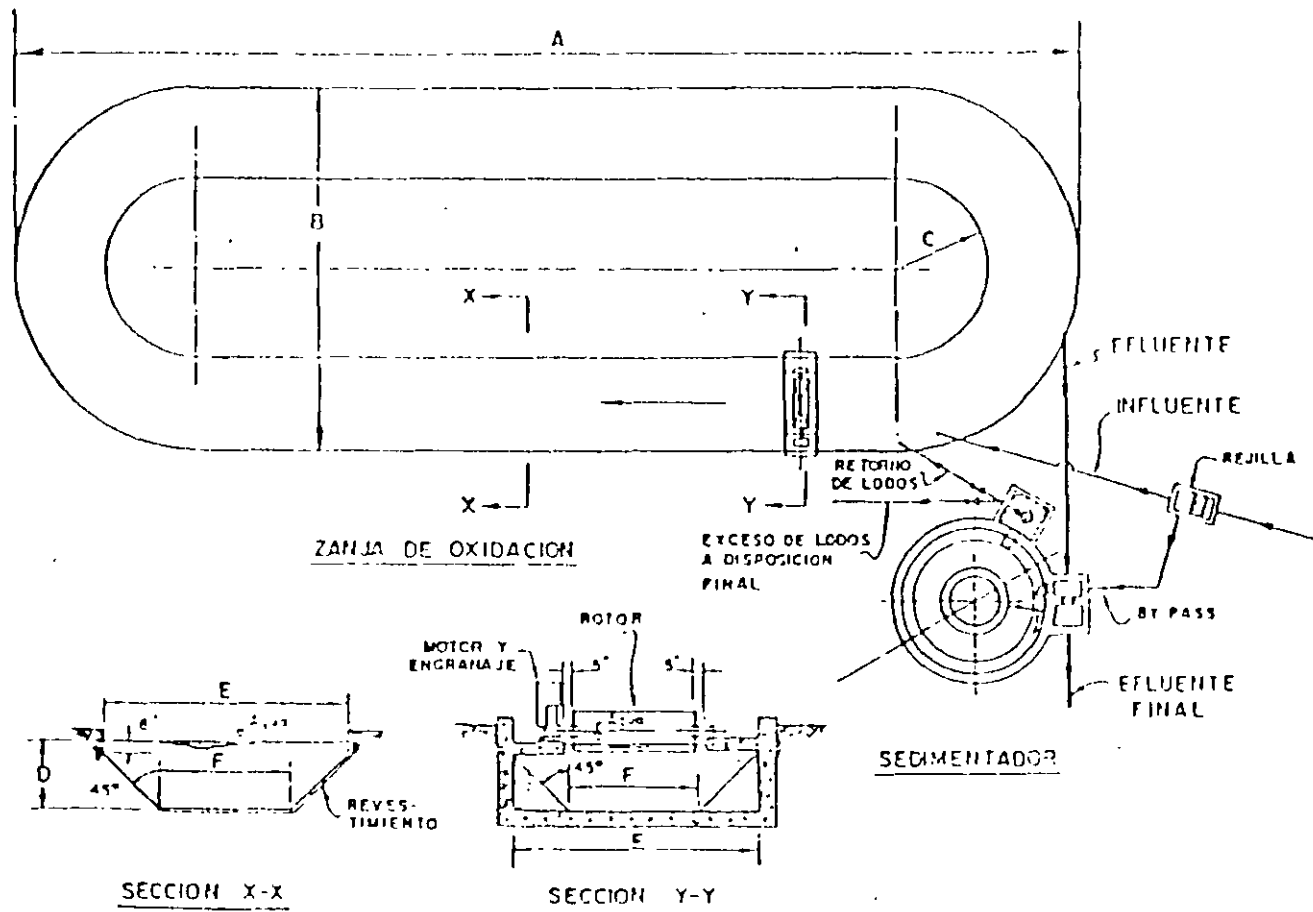




ESQUEMA DEL TRATAMIENTO CON ZANJAS DE OXIDACION EN HAWORTH Y SHEFFIELD (INGLATERRA)

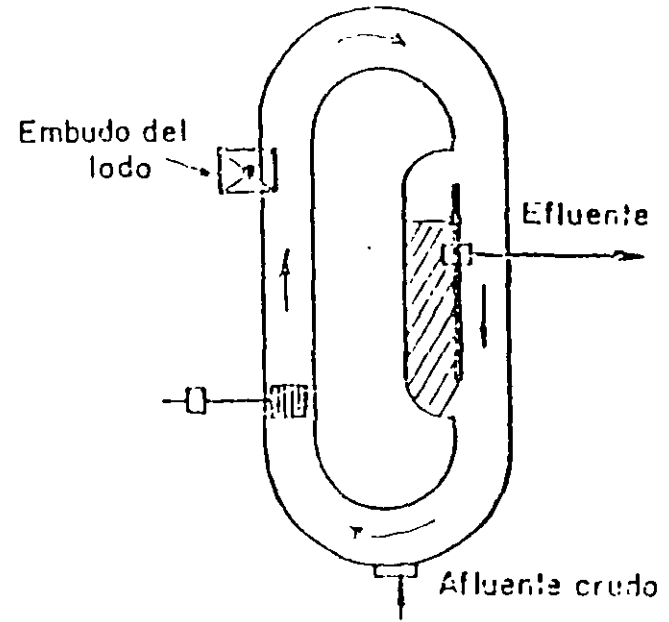
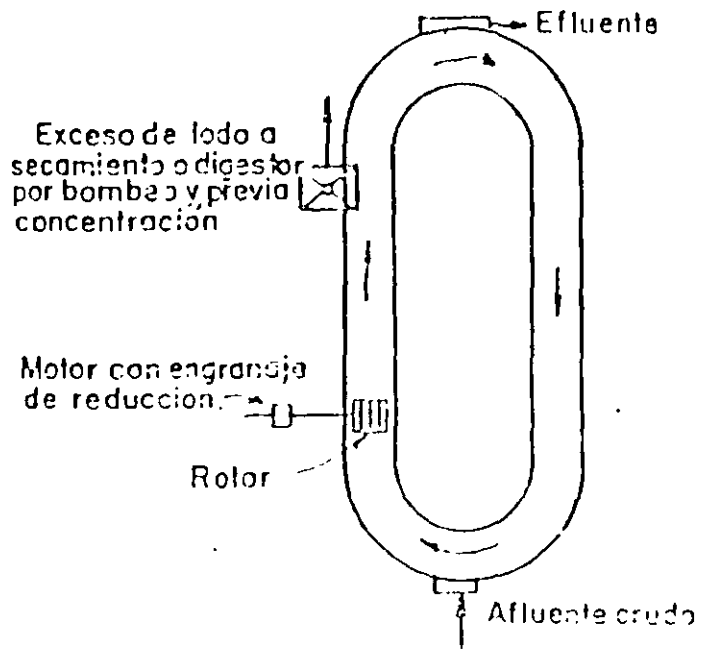


ESQUEMA DE UNA ZANJA DE OXIDACION SIMPLE (TIPO ANILLO)

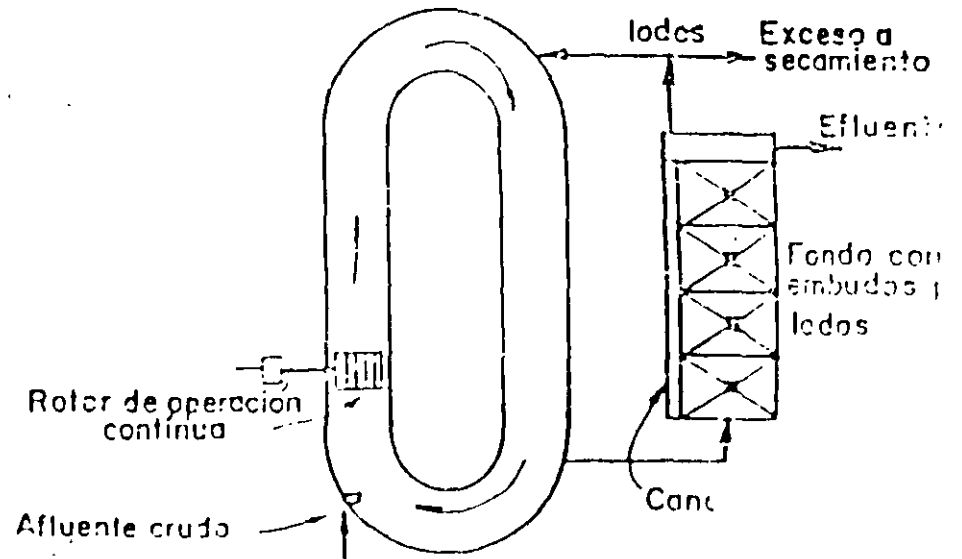
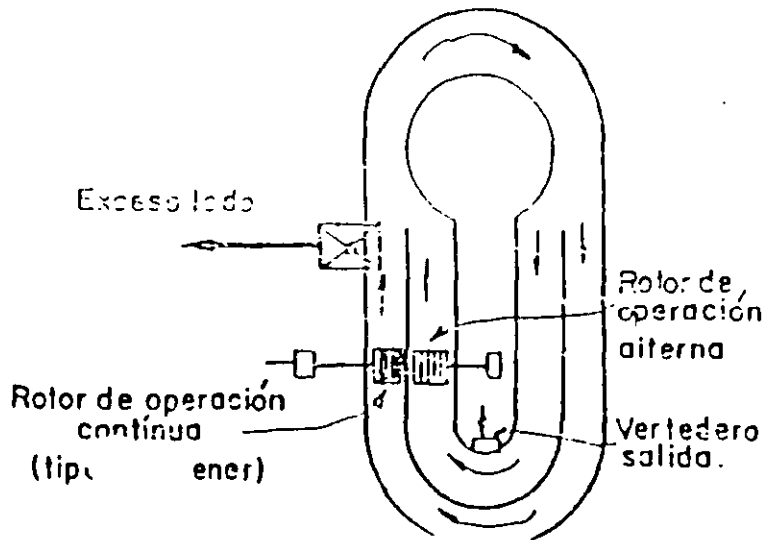


- ZANJA DE OXIDACION CONTINUA

-15-



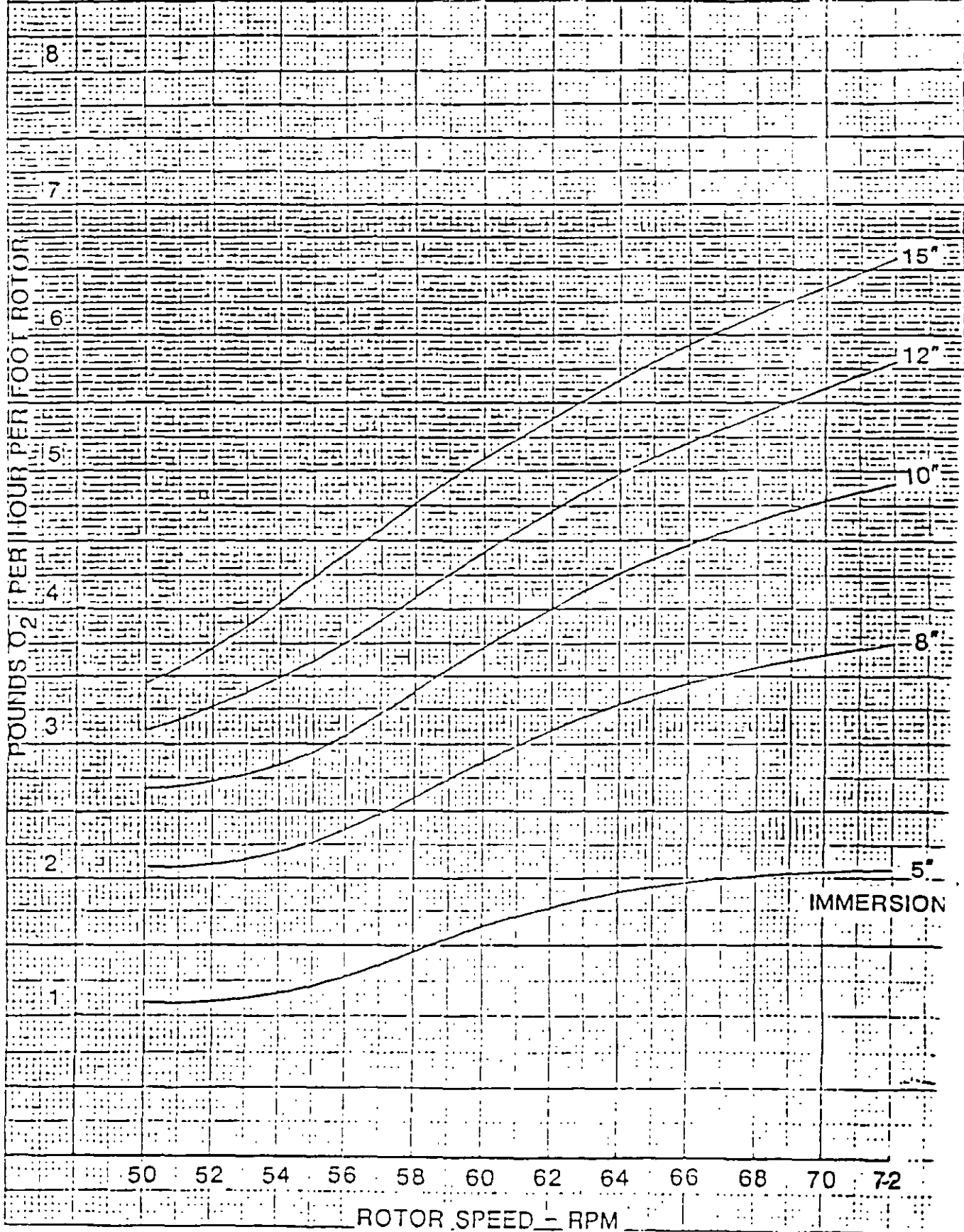
-13-



OXYGENATION CAPACITY

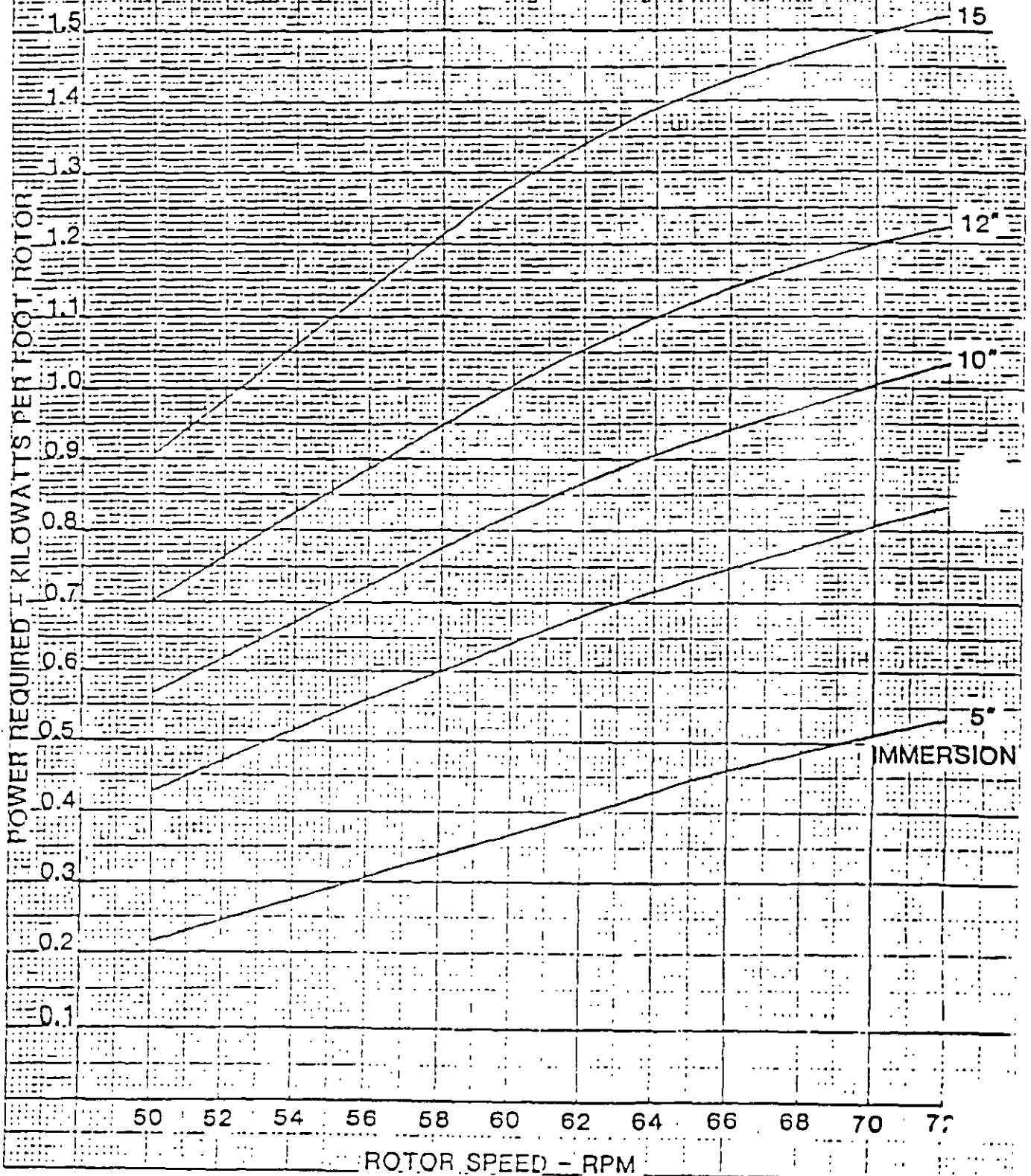
42" MAGNA

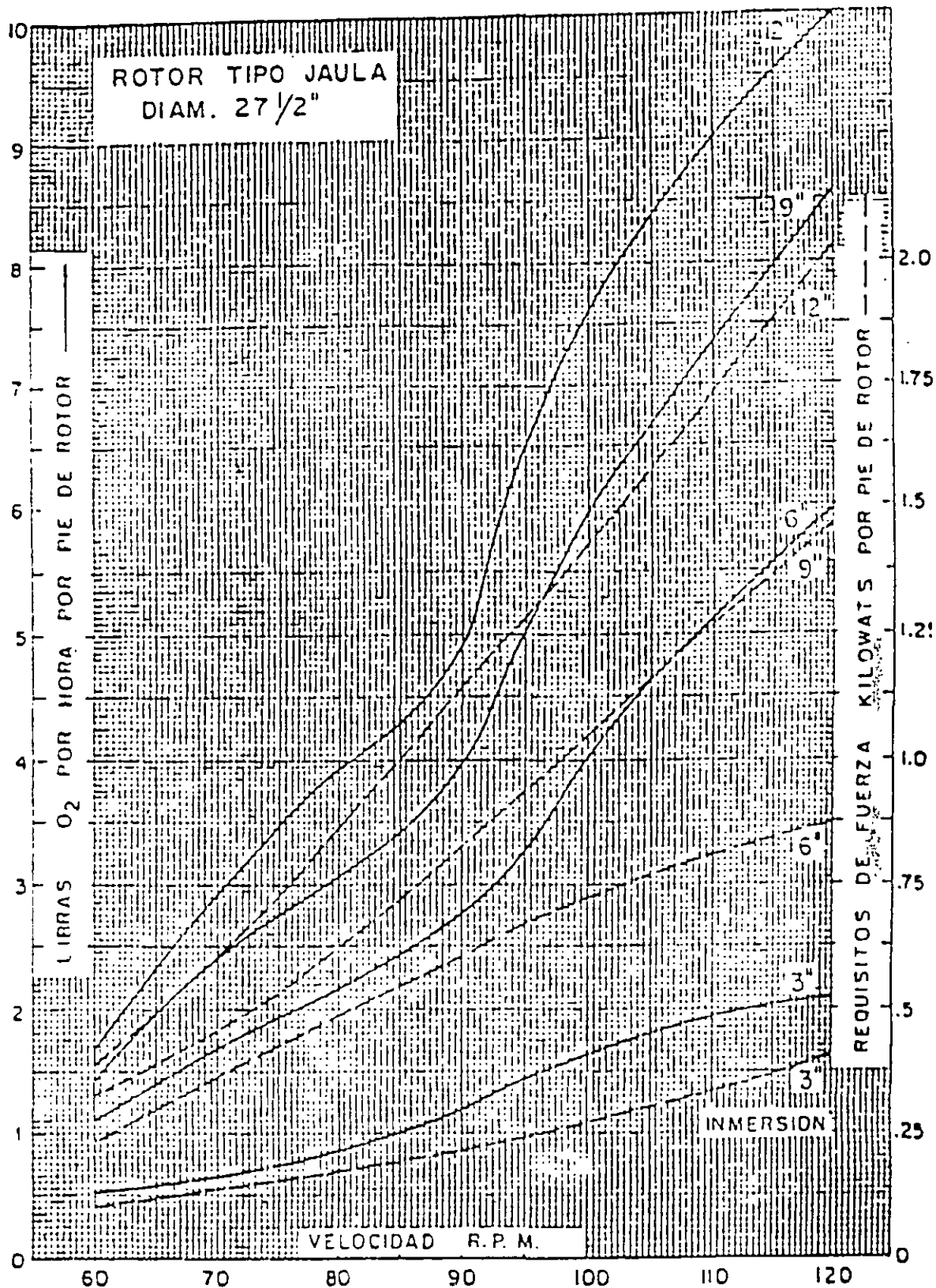
ZERO D. O., 20°C, 760 MM



POWER REQUIREMENTS

42" MAGNA



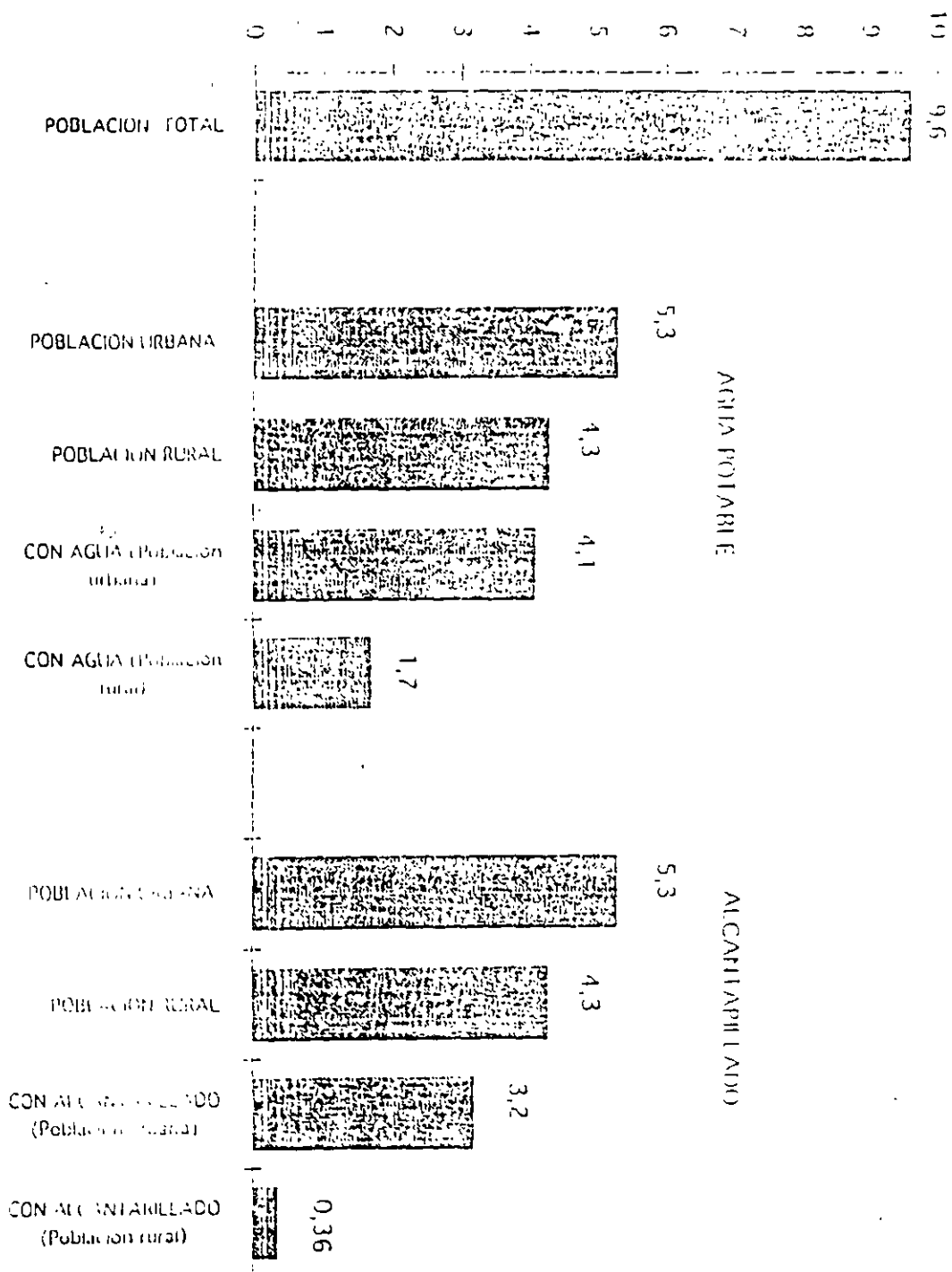


- CAPACIDAD DE OXIGENACION EN CONDICIONES ESTANDAR
PARA AGUA POTABLE

TAMAÑO DE LAS LOCALIDADES EN EL ECUADOR SEGUN CENSO DE 1990

PROVINCIA	TAMAÑO DE LA LOCALIDAD						- TOTAL
	0 a 5 000	5 000 a 10.000	10.000 a 50 000	50 000 a 100 000	100.000 a 200.000	Mayor a 1'000 000	
CARCHI	3	X	2	X	X		5
IMBABURA	2	1	2	1	X		6
PICHINCHA	1	1	2	X	1	1	6
COTOPAXI	2	3	1	X	X		6
TUNGURAHUA	5	3	X	X	1		9
BOLIVAR	5	X	1	X	X		6
CHIMBORAZO	6	2	X	1	X		9
CAÑAR	X	1	3	X	X		4
AZUAY	7	1	X	X	1		9
TOJA	10	1	3	1	X		15
ESMERALDAS	2	X	2	1	X		5
MANABI	4	5	5	X	2		16
LOS RIOS	4	1	2	2	X		9
GUAYAS	3	5	10	2	X	1	21
EL ORO	5	2	6	X	1		14
ORIENTE Y GALAPAGOS	23	4	3	X	X		30
TOTAL	82	30	42	9	6	2	170

POBLACION/MILLONES



POBLACION CON AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO EN EL ECUADOR

POBLACION URBANA Y RURAL CON AGUA POTABLE
1990

21

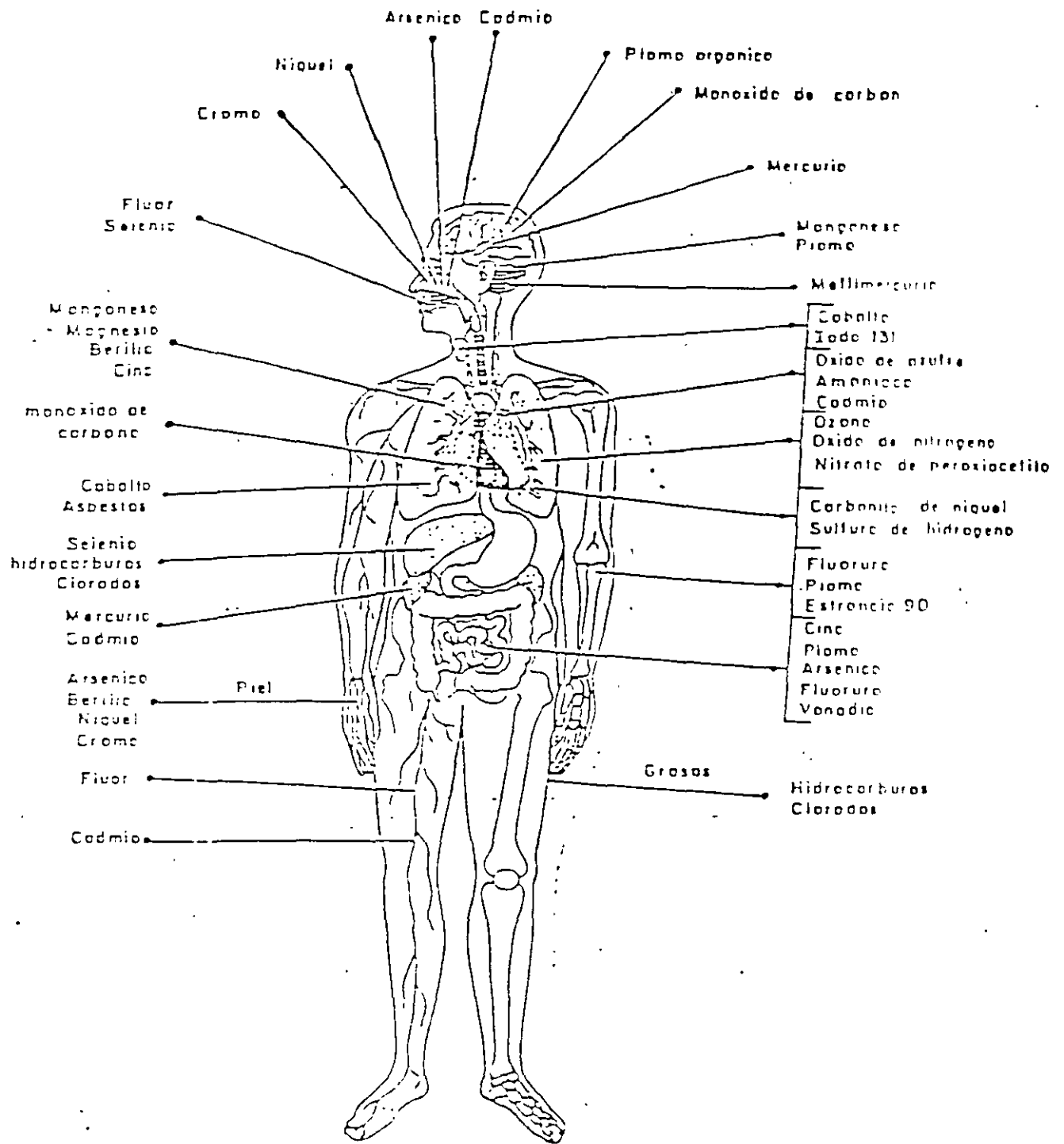
POBLACION		9.56 millones	
URBANA	5.29	URBANA	5.29
CON AGUA	4.14	CON ALCANTARILLADO	3.20
RURAL	4.27	RURAL	4.27
CON AGUA	1.68	CON ALCANTARILLADO	0.36

PRINCIPALES GIROS INDUSTRIALES RESPONSABLES DE LAS
MAYORES DESCARGAS DE AGUAS RESIDUALES EN MEXICO.

INDUSTRIA	EXTRACCION % RELATIVO	CONSUMO % RELATIVO	DESCARGA % RELATIVO
AZUCARERA	35.2	22.3	38.8
QUIMICA	21.7	24.4	21.0
PAPEL Y CELULOSA	8.2	16.1	6.0
PETROLEO	7.2	3.7	8.2
BEBIDAS	3.3	6.4	2.4
TEXTIL	2.6	2.4	2.7
SIDERURGICA	2.5	5.5	1.7
ELECTRICA	1.5	4.7	0.7
ALIMENTOS	0.2	0.3	0.2
RESTO DEL SECTOR	0.17	14.1	18.1

CONTAMINACION DEL AGUA EN MEXICO

FUENTE	%	CARGA ORGANICA (TON/AÑO)
INDUSTRIA	65	1,472,250
POBLACION	35	792,750
<hr/>		
TOTAL	100	2,265,000



AGENTES TOXICOS Y ORGANOS BLANCO

NOMBRE Y ORIGEN DE LOS PRINCIPALES CONTAMINANTES DEL AGUA QUE AFECTAN LA SALUD

<u>e</u>	<u>Origen</u>	<u>Efectos</u>
MO	<ul style="list-style-type: none"> - Fábricas de pintura - Fábricas de acumuladores - Alfarerías con esmaltado - Ind. quim. qntidetonantes (te-traetilo de plomo) - Actividades mineras 	<ul style="list-style-type: none"> - Tóxico para peces y para plantas Forma una película coagulante origi-nando problemas hematológicos - Tóxico para el placton y otros orga-nismos acuáticos - La toicidad en el hombre produce el saturnismo (trastornos digestivos, ner-viosos y renales.
MIO	<ul style="list-style-type: none"> - Ind. de recubrimiento metálico - Fábricas de baterías - Fábricas de plástico - Producción de plomo, zinc, etc. 	<ul style="list-style-type: none"> - Amplia toxicidad para todas las for - mas de vida - En el hombre ocasiona daños en el apa-rato digestivo, aparatorenal, en los huesos (descalcificación), alteracio-nes en la médula espinal. - Inhibe funciones enzimáticas.
<p>CUPIO le ha da- port. des- amata-1967)</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Industria química de producción de cloro. - Fábricas de fungicidas - Producción de pintura a prueba de hongos. - Fabricación de ciertos plásti-cos. - Refinerías - Minas de cinabrio - Extracción de oro y plata (amal-gamas). 	<ul style="list-style-type: none"> - Presente en la última etapa de la ca-dena alimenticia (peces), afectando al hombre. - En peces altera el epitelio branquial y dérmico ocasionando la muerte. - Al hombre alteraciones de la mucosa in-testinal inhibiendo ciertas enzimas - En mujeres gestantes produce trastornos teratogénicos graves(alteraciones ce-lulares que afecta el sistema genéti-co). - Otras lesiones renales y del sistema nervioso central

<u>Origen</u>	<u>Efectos</u>
<ul style="list-style-type: none"> - Contienen residuos líquidos provenientes de varias industrias químicas: galvanoplastia, refinación y limpieza de metales 	<ul style="list-style-type: none"> - Tanto hidrocarburos como sus derivados destruyen el equilibrio natural y restringen el número de especies.
<ul style="list-style-type: none"> - Algunos plaguicidas contienen estas sustancias 	<ul style="list-style-type: none"> - No son muy persistentes en el medio acuático - Son sumamente tóxicos para todos los seres vivos. - Inhiben el sistema citocromo-oxidasa ocasionando la muerte de las células e impiden la respiración. - Se unen a otros cuerpos (sinergia) como en zinc, cadmio y otros, teniendo mayor toxicidad
<ul style="list-style-type: none"> - Conocido desde la antigüedad. - Está presente en aguas residuales de industrias: vidrio, pinturas, anilinas, productos farmacéuticos, papel, etc. - Es componente de insecticidas y herbicidas y al llegar al agua la contaminan 	<ul style="list-style-type: none"> - Es sumamente tóxico para todas las formas de vida. - Se combinan con ciertos elementos de las enzimas (sulfhídricos) e interfieren en el metabolismo. - En el hombre produce lesiones digestivas - En las plantas reduce la productividad
<ul style="list-style-type: none"> - Está presente en las aguas residuales de plantas productoras de coque, refinerías destilado- 	<ul style="list-style-type: none"> - Se lo emplea como desinfectante, cáustico, anestésico local y germicida.

ras de madera y otras.

- Este contaminante y sus derivados son muy tóxicos para los organismos acuáticos porque precipitan las proteínas celulares
- Los peces en medios que contienen fenol tienen problemas patológicos de orientación
- Los fenoles en concentraciones pequeñas tienen sabor y olor desagradable y las aguas son inaceptables para el consumo humano.

9. DETERGENTES

- Se utilizan masivamente en la vida doméstica e industrial. El detergente sintético se utiliza mucho y llegan a los cursos de agua.
- Contienen sustancias "surfactantes" que ayudan a la limpieza
- El agente tensoactivo es el Alquil-Bencen-Sulfonato (ABS) y cuando es persistente su acción contaminante es perdurable
- Producen grandes cantidades de espuma. Son persistentes debido a que no se descomponen fácilmente por las bacterias. Se los clasifica en "duros" y "blandos". Su acción sobre los seres acuáticos es clara, inhibe la fotosíntesis y origina la muerte del fitoplancton
- En los peces ocasiona lesiones en las branquias, dificultando la respiración.

Transformación de la carga orgánica en el agua.

1. Dos fenómenos / desoxigenación
reaireación
2. Curva de flambéo del oxígeno disuelt.
3. Ley de Henry (Transferencia de gases)
4. Curva de la ecuación de Streeter & Ph

$$\frac{dD}{dt} = K_1 L - K_2 D$$

↓ desoxigenación (consumo) ↓ reaireación

D = déficit de oxígeno disuelto

L = concentración de la mat. orgánica

K_1, K_2 = coeficientes

5. Transformación de la materia orgánica en el punto de descarga

$$L = L_0 e^{-K_1 t}$$

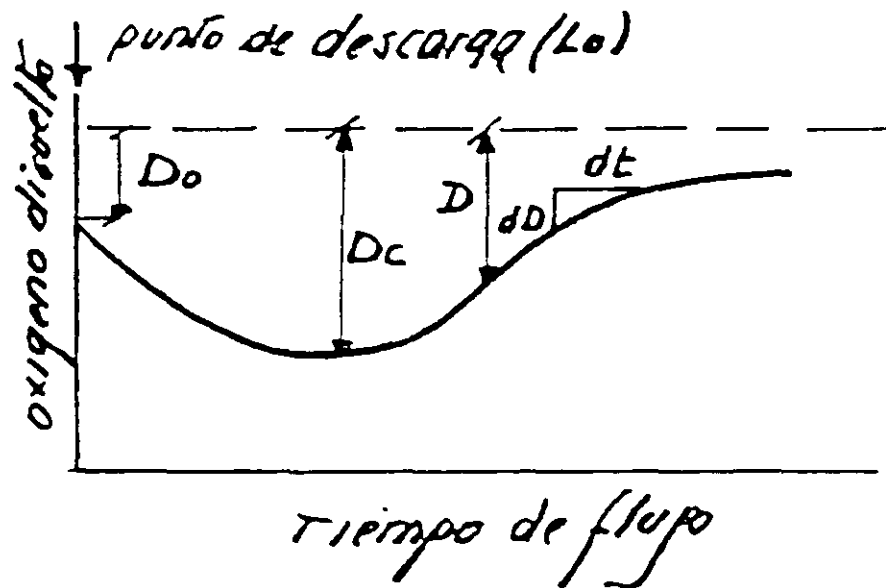
L_0 = Concent. mat. org. en el punto inicial de

b. De las ODS ecuaciones...

$$D = \frac{K_1 L_0}{K_2 - K_1} (e^{-K_1 t} - e^{-K_2 t}) + D_0 e^{-K_2 t}$$

D = déficit oxígeno en tiempo t (mg/l).

D_0 = déficit inicial de oxígeno en el punto de la descarga (mg/l).



7. Empleando logaritmos comunes ($K = 0.434 K'$)

$$D = \frac{K_1 L_0}{K_2 - K_1} (10^{K_1 t} - 10^{K_2 t}) + D_0 10^{-K_2 t}$$

8. una fórmula aproximada para coef. reaireación

$$K_2' = \frac{(D_L U)^{1/2}}{H^{3/2}}$$

D_L = coef. difusibilidad Oxig. en agua (0.000081 p/hr 20°C)

U = velocidad (p/hr)

H = profundidad de flujo'

9. el efecto de la temperatura en la coef. de difusión

$$K_2(T) = K_2(20) \times 1.047^{T-20}$$

$K_2(T)$ = coef. de reacción a Temp. T

$K_2(20)$ = coef. de reacción a 20°C .

10. Punto de la curva con mínimo oxig. disuelto (punto crítico)

$$K_2' D_c = K_1' L = K_1' L_0 e^{-K_1' t_c}$$

$$t_c = \frac{1}{K_2' - K_1'} \ln \left[\frac{K_2'}{K_1'} \left(1 - D_0 \frac{K_2' - K_1'}{K_1' L_0} \right) \right]$$

t_c = Tiempo crítico

EFFECTO BIOLÓGICO DE LA CONTAMINACION EN UN CURSO SUPERFICIAL DE AGUA

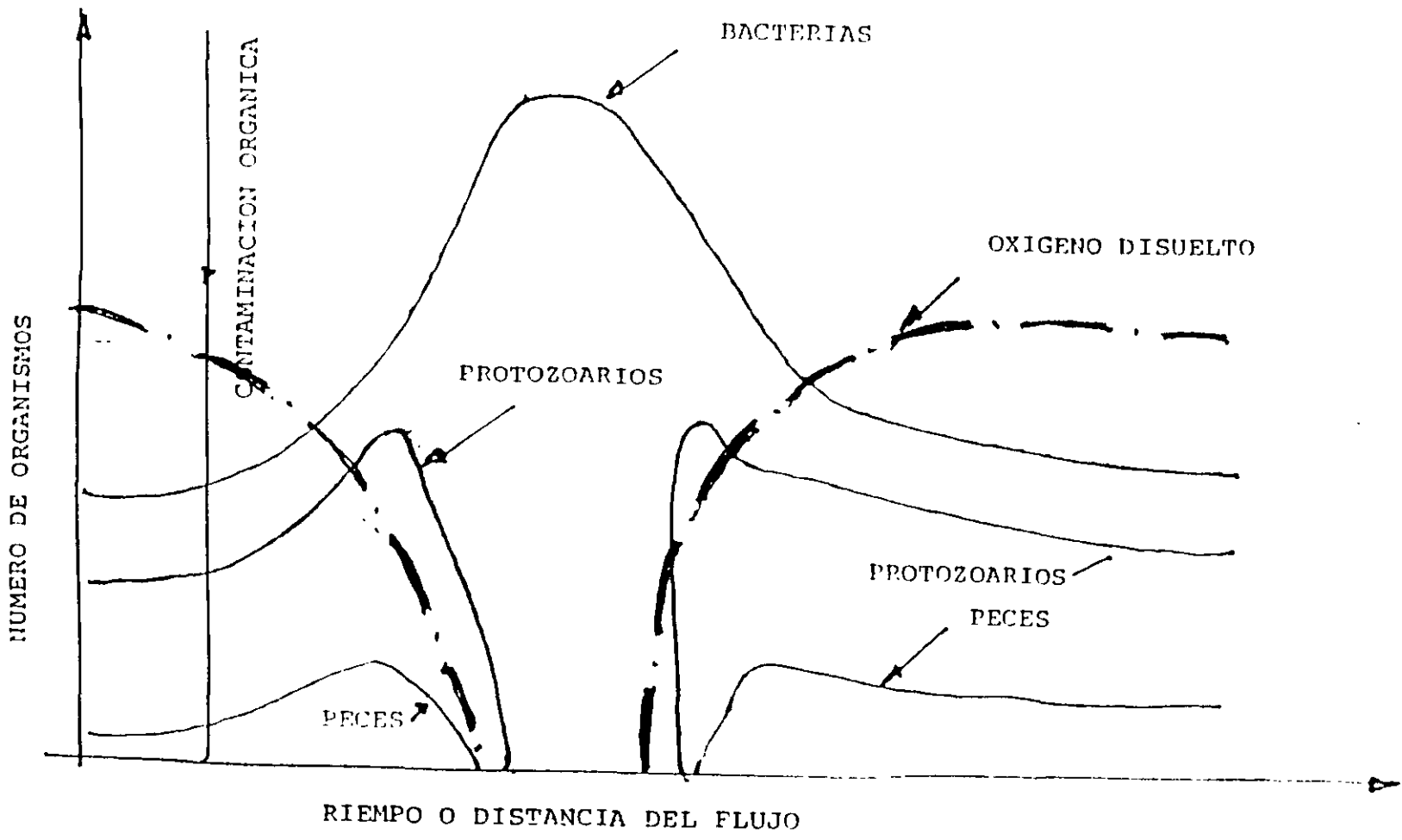
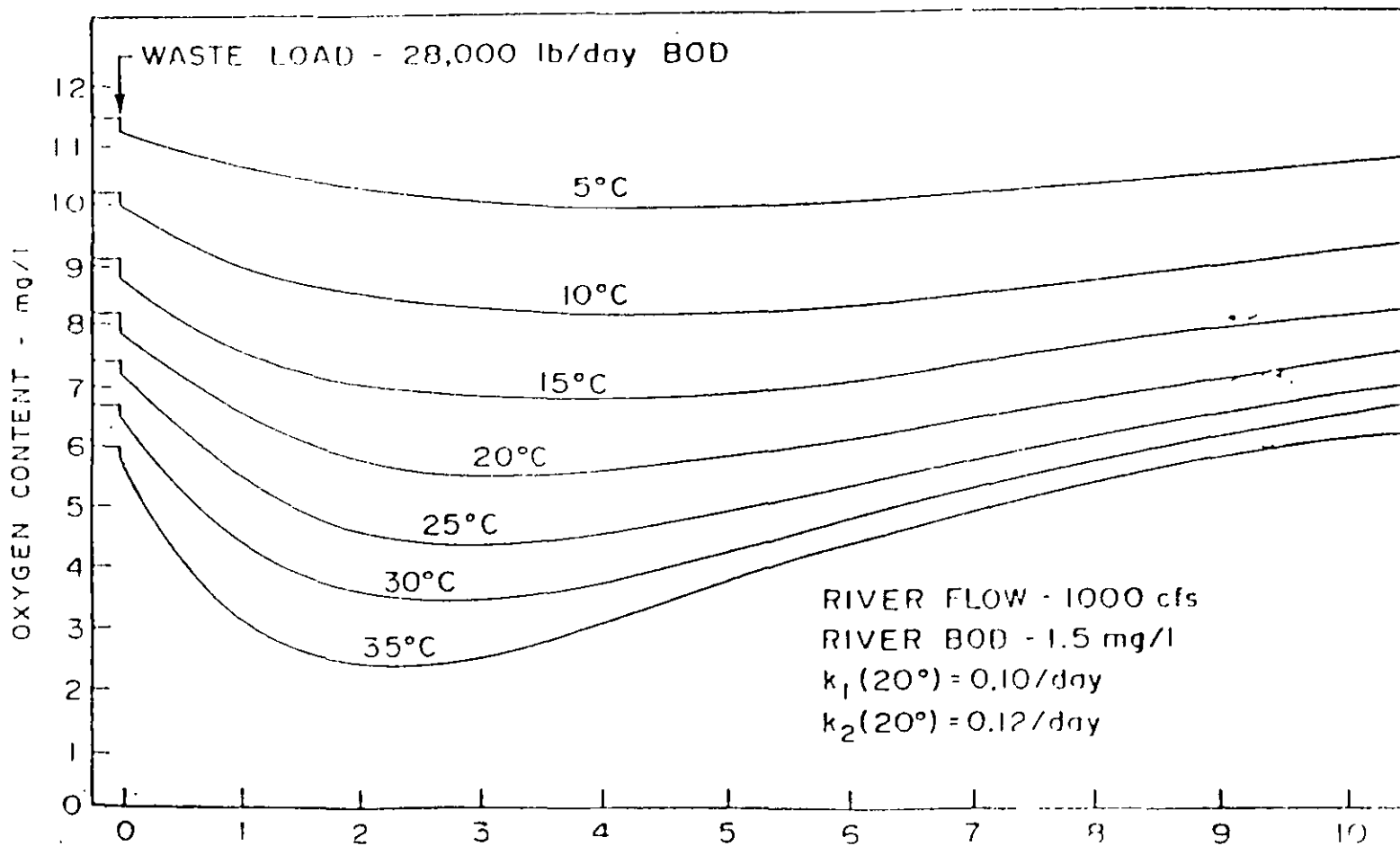


FIGURE 5

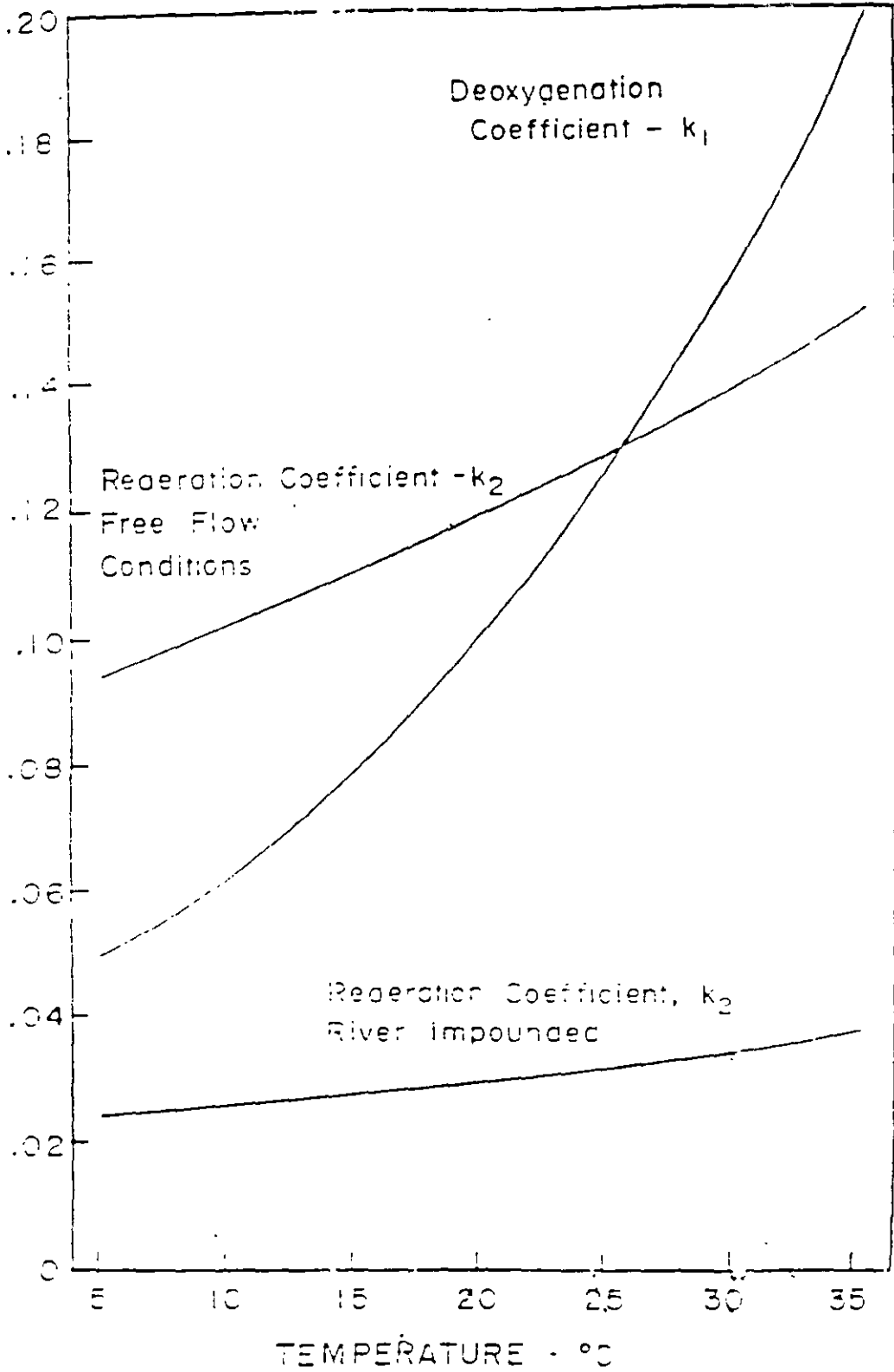


25

TIME OF FLOW FROM MILL - days

OXYGEN SAG CURVE - FREE FLOWING CONDITION

FIGURE 4
Self-Purification as a Function of Temperature



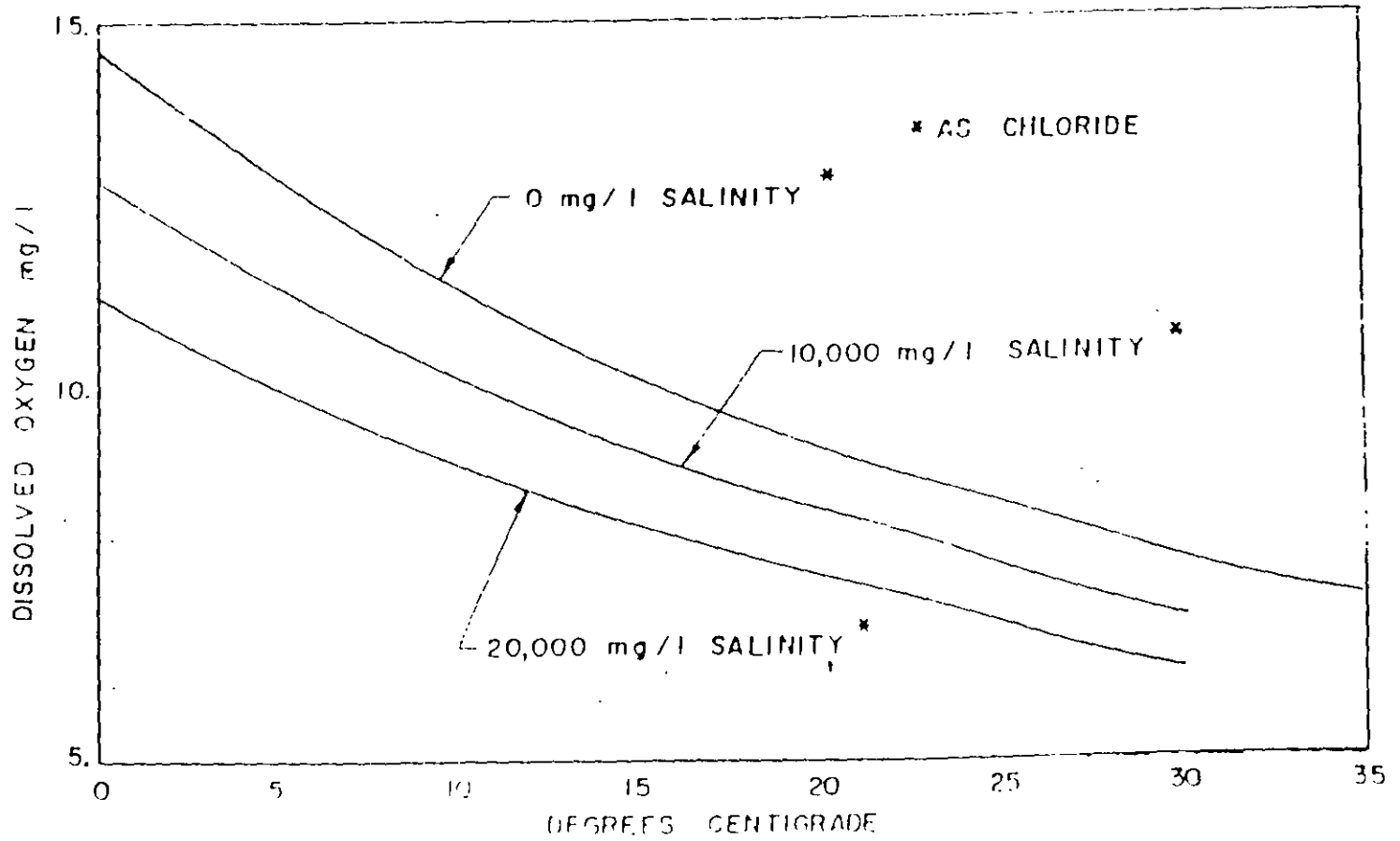


FIGURE 5

SOLUBILITY OF DISSOLVED OXYGEN IN WATER

Data from reference (2).

Data from reference [2].

SOLUBILITY OF DISSOLVED OXYGEN IN WATER

FIGURE 2

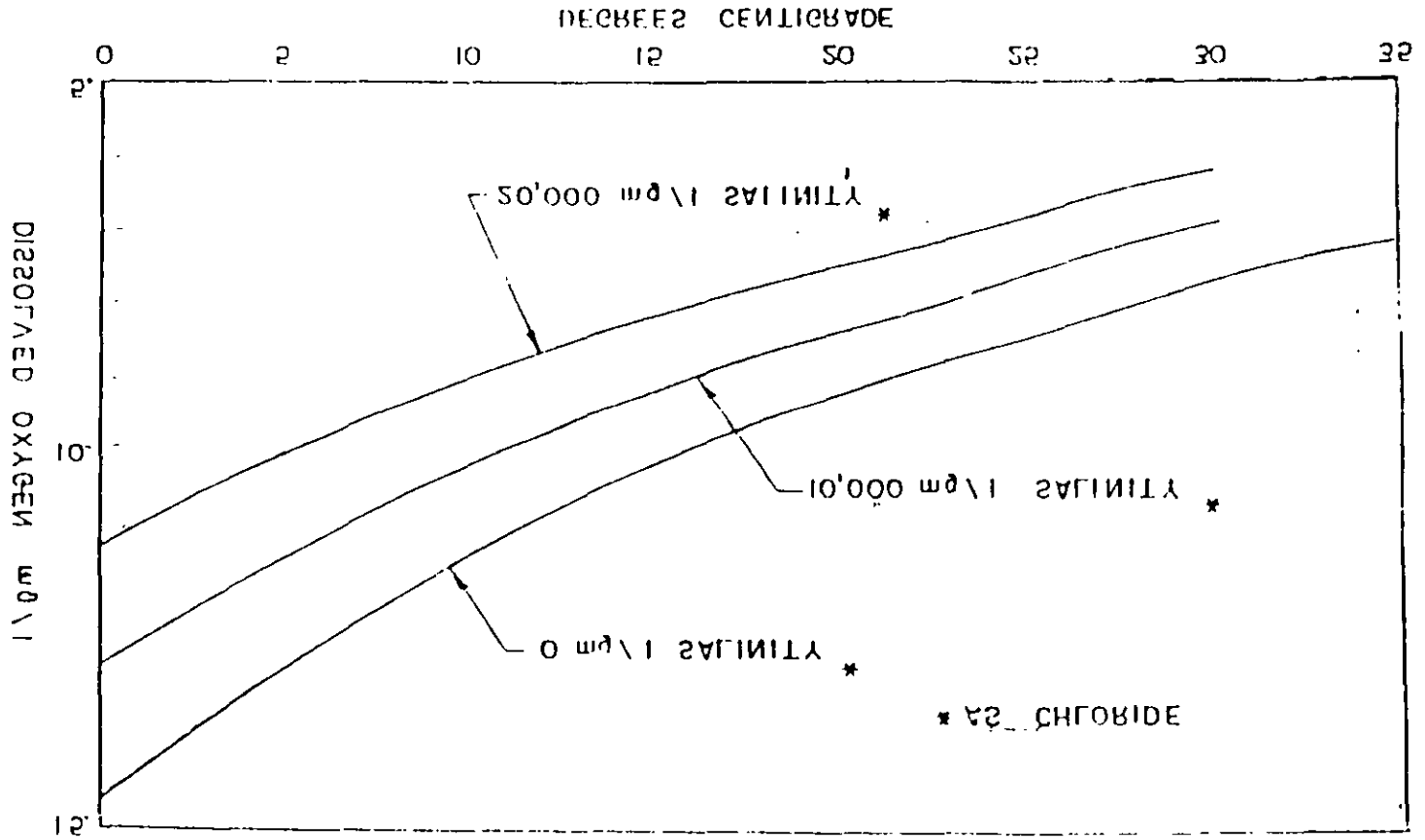


Fig. 1

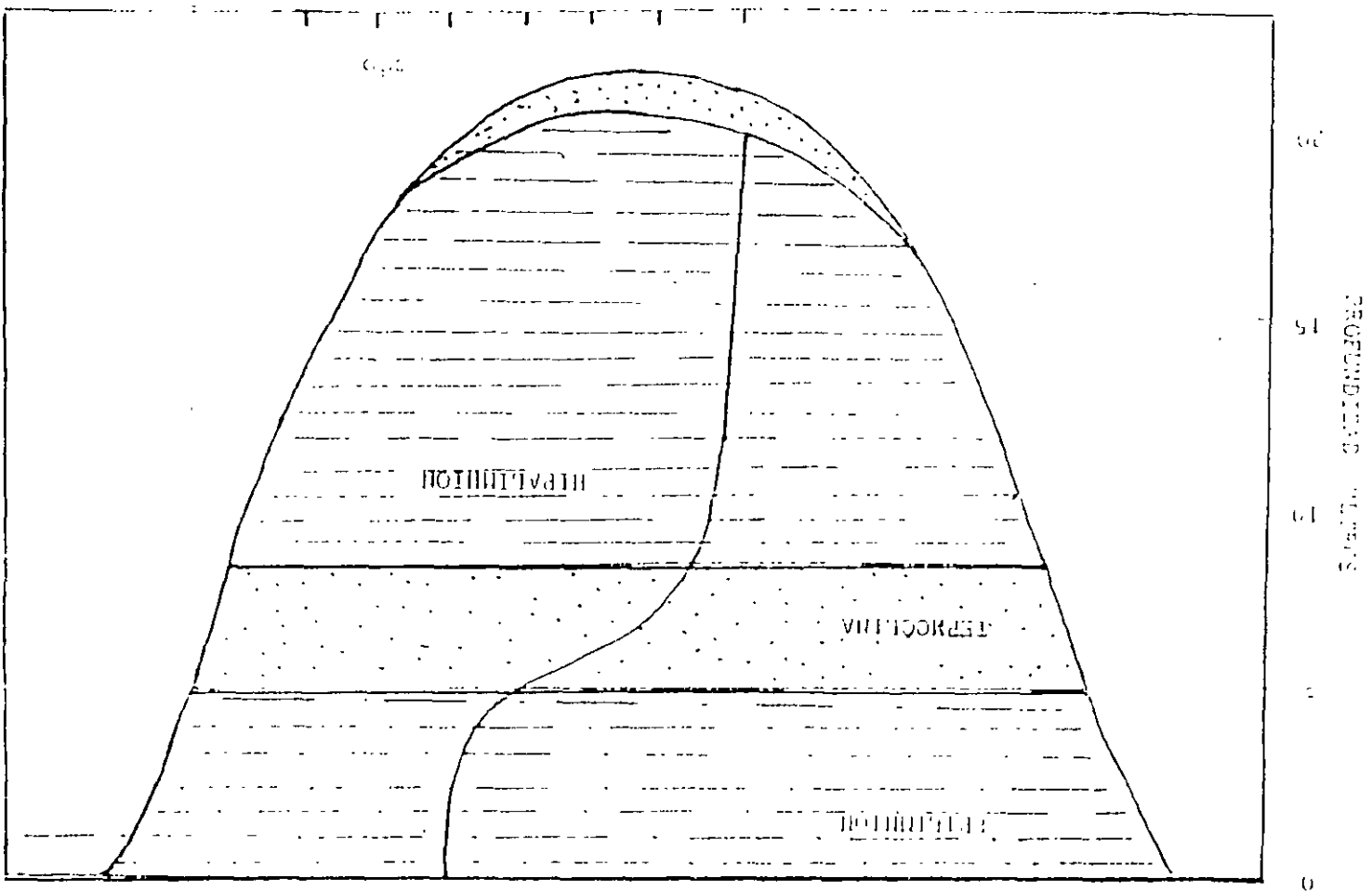
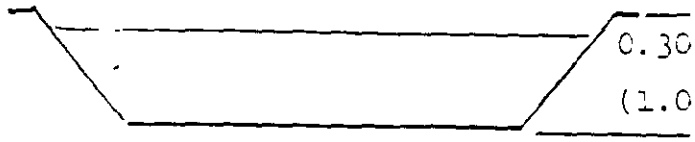


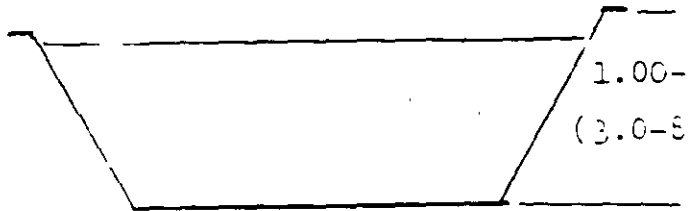
Fig. 1. Sezione geologica della montagna di S. Maria del Rio.

VALORES APROXIMADOS QUE SE UTILIZAN PARA LAS CARGAS ORGANICAS EN LAGUNAS DE ESTABILIZACION



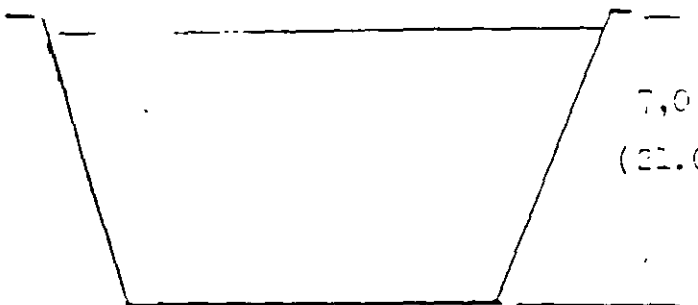
AEROBIA

Cargas orgánicas:
 67-224 kg/ha día
 (60-200 lb/acre/día)



FACULTATIVA

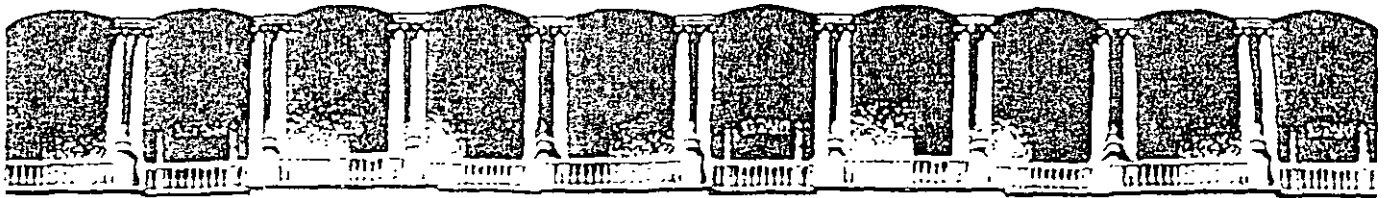
Cargas orgánicas:
 17-90 kg/ha día
 (15-80 lb/acre/día)



ANAEROBIA

Carga orgánica:
 40-200 kg/ha/día
 (357-1785 lb/acre/día)

1 acre = 4,047 m²
 1 ha = 2.471 acres
 1 kg = 2.205 libras



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO EN MANEJO INTEGRAL DE
AGUAS MUNICIPALES**

**MÓDULO IV
CA 086**

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

TEMA

TRATAMIENTO Y DISPOSICIÓN DE LODOS RESIDUALES

**EXPOSITOR: M. EN I. JOSÉ LUIS TORRES CANO
PALACIO DE MINERÍA
JULIO DEL 2002**

LODOS RESIDUALES

GENERALIDADES: - ES SUBPRODUCTO DEL TRATAMIENTO DEL AGUA RESIDUAL
- CANTIDAD DE AGUA DE 93-99.5 %

GENERACION Y CARACTERISTICAS:

LODO PRIMARIO: - GENERADO POR SEDIMENTACION
- CONCENTRACION DE SOLIDOS 3-7 %
- PRODUCCION DE 100-300 mg/l

ESTIMACION: SST X EFICIENCIA DEL SEDIMENTADOR PRIMARIO

LODO SECUNDARIO (PROCESO BIOLÓGICO):

CONCENTRACION DE SOLIDOS DE 0.5-2 %

PRODUCCION: LODOS ACTIVADOS, FILTROS BIOLÓGICOS Y BIODISCOS

LODO TERCARIO: SISTEMAS AVANZADOS COMO PRECIPITACION QUIMICA, FILTRACION, ETC., SU PRODUCCION DEPENDE DEL QUIMICO UTILIZADO Y DE LA VELOCIDAD DE ADICION

CARACTERISTICAS FISICAS DEL LODO

COLOR DE PARDO A GRIS Y OLOR DESAGRADABLE

CONTENIDO DE MATERIA SECA Y MATERIA VOLATIL

CONTENIDO DE AGUA:

AGUA LIBRE - LA QUE SE ELIMINA FACILMENTE POR
FILTRACION O DECANTACION

AGUA LIGADA.- CONTENIDA EN MOLECULAS QUIMICAS
COLOIDES Y CELULAS DE MATERIA
ORGANICA

CARGA ESPECIFICA: CAPACIDAD DE SEDIMENTACION
DEL LODO EN Kg/m²/d

RESISTENCIA ESPECIFICA: CAPACIDAD DE FILTRACION
BAJO UNA PRESION DADA

COMPRESIBILIDAD: PERMITE CONOCER LA SEQUEDAD
LIMITE

PODER CALORIFICO: LA M.

ORGANICA PRESENTE EN

CARACTERISTICAS QUIMICAS DEL LODO

**MATERIA ORGANICA: GRASAS Y ACEITES, FIBRAS,
ALMIDONES Y MICROORGANISMOS**

**ELEMENTOS NUTRIENTES: NITROGENO TOTAL, POTASIO,
FOSFORO**

**MICROCONTAMINANTES ORGANICOS: DETERGENTES
MEDICINAS**

**TOXICOS ORGANICOS: HIDROCARBUROS AROMATICOS
POLINUCLEARES, PLAGUICIDAS,
PCBs**

METALES PESADOS

CARATERISTICAS MICROBIOLOGICAS

**BACTERIAS: AEROBIAS ESTRICTAS Y FACULTATIVAS
ANAEROBIAS ESTRICTAS Y FACULTATIVAS**

**MICROORGANISMOS PATOGENOS. BACTERIAS, HELMINTOS
PROTOZOARIOS. VIRUS**

LODOS DE SEDIMENTADORES PRIMARIOS

EFICIENCIA DE REMOCION DE SOLIDOS SUSPENDIDOS TOTALES (SST)
EN SEDIMENTADORES PRIMARIOS - 50 A 60 % (LITERATURA)

EFICIENCIA DE REMOCION DE SST EN SED. PRIMARIO DE ECCAGIV:
53 % (FEBREIRO DE 1993)

EN LOS CASOS DONDE LA GENERACION DE LODO ES DE 100 A 300
mg/L. Y LA EFICIENCIA DE REMOCION DE 50 A 60 %, CONSIDERA:

- TRATAMIENTO DE AGUA RESIDUAL DOMESTICA.
- LODO NO TIENE FLOCULANTES QUIMICOS.
- NO SE AGREGAN LODOS DE PROCESOS BIOLOGICOS.

EFEKTOS DE LAS DESCARGAS INDUSTRIALES:

- DEPENDE DEL GIRO DE INDUSTRIAS QUE DESCARGAN.
- EN ALGUNOS CASOS AUMENTA LA CONCENTRACION DE SST Y EN
OTROS DISMINUYE LA GENERACION DE SOLIDOS.

PRODUCCION Y CARACTERISTICAS DE LODOS LODOS DE SEDIMENTADORES PRIMARIOS

LA MAYORIA DE LAS PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES UTILIZAN LA SEDIMENTACION PRIMARIA PARA REMOVER, FACILMENTE, SOLIDOS SEDIMENTABLES.

LODO DE SEDIMENTACION PRIMARIA GENERALMENTE MAS FACIL DE MANEJAR (DESAGUADO, ESPESAMIENTO) QUE LOS LODOS BIOLÓGICOS O QUÍMICOS.

GENERACION DE LODO PRIMARIO O CRUDO:

100 A 300 mg/ L. DE AGUA RESIDUAL TRATADA (LITERATURA)

GENERACION DE LODO PRIMARIO EN ECCACIV (FEB-93)

FLUJO • 191 L/seg.

SST(AFLUENTE) • 277 mg/L. • 4,571 Kg/d.

SST(EFLUENTE) • 129 mg/L. • 2,129 Kg/d.

LODOS REMOVIDOS DEL SISTEMA • 2,442 Kg/d.

REMOCION DE LODO EN SEDIMENTACION PRIMARIA (ECCACIV).

148 mg/L.

EJEMPLO PARA CALCULAR LA GENERACION DE LODO DE DESECHO EN UN PROCESO DE LODOS ACTIVADOS CONVENCIONAL:

Q DE ALIMENTACION = 10 l/seg.

DBO. AFLUENTE = 350 mg/l.

DBO. EFLUENTE = 40 mg/l.

DBO^o REMOVIDA / DIA = 268 kg/DIA.

LODO DE DESECHO = 268 * 0.5 = 134 kg/DIA.

SI EL LODO TIENE UNA CONCENTRACION DE 15,000 mg/L.

EL VOLUMEN DE LODO SERA = 8.9 M³/DIA.

DATOS TÍPICOS DE CARACTERÍSTICAS FÍSICAS Y CANTIDAD DE LODO GENERADO DE VARIOS PROCESOS DE TRATAMIENTO DE AGUA RESIDUAL.

PROCESO DE TRATAMIENTO	GRAVEDAD ESPECÍFICA DE LOS SÓLIDOS DEL LODO	GRAVEDAD ESPECÍFICA DEL LODO	SÓLIDOS SECOS, Kg/1,000 M ³	
			RANGO	TÍPICO
SEDIMENTACION PRIMARIA	1.4	1.02	110 - 170	150
LODOS ACTIVADOS (LODO DE DESECHO)	1.25	1.005	70 - 100	85
FILTROS BIOLÓGICOS (LODO DE DESECHO)	1.45	1.025	55 - 90	70
AERACION EXTENDIDA (LODO DE DESECHO)	1.30	1.015	80 - 120	100 #
LAGUNAS AERADAS (LODO DE DESECHO)	1.30	1.010	80 - 120	100 #

* SE ASUME QUE NO HAY SEDIMENTACION PRIMARIA.

GENERACION DE LODO DE DESECHO EN EL PROCESO DE
Lodos Activados.

TIPO DE PROCESO	LODO DE DESECHO KG/KG DBO ₅ REMOVIDA
AERACION EXTENDIDA	0.15 - 0.3
CONVENCIONAL	0.4 - 0.6
ALTA TASA	0.5 - 0.7
ESTABILIZACION-CONTACTO	0.4 - 0.6

GENERACION DE SÓLIDOS Y LODOS EN UNA PLANTA DE TRATAMIENTO CONVENCIONAL DE LODOS ACTIVADOS

OPERACION UNITARIA O PROCESO	TIPO DE SÓLIDO O LODO	OBSERVACIONES
REJILLAS	SÓLIDOS GRUESOS	GENERALMENTE BASURA, LA CUAL ES RETIRADA Y DISPUESTA EN LUGARES ADECUADOS.
DESARENADORES	ARENA Y ALGUNAS VECES ESPUMA	ARENA, GRAVA Y PIEDRAS QUE LLEGAN CON EL AGUA RESIDUAL.
PREAFRACION	ESPUMA	EN ALGUNAS PLANTAS ESTA REMOCION DE ESPUMA NO SE LLEVA A CABO EN ESTAS UNIDADES.
SEDIMENTACION PRIMARIA	LODO PRIMARIO O CRUDO Y NATAS SOBRENADANTES	LA CANTIDAD DE LODO Y NATAS DEPENDE DEL SISTEMA DE DRENAJE Y SI EXISTEN DESCARGAS INDUSTRIALES.
TANQUE DE AERACION O REACTOR	SÓLIDOS SUSPENDIDOS	PRODUCCION DE SÓLIDOS SUSPENDIDOS POR LA CONVERSION DE LA DBO. SI SE RETIRAN LODOS DEL TANQUE DE AERACION, GENERALMENTE SE REQUIERE UN SISTEMA DE ESPESAMIENTO PARA LOS LODOS.
SEDIMENTACION SECUNDARIA	LODO SECUNDARIO O BIOLÓGICO Y NATAS SOBRENADANTES	EN MUCHOS CASOS EL LODO RETIRADO DEL SISTEMA SE REALIZA DE ESTAS UNIDADES. ALGUNAS TIENEN SISTEMA PARA RETIRAR NATAS SOBRENADANTES.
INSTALACIONES DE PROCESAMIENTO DE LODO	LODO Y CENIZAS	LAS CARACTERÍSTICAS Y CONTENIDO DE HUMEDAD DEL LODO Y CENIZAS DEPENDE DE LAS OPERACIONES Y PROCESOS QUE SON USADOS.

LODOS DE COAGULACION Y PRECIPITACION QUIMICA

CUANDO SE ABREGAN QUIMICOS AL AGUA RESIDUAL PARA REMOCION DE FOSFORO O COAGULACION DE SOLIDOS NO SEDIMENTABLES, SE FORMAN GRANDES CANTIDADES DE PRECIPITADOS.

LA CANTIDAD DE SOLIDOS GENERADOS EN UN TRATAMIENTO QUIMICO DEPENDERA DE:

- CANTIDAD Y TIPO DE QUIMICO(S) AGREGADOS.**
- CONSTITUYENTES QUIMICOS DEL AGUA RESIDUAL.**
- EFICIENCIA DE LOS PROCESOS DE COAGULACION Y SEDIMENTACION.**

ES DIFICIL PREDECIR LA CANTIDAD DE LODO PRODUCIDO.

EN LA PRACTICA LAS PRUEBAS DE JARRAS ES UN MEDIO PARA ESTIMAR LA GENERACION DE LODOS QUIMICOS

TRATAMIENTO DE LODO

ACONDICIONAMIENTO

ES CUALQUIER TRATAMIENTO BIOLÓGICO, QUÍMICO O FÍSICO DE UN LODO PARA AUMENTAR LA REMOCIÓN DE AGUA.

FLOCULACIÓN.- ADICIÓN DE PRODUCTOS PARA DESESTABILIZAR COLOIDES POR COAGULACIÓN Y FORMAR FLOCULOS.

QUÍMICO	DOSES
CLORURO FÉRICO	20 - 63Kg/TON DE LODO SECO
CAL	150 - 550Kg/TON DE LODO SECO
POLIELECTROLITOS	0.5 - 5Kg/TON DE LODO SECO

TRATAMIENTOS TÉRMICOS.

CONGELACIÓN.- CONSISTE EN CONGELAR EL AGUA CONTENIDA EN LOS LODOS CUANDO SE INYECTA UN GAS, GENERALMENTE BUTANO.

TRATAMIENTOS CON CALOR.- SE CALIENTA EL LODO RESIDUAL HASTA TEMPERATURAS DE 180 - 240 C, A UNA PRESIÓN DE 250 A 400 PSIG POR PERÍODOS DE 15 A 40 MINUTOS. PRODUCE UNA TORTA DE LODO DE 30 A 50% DE SÓLIDOS Y DESINFECTA EL LODO.

DIGESTION AEROBIA

ES LA DEGRADACION BIOLÓGICA DE LA MATERIA ORGANICA EN PRESENCIA DE OXIGENO, OBTENIENDO COMO PRODUCTOS FINALES LODO DIGERIDO, O_2 , AGUA Y NH_3 .

VENTAJAS

MENOS COSTOS DE CAPITAL
FACIL DE OPERAR
NO GENERA OLORES
SOBRENADANTE CON BAJA
CONCENTRACION DE
CONTAMINANTES

DESVENTAJAS

PRODUCE LODO CON POCOS
CARACTERISTICAS DE DESAGUADO
ALTIOS COSTOS DE ENERGIA POR
CONSUMO DE OXIGENO

ESTABILIZACION CON CAL

ES LA ADICION DE CAL AL LODO HASTA ALCANZAR UN pH DE 12 O MAYOR DURANTE DOS HORAS

VENTAJAS

REDUCCION DE
MICROORGANISMOS
PATOGENOS
ELIMINA MALOS OLORES

DESVENTAJAS

INCREMENTA LA MASA DEL LODO
INCREMENTA COSTOS DE TRANSPORTE
Y DISPOSICION FINAL

DIGESTOR AEROBIO PARAMETROS TÍPICOS DE DISEÑO

TIEMPO DE RETENCIÓN DE SÓLIDOS:

1) PARA REDUCCIÓN DE 40 % DE SSV.

DIAS TEMP. DEL LIQUIDO, C.

108 4

31 16

18 27

2) PARA REDUCCIÓN DE 55 % DE SSV.

386 4

109 16

64 27

REQUERIMIENTOS DE OXÍGENO:

1) 2 Kg DE O₂ / Kg DE SSV DESTRUIDOS A UNA TEMP.
DE 45 °C O MENOS.

2) 1.45 Kg DE O₂ /Kg DE SSV DESTRUIDOS A UNA TEMP.
DE 45 °C O MAYOR.

OXÍGENO RESIDUAL :

1 mg/L. DE O₂ EN LAS PEORES CONDICIONES DE DISEÑO

CONCENTRACIÓN DE SÓLIDOS EN PURGA:
2 A 3.5 % DE SÓLIDOS.

DIGESTORES ANAEROBIOS TERMOFILICOS PARAMETROS TIPICOS DE DISEÑO

<u>PARAMETRO</u>	<u>BAJA TASA</u>	<u>ALTA TASA</u>
CRITERIO DE VOLUMEN (M3 / CAPITA)		
LODO PRIMARIO	0.056 - 0.084	0.036
LODO PRIMARIO MAS LODO ACT., KgSSV/M3	0.11 - 0.14	0.076-0.092
TASA DE CARGA DE SOLIDOS KgSSV/M3	0.64 - 1.8	2.4-8.4
TIEMPO DE RETENCION DE SOLIDOS, DIAS	30 - 60	10 - 20

DESHIDRATACION DE LODOS

ES UNA OPERACION MECANICA PARA REDUCIR EL AGUA PRESENTE EN EL LODO.

METODOS:

LECHOS DE SECADO.- SE USA PARA DESHIDRATAR LODOS EXTENDIENDOLO EN CAPAS DE 20 A 30 CM.

LAGUNAS DE SECADO.

USO - DESHIDRATACION DE LODOS DIGERIDOS.

VENTAJAS: BAJO CONSUMO DE ENERGIA

NO REQUIERE QUIMICOS.

BAJOS COSTOS DE OPERACION Y MANTENIMIENTO.

DESVENTAJAS: PUEDE GENERAR OLOR.

PROBLEMAS DE VECTORES.

POSIBLE CONTAMINACION DE ACUIFEROS.

CENTRIFUGAS.- EQUIPO UTILIZADO PARA SEPARAR EL LODO BAJO LA FUERZA CENTRIFUGA

TIPOS DE CENTRIFUGAS: CAMISA MACIZA.

DE DISCOS

DE CANASTA.

TORTA DE LODOS : 20 - 30 % DE SOLIDOS TOTALES.

FILTROS DE LODO .- RETIENEN LAS PARTICULAS SOLIDAS SOBRE UN MATERIAL POROSO COMO ARENA O UNA TELA

TIPOS DE FILTROS.- FILTROS AL VACIO, FILTROS A PRESION, DE MANUAS Y DE PLATOS

ESTABILIZACION DE LODOS:

ES EL TRATAMIENTO QUE SE LE HACE AL LODO PARA HACERLO MENOS PUTRESCIBLE. DISMINUIR O ORES Y DISMINUIR LA CONCENTRACION DE MICROORGANISMOS

ESTABILIZACION BIOLOGICA

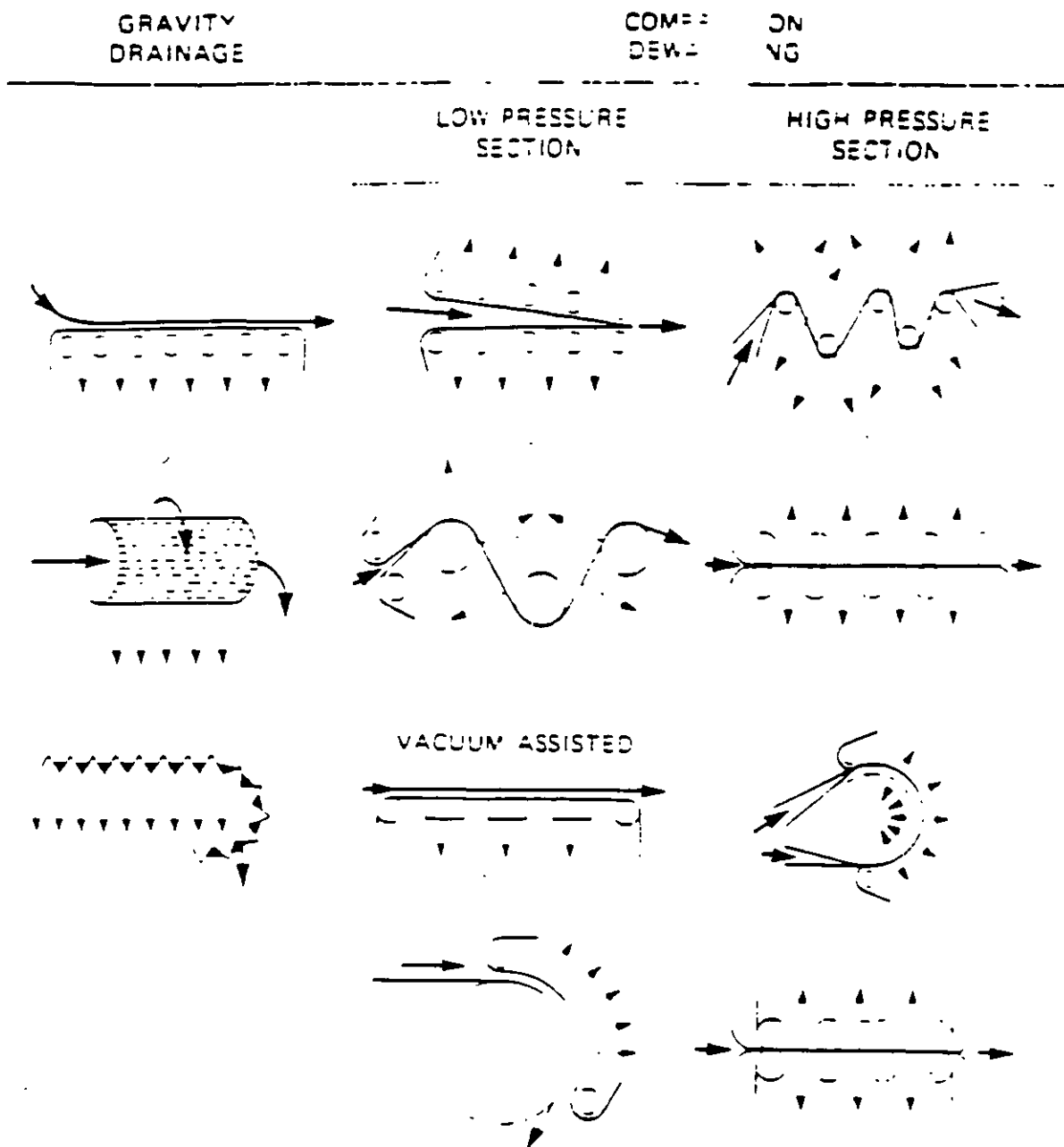
DIGESTION ANAEROBIA.- DEGRADACION BIOLOGICA DE SUSTANCIAS ORGANICAS EN AUSENCIA DE OXIGENO, DURANTE ESTAS REACCIONES SE LIBERA ENERGIA Y LA MAT. ORGANICA SE CONVIERTE EN METANO, CO₂ Y AGUA

VENTAJAS.- REDUCE LA MASA DEL LODO. PRODUCE METANO Y UN LODO ADECUADO PARA USO EN SUELO

DESVENTAJAS.- ALTOS COSTOS, SENSIBLE A TEMPERATURAS BAJAS Y ALTA CONCENTRACION DE CONTAMINANTES

DOSIS TÍPICAS DE POLIELECTROLITO PARA FLOCULACION UTILIZADOS
 FILTROS PRENSA

TIPO DE LODO	GT. DE POLIMERO POR KG DE LODO S.
PRIMARIO	2 - 4
PRIMARIO MAS FILTROS BIOLÓGICOS	1.5 - 5
PRIMARIO MAS LODO ACTIVADO (AIRE)	2 - 5
LODO ACTIVADO (AIRE)	4 - 6
LODO ACTIVADO (OXIGENO)	4 - 6
DIGERIDO AEROBICAMENTE, PRIMARIO MAS LODO ACTIVADO (AIRE)	2 - 5
DIGERIDO ANAEROBICAMENTE, PRIMARIO	1 - 3
DIGERIDO ANAEROBICAMENTE, PRIMARIO MAS LODO ACTIVADO (AIRE)	1.5 - 4.5
EDCAGIV (FEB- 1993) LODO DIGERIDO AEROBICAMENTE, PRIMARIO MAS LODOS ACTIVADOS.	3.71



ALTERNATIVE DESIGNS FOR OBTAINING WATER RELEASES WITH BELT FILTER PRESSES

OTROS METODOS: PASTEURIZACION DE LODOS, TRATAMIENTO
CON CLORO U OZONO, RAYOS ULTRAVIOLETA
E IRRADIACION DE LODOS

SISTEMAS DE DISPOSICION

RELLENO SANITARIO:

ES LA DISPOSICION DEL LODO EN UN AREA ESPECIFICA, CON O
SIN RESIDUOS SOLIDOS Y ENTERRADOS BAJO UNA CUBIERTA DE
SUELO

EXISTEN 2 TIPOS DE DISPOSICION EN RELLENO:

- DISPOSICION DE LODOS EN ZANJAS O TRINCHERAS
- CODISPOSICION, LODO-DESECHOS SOLIDOS MUNICIPALES
LODO-TIERRA

**VENTAJAS: RAPIDA ESTABILIZACION Y CONTROL DE CONTAMINACION
AMBIENTAL**

**DESVENTAJAS: ALTOS COSTOS DE OPERACION Y MANTENIMIENTO,
ALTOS REQUERIMIENTOS DE SUELO Y GENERACION DE
LIXIVIADOS**

INCLINERACION

ES EL QUEMADO DE LOS SOLIDOS VOLATILES DE LOS LODOS EN PRESENCIA DE OXIGENO.

VENTAJAS

**80% DE REDUCCION DE LODO
REDUCCION TOTAL DE
MICROORGANISMOS PATOGENOS
OXIDACION DE COMPUESTOS
ORGANICOS**

DESVENTAJAS

**ALTOS COSTOS DE OPERACION
Y MANTENIMIENTO
CONTAMINACION ATMOSFERICA SI
NO HAY CONTROL DE EMISIONES
DISPOSICION DE CENIZAS**

DISPOSICION AL SUELO

**ES LA DISPOSICION DEL LODO SOBRE O DEBAJO DE LA SUPERFICIE DEL SUELO.
EL LODO SE UTILIZA COMO FERTILIZANTE O ACONDICIONADOR DE SUELOS.**

FACTORES QUE INFLUYEN EN EL PROCESO DE COMPOSTEO

HUMEDAD 10 - 60 %

TEMPERATURA: RANGO TERMOFILICO 40 - 60 C.

POTENCIAL HIDROGENO 6 - 8

NUTRIENTES: C/N DE 20:1 Y 40:1

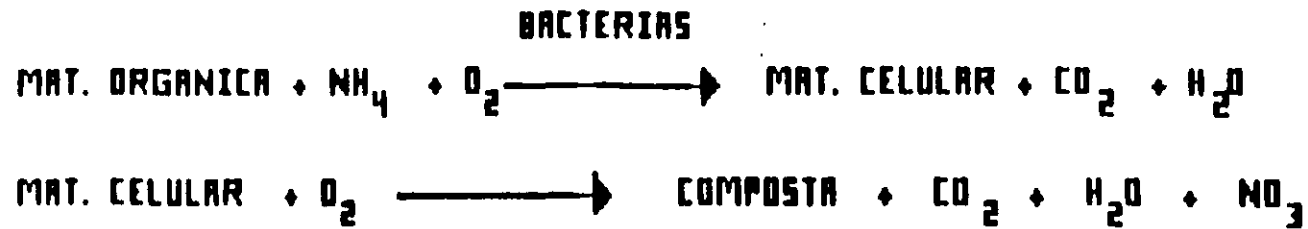
OXIGENO: 5 a 15 % EN VOLUMEN.

SISTEMA DE COMPOSTEO

ESTABILIZACION BIOLÓGICA DE LA MATERIA ORGÁNICA BAJO CONDICIONES CONTROLADAS

REACCIONES:

FASE 1



MATERIALES ACONDICIONADORES:

PROPORCIONAN ESTRUCTURA, TEXTURA Y POROSIDAD AL LODO

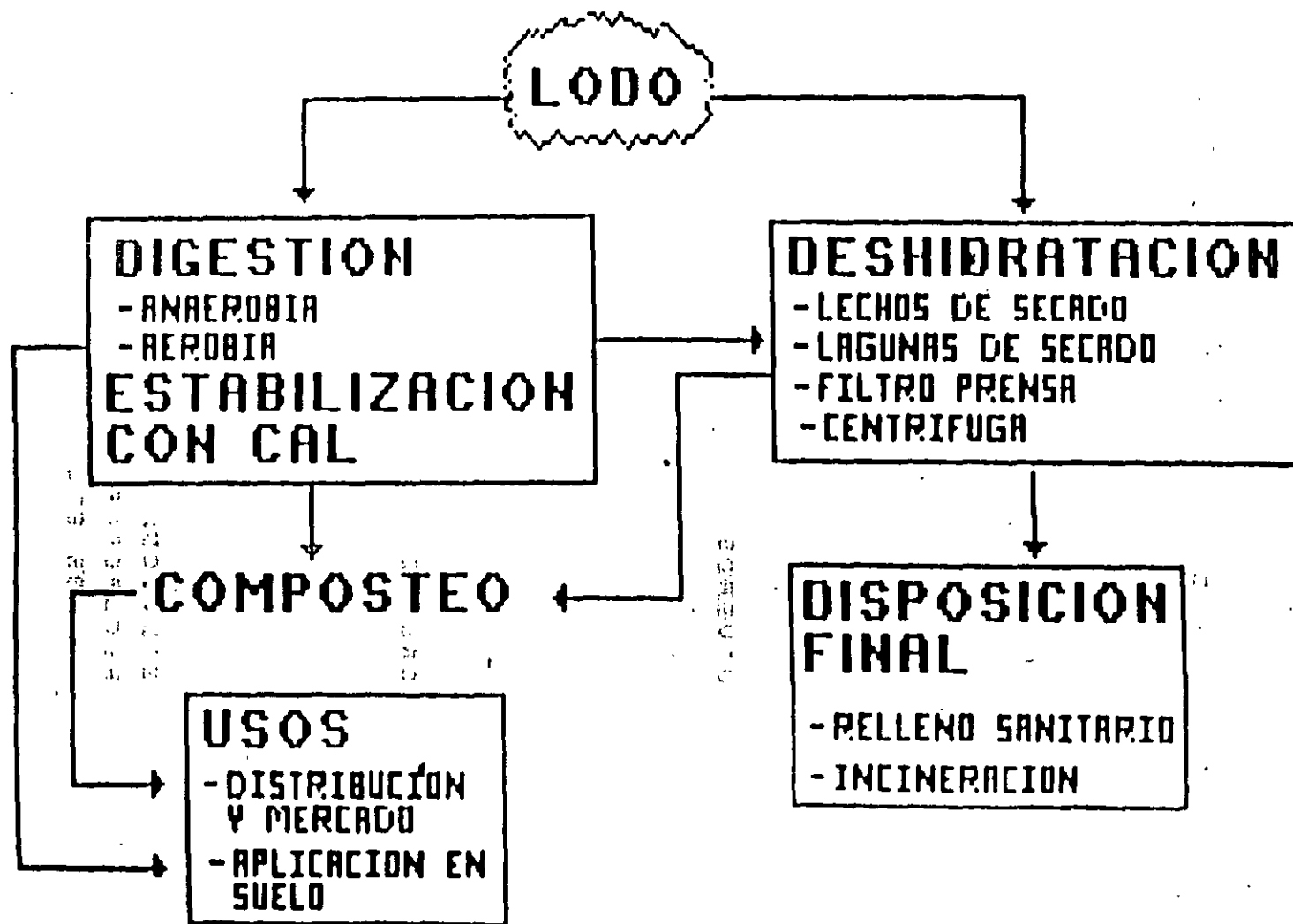
PROCESO DE COMPOSTEO:

LA SECUENCIA DE OPERACIONES DEL PROCESO ES LA SIGUIENTE:

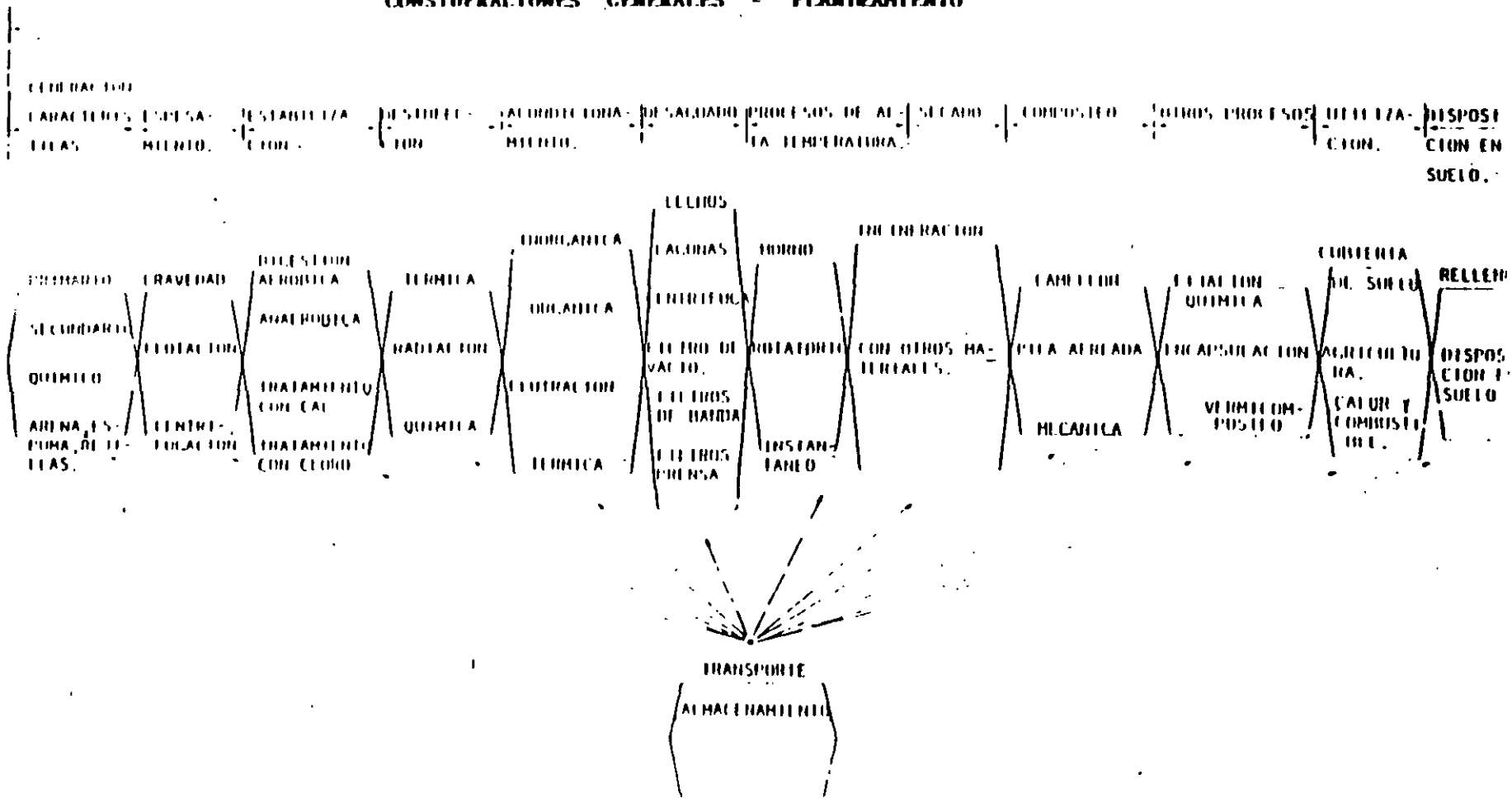
CONTROL AGROSANITARIO PARA
EL USO DE LA COMPOSTA

U S O S	SEGURIDAD DE LA COMPOSTA
AGRICOLA	-SIN RIESGO PARA LA CADENA ALIMENTICIA. SE DOSIFICA SEGUN EL TIPO DE CULTIVO Y SUELO.
UIVEROS	-SEGURIDAD SANITARIA PARA PRODUCTORES. LA COMPOSTA SE MEZCLA CON SUSTRATOS ORGANICOS.
CASERO	-SIN RIESGO PARA USUARIOS PRINCIPALMENTE NIÑOS.
SILVICOLA Y EN RECUPERACION DE SUELOS EROSIONADOS	-APLICACION INTENSIVA, SIN PELIGRO DE CONTAMINAR ECOSISTEMAS NATURALES. SE CONTROLA EL NUMERO DE APLICACIONES.

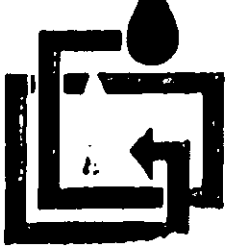
ALTERNATIVAS DE TRATAMIENTO Y DISPOSICION FINAL DE LODOS RESIDUALES



CONSIDERACIONES GENERALES - PLANTAMIENTO

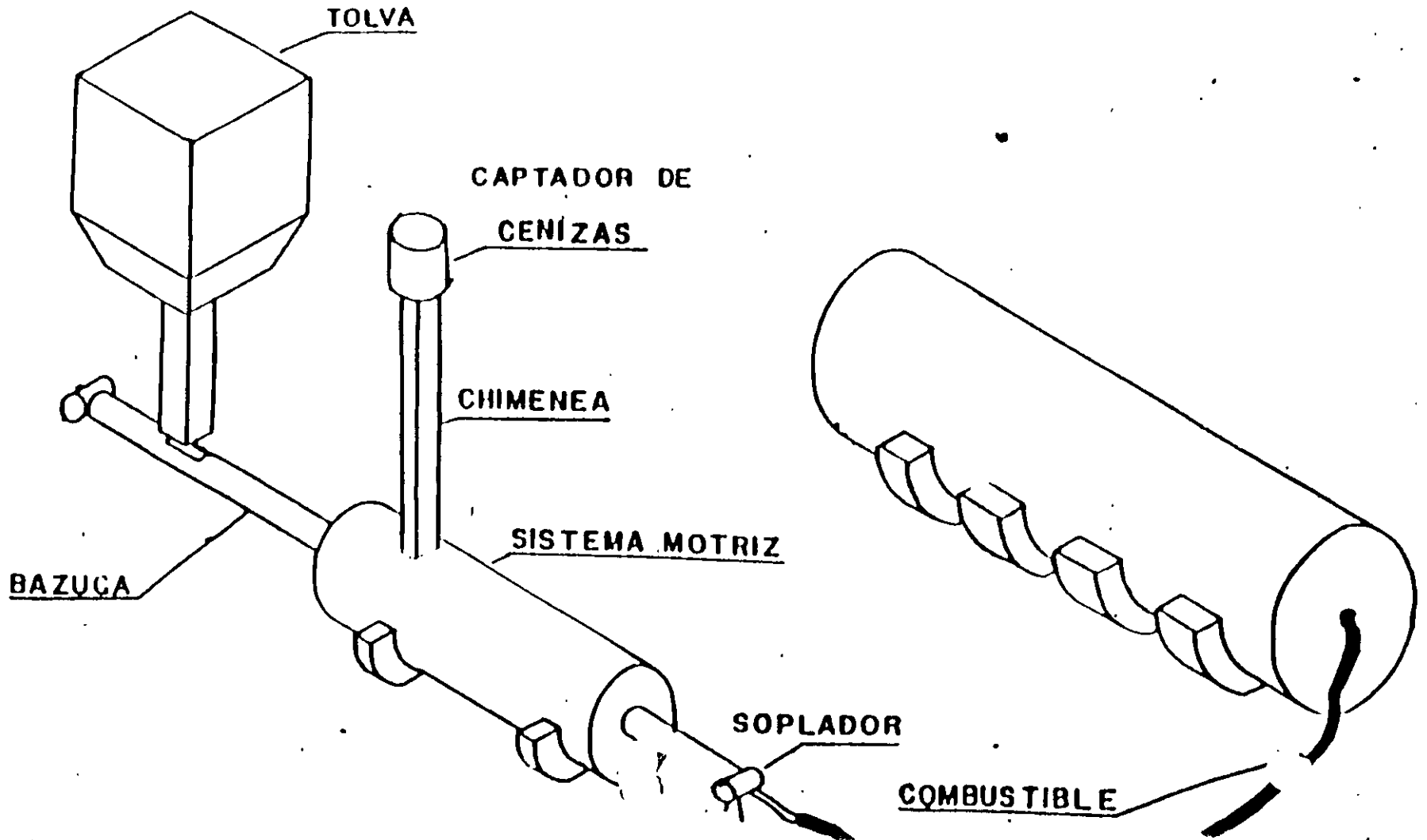


CLASIFICACION DE OPCIONES PARA EL TRATAMIENTO Y DISPOSICION DE CUERPOS



empresa ;
control de
contaminación del
agua en la zona de
CIVAC

SISTEMA DE INCINERACION DE LODOS RESIDUALES



E C C A C I V

CARACTERISTICAS DEL INCINERADOR

TIPO	ROTATORIO A CONTRA CORRIENTE
CAPACIDAD MAXIMA	40 M3 DE LODO/DIA AL 20 % DE SOLIDOS
CONSUMO DE COMBUSTIBLE, DIESEL	40 L / HORA
TEMPERATURA DE COMBUSTION	1000 GRADOS C.
CENIZAS	3 A 5 %
TIEMPO DE RETENCION	25 A 75 MIN.
PERSONAL REQUERIDO PARA OPERACION POR TURNO	1 OPERADOR 1 AYUDANTE
COSTO DE TRATAMIENTO	\$ 500 MILLONES/AÑO
CONTROL DE EMISIONES	EN ESTUDIO

E C C A C I V
DISPOSICION ACTUAL DE LODOS (1993)

CARACTERISTICAS DEL RELLENO SANITARIO

UBICACION : TETLAMA, TEMIXCO, MORELOS

SUELO : CALIZO

TIPO DE RELLENO: TRINCHERAS 1 x 150 M.

AREA TOTAL: 7,500 METROS CUADRADOS

MAQUINARIA:

1 TRASCAMO

1 TRACTOR

2 CAMIONES DE VOLTEO

MATERIAL ACONDICIONADOR Y DE CUBIERTA:

TIERRA DE LA MISMA AREA DEL RELLENO

PROPORCION DE MEZCLADO:

2 DE MATERIAL : 1 DE LODO

COSTO DE TRANSPORTE Y DISPOSICION FINAL:

NS 800,000 / AÑO

E C C A C I V

COSTOS DE MANEJO Y DISPOSICION DE LODO

1.- POLIMERO (CATIONICO).....	NS 468,000
2.- REFACCIONES DE FILTRO PRENSA.....	144,000
3.- MANTENIMIENTO EQUIPO DEL AREA...	12,000
4.- TRANSPORTE Y DISPOSICION FINAL A RELLENO SANITARIO (30 Km).....	900,000
T O T A L A N U A L	NS 1'524,000

VOLUMEN DE LODO DISPUESTO EN RELLENO SANITARIO

- 18 M³ /DIA. 3,600 KG / DIA.
- 4,680 M³ / AÑO 936,000 KG / AÑO.
- CONCENTRACION DE SOLIDOS 20 %.

DOSIS APROXIMADA DE POLIMERO.

- 130 A 250 mg/l. DE LODO BASE HUMEDA AL 3.5 %
- 3.7 A 7.14 gr/kg DE LODO BASE SECA.

COSTO POR kg. DE LODO (BASE SECA) DISPUESTO EN RELLENO SANITARIO.

NS 1.635

SISTEMA ESTABILIZACION Y DESHIDRATADO DEL LODO GENERADO EN ECCACIV

ESTABILIZACION:

DIGESTOR DE LODOS

TIPO AEROBIO.

TIEMPO DE RETENCION 5 DIAS

SOLIDOS TOTALES 4 %.

DESHIDRATACION:

FLOCULACION

POLIMERO CATIONICO (ACRILAMIDA)

DOSIS DE 130 A 250 mg/l.

SISTEMA DE FILTRO PRENSA DE DOBLE BANDA (BELT PRESS).

SOLIDOS TOTALES DE 18 A 22 %.

PRODUCCION DE 20 TON/DIA.

OPERACION Y MANTENIMIENTO PARA LA DESHIDRATACION DEL LODO

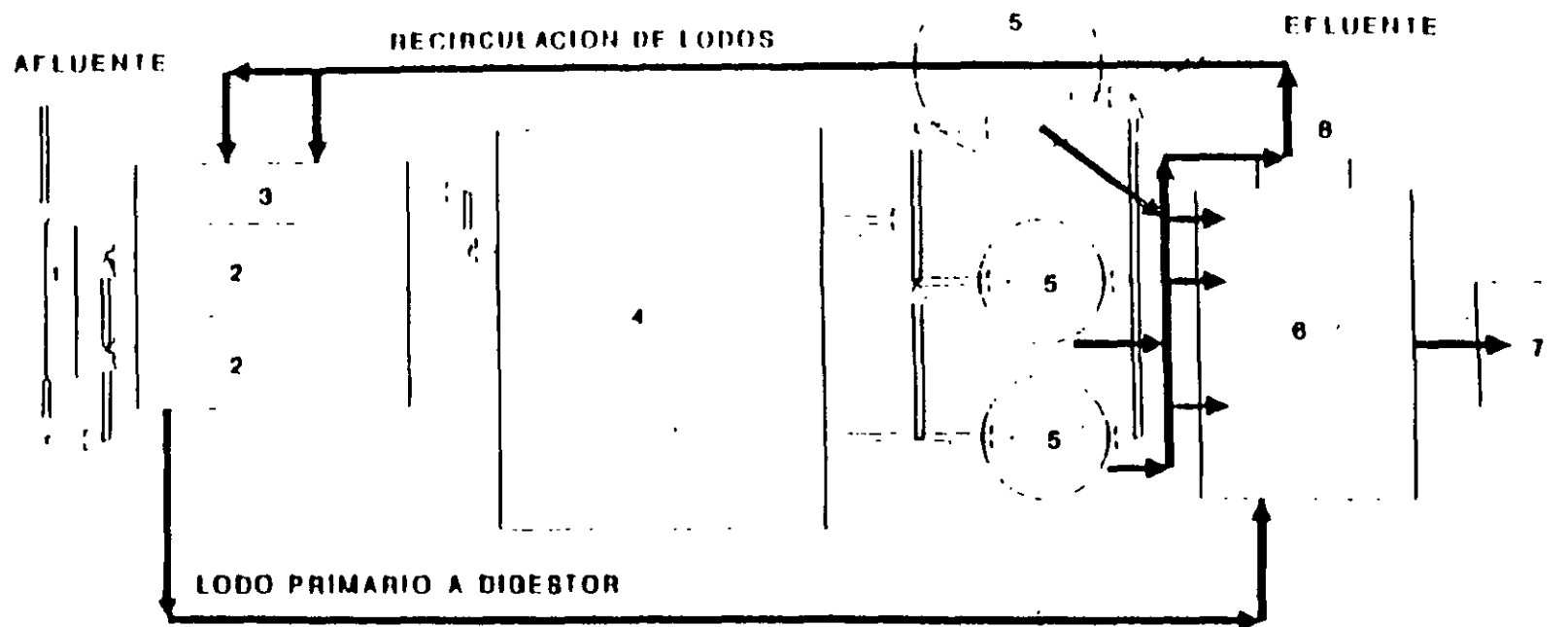
PERSONAL

1 OPERADOR Y 1 AYUDANTE / TURNO.

COSTO

N\$ 630,000 / AÑO.

FCCAGIV



- 1 PRETRATAMIENTO
- 2 SEDIMENTACION PRIMARIA
- 3 TANQUE DE REGULACION
- 4 AERADOR
- 5 SEDIMENTACION SECUNDARIA
- 6 DIGESTOR AEROBIO DE LODOS
- 7 DESAGUADO DE LODOS
- 8 CARCAMO DE RECIRCULACION DE LODOS

- LINEA DE AGUA Y LICOR MEZCLADO
- LINEA DE LODOS

DIAGRAMA DE FLUJO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO

unpaved area, 2 to 3 feet (0.6 to 1 m) wide is placed on either side of down the middle for drainage. Paved drying beds can be built with or without a roof.

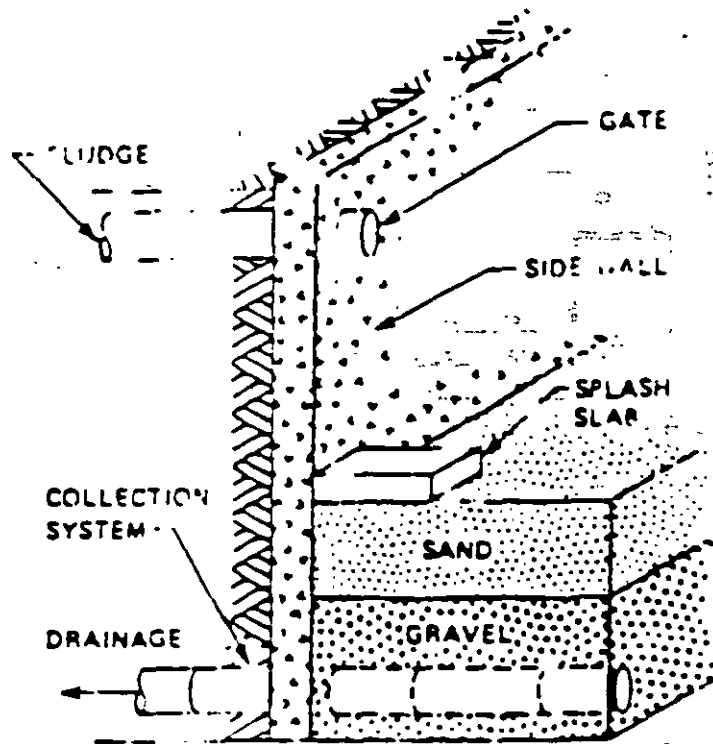


FIGURE 9-2

TYPICAL SAND DRYING BED CONSTRUCTION (18)

For a given amount of sludge, paved drying beds require more area than sand beds. Their main advantages are that front-end loaders can be used for sludge removal and reduced bed maintenance (21). Figure 9-3 shows typical paved drying bed construction.

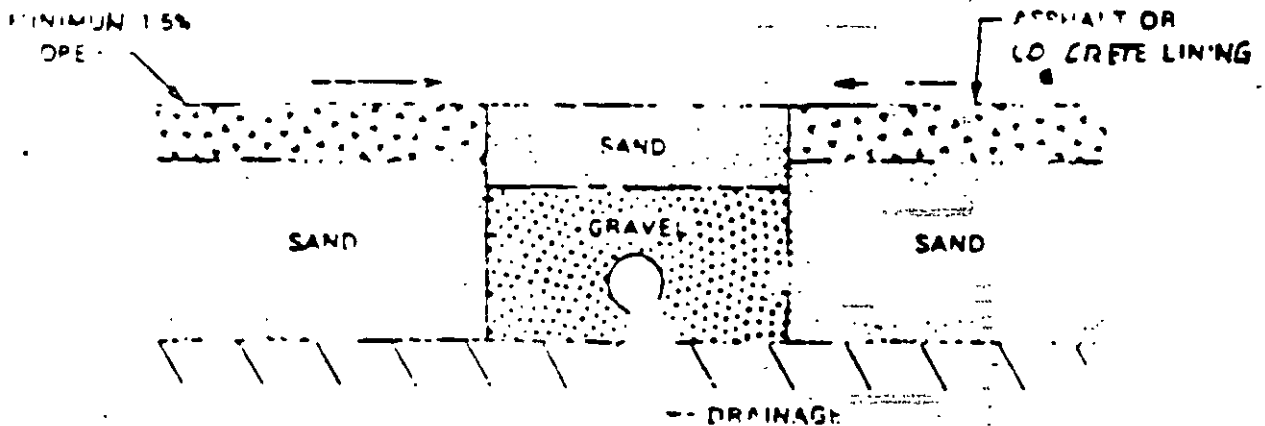
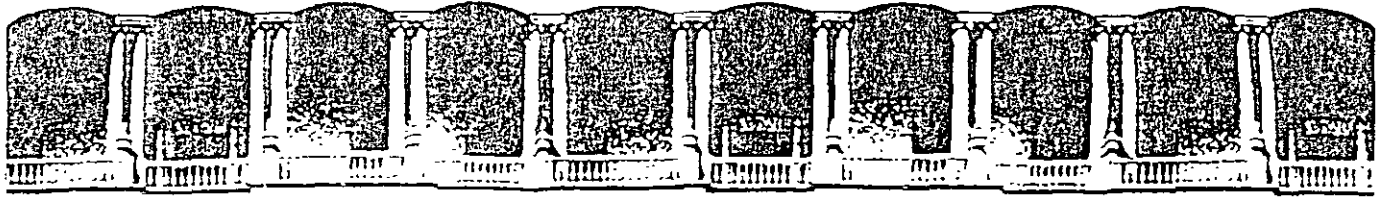


FIGURE 9-3

TYPICAL PAVED DRYING BED CONSTRUCTION

VENTAJAS Y DESVENTAJAS EN EL USO DE LECHOS SECADO

VENTAJAS	DESVENTAJAS
CUANDO HAY TERRENO DISPONIBLE EL COSTO DE CAPITAL ES BAJO	REQUIERE MAS TERRENO QUE LOS DEMAS METODOS MECANICOS.
MINIMO DE OPERACION.	FALTA DE BASES PARA UN DISENO DE INGENIERIA ADECUADO.
NO REQUIERE PERSONAL CALIFICADO	PARA EVITAR OLORES REQUIERE LODO ESTABILIZADO.
BAJO CONSUMO DE ENERGIA	AFECTADO POR CONDICIONES CLIMATOLOGICAS.
POCO SENSIBLE A VARIACIONES EN LA CALIDAD DEL LODO	PARA LA REMOCION DEL LODO REQUIERE DE LABOR INTENSIVA.
NO REQUIERE EQUIPO MECANICO	
NO REQUIERE DE QUIMICOS	
ALTO CONTENIDO DE SOLIDOS EN LA TORTA DE LODOS	



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO EN MANEJO INTEGRAL DE
AGUAS MUNICIPALES**

**MÓDULO IV
CA 086**

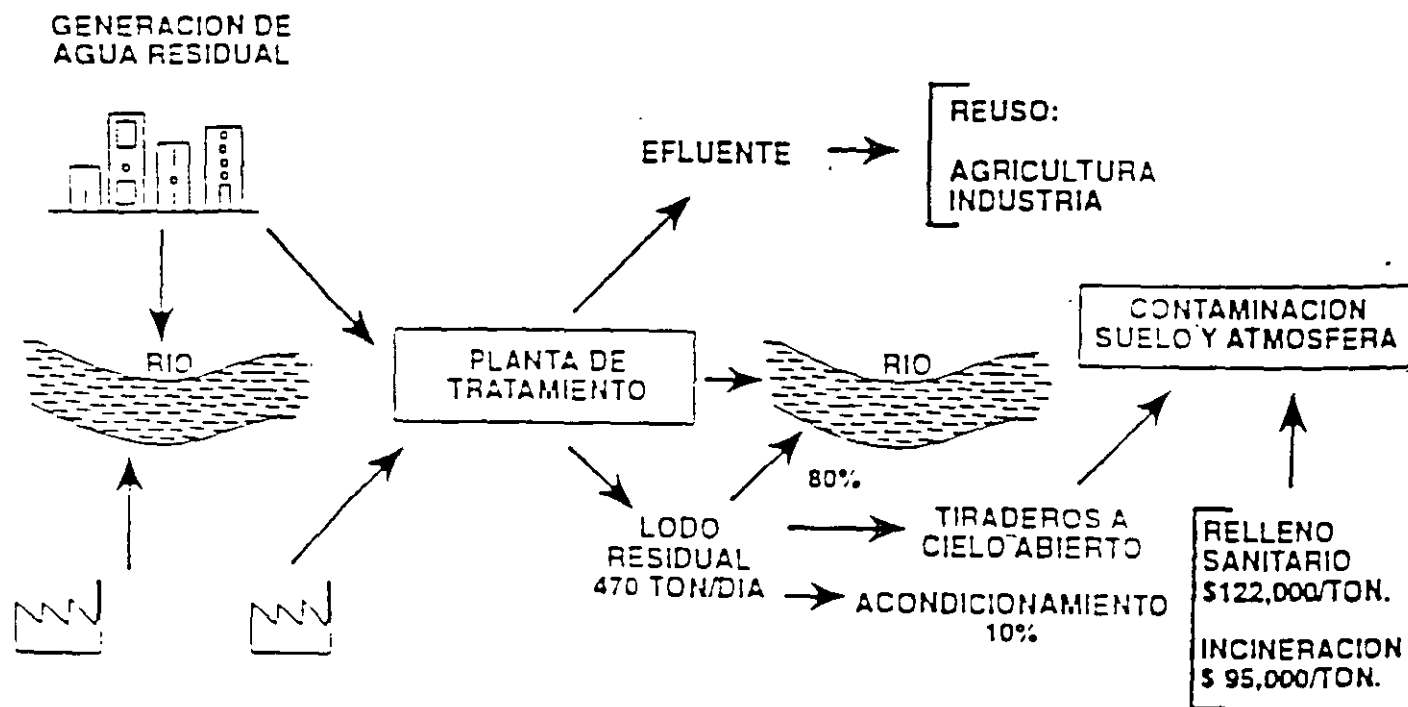
**TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES,
MUNICIPALES, INDUSTRIALES Y REUSOS**

TEMA

LÍNEA Y GESTIÓN DE LODOS RESIDUALES

**EXPOSITOR: M. EN I. JOSÉ LUIS TORRES CANO
PALACIO DE MINERÍA
JULIO DEL 2002**

SITUACION ACTUAL DE TRATAMIENTO Y DISPOSICION DE LODOS RESIDUALES



CARACTERÍSTICAS DE RESIDUOS GENERADOS EN DIFERENTES OPERACIONES Y PROCESOS UNITARIOS

Identificación	Unidad de tratamiento	Características
a	A; Rejillas	Basura, generalmente se dispone en relleno sanitario, $20.0 \times 10^{-3} \text{ m}^3/10^3 \text{ m}^3$
b	B; Desarenador	Sólidos inorgánicos pesados, $30 \times 10^{-3} \text{ m}^3/10^3 \text{ m}^3$
c	C; Lodo primario	Lodo viscoso, olor desagradable, $150 - 250 \text{ g/m}^3$, contenido de sólidos 3.0 - 4.5 por ciento.
c'	C; Espuma y natas	Material flotante, grasas y aceites, 8 g/m^3
d	D, F; Lodo biológico (lodos activados)	$50 - 90 \text{ g/m}^3$, contenido de sólidos 0.3 - 1.0 por ciento.
e	E, F; Lodo biológico (filtros biológicos)	$40 - 60 \text{ g/m}^3$, contenido de sólidos 3 por ciento.
f	H, F; Lodo de precipitación química.	Lodo viscoso o gelatinoso, $80 - 300 \text{ g/m}^3$, contenido de sólidos 3 - 4 por ciento.
g	H, D o F, F; Lodo químico-biológico	Generación $100 - 150 \text{ g/m}^3$ a 0.8 por ciento de L.A. y $50 - 80 \text{ g/m}^3$ de F.B.
h	I1, F; Lodo de precipitación con cal una etapa	Lodo viscoso o gelatinoso, generación $500 - 600 \text{ g/m}^3$. Contenido de sólidos 2 - 5 por ciento.
i	I1, D o E F Lodo biológico con cal.	Generación $200 - 300 \text{ g/m}^3$ al 1 por ciento de L.A. y $150 - 200 \text{ g/m}^3$ al 3 por ciento de F.B.
j	I2, F1, F2 Lodo de cal dos etapas	Lodo viscoso y gelatinoso, generación 900 g/m^3 al 4 - 5 por ciento.
k	J1, F; Nitrificación una etapa.	Generación de lodo $70 - 100 \text{ g/m}^3$ al 0.8 por ciento de L.A. y $40 - 70 \text{ g/m}^3$ al 3 por ciento de F.B.

CARACTERÍSTICAS DE RESIDUOS GENERADOS EN DIFERENTES OPERACIONES Y PROCESOS UNITARIOS

Identificación	Unidad de tratamiento	Características
l	J2,F; Nitrificación etapas separadas	Generación de sólidos 10 -12 g/m ³ contenido de sólidos 0.8 - 3 por ciento.
m	K,F; Denitrificación etapas separadas	Generación de sólidos 40 - 20 g/m ³ contenido de sólidos 0.8 - 2 por ciento.
n	O; Retrolavado del filtrado.	Generalmente este líquido, con sólidos suspendidos, se retorna al principio de la planta.
o	P; Retrolavado de carbón activado.	Generalmente este líquido, con sólidos suspendidos, se retorna al principio de la planta.
p	Q; Salmuera del sistema de osmosis inversa.	Sales disueltas, requiere tratamiento y disposición especial.
q	R; Salmuera del sistema de electrodiálisis.	Sales disueltas, requiere tratamiento y disposición especial.

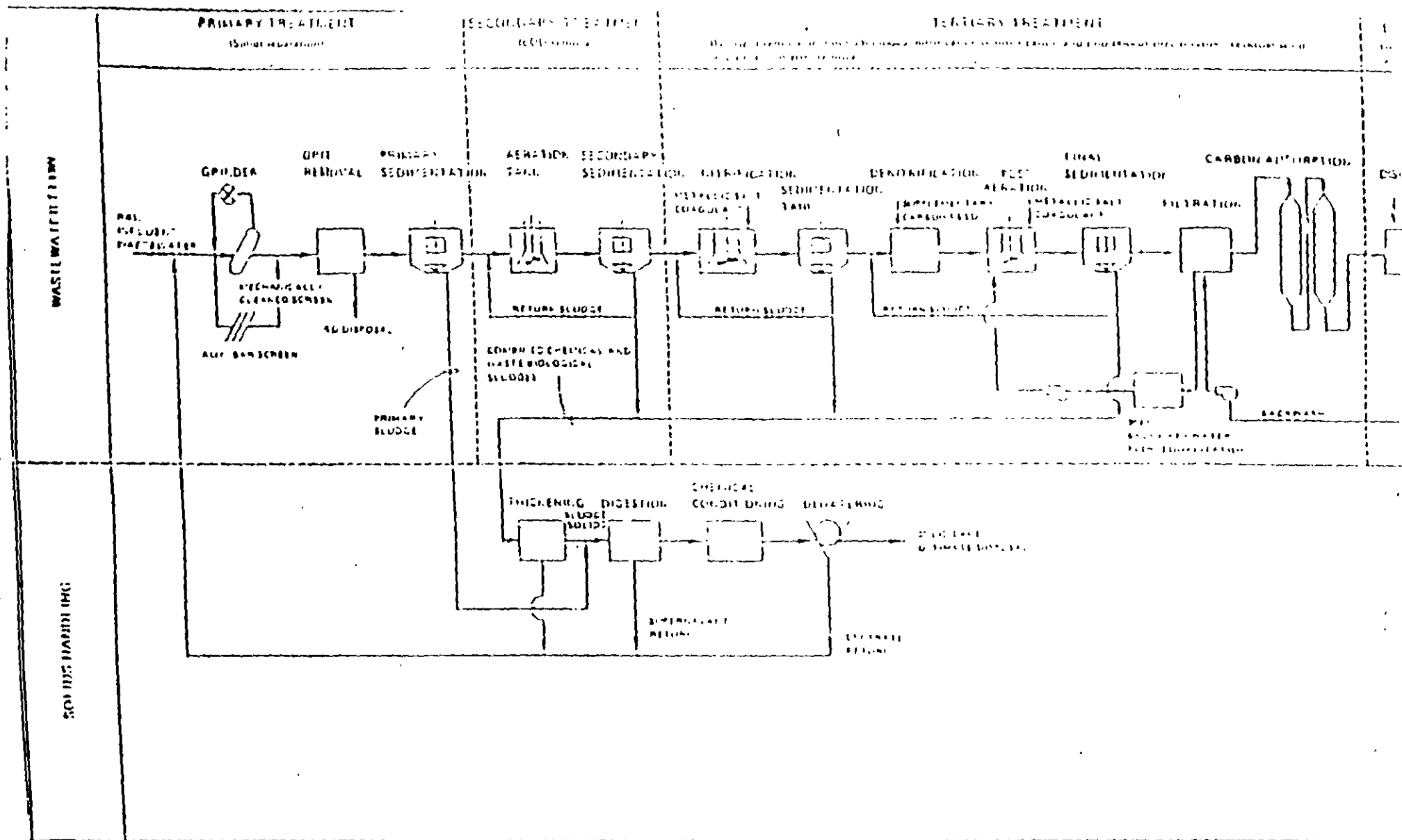


FIGURE 2-1. Typical schematic flow and process diagram

COMPOSICIÓN QUÍMICA DE LODOS CRUDOS Y DIGERIDOS

CONSTITUYENTE	LODO PRIMARIO	RESIDUO DE LODO ACTIVADO	LODO DIGERIDO
pH	5.0 - 6.5	6.5 - 7.5	6.5 - 7.5
sólidos totales, por ciento en peso	3 - 8	0.5 - 1.0	5.0 - 10.0
Sólidos totales volátiles, % en peso	60 - 90	60 - 80	30 - 60
Gravedad específica de partículas de sólidos	1.3 - 1.5	1.2 - 1.4	1.3 - 1.6
Gravedad específica total	1.02 - 1.03	1.0 - 1.005	1.03 - 1.04
DBO ₅ /STV	0.5 - 1.1	-	-
DQO/STV	1.2 - 1.6	2.0 - 3.0	-
Alcalinidad, mg/l como CaCO ₃	500 - 1500	200 - 500	2.500 - 3.500
Celulosa, % de peso seco	8 - 15	5 - 10	8 - 15
Carbon, % en peso	3 - 7	-	-
Grasa y aceite, % en peso	6 - 35	5 - 12	5 - 20
Proteínas, % en peso	20 - 30	32 - 41	15 - 20
Nitrogeno N, % en peso	1.5 - 4.0	2.5 - 7.0	1.6 - 6.0
Fosforo P, % en peso	0.8 - 2.8	2.0 - 7.0	1.4 - 4.0
Potasio, % en peso	0.1 - 1.0	0.2 - 0.5	0.1 - 3.0
Valor calorífico, kJ/kg	15 000 - 24 000	12 000 - 16 000	6 000 - 14 000
Cadmio, mg/kg	16	-	76
Cromo, mg/kg	110	-	160
Cobre, mg/kg	200	-	340
Piomo, mg/kg	500	-	-
Niquel, mg/kg	46	-	63
Zinc, mg/l	620	-	930
hexaclorobenceno, mg/kg	0.4	0.8	-
Lindano, mg/kg	0.6	1.0	-
Clordano	2.6	4.4	-

1 kJ/kg = 0.43 Btu/lb

REF - U.S. Environmental Protection Agency *Process Design Manual, Sludge Treatment and Disposal*, USEPA Technology Transfer, EPA-625/1-79-011, September 1979

- U.S. Environmental Protection Agency, *Process Design Manual Municipal Sludge Landfills* Environmental Research Information Center, Technology Transfer, Office of Solid Waste, EPA-625/1-78-010, SW705, October 1978

ALTERNATIVAS PARA EL TRATAMIENTO Y DISPOSICIÓN DE LADOS RESIDUALES

GENERALIDADES: SUBPRODUCTO DEL TRATAMIENTO DEL AGUA RESIDUAL
CANTIDAD DE AGUA DE 93-99.5%

GENERACIÓN Y CARACTERÍSTICAS

LODO PRIMARIO: - GENERADO POR SEDIMENTACIÓN
 - CONCENTRACIÓN DE SÓLIDOS DE 3-7%
 - PRODUCCIÓN DE 100-300 mg/l

ESTIMACIÓN: SST * EFICIENCIA DEL SEDIMENTADOR PRIMARIO

LODO SECUNDARIO (PROCESO BIOLÓGICO)

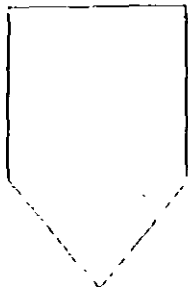
CONCENTRACIÓN DE SÓLIDOS DE 0.5 A 2%

PRODUCCIÓN: LADOS ACTIVADOS, FILTROS BIOLÓGICOS, BIODISCOS
 SISTEMAS DE TRATAMIENTO ANAEROBIOS

LODO Terciario: SISTEMAS AVANZADOS COMO PRECIPITACIÓN
 QUÍMICA, FILTRACIÓN, ETC., SU PRODUCCIÓN
 DEPENDE DEL REACTIVO UTILIZADO Y DE LA
 VELOCIDAD DE ADICIÓN.

TIPO DE LODOS GENERADOS.

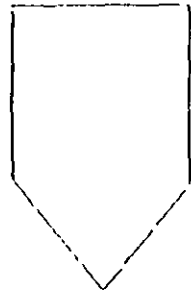
LODO PRIMARIO



3 - 7 % DE SOLIDOS

FACIL DE DESAGUAR

LODO SECUNDARIO



0.5 - 2 % DE SOLIDOS

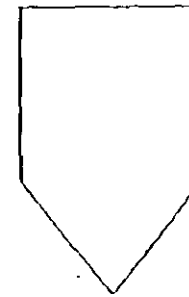
GENERADO EN TRATAMIENTOS BIOLÓGICOS.

- EN SUSPENSIÓN

- DE PELÍCULA FIJA

AERÓBIOS Y ANAERÓBIOS

LODO TERCIARIO



GENERADO POR TRATAMIENTO AVANZADO

- PRECIPITACIÓN QUÍMICA

- FILTRACIÓN:

CARACTERÍSTICAS DE LOS LODOS

CARACTERÍSTICAS FÍSICAS

COLOR DE PARDO A GRIS Y OLOR DESAGRADABLE

CONTENIDO DE MATERIA SECA. PESO DEL LODOS DESPUÉS DE SU CALENTAMIENTO A 105°C A PESO CONSTANTE

CONTENIDO DE MATERIA VOLÁTIL. MEDIDA INDIRECTA DEL CONTENIDO DE MATERIA ORGANICA. SE DETERMINA POR DIFERENCIA DEL PESO DEL LODO SECO A 150°C Y 550°C.

CONTENIDO DE AGUA INTERSTICIAL

- AGUA LIBRE. LA QUE SE ELIMINA FÁCILMENTE POR FILTRACIÓN Y DECANTACION

- AGUA LIGADA. ES LA CONTENIDA EN MOLÉCULAS QUÍMICAS COLOIDES Y CÉLULAS DE MATERIA ORGÁNICA.

CARGA ESPECÍFICA. PERMITE MEDIR LA CAPACIDAD DE SEDIMENTACIÓN DEL LODO EN KG/M²/D.

RESISTENCIA ESPECIFICA. CAPACIDAD DE FILTRACIÓN DEL LODO BAJO UNA PRESIÓN DADA. M/KG.

COMPRESIBILIDAD. PERMITE CONOCER LA SEQUEZAD LIMITE DEL LODO

PODER CALORÍFICO. CAPACIDAD DE COMBUSTIÓN DEL LODO.

CARACTERÍSTICAS MICROBIOLÓGICAS

FLORA Y FAUNA VARIADA DEPENDIENDO DEL TIPO DE TRATAMIENTO EMPLEADO, CONSTITUIDA POR BACTERIAS, HONGOS, ALGAS Y MACROFAUNA

PRESENCIA DE MICROORGANISMOS PATÓGENOS PRINCIPALMENTE EN LODOS DE ORIGEN DOMÉSTICO Y MUNICIPAL

BACTERIAS. SON LOS MICROORGANISMOS MÁAS IMPORTANTES EN LOS PROCESOS DE ESTABILIZACIÓN BIOLÓGICA DE LOS LODOS RESIDUALES.

SE PUEDEN CLASIFICAR EN: AEROBIAS ESTRICTAS, AEROBIAS FACULTATIVAS, ANAEROBIAS FACULTATIVAS Y ANAEROBIAS ESTRICTAS.

HONGOS. LEVADURAS Y SAPRÓFITOS. PUEDEN ESTAR PRESENTES EN ALGUNOS SISTEMAS DE TRATAMIENTO, COMO EL COMPOSTEO.

ALGAS. SE ENCUENTRAN EN LOS LODOS DE SISTEMAS LAGUNARES

MICROORGANISMOS PATÓGENOS.	BACTERIAS
	PRCTOZOARIOS
	HELMINTOS
	VIRUS

PRINCIPALES PATOGENOS PRESENTES EN EL AGUA Y
LODO RESIDUAL

PATOGENO	ENFERMEDAD/SINTOMAS
Bacterias:	
<i>Salmonella</i> spp.	Salmonelosis, fiebre tifoidea
<i>Shigella</i> spp.	Disentería bacilar
<i>Yersinia</i> spp.	Gastroenteritis aguda
<i>Vibrio cholerae</i>	Cólera
<i>Campylobacter jejuni</i>	Gastroenteritis
<i>Escherichia coli</i>	Gastroenteritis
Virus:	
Poliavirus	Poliomelitis
Coxsackievirus	Meningitis, neumonía, hepatitis, fiebre y escalofríos
Echovirus	Meningitis, parálisis, encefalitis, fiebre, escalofríos, diarrea
Virus de Hepatitis A	Hepatitis
Rotavirus	Gastroenteritis aguda con diarrea severa
Agentes Norwalk	Gastroenteritis contagiosa con diarrea severa
Reovirus	Infecciones respiratorias, gastroenteritis
Protozoarios:	
<i>Cryptosporidium</i> , sp	Gastroenteritis
<i>Entamoeba histolytica</i>	Disenteria amibiana (Enteritis aguda)
<i>Giardia lamblia</i>	Giardiasis (incluyendo diarrea, calambres abdominales, pérdida de peso)
<i>Balantidium coli</i>	Diarrea y disentería
<i>Toxoplasma gondii</i>	Toxoplasmosis
Helminthos:	
<i>Ascaris lumbricoides</i>	Disturbios digestivos y nutricionales, dolores abdominales, vómito
<i>Ascaris suum</i>	Puede producir síntomas tales como tos, dolor de pecho y fiebre
<i>Trichuris trichiura</i>	Dolor abdominal, diarrea, anemia, pérdida de peso
<i>Toxocara canis</i>	Fiebre, dolor abdominal, dolor muscular, síntomas neurológicos
<i>Taenia saginata</i>	Nerviosismo, insomnio, anorexia, dolor abdominal, disturbios digestivos
<i>Taenia solium</i>	Nerviosismo, insomnio, anorexia, dolor abdominal, disturbios digestivos
<i>Necator americanus</i>	Anquilostomiasis
<i>Hymenolepis nana</i>	Teniasis

CARACTERÍSTICAS QUÍMICAS

- MATERIA ORGÁNICA NATURAL. DE ORIGEN ANIMAL O VEGETAL
GRASAS, ACEITES, FIBRAS, ALMIDONES
- MATERIA ORGÁNICA SINTÉTICA. PRODUCIDA EN LA SÍNTESIS DE
COMPUESTOS ORGÁNICOS.
DETERGENTES, MEDICAMENTOS,
PLÁSTICOS, PINTURAS, ETC.
- ELEMENTOS NUTRIENTES. NITRÓGENO, FÓSFORO, POTASIO
IMPORTANTES PARA LA UTILIZACIÓN DEL
LODO COMO ABONO O ACONDICIONADOR
DE SUELO
- METALES PESADOS. SU PRESENCIA DEBE CONTROLARSE YA QUE
PUEDEN ACUMULARSE EN LOS TEJIDOS
DE PLANTAS Y ANIMALES Y REPRESENTAN
UN RIESGO A LA SALUD. -
- COMPUESTOS TÓXICOS ORGÁNICOS
SUSTANCIAS CONSIDERADAS PRIORITARIAS
POR SU POTENCIAL TÓXICO TANTO A LA
VIDA ACUÁTICA, COMO A LA SALUD HUMANA
(MUTAGÉNICAS, CARCINOGENICAS,
TERATOGENICAS)
COMPUESTOS ALIFÁTICOS CLORADOS
COMPUESTOS AROMÁTICOS CLORADOS
COMPUESTOS AROMÁTICOS POLINUCLEARES
PLAGUICIDAS
BIFENILOS POLICLORADOS

TRATAMIENTO DE LODOS RESIDUALES

LA CARACTERIZACIÓN FÍSICA, QUÍMICA Y MICROBIOLÓGICA DEL LODO ES FUNDAMENTAL PARA SELECCIONAR EL SISTEMA DE TRATAMIENTO ADECUADO Y CUMPLIR CON LOS REQUISITOS DE LA LEGISLACIÓN

SELECCIÓN DE LA TECNOLOGÍA APROPIADA

PARA LODOS, GENERALMENTE DE ORIGEN INDUSTRIAL, LA SELECCIÓN DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO Y DISPOSICIÓN ADECUADO, PUEDE SER DIFÍCIL. SIN EMBARGO, VARIAS CONSIDERACIONES DEBEN HACERSE PARA ESCOGER LA MEJOR ESTRATEGIA.

EVALUACIONES EXPERIMENTALES

REQUERIMIENTOS DE LA LEGISLACIÓN

COMPARACIONES ECONÓMICAS

CARACTERIZACIÓN DE LODOS RESIDUALES

Características	Parámetros controlados por normas	Procesos físicos	Procesos químicos	Procesos biológicos	Procesos térmicos	Relleño sanitario	Técnicas de análisis
Producción de lodos		X	X	X	X	X	
Sólidos		X	X	X	X	X	MEI. 25-60 ¹
Sólidos volátiles	X	X	X	X	X		" "
Densidad		X	X	X	X	X	
Viscosidad/consistencia		X	X	X	X		
Tamaño de partículas		X	X		X		
pH	X	X	X	X	X		
Alcalinidad/ácidos		X	X	X	X		MEI. 25-20. 25-10 ¹
Capacidad calorífica					X	X	Zanon ² ASTM D2015-66 ⁽³⁾
Resistencia específica		X					Embudo Buchner ⁴
Explosividad	X				X		
Grasas y aceites		X	X	X			MEI. 5520 ⁵
Contenido de patógenos (coliformes)			X		X		
Nitrógeno			X	X	X		351.2 ⁶
Fósforo				X			365.2 ⁶
Sulfatos				X	X		4500 EM ¹
Metales alcalinos					X		MEI. 3050 ⁶
Metales pesados	X			X	X		335.2 ⁶
Cianuros	X						4500 ¹
Sulfuros	X			X	X		624 ^{6,7}
Organismos volátiles y semivolátiles -pest orgánicos clorados y BPC	X		X	X	X		624 ^{6,7} 609.6 1618
Riesgo de infección	X	X					
Compuestos EPC	X		X				

¹Compuetes analizadas con D Procedimiento de extracción para determinar toxicidad de acuerdo a la NIE CUP-002 88

MATRIZ DE SELECCION DE TECNOLOGIAS

PROCESO	TIPO DE LODO					
	General	Losios inorgánicos	Metales pesados	Orgánicos halogenados	Orgánicos no halogenados	RPC's
Espesamiento por gravedad	X	X				
Espesamiento por flotación						
Centrifugado	X	X				
Espesamiento por gravedad y buchas	X	X				
Filtro al vacío	X	X				
Filtro de buchas	X	X				
Lecho de secado	X	X				
Evaporadores y desecadores	X	X				
Acondicionamiento	X	X	X			
Neutralización		X	X			
Extracción				X	X	X
Oxidación/reducción		X	X			
Estabilización/solidificación		X	X			
Cloración				X		X
Digestión aerobia					X	
Digestión anaerobia					X	X
Composteo				X	X	
Relleño sanitario				X	X	
Incineración				X	X	X
Vitrificación		X	X	X	X	X
Oxidación con aire húmedo				X	X	X
Cristalización por enfriamiento	X	X				

ALTERNATIVAS TECNOLÓGICAS

PROCESOS FÍSICOS.

REDUCEN EL VOLUMEN Y PESO DEL LODO, POR MEDIO DE LA REMOCIÓN DE AGUA LIBRE O LIGADA.

PROCESOS QUÍMICOS.

EN ESTOS PROCESOS SE ADICIONAN REACTIVOS QUÍMICOS AL LODO Y POR MEDIO DE REACCIONES SE REALIZAN LAS MODIFICACIONES DESEADAS A LAS PROPIEDADES DEL LODO.

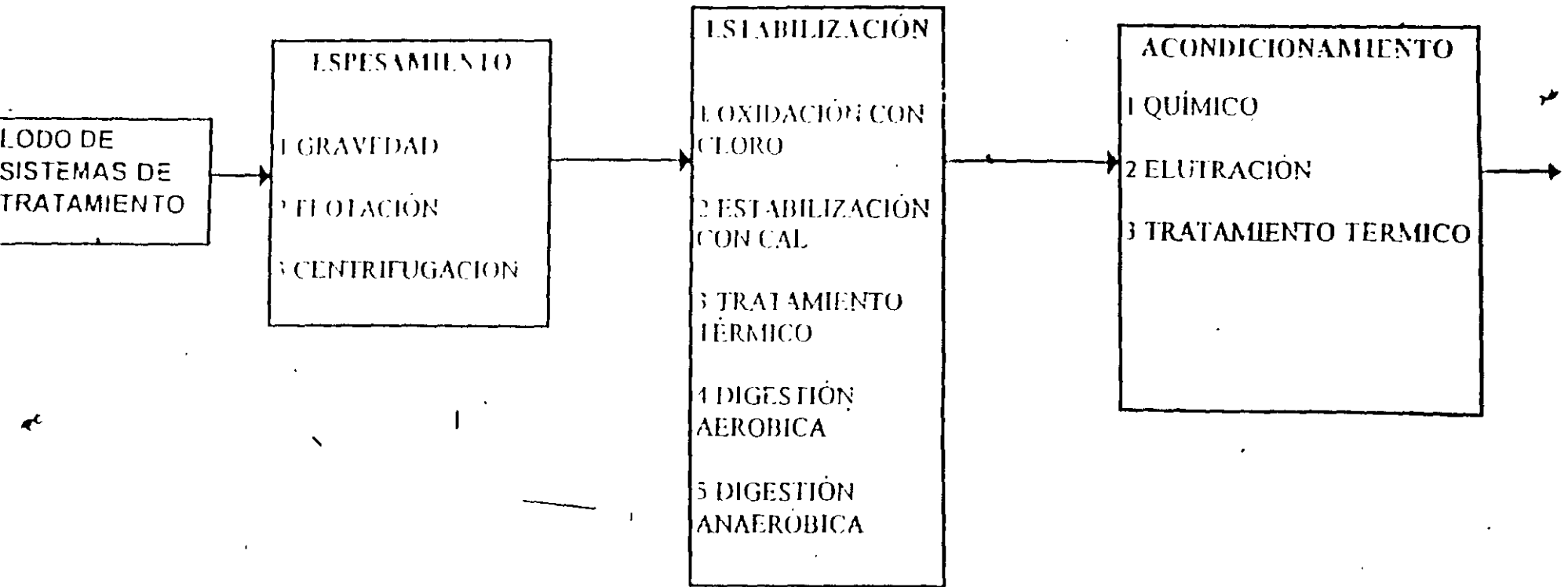
PROCESOS BIOLÓGICOS.

OXIDAN LA MATERIA ORGÁNICA POR MEDIO DE REACCIONES BIOQUÍMICAS.

PROCESOS TÉRMICOS.

SE APLICA ENERGÍA PARA DESHIDRATAR, DESTRUIR O REDUCIR LA TOXICIDAD DE LOS LODOS.

ALTERNATIVAS DE OPERACIONES Y PROCESOS PARA TRATAMIENTO Y DISPOSICIÓN DE LODOS



PROCESOS FÍSICOS

REDUCEN EL VOLUMEN Y PESO DEL LODO. GENERALMENTE REQUIEREN DE UN ACONDICIONAMIENTO QUÍMICO PARA FACILITAR EL PROCESO DE DESHIDRATACIÓN.

LA DESHIDRATACIÓN DE LODOS PUEDE REALIZARSE EN DOS ETAPAS:

ESPEZAMIENTO DEL LODO. INCREMENTA LA CONCENTRACIÓN DE SÓLIDOS A UN 5 - 10%.

DESHIDRATACIÓN. ESTA SEGUNDA ETAPA SE REALIZA POR MEDIO DE EQUIPO MECÁNICO, SE PUEDEN OBTENER LODOS ENTRE 10-60% DE SÓLIDOS.

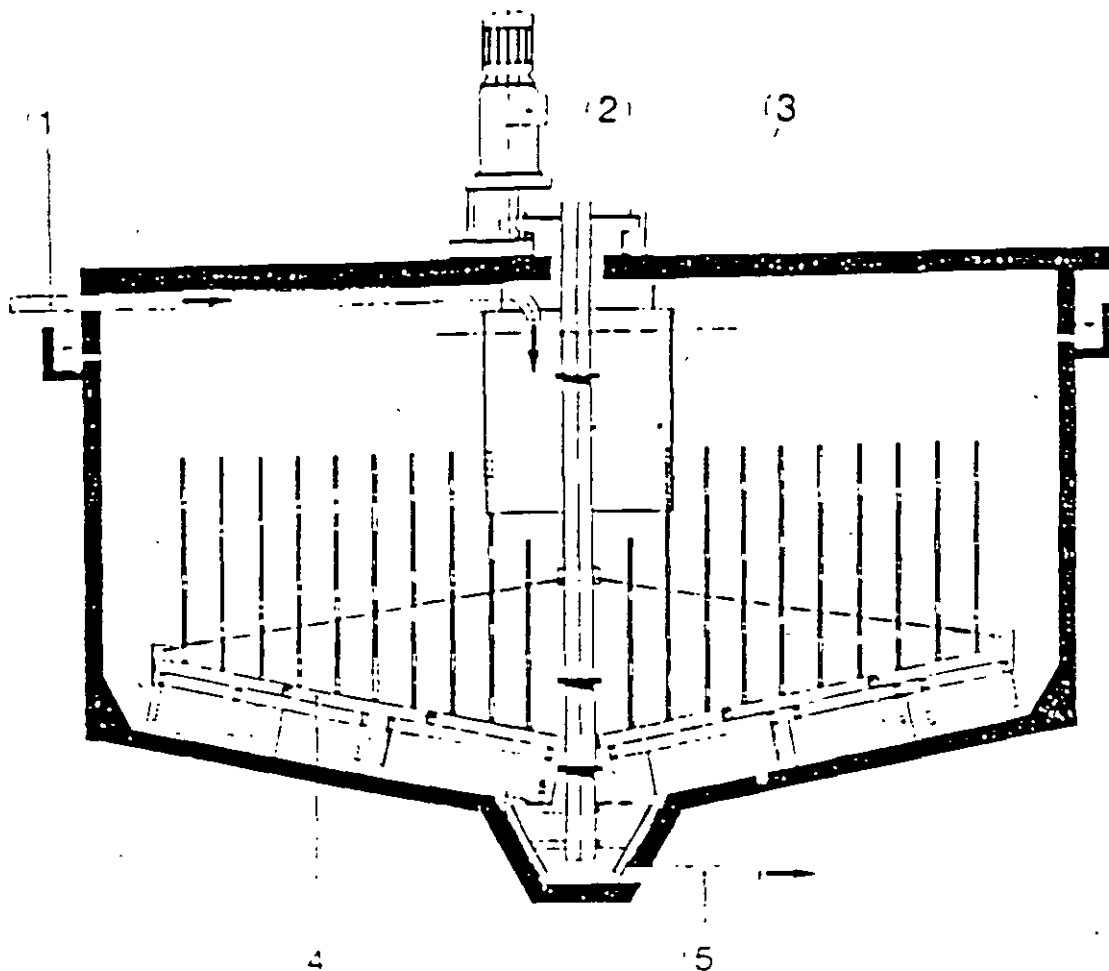
EQUIPO UTILIZADO:

ESPEZADOR POR GRAVEDAD

CONSISTE EN UN TANQUE CON UN MECANISMO ROTATORIO DE BAJA VELOCIDAD QUE AL HACER CONTACTO CON LAS PARTÍCULAS DEL LODO INCREMENTA LA SEDIMENTACIÓN Y COMPACTACIÓN. SE OBTIENE UNA SOLUCIÓN CONCENTRADA DE LODO EN EL FONDO DEL TANQUE Y UN SOBRENADANTE QUE SE REGRESA A LA PLANTA DE TRATAMIENTO

VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL ESPEZADOR POR GRAVEDAD

VENTAJAS	DESVENTAJAS
MAYOR CAPACIDAD DE ALMACENAMIENTO DE LODOS	MAYOR ÁREA REQUERIDA
OPERACIÓN SENCILLA	PRODUCCIÓN DE OLOR
BAJOS COSTOS DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO	EN ALGUNOS LODOS DIFÍCIL SEPARACIÓN SÓLIDO LÍQUIDO



- 1 - Alimentación
 2 - Grupo motorreductor de eje
 3 - Campana de repartición
 4 - Brazo rascador
 5 - Salida de tangos espesados

Espeador de lodos. Eje central

CRITERIOS DE DISEÑO

Tipo de Lodo	Porcentaje de Sólidos		Carga de Sólidos	
	No esp.	Esp.	ld/día-pie ²	Kg/día-m ²
Lodos separados:				
Primarios	2.5-3.5	8-10	20-30	97.7-146.5
Filt. Percoladores	4-7	7-9	8-10	39.1-48.8
Aeración	2-4	4.3-7.9	7-18	34.2-87.9
Activados	0.5-1.2	2.5-3.3	4-8	19.5-39.1
Lodos combinados:				
Prim.- Percoladores	3-6	7-9	10-20	48.8-97.7
Prim.- Aeración	1-4	8.3-11.6	12-20	58.6-97.7
Prim.- Activados	2.5-3.8	4-5	6-16	29.3-78.1

CRITERIOS DE DISEÑO PARA ESPESADORES POR GRAVEDAD

TIPO DE LODO	AFLUENTE % DE CONCENTRACION DE LODOS	LODOS ESPESADOS % DE CONCENTRACION DE LODOS	CARGA HIDRAULICA M ³ /M ² /D	CARGA DE SOLIDOS Kg/M ² /D	% CAPTURA DE SOLIDOS	EFLUENTE SST mg/L
PRIMARIO	10 - 70	50 - 100	240 - 330	90 - 144	85 - 98	300 - 1.000
FILTROS BIOLÓGICOS	10 - 40	20 - 60	2.0 - 5.0	25 - 50	80 - 92	200 - 1.000
LODOS ACTIV	0.2 - 1.5	20 - 40	2.0 - 4.0	100 - 35	60 - 85	200 - 1.000
PRIM+LA	0.5 - 2.0	40 - 50	4.0 - 10.0	25 - 80	85 - 92	300 - 800

ESPESAMIENTO POR FLOTACIÓN

LA FLOTACIÓN CON AIRE DISUELTTO ES COMUNMENTE UTILIZADA EN EL ESPESAMIENTO DE LODOS ACTIVADOS.

EN ESTE PROCESO UNA PORCIÓN DE EFLUENTE SE PRESURIZA Y SE AIREA HASTA UNA CONCENTRACIÓN DE 70 A 80% DE SATURACIÓN. EL LÍQUIDO PRESURIZADO SE MEZCLA CON EL INFLUENTE DE LA CORRIENTE DE LODO Y SE LIBERA A LA ATMÓSFERA EN EL TANQUE DE FLOTACIÓN. LAS PARTÍCULAS DE AIRE PERMITEN LA FLOCULACIÓN DEL LODO ELEVÁNDOLO A LA SUPERFICIE, DONDE SE SEPARA.

VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL ESPESADOR POR FLOTACIÓN

VENTAJAS

MEJOR SEPARACIÓN SÓLIDO LÍQUIDO QUE EL ESPESADOR POR GRAVEDAD

MAYOR CONCENTRACIÓN DE SÓLIDOS Y MENOS ÁREA QUE EL DE GRAVEDAD

PUEDE REMOVER ARENAS Y GRASAS

DESVENTAJAS

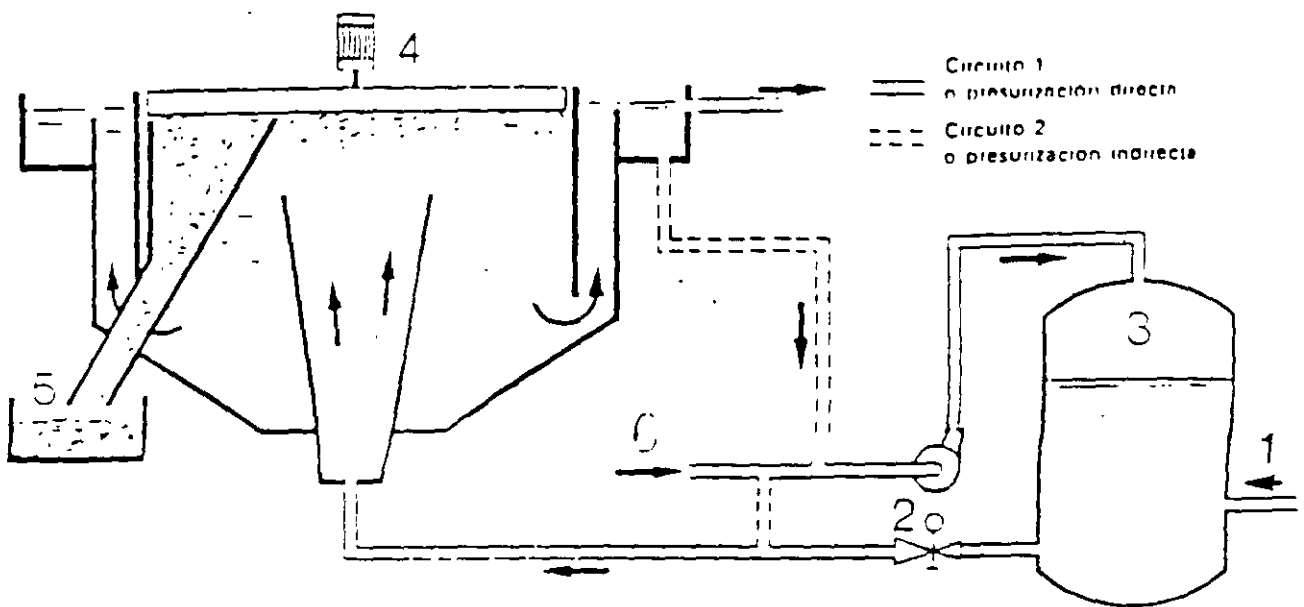
MAYORES COSTOS DE OPERACIÓN QUE EL DE GRAVEDAD

POCA CAPACIDAD DE ALMACENAMIENTO

MENOR CONCENTRACIÓN DE LODOS QUE CON CENTRÍFUGAS.

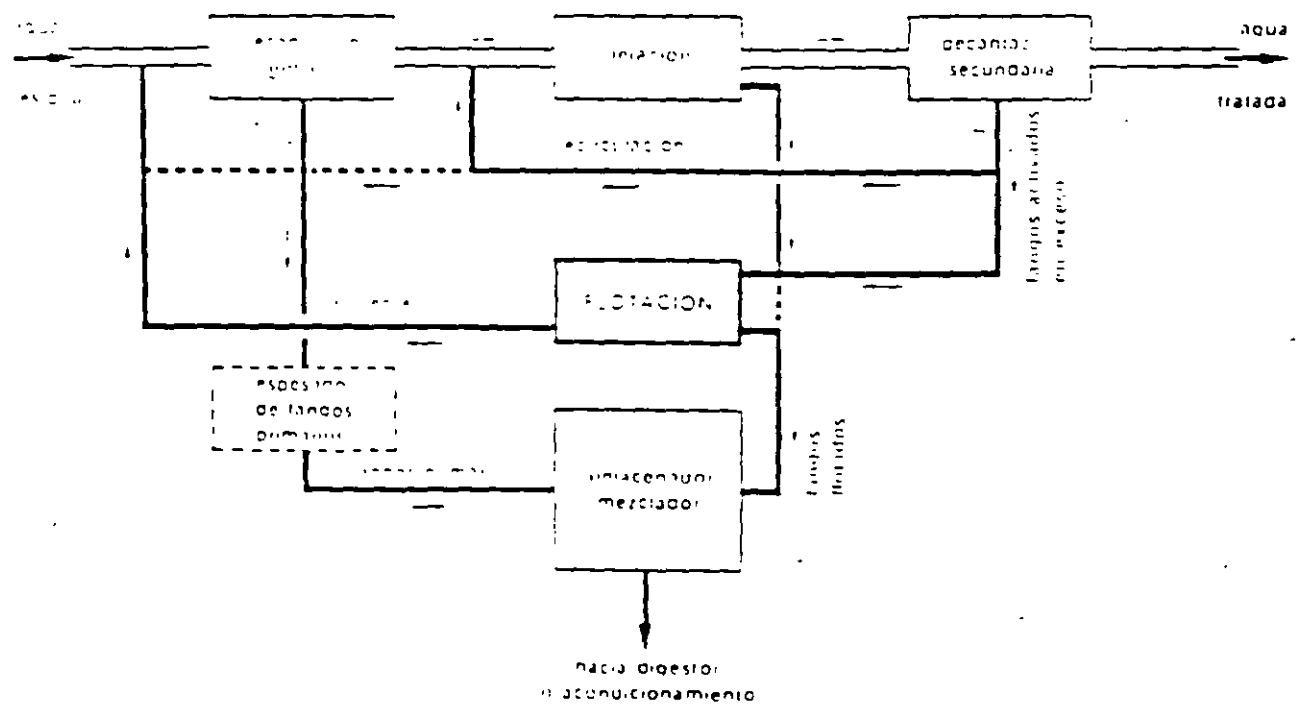
CRITERIOS DE DISEÑO

CARGA DE SÓLIDOS	0.6 - 1.25 LIB/PIE ² /H HASTA 2.5 CON FLOCULANTES
CARGA HIDRÁULICA	0.79 - 4.0 GAL/MIN/PIE ²
PRESIÓN DEL SISTEMA	40 - 80 PSIG



- 1 - Aire comprimido
- 2 - Expansión
- 3 - Balón de saturación
- 4 - Flotador
- 5 - Fangos espesados
- 6 - Fangos a espesar

- Principio de espesamiento de fangos por flotación



- Espesamiento por flotación de fangos activados urbanos

ESPEPAMIENTO POR CENTRÍFUGAS

SE EMPLEAN TANTO EN EL ESPEPAMIENTO COMO EN LA DESHIDRATACIÓN DE LODOS.

EN ESTE PROCESO EL LODO SE INTRODUCE EN UN RECIPIENTE ROTATORIO. LA FUERZA CENTRÍFUGA EMPUJA LA MATERIA SÓLIDA HACIA LAS PAREDES DEL RECIPIENTE. ES UN PROCESO DONDE SE MULTIPLICA EL ESPEPAMIENTO POR GRAVEDAD.

TIPOS DE CENTRÍFUGAS MÁS UTILIZADAS.

CENTRÍFUGAS DE CANASTA
CENTRÍFUGAS DE DISCOS

VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LA CENTRÍFUGA DE DISCOS

VENTAJAS

PRODUCCIÓN DE EFLUENTES CLARIFICADOS SIN QUÍMICOS

CAPACIDAD DE MANEJAR GRANDES CANTIDADES DE LODO EN UN PEQUEÑO ESPACIO

NO PRODUCE CLOR

DESVENTAJAS

PUEDE USARSE SOLAMENTE PARA PARTÍCULAS DE 400 MICRAS O MENOS.

REQUIERE PRETRATAMIENTO Y DESARENADO

PERSONAL ESPECIALIZADO PARA OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO.

VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LA CENTRÍFUGA DE CANASTA

VENTAJAS

PUEDE UTILIZARSE PARA ESPEPAMIENTO O DESHIDRATACIÓN

FLEXIBILIDAD PARA CONSEGUIR CONDICIONES DEL PROCESO

MENORES COSTOS DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DE TODAS LAS CENTRÍFUGAS.

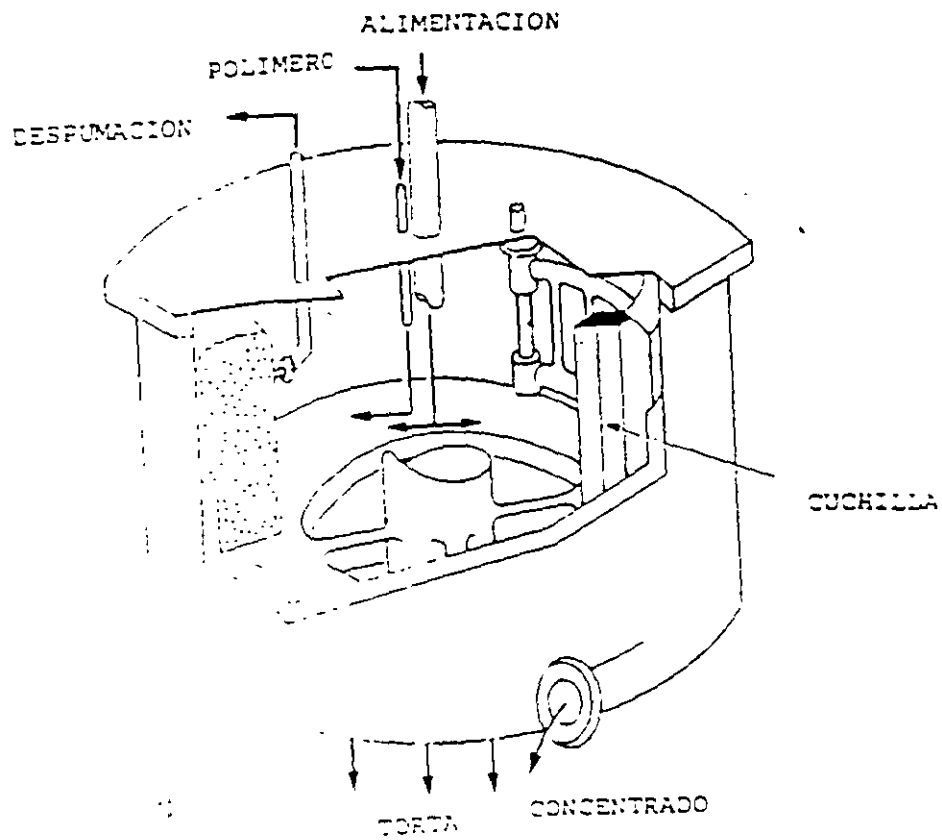
EXCELENTE ESPEPADOR DE LODOS

DESVENTAJAS

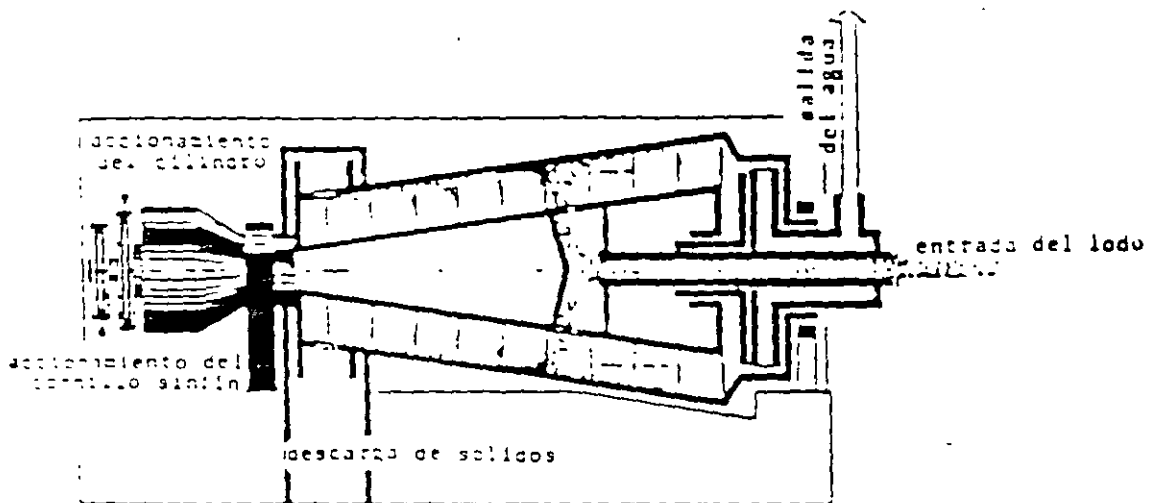
OPERACIÓN INTERMITENTE

REQUIERE ESTRUCTURA DE SOPORTE ESPECIAL

MAYOR RELACIÓN COSTO DE CAPITAL - CAPACIDAD



ESQUEMA GENERAL DE UNA CENTRIFUGA DE CANASTA



Esquema de un decantador centrífugo

LECHOS DE SECADO

SE UTILIZAN PARA DESHIDRATAR LODO DIGERIDO (ESTABILIZADO BIOLÓGICAMENTE O QUÍMICAMENTE)

EL LODO SE APLICA SOBRE LECHOS DE ARENA Y GRAVA Y LA DESHIDRATACIÓN OCURRE POR EVAPORACIÓN Y PERCOLACIÓN

LECHO DE ARENA 10 - 30 CMS

LECHO DE GRAVA 25 - 50 CMS

ESPESOR DEL LODO 20 - 30 CMS

VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS LECHOS DE SECADO

VENTAJAS

COSTO DE INVERSIÓN BAJO SI HAY TERRENO DISPONIBLE

MÍNIMO DE OPERACIÓN

BAJO CONSUMO DE ENERGÍA

NO AFECTA LA VARIACIÓN EN LAS CARACTERÍSTICAS DEL LODO.

NO REQUIERE PRODUCTOS QUÍMICOS

ALTO CONTENIDO DE LODOS EN LA TORTA RESULTANTE.

DESVENTAJAS

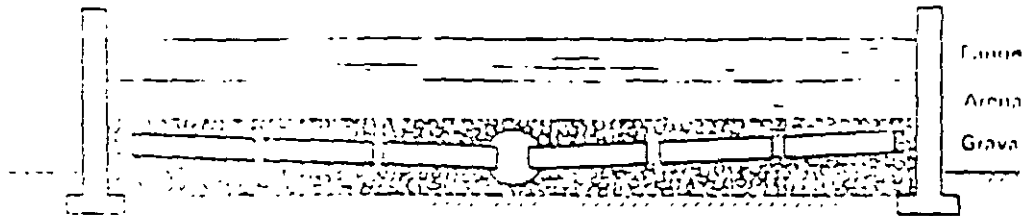
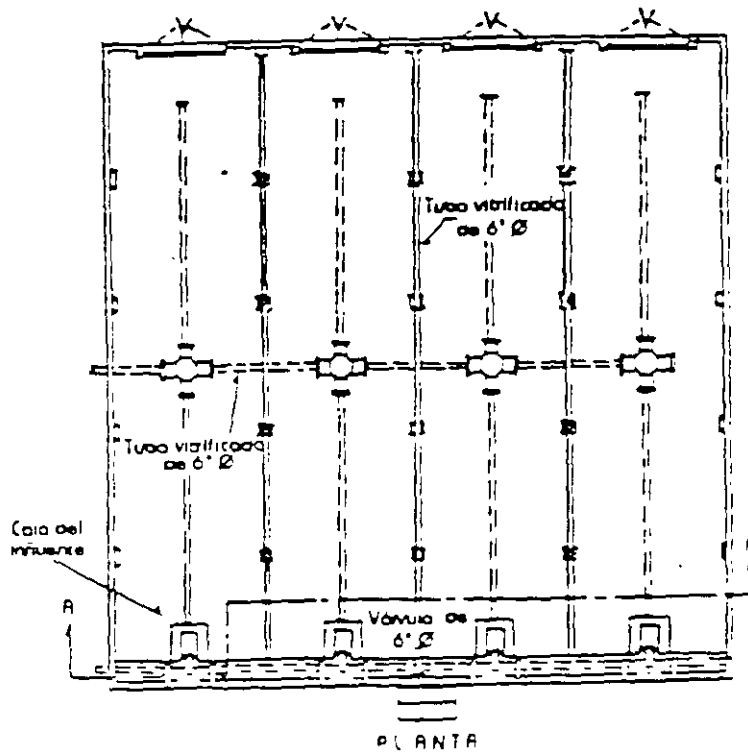
REQUIERE DE MAYOR ÁREA QUE LOS MÉTODOS MECÁNICOS

FALTA DE BASES PARA UN DISEÑO DE INGENIERÍA ADECUADO

LODO ESTABILIZADO PARA EVITAR OLORES

SISTEMA AFECTADO POR CONDICIONES CLIMATOLÓGICAS

LA REMOCIÓN DE LODOS REQUIERE DE LABOR INTENSA



Sección de la planta de sólidos

Concepto		Lecnos Abiertos	Lecnos Cerrados
Área Requerida:			
Lecnos primarios digeridos	[pies ² /capita]	1.0-1.5	0.75-1.0
	[m ² /capita]	0.09-0.14	0.07-0.09
Lecnos primarios y activados	[pies ² /capita]	1.75-2.5	1.25-1.5
	[m ² /capita]	0.16-0.23	0.12-0.14
Lecnos precipitados con aluminio o fierro	[pies ² /capita]	2.0-2.5	1.25-1.5
	[m ² /capita]	0.19-0.23	0.12-0.14
Carga de Sólidos	[lb/pie ² -año]	10-28	12-40
	[Kg/m ² -año]	48.8-136.7	55.6-195.3

LAGUNAS DE SECADO

SE UTILIZAN PARA LA DESHIDRATACIÓN NATURAL DEL LODO

SE REQUIERE QUE LOS LODOS ESTÉN ESTABILIZADOS, NO SE RECOMIENDA PARA LODOS ESTABILIZADOS CON CAL O QUE TENGAN SOBRENADANTES DE ALTA CONCENTRACIÓN QUE PUEDAN CAUSAR PROBLEMAS DE OLOR.

EL RENDIMIENTO DEPENDE DEL CLIMA, LA PRECIPITACIÓN Y LA TEMPERATURA.

LAS LAGUNA ESTÁN CONSTITUIDAS POR PAREDES SOPORTADAS POR DIQUES DE 0.7 A 1.4 M DE ALTURA FORMANDO UNA SUPERFICIE RECTANGULAR CON SUELO IMPERMEABLE

OPERACIÓN DE UNA LAGUNA DE LODOS

EL LODO SE APLICA EN CAPAS DE 0.7 A 1.4 M.

EL SOBRENADANTE SE RETIRA EN FORMA CONTINUA O INTERMITENTE Y SE REGRESA AL SISTEMA DE TRATAMIENTO.

SE LLENA LA LAGUNA CON LA PROFUNDIDAD DE LODO DESEADA Y SE PERMITE LA DESHIDRATACIÓN. SE REQUIERE DE 3 A 12 MESES PARA ALCANZAR ENTRE UN 20 A 40% DE SÓLIDOS EN EL LODO.

EL LODO DESHIDRATADO SE RETIRA POR MEDIO DE EQUIPO MECÁNICO

SE DEJA LA LAGUNA POR 3 A 6 MESES SIN ADICIONAR LODOS

SE REPITE EL CICLO.

VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LAS LAGUNAS DE SECADO

VENTAJAS

BAJO CONSUMO DE
ENERGÍA

NO REQUIERE ADICIÓN
DE QUÍMICOS

ESTABILIZACIÓN
ADICIONAL DE MATERIA
ORGÁNICA

BAJOS COSTOS DE
OPERACIÓN Y
MANTENIMIENTO

BAJOS COSTOS DE CAPITAL SI
EXISTE EL TERRENO DISPONIBLE

DESVENTAJAS

GENERACIÓN DE
OLORES

POSIBLE FUENTE DE
CONTAMINACIÓN DE AGUA
SUPERFICIAL Y SUBTERRÁNEA

PROBLEMAS DE VECTORES,
MOSCAS Y MOSQUITOS

REQUIEREN GRAN
EXTENSIÓN DE TIERRA

FILTRACIÓN AL VACÍO

PRODUCE UNA MASA DE LODOS CON 15 - 35% DE SÓLIDOS

EL EQUIPO CONSISTE EN UN TAMBOR HORIZONTAL CUBIERTO CON UN MEDIO FILTRANTE. UNA CUARTA PARTE DEL TAMBOR SE SUMERGE EN EL LODO. CONFORME EL TAMBOR GIRA, EL VACÍO APLICADO EN LA PARTE INTERNA DEL MEDIO FILTRANTE DESHIDRATA EL LODO Y MANTIENE UNA CAPA DE ÉSTE EN EL TAMBOR. SE CONTINÚA APLICANDO EL VACÍO CONFORME EL LODO ES RETIRADO DEL FILTRO.

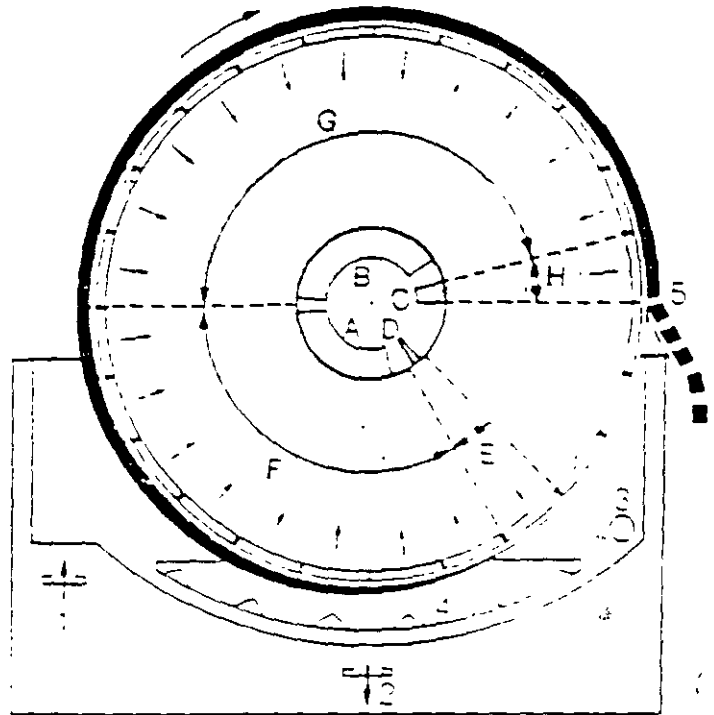
EL LODO REQUIERE ACONDICIONAMIENTO QUÍMICO PARA OBTENER ALTAS EFICIENCIAS

EFICIENCIA DEL PROCESO:

REMOCIÓN DE SÓLIDOS	85 A 99%
HUMEDAD DEL LODO	60 A 90%

Filtración al vacío

- 1 - Alimentación
 - 2 - Vaciado
 - 3 - Reboso
 - 4 - Rastrillo de agitación
 - 5 - Descarga por cuchilla raspadora
-
- E - Lavado de la torta
 - F - Zona de filtración
 - G - Zona de escurrido
 - H - Desprendimiento de la torta
-
- A - B Sectores a vacío
 - C - D Sectores a presión
-
- F₁ - 0.30 — Píndice de eficiencia de la zona de filtración a vacío



CRITERIOS DE DISEÑO

Filtración al vacío		
Tipo de Lodos	lb/h-pie ²	Kg/h-m ²
Rendimiento		
Sólidos frescos		
Lodos primarios	4-10	19.5-58.6
Lodos prim. - filtros percoladores	4-8	19.5-39.1
Lodos primarios - activados	4-5	19.5-24.4
Lodos solamente activados	2.5-3.5	12.2-17.1
Sólidos digeridos:		
Lodos primarios	4-8	19.5-39.1
Lodos prim. - filtros percoladores	4-5	19.5-24.4
Lodos primarios - activados	4-5	19.5-24.4
Carga de sólidos (base seca)		
Lodos primarios	7-15	34.2-73.2
Lodos primarios digeridos	4-7	19.5-34.2
Lodos recelados digeridos	3.5-5	17.1-24.4

La carga de sólidos esta en función de la concentración de los lodos, subsiguientemente de los requerimientos del proceso y del acondicionamiento químico.

VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS FILTROS DE VACÍO

VENTAJAS

NO REQUIERE PERSONAL
ESPECIALIZADO

POCO MANTENIMIENTO
PARA OPERACIONES
CONTINUAS

FILTRADO CON BAJA
CANTIDAD DE SÓLIDOS
SUSPENDIDOS

DESVENTAJAS

MAYOR CONSUMO DE ENERGÍA
POR UNIDAD DE LODO
DESHIDRATADO

REQUIERE SUPERVISIÓN
CONTINUA DE LA OPERACIÓN

EL EQUIPO AUXILIAR
(BOMBAS DE VACÍO)
ES MUY RUIDOSO

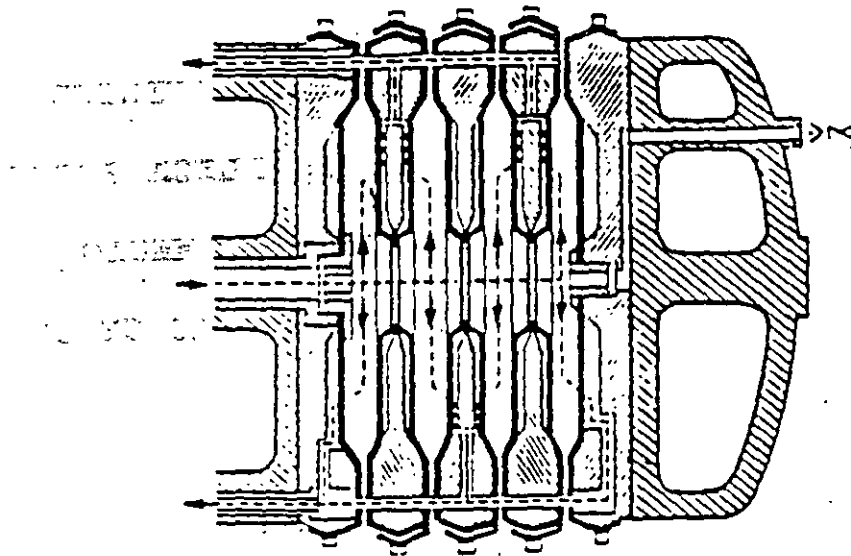
FILTRACIÓN A PRESIÓN

EL LODO DESPUÉS DE ACONDICIONAMIENTO QUÍMICO SE BOMBEA ENTRE DOS PLACAS, DONDE SE APLICA PRESIÓN. ESTO FUERZA AL LÍQUIDO A PASAR POR EL MEDIO FILTRANTE Y SALIR DEL FILTRO, LAS PLACAS SE SEPARAN Y EL LODO SE REMUEVE.

PRESIÓN DE OPERACIÓN	60 A 80 PSI
ESPEJOR DEL LODO	2.5 A 4 CMS
CONTENIDO DE HUMEDAD	45 A 55%

VENTAJAS Y DESVENTAJAS

VENTAJAS	DESVENTAJAS
PRODUCE LA MAYOR	OPERACIÓN DISCONTINUA
CONCENTRACIÓN DE	ALTOS COSTOS OPERACIÓN
SÓLIDOS EN	ALTOS COSTOS INVERSIÓN
LODO	SOPORTES ESPECIALES
	REQUIERE GRANDES
	ÁREAS



Esquema simplificado de un filtro-prensa

Filtración a Presión

Volúmen de cámara [pies ³ /camara]	0.75-2.8
[m ³ /camara]	0.21-0.79
Area de filtro [pies ² /camara]	14.5-45
[m ² /camara]	1.35-4.18
Número de cámaras	hasta 100
Espesor de la masa de lodos [pulg.]	1-1.5
[cm]	2.54-3.81
Flujo de lodos de alimentación (base seca) [lb/ciclo-pies ²]	2
[kg/ciclo-m ²]	9.8

FILTRO PRENSA DE BANDAS

EL FILTRO PRENSA DE BANDAS ES MUY UTILIZADO ACTUALMENTE. ESTAS UNIDADES DESHIDRATAN EL LODO AL PASAR ENTRE DOS BANDAS MÓVILES. LA MAYORÍA DE LOS MODELOS INCLUYEN UNA ZONA DE DRENAJE POR GRAVEDAD, UNA ZONA DE PRESIÓN Y UNA ZONA DE CORTE.

LOS PRINCIPALES PARÁMETROS QUE DEBEN CONSIDERARSE PARA EL DISEÑO SON: TIPO Y CANTIDAD DE LOS ACONDICIONADORES QUÍMICOS, VELOCIDAD DE LA BANDA, ANCHO DE LA BANDA Y PRESIÓN

VENTAJAS Y DESVENTAJAS

VENTAJAS

DEPENDIENDO DE LA PRESIÓN PRODUCEN LODOS MUY SECOS

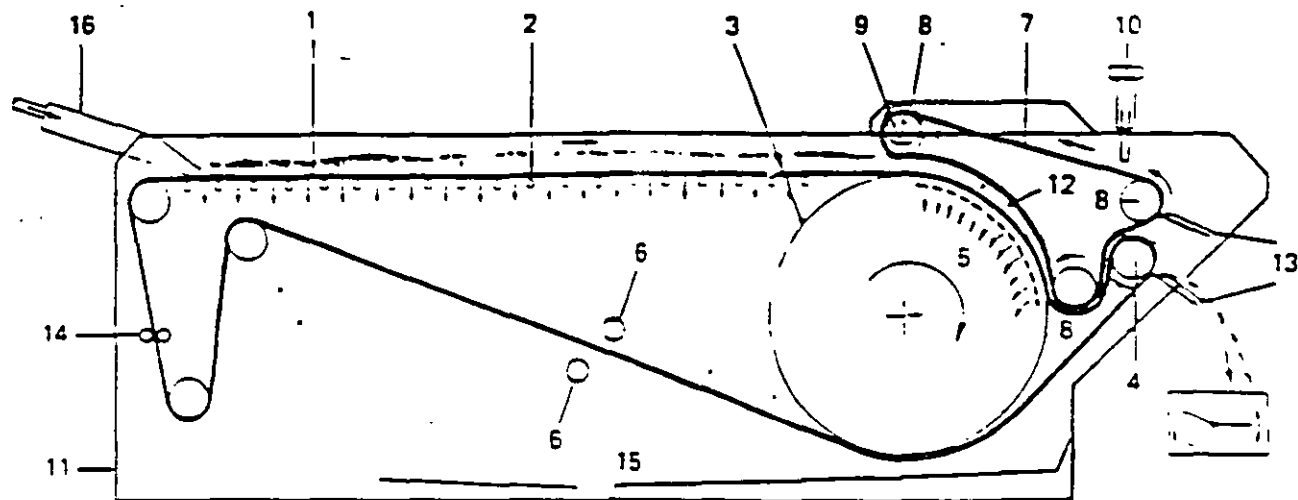
BAJO CONSUMO DE ENERGÍA

DESVENTAJAS

SENSIBLES A CAMBIOS EN LAS CARACTERÍSTICAS DEL LODO

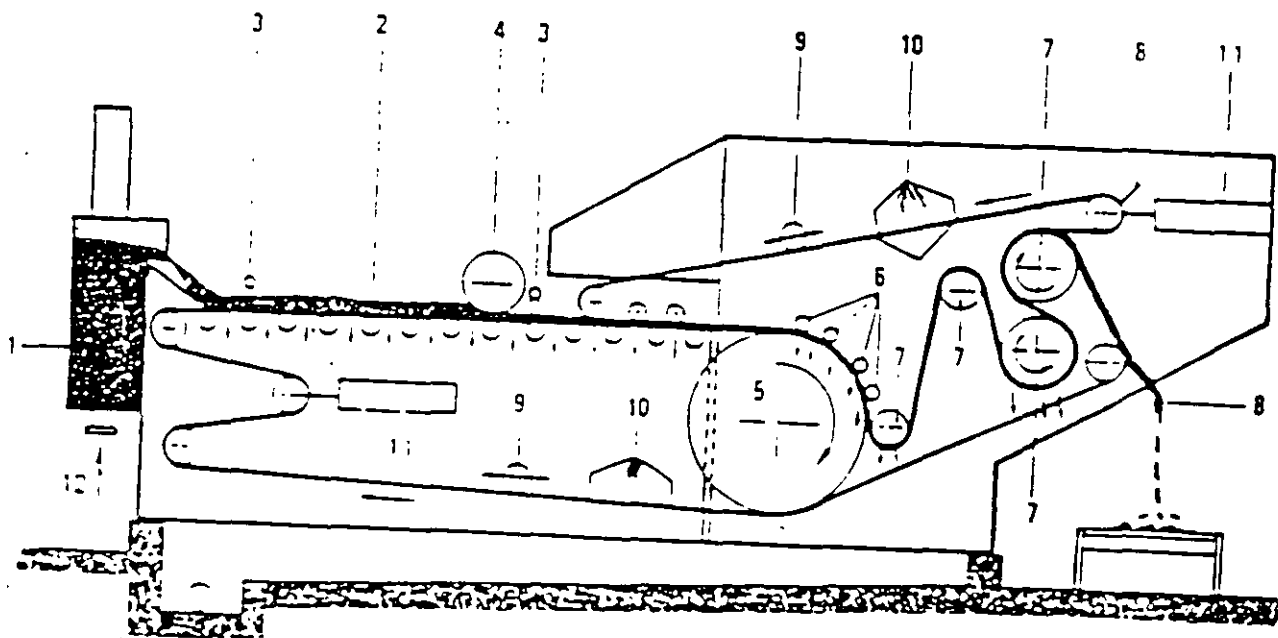
OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO CONTINUA

Filtración con bandas prensadoras



- | | |
|-------------------------------|--|
| 1 - Banda filtrante | 9 - Eje de altura regulable. |
| 2 - Rodillos soporte. | 10 - Tornillo (regulación presión) |
| 3 - Tambor de prensado. | 11 - Bancada. |
| 4 - Rodillo de salida. | 12 - Espacio (entrehierro) de prensado |
| 5 - Estrias y perforaciones. | 13 - Rasqueta. |
| 6 - Pulverizadores de lavado. | 14 - Dispositivo de guiado de tela |
| 7 - Banda prensadora. | 15 - Evacuación filtrado - lavado |
| 8 - Rodillos prensadores. | 16 - Pala de alimentación. |

— Sección esquemática del FLOCPRESS.



- | | |
|--|---|
| 1 - Mezclador-floculador | 7 - Rodillos de devolución: de diferentes diámetros, y rodillos de arrastre |
| 2 - Zona de escurrido | 8 - Rascadores |
| 3 - Peines (movibles) | 9 - Dispositivo de accionamiento neumático de centrado de las telas |
| 4 - Rodillo de impulsión (movible) | 10 - Dispositivo de lavado en recinto cerrado |
| 5 - Tambor filtrante | 11 - Tornillos neumáticos de tensado de las telas |
| 6 - Rodillos de prensado complementarios accionados por tornillos neumáticos | 12 - Inyección del polímero |

— Sección esquemática del PRESSDEG

PROCESOS QUÍMICOS

LOS PROCESOS QUÍMICOS SE UTILIZAN PARA MODIFICAR LAS PROPIEDADES DEL LODO PARA LOS TRATAMIENTOS SUBSECUENTES, POR EJEMPLO, EL ACONDICIONAMIENTO, O PARA REDUCIR O INMOVILIZAR LOS COMPUESTOS TÓXICOS

ACONDICIONAMIENTO QUÍMICO

EL ACONDICIONAMIENTO QUÍMICO ES NECESARIO EN LA MAYORÍA DE LOS LODOS PARA HACER MÁS EFECTIVO Y ECONÓMICO EL ESPESAMIENTO Y LA DESHIDRATACIÓN.

LOS ACONDICIONADORES QUÍMICOS MÁS UTILIZADOS SON: CAL, CLORURO O SULFATO FÉRRICO, SALES DE ALUMINIO, CARBONATO DE SODIO Y POLIELECTROLITOS.

LA ADICIÓN DE ESTOS COMPUESTOS AL LODO FAVORECE LA DESESTABILIZACIÓN DE COLOIDES POR COAGULACIÓN Y LA FORMACIÓN DE FLÓCULOS AYUDANDO A LA DESHIDRATACIÓN

LAS PRUEBAS DE RESISTENCIA ESPECÍFICA AYUDAN A OPTIMIZAR EL ACONDICIONAMIENTO QUÍMICO.

NEUTRALIZACIÓN

LA NEUTRALIZACIÓN DEL LODO PUEDE REDUCIR LAS DOSIS DE ACONDICIONADORES O DISMINUIR LA LIXIVIACIÓN DE ALGUNOS CONTAMINANTES. LOS AGENTES NEUTRALIZANTES MÁS UTILIZADOS SON: SOLUCIONES DE CAL, HIDRÓXIDO DE SODIO, ÁCIDO SULFÚRICO, ETC.

EXTRACCIÓN

SE UTILIZA PARA EXTRAER ALGUNOS COMPONENTES DEL LODO UTILIZANDO SOLVENTES EN LOS CUALES SON BASTANTE SOLUBLES.

EXISTEN MUCHOS PROCESOS DE EXTRACCIÓN UTILIZADOS EN LA INDUSTRIA QUE ACTUALMENTE EMPIEZAN A USARSE EN EL TRATAMIENTO DE LODOS INDUSTRIALES.

LA ELUTRIACIÓN ES UN PROCESO QUE SE USA EN PLANTAS DE TRATAMIENTO MUNICIPALES PARA EXTRAER EL EXCESO DE ALCALINIDAD DE LODOS BIOLÓGICOS DIGERIDOS ANAERÓBICAMENTE.

OXIDACIÓN - REDUCCIÓN

SE UTILIZA PARA DESTRUIR CONSTITUYENTES TÓXICOS DEL ALGUNOS LODOS Y CONVERTIRLOS A FORMAS MENOS TÓXICAS.

A BAJO pH LA ADICIÓN DE DIÓXIDO DE AZUFRE PUEDE REDUCIR EL Cr^{+6} A UNA FORMA MENOS TÓXICA Cr^{+3} .

EL BOROHIDRATO DE SODIO PUEDE UTILIZARSE PARA REDUCIR OTROS METALES TALES COMO EL MERCURIO Y LA PLATA A FORMAS ELEMENTALES, PARA RECUPERACIÓN.

ESTABILIZACIÓN CON CAL

LA ESTABILIZACIÓN SE REALIZA ADICIONANDO CAL AL LODO HASTA ALCANZAR UN pH DE 12 O MAYOR

EL ALTO pH CREA UN AMBIENTE POCO PROPICIO PARA LA SUPERVIVENCIA DE ORGANISMOS PATÓGENOS.

EL LODO NO SUFRE PUTREFACCIÓN, NI DESPRENDIMIENTO DE OLORES.

OBJETIVOS PRINCIPALES DE LA ESTABILIZACIÓN CON CAL

- REDUCIR RIESGOS A LA SALUD POR LA REDUCCIÓN DE MICROORGANISMOS PATÓGENOS
- ELIMINAR MALOS OLORES AL REDUCIR EL NÚMERO DE MICROORGANISMOS PRODUCTORES DE OLOR.

DOSIS DE CAL PARA SUBIR EL pH DE LOS LODOS

% DE SÓLIDOS EN LODOS	1%	2%	3%	4%
pH=11, DOSIS MG/L	1400	2500	3700	7200
pH=12, DOSIS MG/L	2600	4300	5000	9000

DOSIS DE CAL PARA MANTENER UN pH=11 POR 14 DÍAS

TIPO DE LODO	DOSIS (LB CaOH/TON)
PRIMARIO	200 - 300
SÉPTICO	200 - 600
BIOLÓGICO	600 - 1000
PRECIPITACIÓN DE Al	800 - 1200

REMOCIÓN DE MICROORGANISMOS CON CAL

TIPO DE LODO	BACTERIAS PATÓGENAS (organismos/100 ml)	
	SALMONELLA	COLI. FECALES
PRIMARIO CRUDO	62	8.3×10^3
PRIMARIO CON CAL	<3	5.0×10^3
LODOS ACTIVADOS	6	3.0×10^7
LODOS ACTIVADOS CON CAL	<3	1.0×10^4
SÉPTICO	6	1.0×10^7
SÉPTICO CON CAL	<3	2.6×10^2

PROCESOS BIOLÓGICOS

LA COMPOSICIÓN DE LOS LODOS Y LA PRESENCIA DE MICROORGANISMOS DIVERSOS FAVORECEN LAS TRANSFORMACIONES BIOQUÍMICAS. LA ESTABILIZACIÓN DE LOS LODOS CONSISTE EN LA ACELERACIÓN DE ESTOS PROCESOS

DIGESTIÓN AEROBIA

ES LA DESTRUCCIÓN DE LA MATERIA ORGÁNICA POR MICROORGANISMOS AEROBIOS. SE OBTIENE UN PRODUCTO ESTABLE, DE VOLUMEN BAJO Y ACONDICIONADO PARA PROCESOS POSTERIORES

EL MECANISMO PREDOMINANTE ES LA "RESPIRACIÓN ENDÓGENA". EL TEJIDO CELULAR SE OXIDA AERÓBICAMENTE A CO_2 , AGUA Y NO_3 . PROCESO EXOTÉRMICO.

70 A 80% DE MATERIAL CELULAR BIODEGRADABLE

PARÁMETROS DE DISEÑO PARA DIGESTORES AEROBIOS.

PARAMETRO	VALOR	OBSERVACIONES
Tiempo de retención de sólidos, d.		
Solo lodo activado	10 - 15	Dependiendo de la temperatura tipo de lodo, mezcla, etc. la edad del lodo puede alcanzar de 10 a 40 d
Lodo de primario mas lodos activados o lodo primario	15 - 20	
Volumen requerido, m ³ /per capita.	0.085 - 0.113	
Carga de sólidos volátiles		
Kg/m ³ *d.	0.384 - 1.600	Depende de la temperatura, tipo de lodo mezcla etc
Requerimientos de aire		
		Suficiente para mantener los sólidos en suspension y mantener un OD de 1 a 2 mg/l.
Sistema de difusores		
Solo lodo activado, m ³ /m ² *min	0.020 - 0.035	
Lodo de primario + LA m ³ /m ² *min	> 0.06	
Sistema mecanico, kw/m ²		
	0.0263 - 0.0329	
Oxigeno disuelto minimo, mg/l		
	1.0 - 2.0	
Temperatura, °C		
	> 15	Si la temperatura del lodo es menor a 15 °C se deberá adicionar tiempo de retención adicional
Porcentaje de reduccion de SSV		
	35 - 50	
Diseño del tanque.		
	Los tanques de digestion aerobica son abiertos y generalmente no requieren de equipo especial de transferencia de calor o aislamiento. Para sistemas de tratamiento pequeños 44 l/seg o menos el diseño del tanque deberá ser suficientemente flexible para que el digestor pueda funcionar como unidad de espesamiento	
Requerimientos de energia, kW por 10,000 de poblacion equivalente		
	6 - 7.5	

CARACTERÍSTICAS DEL SOBRENADANTE DE UN DIGESTOR AEROBIO.

PARAMETRO	RANGO	TIPICO
pH	5.9 - 7.7	7.0
DBO ₅	9 - 1,700	500
DBO ₅ soluble	4 - 183	51
DOO	288 - 8,140	2,600
SST	46 - 11,500	3,400
N. Kjeldahl	10 - 400	170
P. total	19 - 241	98
P. soluble	2.5 - 64.0	26

DIGESTIÓN ANAEROBIA DE LODOS

DEGRADACIÓN BIOLÓGICA DE SUSTANCIAS ORGÁNICAS
COMPLEJAS EN AUSENCIA DE OXÍGENO LIBRE

DURANTE LAS REACCIONES, SE LIBERA ENERGÍA, Y LA
MATERIA ORGÁNICA SE CONVIERTE EN METANO, DIÓXIDO DE
CARBONO Y AGUA

LA DIGESTIÓN ANAEROBIA OCURRE EN DOS FASES O ETAPAS:

- ACIDOGÉNESIS. BACTERIAS PRODUCTORAS DE ÁCIDOS
DEGRADAN LA MATERIA ORGÁNICA A ÁCIDOS VOLÁTILES

- METANOGÉNESIS. LAS BACTERIAS FORMADORAS DE METANO
CONVIERTEN LOS ÁCIDOS A METANO Y DIÓXIDO DE CARBONO

DIGESTIÓN ANAERÓBICA PUEDE SER:

DIGESTIÓN DE BAJA TASA O ESTÁNDAR

NO TIENE SISTEMA DE CALENTAMIENTO

NO TIENE SISTEMA DE MEZCLADO

ALIMENTACIÓN INTERMITENTE

TIEMPO DE RETENCIÓN DE 30-60 DÍAS

CARGA DE LODOS 0.4- 1.6 KG SSV/m₃/d

DIGESTIÓN DE ALTA TASA

CON CALENTAMIENTO A TEMPERATURA CONSTANTE 30- 38°c

COMPLETAMENTE MEZCLADO

ALIMENTACIÓN CONTINUA

TIEMPO DE RETENCIÓN 10 - 15 DÍAS

CARGA DE LODOS 1.6 - 8.0 KG SSV/m³/D

DIGESTIÓN EN DOS ETAPAS

LA DIGESTIÓN DE ALTA TASA SUELE TAMBIÉN REALIZARSE

EN DOS ETAPAS: EL PRIMER TANQUE SE USA PARA LA

DIGESTIÓN Y ESTÁ EQUIPADO CON UNIDADES DE

CALENTAMIENTO Y AGITACIÓN. EL SEGUNDO TANQUE SE

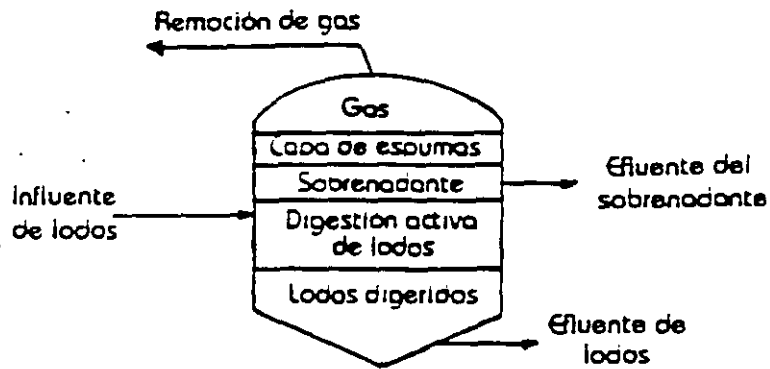
UTILIZA PARA EL ALMACENAMIENTO Y CONCENTRACIÓN DEL

LODO Digerido Y PARA LA FORMACIÓN DE UN

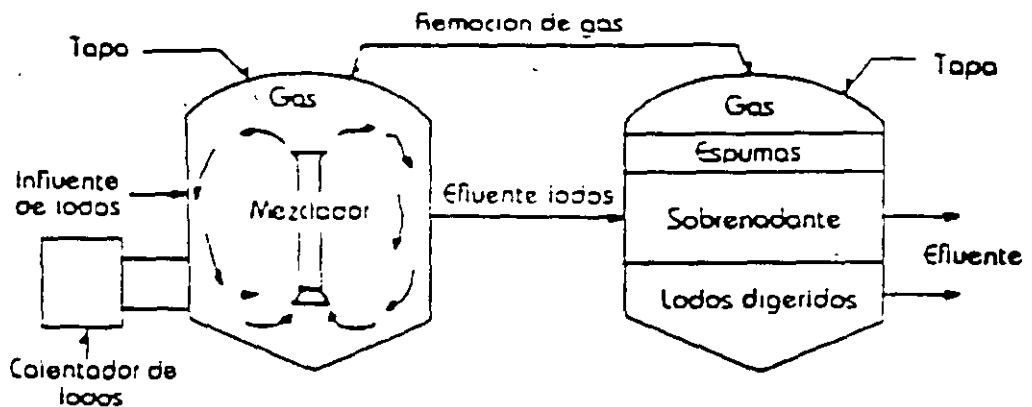
SOBRENADANTE RELATIVAMENTE CLARO. ESTA SEGUNDA

UNIDAD PUEDE TAMBIÉN SER UN TANQUE ABIERTO O UNA

LAGUNA DE LODOS



Esquema de un proceso de digestión en dos pasos



CRITERIOS TÍPICOS DE DISEÑO PARA DIGESTORES ANAEROBIOS ESTÁNDARES Y DE ALTA TASA

PARÁMETRO	TASA ESTÁNDAR	ALTA TASA
Tiempo de retención de sólidos, días	30 - 60	10 - 20
Carga de lodos, kg SV/m ² d	0.64 - 1.60	2.4 - 4.1
Criterio de volumen.		
Lodo primario, m ³ /per capita	0.03 - 0.04	0.02 - 0.03
Lodo primario + lodo de desecho de lodos activados, m ³ /per capita	0.06 - 0.08	0.02 - 0.03
Lodo primario + lodo de filtro biológico, m ³ /per capita	0.06 - 0.14	0.02 - 0.04
Alimentación de lodos concentración de sólidos % peso seco	2 - 4	4 - 6
Sólidos digeridos, concentración en el dren, % de peso seco	4 - 6	4 - 6

CARACTERÍSTICAS DEL SOBRENADANTE DE UN DIGESTOR ANAEROBIO, TRATANDO LODO PRIMARIO MÁS LODO ACTIVADO ESPESADOS.

PARÁMETRO	CONCENTRACIÓN, mg/l
Sólidos totales	3.000 - 15.000
DBO ₅	1.000 - 10.000
DCO ₅	3.000 - 30.000
Nitrogeno amoniacal como N	400 - 1.000
Fosforo como P	300 - 1.000

DIGESTION ANAEROBIA

CRITERIOS DE DISEÑO

Criterio Volumétrico	pies ³ /capita	m ³ /capita
Lodos primarios	1.3-3	0.037-0.085
Lodos prim. - fil. percoladores	2.6-5	0.074-0.142
Lodos primarios - activados	2.6-6	0.074-0.170

Tamaño de Tanques	pies	metros
Diámetro	20-115	6.1-35.1
Profundidad	25- 45	7.6-13.7
Pendiente del fondo: 1 vertical / 4 horizontal		

Carga de sólidos:	[lb/día-pie ³]	0.04 - 0.40
	[Kg/día-m ³]	0.64 - 6.41
Carga Volumétrica:	[pies ³ /cap-día]	0.038 - 0.10
	[m ³ /cap-día]	1.1E-3 - 2.8E-3
Carga de sólidos húmedos:	[lb/cap-día]	0.12 - 0.19
	[Kg/cap-día]	0.05 - .09
pH	[unidades]	6.7 - 7.6

El tiempo de retención requerido para los sólidos en el digestor a varias temperaturas para una digestión mesofílica, es el siguiente:

Temperatura:	[°F]	50	67	75	85	95
	[°C]	10	19	24	29	35
Tiempo de Retención [días]		55	40	30	25	20

EFICIENCIAS DEL PROCESO

- * Sólidos totales: 33 a 58%
- * Sólidos volátiles: 35 a 50%
- * Patógenos: 85 a menos de 100%

COMPOSTEO DE LODOS RESIDUALES

ESTABILIZACIÓN TERMOFÍLICA DE LA MATERIA ORGÁNICA, EN CONDICIONES AEROBIAS CONTROLADAS, RESULTANDO UN PRODUCTO ESTABLE EN FORMA DE HUMUS QUE PUEDE COMPETIR CON LOS ABONOS TRADICIONALES.

MÉTODOS DE COMPOSTEO

EXISTEN TRES MÉTODOS PARA COMPOSTEAR EL LODO: EN

REACTOR, CAMELLÓN Y PILA ESTÁTICA. LA DURACIÓN DEL PROCESO ES DE 8 SEMANAS Y SE REALIZA EN TRES ETAPAS PRINCIPALES:

MEZCLADO. EL LODO SE MEZCLA CON UN MATERIAL ACONDICIONADOR COMO EL BAGAZO DE CAÑA, PEDACERÍA DE MADERA, ETC, CON EL OBJETO DE DAR ESTRUCTURA Y POROSIDAD Y PERMITIR LA AERACIÓN Y AUMENTAR EL CONTENIDO DE SÓLIDOS A 40%

DIGESTIÓN. SE REALIZA POR MEDIO DE MICROORGANISMOS TERMOFÍLICOS ENTRE 55-60°C, PROVOCANDO DESTRUCCIÓN DE MICROORGANISMOS PATÓGENOS. LAS CONDICIONES AEROBIAS SE MANTIENEN CON LA INYECCIÓN DE AIRE. DURACIÓN 21 DÍAS.

CURADO. ETAPA GENERALMENTE DE 30 DÍAS, ASEGURA LA ESTABILIZACIÓN COMPLETA DE LA COMPOSTA Y LA REMOCIÓN DE OLORES.

CRIBADO. OPCIONAL. SE REALIZA PARA RECICLAR EL MATERIAL ACONDICIONADOR Y HOMOGENEIZAR EL PRODUCTO.

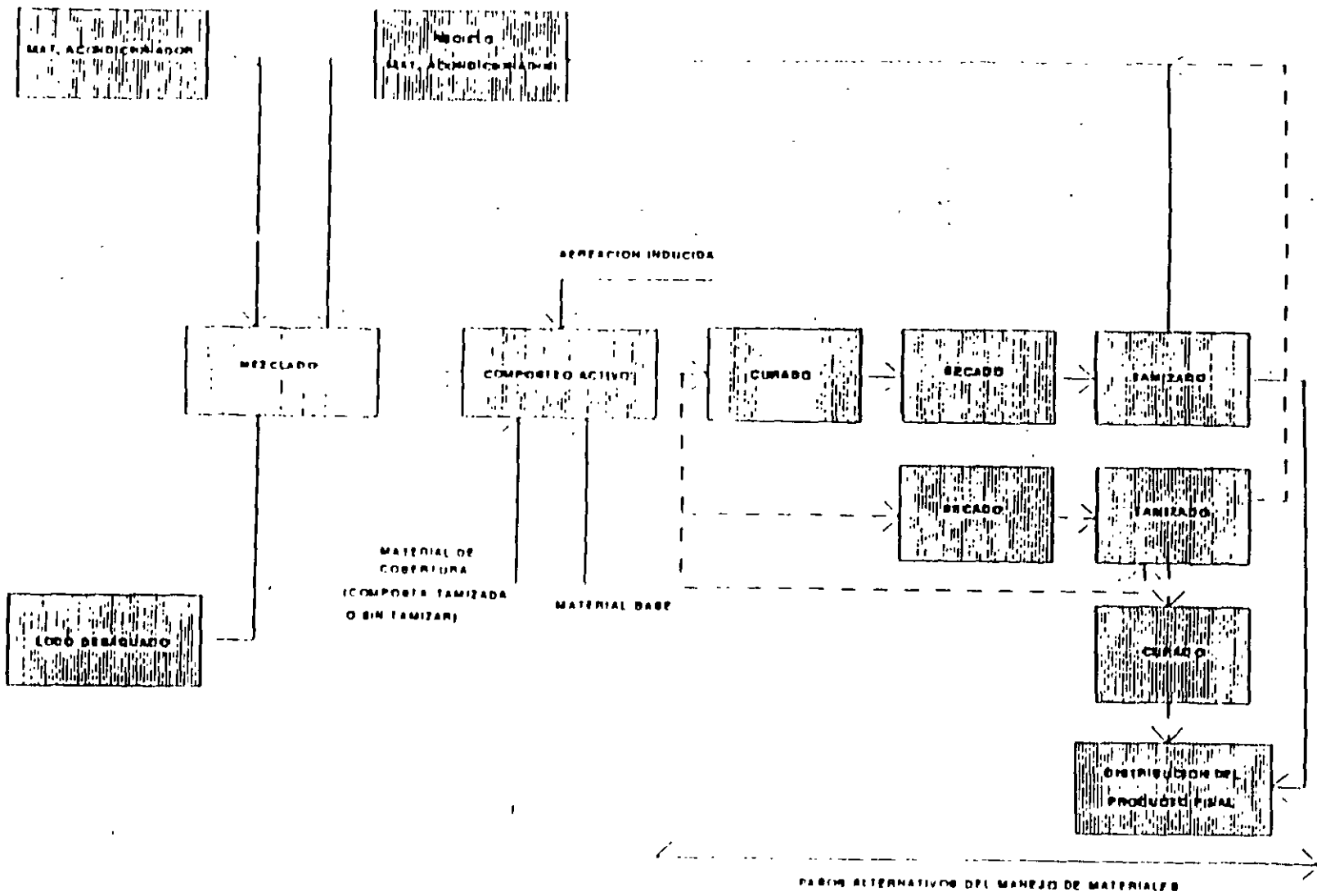
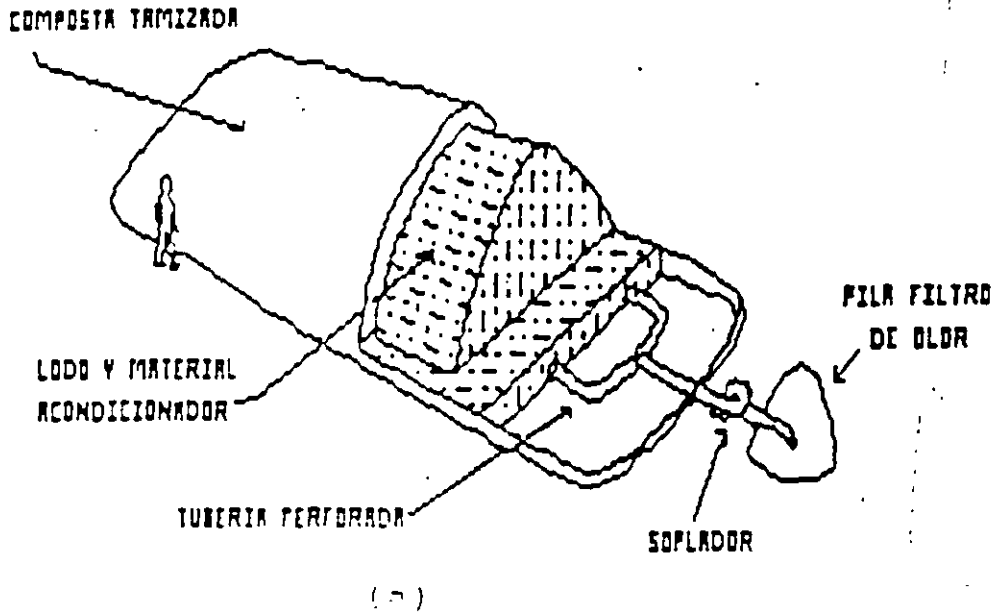
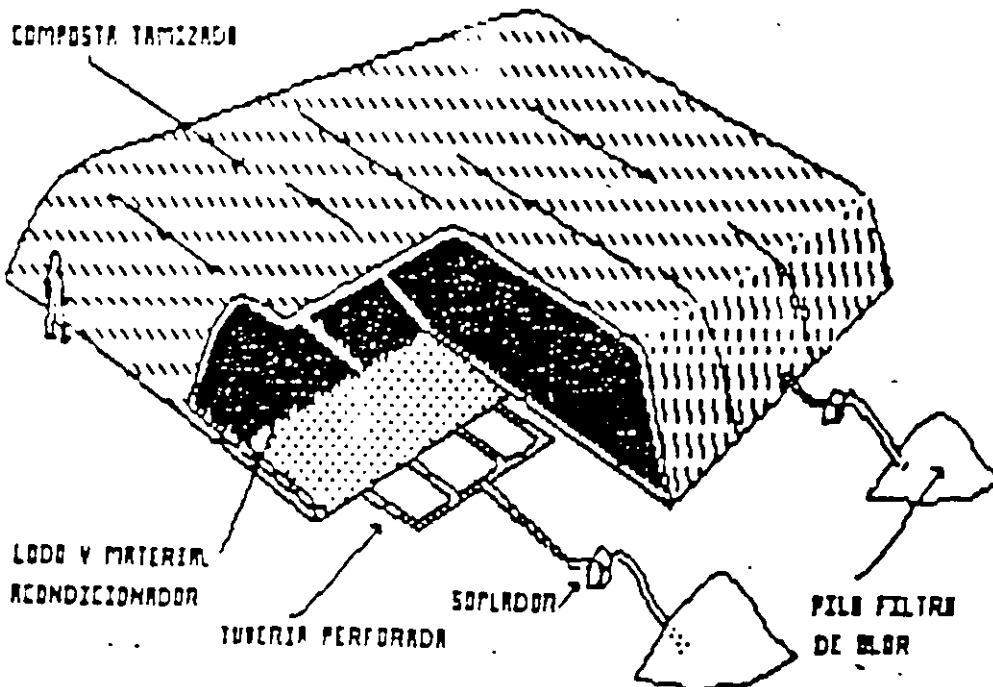


DIAGRAMA DE FLUJO DEL COMPOSTEO EN PILA ESTATICA AEREADA.

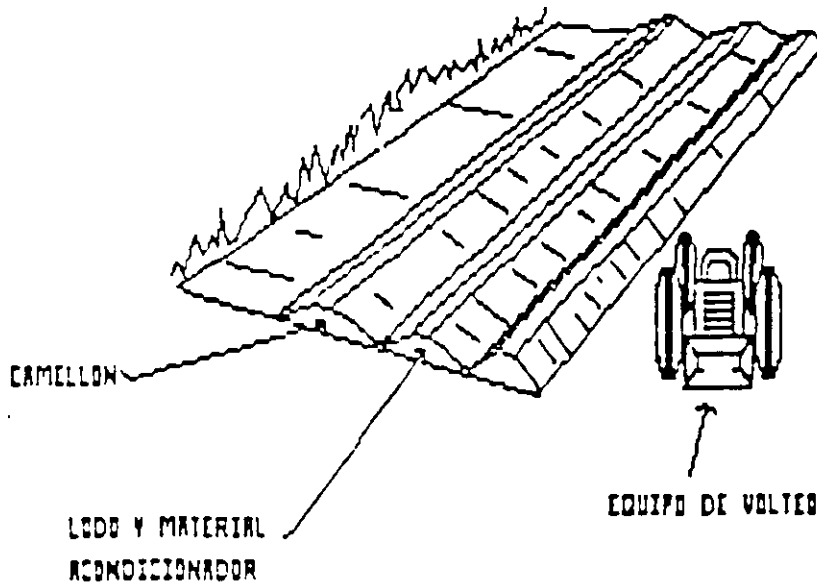
COMPOSTED EN PILA ESTATICA



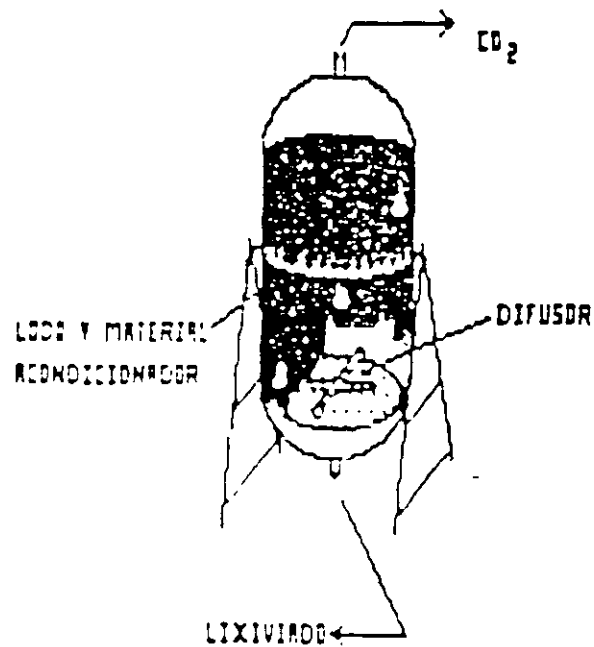
COMPOSTED EN PILA ESTATICA EXTENDIDA



COMPOSTEO EN CAMELONES



COMPOSTEO EN REACTOR



**CONTROL AGROSANITARIO PARA
EL USO DE LA COMPOSTA**

U S O S

SEGURIDAD DE LA COMPOSTA

AGRICOLA

**- SIN RIESGO PARA LA CADENA ALIMENTICIA.
SE DOSIFICA SEGUN EL TIPO DE CULTIVO Y SUELO.**

VIVEROS

**- SEGURIDAD SANITARIA PARA PRODUCTORES.
LA COMPOSTA SE MEZCLA CON SUSTRATOS ORGANICOS.**

CASERO

- SIN RIESGO PARA USUARIOS PRINCIPALMENTE NIÑOS.

SILVICOLA Y EN RECUPERACION DE SUELOS EROSIONADOS

**- APLICACION INTENSIVA, SIN PELIGRO DE CONTAMINAR LOS ECOSISTEMAS NATURALES.
SE CONTROLA EL NUMERO DE APLICACIONES.**

PROCESOS TÉRMICOS

UTILIZAN ALTAS O BAJAS CONDICIONES DE TEMPERATURA PARA DESTRUIR O REDUCIR LA TOXICIDAD DEL LODO.

LOS PROCESOS MÁS UTILIZADOS SON: LA INCINERACIÓN, VITRIFICACIÓN, OXIDACIÓN CON AIRE HÚMEDO, PIRÓLISIS, RECALCINACIÓN, COMPOSTEO POR SECADO CON CALOR Y LA CONGELACIÓN

INCINERACIÓN

ES EL QUEMADO DE LOS SÓLIDOS VOLÁTILES PRESENTES EN LOS LODOS EN PRESENCIA DE OXÍGENO, CONVIRTIENDO EL LODO EN CENIZA.

LA INCINERACIÓN SE REALIZA EN DOS ETAPAS:
SECADO DEL LODO
COMBUSTIÓN COMPLETA DE LA MATERIA ORGÁNICA.

TEMPERATURA MÍNIMA DE COMBUSTIÓN 700°C.

EXCESO DE AIRE DE 50 A 100% SOBRE LOS REQUERIMIENTOS ESTEQUIOMÉTRICOS.

COMO COMBUSTIBLE AUXILIAR SE UTILIZA EL GAS NATURAL O COMBUSTOLEO TANTO PARA LA IGNICIÓN COMO PARA MANTENER LA TEMPERATURA APROPIADA.

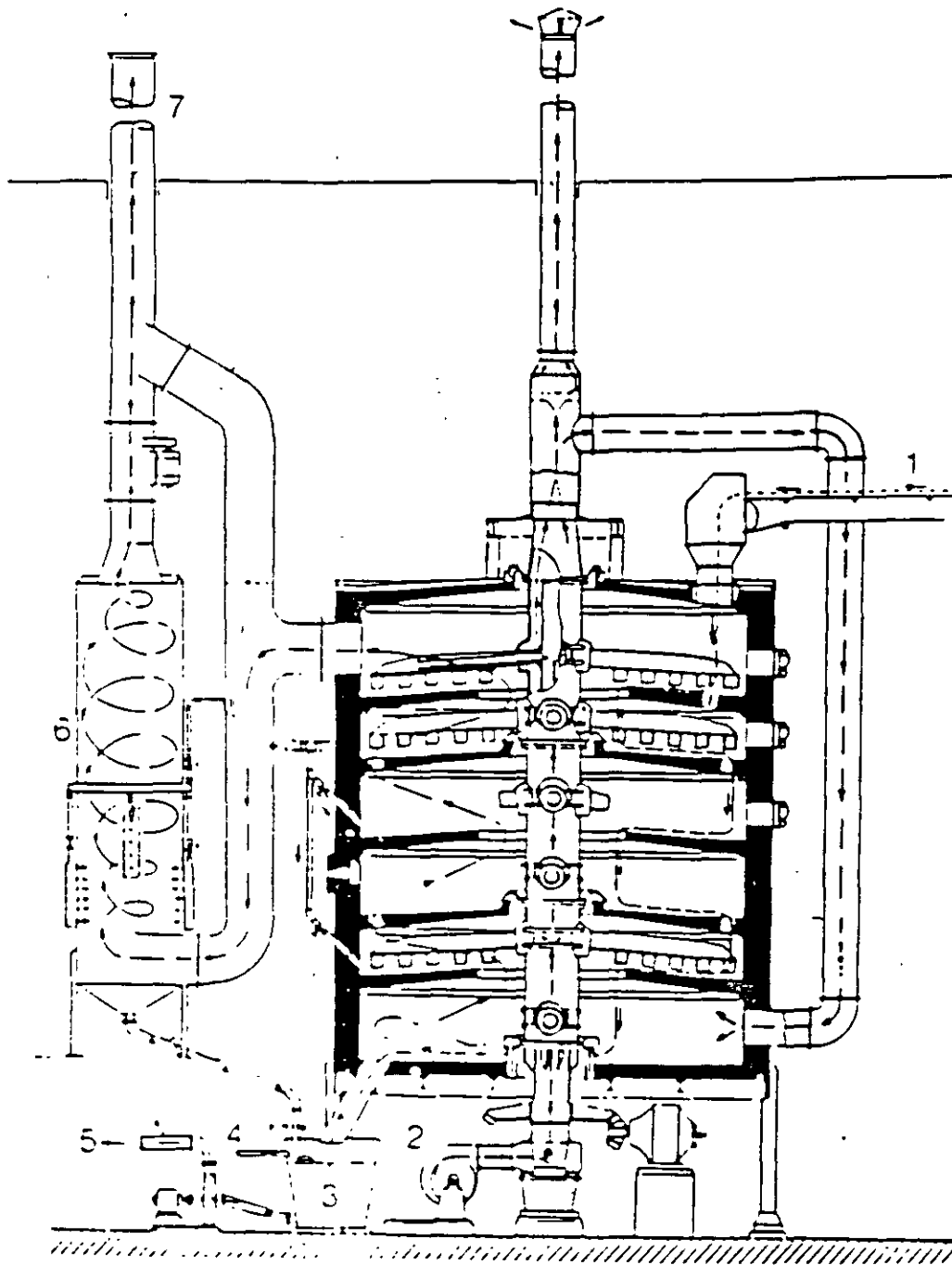
TIPOS DE INCINERADORES

- HORNO DE CHAROLAS MÚLTIPLES
- HORNO DE CAMA FLUIDIZADA
- HORNO REFRACTARIO

HORNO DE CHAROLAS MÚLTIPLES

EL INCINERADOR DE CHAROLAS MÚLTIPLES ES UNO DE LOS EQUIPOS MÁS UTILIZADOS EN LA INCINERACIÓN DE LODOS MUNICIPALES. CONSISTE EN UNA SERIE DE CHAROLAS VERTICALES, COLOCADAS UNA SOBRE OTRA. EL SECADO OCURRE EN LOS NIVELES SUPERIORES Y LA COMBUSTIÓN EN LOS NIVELES INTERMEDIOS. RANGO DE TEMPERATURA INTERNA ES DE 600 - 1000 °C. LAS CENIZAS RESIDUALES REQUIEREN LLEVARSE A UN SISTEMA DE DISPOSICIÓN FINAL, TAL COMO UN RELLENO SANITARIO. LAS EMISIONES A LA ATMÓSFERA SE CONTROLAN POR MEDIO DE FILTROS, PRECIPITADORES ELECTROSTÁTICOS Y SCRUBBERS.

INCINERACION



- 1 - Alimentación de tanques
- 2 - Aire de refrigeración
- 3 - Cenizas
- 4 - Aportación de combustible

- 5 - Hacia laguna.
- 6 - Lavador ciclónico.
- 7 - Gas de combustión a la atmósfera.

- Esquema de principio de un horno de soleras

VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LA INCINERACIÓN

VENTAJAS.

REDUCCIÓN DEL VOLUMEN DEL LODO DE 80 - 95%

DESTRUCCIÓN TOTAL DE MICROORGANISMOS PATÓGENOS

OXIDACIÓN DE COMPUESTOS ORGÁNICOS

REQUIERE DE POCÁ ÁREA PARA SU INSTALACIÓN

DESVENTAJAS

ALTOS COSTOS DE INVERSIÓN, OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO.

REQUIERE DE PERSONAL CALIFICADO PARA SU OPERACIÓN

LOS METALES PESADOS, NO SON DEGRADADOS, SU CONCENTRACIÓN AUMENTA EN LAS CENIZAS.

CONTAMINACIÓN ATMOSFÉRICA SI NO HAY CONTROL DE EMISIONES.

DISPOSICIÓN DE CENIZAS

SISTEMAS DE DISPOSICIÓN FINAL

LOS MÉTODOS MÁS COMUNES PARA LA DISPOSICIÓN FINAL DE LODOS DE PLANTAS DE TRATAMIENTO SON:

RELLENO SANITARIO

DISPOSICIÓN AL SUELO

RECICLO. COMPOSTA, PRODUCCIÓN DE LADRILLOS, PRODUCCIÓN DE COMBUSTIBLE, ETC.

RELLENO SANITARIO

ES LA DISPOSICIÓN DEL LODO EN UN ÁREA ESPECÍFICA SÓLO O CON OTROS RESIDUOS SÓLIDOS Y ENTERRADO BAJO UNA CUBIERTA DE SUELO.

EXISTEN DOS TIPOS DE DISPOSICIÓN EN RELLENO..

- DISPOSICIÓN DE LODOS EN ZANJAS O TRINCHERAS
- CODISPOSICIÓN. LODOS- DESECHOS SÓLIDOS MUNICIPALES
LODOS-TIERRA

VENTAJAS Y DESVENTAJAS

VENTAJAS

RÁPIDA ESTABILIZACIÓN

CONTROL DE CONTAMINACIÓN SI EL RELLENO ESTÁ BIEN CONSTRUÍDO

DESVENTAJAS

ALTOS COSTOS DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO
ALTOS REQUERIMIENTOS DE ÁREA
GENERACIÓN DE LIXIVIADOS

APLICACIÓN DE LODOS AL SUELO

OBJETIVOS:

ESTABILIZACIÓN FINAL DEL LODO

USOS DE LOS NUTRIENTES Y DE LA MATERIA ORGÁNICA COMO FERTILIZANTE O ACONDICIONADOR DE SUELO EN SUELOS AGRÍCOLAS, FORESTALES, SUELOS EROSIONADOS

APROVECHAMIENTO DEL CONTENIDO DE NITRÓGENO FÓSFORO Y POTASIO QUE SE ENCUENTRA EN LOS LODOS

APROVECHAMIENTO DEL CONTENIDO DE METALES EN LOS LODOS, YA QUE EN CANTIDADES TRAZAS SON ESENCIALES PARA EL CRECIMIENTO DE LAS PLANTAS

CARACTERÍSTICAS DE LOS SITIOS DE APLICACIÓN

- ◆ NO ESTAR PRÓXIMOS A ZONAS HABITACIONALES O CUERPOS DE AGUA SUPERFICIALES.
- ◆ TENER PENDIENTE MÁXIMA DE 5 A 8%
- ◆ CAPACIDAD PARA FILTRAR, AMORTIGUAR Y ABSORBER EL LODO
- ◆ PERMEABILIDAD MODERADA (1.5 A 5 CM/H)
- ◆ SER PROFUNDOS Y DE TEXTURA FINA PARA TENER CAPACIDAD DE RETENCIÓN DE HUMEDAD Y FIJACIÓN DE NUTRIENTES.

Disposición de Lodos en Terreno

Criterio de Diseño	Pilas	Capas	Envase de diques o bordos
Contenido de sólidos	> 20 %	> 15 %	20-28% para equipo en el suelo; > 28% para equipo en lodo
Características del lodo	Estabilizado	Estabilizado	Estabilizado o no
Pendiente de Terreno	Sin limitaciones	Terreno nivelado bien preparado	Terreno nivelado o terraza acantilada bien preparada
Abultamiento requerido	Si	Si	Ocasionalmente
Relación tierra:lodo	0.5-2 : 1	0.25-1 : 1	0-0.5 : 1
Tasa de aplicación	3,000-14,000 yd ³ /acre (5,700-26,400 m ³ /ha)	2,000-9,000 yd ³ /acre (3,800-10,000 m ³ /ha)	4,800-15,000 yd ³ /acre (5,700-26,400 m ³ /ha)

Disposición de Lodos en Zanjas

Criterio de Diseño	Zanja Angosta < 10 pies (3.0 m)	Zanja Ancha > 10 pies (3.0 m)
Contenido de sólidos	15 a 20% para anchos de 2 a 3 pies (.6 a .9 m); 20 a 28% para anchos de 3 a 10 pies (.9 a 3 m).	20 a 28% para equipo en el suelo; mas del 28% para equipo sobre el lodo.
Pendiente de Terreno	Menor a 10 por ciento	Menor a 10 por ciento
Espesor de la cubierta de tierra	2 a 3 pies (.6 a .9 m) para anchos de 2 a 3 pies; 3 a 4 pies (.9 a 1.2 m) para anchos de 3 a 10 pies (.9 a 3 m)	3 a 4 pies (.9 a 1.2 m) para equipo en el suelo 4 a 5 pies (1.2-1.5 m) para equipo sobre lodo.
Tasa de aplicación	1,200 a 5,600 yd ³ /acre (2,300-10,600 m ³ /ha)	3,200 a 14,500 yd ³ /acre (6,000-27,400 m ³ /ha)

CRITERIOS Y NORMAS PARA EL USO DE LODOS RESIDUALES

PARA LOGRAR EL REUSO DEL LODO Y SU INTRODUCCIÓN AL MERCADO SE NECESITAN CRITERIOS Y NORMAS PARA REDUCIR LOS RIESGOS DE CONTAMINACIÓN

ESTADOS UNIDOS HA DESARROLLADO LA LEGISLACIÓN EN ESTE ASPECTO Y SE ENCONTRA EN EL CFR 40 PARTE 503, APLICABLE A LOS LODOS GENERADOS EN PLANTAS DE TRATAMIENTO Y FOSAS SÉPTICAS

PARÁMETROS DE CONTROL

REDUCCIÓN DE LA CONCENTRACIÓN DE PATÓGENOS

FIJA LAS CONDICIONES DE OPERACIÓN QUE DEBEN CUMPLIR LOS DIFERENTES SISTEMAS DE TRATAMIENTO PARA EL USO DEL LODO EN SUELO Y PARA SU COMERCIALIZACIÓN, EXIGIENDO DOS NIVELES DE CALIDAD.

- PROCESOS Y CONDICIONES DE OPERACIÓN PARA LOGRAR UN REDUCCIÓN SIGNIFICATIVA DE PATÓGENOS.

- PROCESOS Y CONDICIONES DE OPERACIÓN PARA LOGRAR UNA REDUCCIÓN ADICIONAL DE PATÓGENOS.

CONTENIDO DE METALES PESADOS

ESTABLECE DOS NIVELES DE CALIDAD DE BIOSÓLIDOS CON RESPECTO A LA CONTENIDO DE METALES PESADOS.

- CONCENTRACIÓN DE CONTAMINANTES MÁXIMA PERMITIDA

- BIOSÓLIDOS DE ALTA CALIDAD

REMOCION DE PATOGENOS OBTENIDA CON LOS PROCESOS DE REDUCCION SIGNIFICATIVA DE PATOGENOS (PRSP) Y CON LOS DE REDUCCION ADICIONAL (PRAP)

PATOGENOS	P R O C E S O S	
	PRSP ¹ Remoción Signifi- cativa de patógenos	PRAP ² Remoción Adicional de Patógenos
Reducción de sólidos volátiles	38%	38%
Coliformes fecales	1.4 log	<100 NMP/g SSV
Enterococos	1.4 log	<NMP/g SSV
Salmonella	1.0 log	<3 NMP/100 ml
Huevos de helmintos	-	-1 huevo viable de Ascaris, spp. en 100 ml
Enterovirus	1.0 log	1 UFP/100 ml para el total de enterovirus

1 Restricciones de uso, impedir el acceso al público por lo menos 12 meses y se deberá prevenirse el pastoreo de animales cuyos productos son consumidos por humanos, por lo menos un mes después de la aplicación del loco en el suelo.

2 No se aplica ninguna restricción.

Nota: Las restricciones de uso tienen como objeto prevenir que los patógenos no penetren en la cadena alimenticia.

PROCESOS Y CONDICIONES DE OPERACION PARA LOGRAR UNA REDUCCION SIGNIFICATIVA DE PATOGENOS (PRSP)

Proceso	Condiciones de operación			
	Temperatura °C	Tiempo de retención (días)	Reducción de sólidos volátiles	Otros
Digestión aerobia	15	60	38	
	20	40		
Lecho de recado	>0	90	-	Capa de 23 cm
Digestión anaerobia	20	60	38	
	35	15		
Composteo	40	5 días		Durante 24 hrs. la temperatura excederá de 55°C
Encalado	-	Dos horas	-	Elevar el pH hasta 12

Nota: Otros procesos pueden quedar incluidos si alcanzan una reducción de sólidos volátiles de 38°C y si los patógenos y los vectores de atracción se reducen a niveles equivalentes de los procesos mencionados.

PROCESOS Y CONDICIONES DE OPERACION PARA LOGRAR UNA REDUCCION ADICIONAL DE PATOGENOS (PRAP)

Proceso	Condiciones de operación		Reducción de sólidos volátiles	Otras especificaciones
	Temperatura °C	Tiempo de retención (días)		
Composteo: - Reactor - Pila estática - Camellón	55 o más durante 3 días consecutivos 55 o más durante 15 días	Etapas termofílica 21 Curado 31	30	En el camellón durante el período de digestión se necesita remover el material 5 veces
Secado por calor	80			Reducción de humedad hasta 10% o menos
Tratamiento con calor	180	30 minutos		
Digestión aerobia termofílica	55-60	10	30	
Irradiación de rayos beta	20			Menos de 1.0 megarad
Irradiación de gama	20			Menos de 1.0 megarad
Pasteurización	70	30		

Nota: otros procesos pueden quedar incluidos si alcanzan una reducción de sólidos volátiles de 30% y si los patógenos y los vectores se reducen a niveles equivalentes de los procesos mencionados.

Fuente: 40 CFR 257 apéndice II



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO EN MANEJO INTEGRAL DE
AGUAS MUNICIPALES**

**MÓDULO IV
CA 086**

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

TEMA

FILTROS ROCIADORES (BIOFILTROS)

**EXPOSITOR: M. EN C. EDUARDO IZURIETA RUIZ
PALACIO DE MINERÍA
JULIO DEL 2002**

FILTROS ROCIADORES

Los filtros rociadores (FR) se utilizan para tratar las aguas residuales domésticas e industriales. A continuación se indican algunos aspectos sobre sus características, diseño y funcionamiento:

1. Tienen como objetivo el tratamiento secundario de las aguas residuales.
2. El proceso consiste en reducir la demanda bioquímica de oxígeno (DBO) percolando el líquido sobre microorganismos (bacterias) existentes en un medio compuesto por roca o plástico.
3. Los primeros FR operaron a tasas bajas, con el inconveniente de requerir áreas muy extensas.
4. En la actualidad las tasas y profundidades son mayores porque se utilizan medios cuya superficie efectiva es alta.
5. La eficiencia de los filtros rociadores y las dificultades en la operación dependen de la calidad de las agua residuales.
6. Los FR de baja tasa no requieren equipo de bombeo para la recirculación, por esa razón tienen buena aplicación para el tratamiento de las agua residuales de localidades pequeñas.

Especificaciones

Para el diseño adecuado y el buen funcionamiento de los filtros rociadores es necesario cumplir con ciertas especificaciones.

1. La DBO no debe ser mayor a 500 mg/l para asegurar condiciones aerobias. En caso que las aguas residuales tengan una DBO mayor el filtro deberá diseñarse con recirculación.
2. Cuando el medio de relleno con una superficie específica alta (m^2/m^3), la carga hidráulica debe no ser muy elevada para evitar una alta cantidad de biomasa que impide la libre circulación del líquido, ocasionando su inundación.
3. El pH de las AR debe ser tal que el exceso de acidez o alcalinidad debe neutralizarse en las capas superiores del filtro, problema que puede obviarse diseñando con recirculación del efluen-

te.

4. El proceso aerobio requiere oxígeno para la conversión del carbono y nitrógeno de la materia orgánica. En las primeras capas del FF se efectúa la liberación del NH_3 y en las siguientes o profundas se forman los nitritos (NO_2) y nitratos (NO_3).

5. La selección de la profundidad del filtro dependerá de la carga orgánica que se aplique, expresada en kilogramos de DBO_5 por metro cúbico (m^3) por día.

6. Para medios de relleno constituidos por rocas la profundidad varía de la 3 metros, cuando el medio es de plástico pueden llegar a tener 12 metros. El tamaño de la roca puede ser de 5 a 10 cm. de diámetro. Un medio pequeño puede obstruir el filtro limitando la circulación del aire, uno grande reduce el área de contacto del líquido con la biomasa adherida a la roca y baja la eficiencia.

Metodología para el diseño

Basicamente existen tres métodos para el diseño de los FR:

- Método del Consejo Nacional de Investigación -CNI (United States National Research Council).
- Método de K.L.Schulze
- Método de Schulze modificado (Eckenfelder).

METODO DEL CONSEJO NACIONAL DE INVESTIGACION

1. Es una metodología empírica basada en casos en los que las características de las aguas residuales fueron similares.
2. La eficiencia del filtro se determinan mediante la fórmula:

$$E = \frac{100}{1 + C \left(\frac{W}{V.F} \right)^{1/2}}$$

E = eficiencia o porcentaje de remoción de la DBO

W = peso de la DBO aplicada por día (lb/día)

V = volumen del filtro (acre/pie)

F = número de pasadas efectivas por el filtro

C = coeficiente (0.0085 en el sistema inglés y 0.34 en el métrico).

El valor de F se determina con la fórmula:

$$F = \frac{1 + R}{(1 + 0.1R)^2}$$

R = relación de reciclo (flujo total con el que recicula)

METODO DE K.L.SCHULZE

Matemáticamente se expresa con la formula:

$$\frac{L_c}{L_i} = e^{-k.t} \quad t = \frac{D}{Q^{0.67}}$$

L_c = DBO_5 del efluente (mg/l)

L_i = DBO_5 del influente (mg/l)

t = tiempo de contacto

D = profundidad del filtro (pies)

Q = carga hidráulica (millones gal/acre/día -MGAD)

k = constante igual a 0.3

Para la solución de los problemas se calcula el valor de Q y luego el volumen (V) aplicando la formula:

$$V = \frac{G_d}{Q} \cdot D$$

V = volumen (acre/pie)

G_d = millón/galones /día (MGD)

D = pies

METODO DE K.L.SCHULZE MODIFICADO

La metodología de Schulze fue analizada detenidamente por W. Eckenfelder, tomando en consideración que el proceso del filtro rociador es similar al de lodos activados, pero con operación intermitente.

1. El medio de relleno del filtro (piedra, plástico, etc) al ponerse en contacto con las aguas residuales forma una película biológica (biomasa), constituida por una zona anaerobio y otra aerobia que dependerán de la difusión del oxígeno disuelto en las aguas residuales o del aire que circula en el medio. Matematicamente podría expresarse con la fórmula:

$$\frac{S_e}{S_o} = E - k \cdot X_v \cdot t$$

- S_e = DBO₅ del efluente (mg/l)
- S_o = DBO₅ del influente (mg/l)
- k = coeficiente
- X_v = sólidos volátiles
- t = tiempo de retención

El tiempo medio de retención (τ_m) es:

$$\tau_m = \frac{C \cdot D^m}{Q^n}$$

- Q = carga hidráulica en galones por minuto por pie cuadrado (gpm/p²).
- D = profundidad del filtro (pies)
- C, n, m = coeficientes

La masa biológica dependerá del área y de la naturaleza del

material que constituye el filtro (A_v).

$$\frac{S_c}{S_o} = E - \frac{K \cdot A_v \cdot D^m}{Q^n}, \text{ haciendo } K = k \cdot A_v$$

$$\frac{S_e}{S_c} = E - \frac{K \cdot D^m}{Q^n}$$

Para tener una idea del valor de los coeficientes podemos citar algunos ejemplos

Clase de medio	A_v	n	m
Vidrio (esferas)	85	0.65	9.5
Roca (2.5-4.0 pulg)	-	0.408	4.15
Asbesto	85	0.80	8.0

Para obtener mejores eficiencias se requiere recircular el líquido, lo que equivale a diluir la DBO del influente.

$$\frac{S_c}{S_a} = E - \frac{K \cdot D^m}{Q^n}$$

S_a = contenido orgánico por dilución

$$S_a = \frac{S_o + N \cdot S_c}{1 + N}$$

N = relación del reciclo

Experimentalmente se pueden determinar los coeficientes "n" y "K", mediante experiencias relativamente sencillas en columnas transparentes que soportan medios aclimatados y que reciben cargas hidráulicas variables.

Clasificación de los filtros

En las publicaciones sobre el tema los autores emplean diferentes criterios para la clasificación de los filtros, así por ejemplo

la carga hidráulica expresada en m³/m²/día, la carga superficial en m³/m²/día y la carga orgánica en Kg de DBO₅/m³/día. Lógicamente, en el sistema inglés las unidades son las libras y frecuentemente el volumen en acre/pie (un acre es 4,047 m². Cada país tiene sus propios valores para filtros rociadores de tasa baja o para los de tasa alta, sintetizamos los valores para Estados Unidos y Japón

<u>Estados Unidos</u>	Carga hidráulica	Carga orgánica
Tasa baja	1 - 4 m ³ /m ² /día 25-100 gal/pie ² /día 1 - 5 MG/acre/día	0.08-0.4 kg/m ³ /día 5-25 lb/1000 p ³ /día 220-1100 lb/acre/pie/d.
Tasa alta	8-40 m ³ /m ² /día 200-1000 gal/p ² /día 10-50 MG/acre/día	0.4-50 kg/m ³ /día 25-300 lb/1000 p/día 1100-13000 lb/acre
<u>Japón</u>		
Tasa baja	1.5 m ³ /m ² /día 32 gal/pie cuadr./d 1.4 MG/acre/día	menor 0.5 kg/m ³ /día 19 lb/1000 p ³ /día 820 lb/acre pie/día
Tasa alta	15-25 m ³ /m ² /día 370-610 gal/p ³ /día 16-27 MG/acre/día	3 kg/m ³ /día 190 lb/1000 p ³ /día 8200 lb/acre pie/día

Eficiencia

Se sobreentiende que la eficiencia de los filtros rociadores variará de acuerdo a la calidad de las aguas residuales y al proceso mismo de tratamiento. La recirculación puede favorecer la calidad del efluente, esto es dependiendo de instalaciones sanitarias de mayor costo por el bombeo de las aguas residuales.

Esquemáticamente se indica algunas posibilidades de recirculación de las aguas y el empleo de filtros rociadores en serie para un sistema de tratamiento que utiliza sedimentación primaria y secundaria.

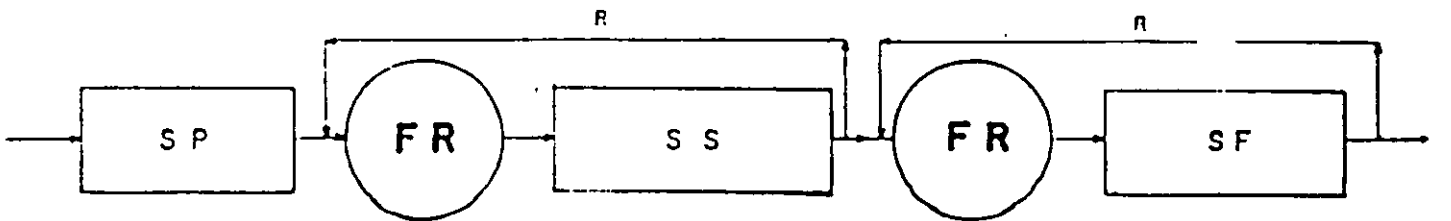
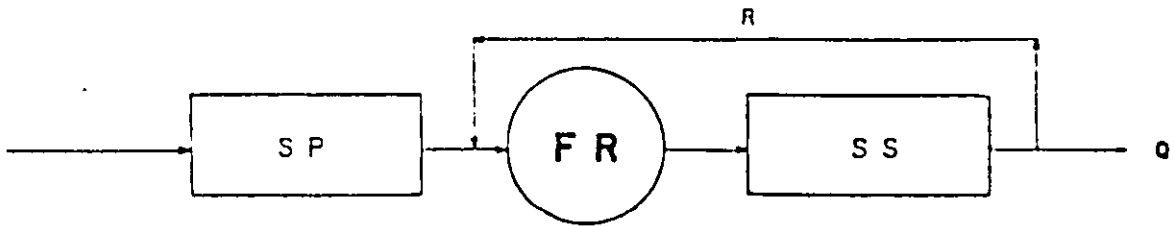
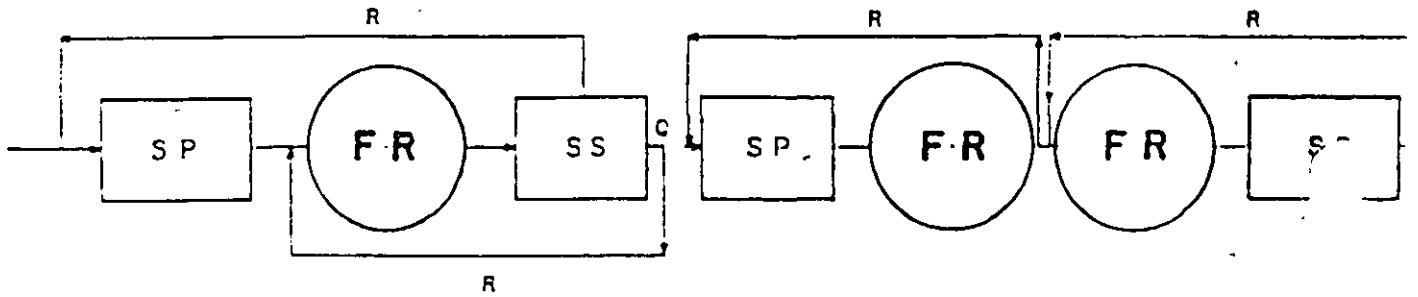
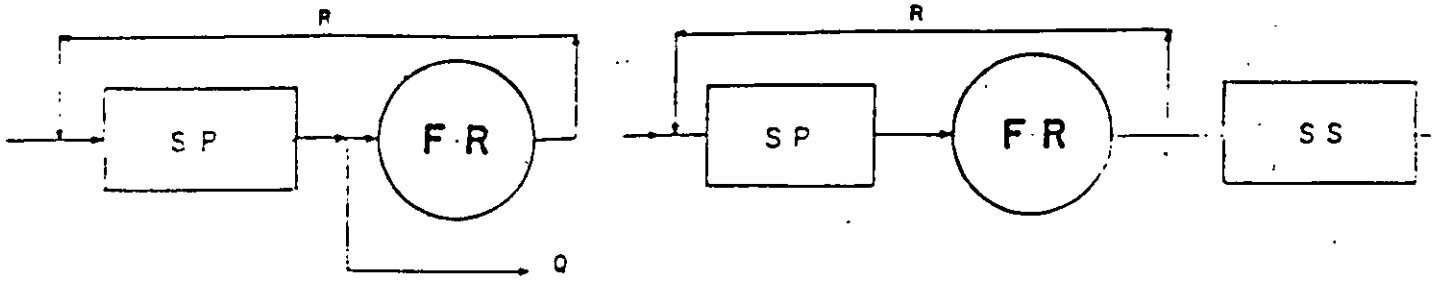
En los últimos años los filtros rociadores han dejado de ser la solución ideal para el tratamiento de las aguas residuales, a pesar de lo anterior son una buena solución para localidades pequeñas, instituciones y aguas residuales provenientes de la industria. Hay varias razones para estas actitudes.

Aplicaciones

Los filtros rociadores constituyen el método adecuado para el tratamiento de las aguas residuales municipales e industriales, siempre que no se quiera obtener un efluente de alta calidad. Constituyen la solución para el tratamiento de:

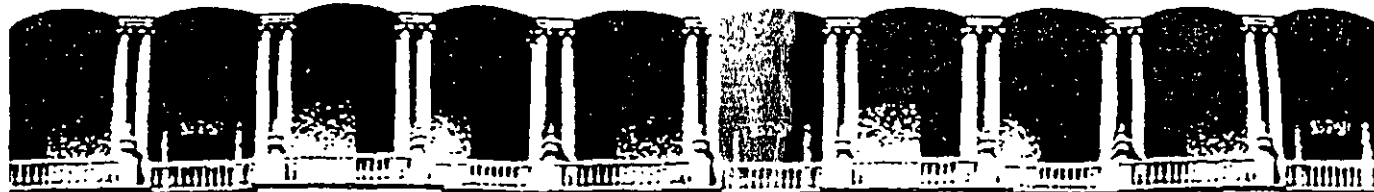
1. Localidades medianas y pequeñas
2. Instituciones (hospitales, escuelas, hoteles)
3. Industria textil (algodón)
4. Industria para el procesamiento de pieles (curtidurías)
5. Lavanderías (tintorerías)
6. Enlatado de alimentos
7. Industria láctea (alto contenido orgánico)
8. Industria de la cerveza
9. Empacado de la carne
10. Industria del café

RECIRCULACION EN FILTROS ROCIADORES



Material de consulta

1. Water Quality Engineering for Practicing Engineers
W. Wesley Eckenfelder, Jr.
2. Biological Process Design for Wastewater Treatment
Larry D. Benefield and Clifford W. Randall
3. Community Wastewater Collection and Disposal
E.A. Okun and G. Ponghis. World Health Organization



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO EN MANEJO INTEGRAL DE
AGUAS MUNICIPALES**

**MÓDULO IV
CA 086**

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

TEMA

AUDITORIA INDUSTRIAL

**EXPOSITOR: DR. PEDRO MARTÍNEZ PEREDA
PALACIO DE MINERÍA
JULIO DEL 2002**

- f. Agua para enfriamiento (m³/día)
- g. Agua para lavado (m³/día)
- h. ¿Hay agua que forma parte del producto comestible?
Dar detalles.
- 53. ¿Estaría el cliente interesado en reducir el volumen de agua comprada mediante el tratamiento de desechos para recirculación y reuso?

¿Habría alguna objeción para reusar en la industria el cfluente tratado?
- 54. ¿Que servicios requiere el cliente del ingeniero?
 - a. Estudiar el problema
 - b. Obtener información sobre características de los derechos.
 - c. Realizar análisis y pruebas
 - d. Discutir el problema con las agencias reguladoras
 - e. Diseño de la planta e instalaciones
 - f. Obtener la aprobación de las autoridades
 - g. Preparar planos completos y especificaciones
 - h. Obtener propuestas para concursos
 - i. Supervisar la construcción
 - j. Instruir a operadores
 - k. Preparar un manual de operación
 - l. Supervisar la operación inicial de la planta
 - m. Proporcionar inspección anual
¿Durante cuanto tiempo?

Nombre de la persona que obtiene los datos

Fecha _____



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO EN MANEJO INTEGRAL DE
AGUAS MUNICIPALES**

**MÓDULO IV
CA 086**

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

TEMA

RESIDUOS DEL AGUA EN LA AGRICULTURA

**EXPOSITOR: M. EN I. ANA ELISA SILVA MARTÍNEZ
PALACIO DE MINERÍA
JULIO DEL 2002**

REUSO DEL AGUA EN LA AGRICULTURA

1. INTRODUCCION

El aprovechamiento de las aguas residuales en riego agrícola se practica en México desde hace más de 100 años (1886). En Hidalgo, en el DDR 063 (antes DR 03), se reusa un volumen de 980 Mm/año de aguas provenientes de la Zona Metropolitana de la Ciudad de México para el riego de 85,000 Ha. Estudios en 314 poblaciones con más de 10,000 habitantes mostró que en más del 30% de estas localidades las aguas residuales municipales se utilizan para el riego agrícola.

Las ventajas de esta práctica son:

- mayor oferta de agua
- apertura de tierras al cultivo
- fuente segura de abastecimiento de agua
- aporte de nutrientes
- incremento de la productividad agrícola y desarrollo

Sin embargo, debe tenerse siempre presente el riesgo que conlleva el reuso del agua en la agricultura por la contaminación de cultivos, suelo, acuíferos y ganado que afectan a la salud pública y a la propia producción agropecuaria. Además, persiste el gran riesgo de afectar la salud, tanto de las personas que consumen los productos regados con estas aguas, como de los propios trabajadores del campo y sus familias que conviven con las aguas residuales.

El control de las descargas de aguas residuales por medio del tratamiento y disposición en el suelo es una alternativa económica para la mayoría de los municipios

mexicanos, beneficios que se incrementan si se usa para la agricultura. Esto es conveniente siempre y cuando se desarrollen y apliquen las tecnologías adecuadas para tratar las aguas residuales destinadas al reuso en la agricultura, con instalaciones de bajo costo y un mínimo de atención en operación, mantenimiento y administración.

El reuso de las aguas residuales en la agricultura es recomendable siempre que se tomen en cuenta dos aspectos fundamentales: en primer lugar, debe minimizarse los riesgos a la salud y la contaminación al medio ambiente y en segundo, la calidad de las aguas no deben deteriorar la capacidad productiva de los suelos.

En esta parte del curso se mencionará primero las características de calidad del agua relacionadas con la producción agropecuaria y en seguida, aquellas asociadas con la salud y la contaminación al medio. Finalmente, se presentará la nueva norma oficial con respecto al uso de aguas residuales en la agricultura.

2. CALIDAD DEL AGUA EN LA PRODUCCION AGRICOLA.

Las características más importantes que determinan la calidad de cualquier agua para riego, desde el punto de vista agronómico, son la concentración de sales solubles, la concentración relativa de sodio y de otros elementos que puedan ser tóxicos.

2.1 Concentración de sales solubles

La salinidad en el suelo es una limitante en el crecimiento y produce una reducción

en el rendimiento de los cultivos. Esta reducción se atribuye a la disminución en la absorción del agua por las raíces.

La concentración de sales solubles en las aguas para riego, para fines de diagnóstico y de clasificación se pueden expresar en términos de su conductividad eléctrica (Dept of Agriculture, 1954). Un suelo es salino cuando la conductividad eléctrica (CE) de su extracto de saturación es mayor de 4000 $\mu\text{mhos/cm}$ o 4 milimhos/cm.

Se ha encontrado que la CE del extracto de saturación de un suelo, en ausencia de acumulación de sales provenientes del agua subterránea es generalmente de 2 a 10 veces mayor que la correspondiente al agua con que se ha regado. Este aumento en la concentración es el resultado de la extracción continua de la humedad por las raíces y por la evaporación. Por ello, el uso de aguas entre moderada y altamente salinas puede ser la causa de que se desarrollen condiciones de salinidad en el suelo, aún cuando el drenaje sea satisfactorio.

En general, las aguas cuya CE sea menor de 750 $\mu\text{mhos/cm}$ son satisfactorias para el riego por lo que respecta a sales, aún cuando los cultivos sensibles pueden ser afectados cuando se usan aguas cuya CE varía entre 250 y 750 $\mu\text{mhos/cm}$ (Mc Neal, 1981).

En la TABLA 1 se presenta una clasificación de los cultivos con relación a su tolerancia a la salinidad

La necesidad de lavado para suelos en que no existe precipitación de sales está directamente relacionada con la CE del agua de riego y con la CE permisible del agua

que drena de la zona radicular del cultivo. Evidentemente, las propiedades de transmisión del agua, el drenaje del suelo y la tolerancia a las sales del cultivo son factores importantes en la evaluación de aguas para riego desde el punto de vista de su concentración total de sales (Dept. of Agriculture, 1954).

TABLA I TOLERANCIA A LA SALINIDAD DE LOS PRINCIPALES CULTIVOS

CULTIVOS TOLERANTES	Cebada Algodón Jojoba Remolacha
CULTIVOS MODERADAMENTE TOLERANTES	Avena Cártamo Sorgo Soya Trigo Cebada Pastos como ryegrass o sudán Calabacita
CULTIVOS MODERADAMENTE SENSIBLES	Maíz Arroz Guisol Alfalfa Papa Jitomate
CULTIVOS SENSIBLES	Frijol Zanahoria Cebolla Manzano Durazno

2.2 Concentración relativa de sodio respecto otros cationes

Los constituyentes inorgánicos solubles de las aguas de riego reaccionan con los suelos en forma iónica. Los principales cationes son calcio, magnesio y sodio, con pequeñas cantidades de potasio. Los aniones principales son carbonatos, bicarbonatos, sulfatos y cloruros, en menor cantidad nitratos y fluoruros.

Las concentraciones altas de sodio en el suelo, en comparación a los otros cationes, reducen la permeabilidad del suelo, obstruyendo el acceso del agua a las raíces, lo que se refleja en la disminución del crecimiento de los cultivos. Los suelos sódicos se forman por acumulación de sodio intercambiable y se caracterizan por su baja permeabilidad y difícil manejo (Dept. of Agriculture, 1954).

El índice de sodio utilizado es la "relación de adsorción de sodio RAS" en una solución del suelo. Esta relación es la siguiente:

$$RAS = \frac{[Na]}{\sqrt{\frac{[Ca] + [Mg]}{2}}}$$

en la cual Na, Ca y Mg representan las concentraciones en miliequivalentes/litro de los iones respectivos.

Hacen falta todavía más estudio para explicar la relación del sodio intercambiable con respecto a la calidad del agua en las prácticas de riego. De acuerdo con los estudios realizados, la RAS ha sido un índice adecuado para designar el peligro del sodio en las aguas para riego (Dept. of Agriculture, 1954).

2.3 Otros elementos tóxicos a los cultivos

En casi todas las aguas naturales existen elementos en pequeñas cantidades (hasta partes por millón) que son esenciales para el crecimiento de los cultivos hasta determinadas concentraciones.

Una vez que se rebasa esos límites, comienzan a observarse síntomas fitotóxicos que pueden llegar hasta provocar la muerte de las plantas. En la TABLA 2 se presenta un resumen de los principales efectos fitotóxicos que provocan los elementos traza.

Independientemente de su forma química, la fitotoxicidad de un elemento también se encuentra influenciada por la especie vegetal y la textura del suelo. Por tanto, es difícil desarrollar una norma universal de calidad del agua para todas las condiciones de crecimiento vegetal. A este respecto, se publicó en el Diario Oficial de la Federación (13 de diciembre de 1989), entre los Criterios Ecológicos de la Calidad del Agua, las concentraciones requeridas para el aprovechamiento del agua para riego agrícola (Anexo 1).

2.4 Clasificación de las aguas para usos agrícolas

La clasificación de aguas para riego, que data de 1954, considera que se tienen condiciones medias de textura del suelo, velocidad de infiltración, drenaje, cantidad de agua usada, clima y la tolerancia del cultivo a las sales. Desviaciones considerables del valor medio de cualesquiera de estas variables puede hacer inseguro el uso de una agua que, bajo condiciones medias, sería de muy buena calidad.

Con respecto a la salinidad las aguas se dividen en:

TABLA 3 CLASIFICACION DEL AGUA CON RESPECTO A LA SALINIDAD

C1	AGUA CON BAJA SALINIDAD (CE = 0-250 $\mu\text{mhos/cm}$) Puede ser usada para el riego de la mayoría de los cultivos y suelos, con baja probabilidad de ensaltramiento del suelo. Se requiere drenaje.
C2	AGUA CON MEDIANA SALINIDAD (CE = 250-750 $\mu\text{mhos/cm}$) Puede ser empleada si se tiene drenaje. Las plantas moderadamente sensibles a la salinidad pueden desarrollarse, en la mayoría de los casos, sin requerir prácticas especiales para el control de la salinidad
C3	AGUA CON ALTA SALINIDAD (CE = 750-2250 $\mu\text{mhos/cm}$) No se puede usar en suelos con drenaje restringido. Aún cuando se tenga drenaje adecuado, deberá tenerse un control especial de la salinidad y las plantas seleccionadas deberán ser moderadamente tolerantes a la salinidad.
C4	AGUA CON MUY ALTA SALINIDAD (CE > 2250 $\mu\text{mhos/cm}$) No se recomienda para el riego agrícola bajo circunstancias ordinarias. Los suelos deben ser permeables, el drenaje adecuado, la aplicación de agua en exceso para tener un lavado del suelo y se seleccionaran cultivos con alta tolerancia a la salinidad.

La clasificación de las aguas con respecto al sodio es más complicada debido a que el valor de la RAS aumenta en el suelo a consecuencia del aumento de la concentración de todas las sales y de la posible precipitación de las de calcio y magnesio a medida que disminuye el contenido de humedad por la extracción que hacen las plantas y por la evaporación superficial. La clasificación con respecto al sodio se presenta en la TABLA 4.

Esta clasificación se basa primordialmente en el efecto que tiene el sodio intercambiable sobre la condición física del suelo. No obstante, las plantas sensibles a este elemento, pueden sufrir daños a consecuencia de la acumulación del sodio en sus tejidos, aun cuando los valores de sodio intercambiable sean bajo para alterar la condición física del suelo.

TABLA 4. CLASIFICACION DEL AGUA DE RIEGO CON RESPECTO AL SODIO

S1	<p>AGUA CON BAJA CONCENTRACION DE SODIO (RAS 0-10)</p> <p>Puede ser utilizada para riego agrícola en casi todos los tipos de suelo con muy poco peligro de daño por el sodio. Sin embargo, cultivos sensibles al sodio pueden acumular concentraciones dañinas.</p>
S2	<p>AGUA CON MEDIANA CONCENTRACION DE SODIO (RAS 10-18)</p> <p>Presentará peligro en suelos de textura fina que posean alta capacidad de intercambio de cationes (CIC), especialmente si el drenaje es deficiente. Esta agua puede usarse en suelos de textura gruesa o en suelos orgánicos con buena permeabilidad.</p>
S3	<p>AGUA CON ALTA CONCENTRACION DE SODIO (RAS 18-26)</p> <p>Puede originar daños por el intercambio de sodio en la mayoría de los suelos y requerirá un manejo especial del suelo, buen drenaje, altos escurrimientos y adición de materia orgánica. En suelos con yeso el problema es menor. Con tratamiento químico puede reemplazarse el sodio intercambiable si las aguas no presentan un alto contenido de salinidad.</p>
S4	<p>AGUA CON MUY ALTA CONCENTRACION DE SODIO (RAS > 26)</p> <p>Generalmente no es aceptable para irrigación, excepto cuando se tiene baja o mediana salinidad y en aquellos sitios donde se realiza un tratamiento del suelo con fines de remover calcio, agregar yeso u otros arreglos que permitan el empleo de este tipo de agua.</p>

Las concentraciones tóxicas de boro que se encuentran en algunas aguas para riego, obligan a tener presente este elemento para establecer su calidad. Scofield (1936) propuso los límites señalados en la TABLA 5 para los cultivos estudiados; encontrando que niveles mayores de 1 ppm de boro en el agua de riego, perjudica los cultivos. Son cultivos sensibles: frutales como manzano, nogal, aguacate; semitolerantes: girasol, algodón, jitomate, maíz, sorgo, cebada, avena y trigo; y tolerantes: espárrago, alfalfa, cebolla, haba, lechuga, zanahoria, gladiola y remolacha.

TABLA 5. LIMITES PERMISIBLES DE BORO (ppm) EN AGUA PARA RIEGO

CLASE	CULTIVOS		
	SENSIBLES	SEMITOLERANTES	TOLERANTES
1	0.00 - 0.33	0.00 - 0.67	0.00 - 1.00
2	0.33 - 0.67	0.36 - 1.33	1.00 - 2.00
3	0.67 - 1.00	1.33 - 2.00	2.00 - 3.00
4	1.00 - 1.25	2.00 - 2.50	3.00 - 3.75
5	> 1.25	> 2.50	> 3.75

3. CARACTERISTICAS DE CALIDAD DE INTERES SANITARIO

El empleo en la agricultura de aguas residuales crudas implica el riesgo de afectar la salud y el medio ambiente, al contaminar alimentos, suelos, aguas subterráneas y aguas superficiales, principalmente por medio de patógenos y/o elementos tóxicos.

Los agentes patógenos que inciden en la salud incluyen bacterias tales como Salmonella, que es causante de la tifoidea, paratifoidea, salmonelosis y Shigella, causante de disentería; virus como enterovirus, que ocasiona neumonía y conjuntivitis o el virus de la hepatitis; protozoarios como Entamoeba que produce amibiasis; y helmintos o lombrices como la Taenia solium conocida como la solitaria que causa teniasis y Cysticercos (Kowal, Pahren y Akin, 1981). En el ANEXO 2 se describen las principales enfermedades relacionadas con microorganismos patógenos encontrados en aguas residuales. Además, existen otros microorganismos que afectan al ganado, pues en algunos estudios se ha encontrado que, debido a uso de las aguas residuales, aumenta la incidencia de tuberculosis y de quistes de Cysticercos, por lo que se recomienda que se deje secar el campo antes de iniciar el pastoreo (Greeberg y Kupka, 1957).

El tiempo de supervivencia de patógenos en la superficie del suelo y de las plantas es de interés cuando se decide el periodo que debe pasar entre la última aplicación del agua y el acceso de hombres y animales en la época de cosecha.

El tiempo de supervivencia de bacterias coliformes en el suelo va de 4 a 70 días. Sin embargo, se ha encontrado *Salmonella* después de 260 días. En cambio, el tiempo sobre los cultivos es menor, debido a la exposición a efectos adversos, tales como la radiación solar, altas temperaturas, ambiente seco y al lavado por lluvia. En el caso de bacterias coliformes, el tiempo de supervivencia va de 6 a 35 días, para otras bacterias patógenas y en virus, es menor de 20 días.

Se considera que 100 días es el tiempo máximo que pueden sobrevivir los virus en el suelo y que su migración a las aguas subterráneas se puede reducir o eliminar permitiendo que el suelo se seque antes de la siguiente aplicación de agua (Bagdasaryan, 1964). Existe la posibilidad teórica de que las plantas absorban virus a través de las raíces y se ha comprobado en sistemas hidropónicos (Murphy y Syverton, 1985). Sin embargo, las partículas del suelo absorben los virus rápidamente, impidiendo que las plantas almacenen patógenos virales.

Para evitar daños por bacterias y virus, se recomienda que la aplicación de aguas residuales a los cultivos se detenga un mes antes de la cosecha. Cuando se trata de cultivos que crecen bajo la superficie del suelo (como la papa y el espárrago), donde los virus tienen un mayor tiempo de supervivencia, no se recomienda el riego con aguas residuales. Este tiempo puede reducirse si los cultivos se destinan a la alimentación de animales o a procesamiento industrial.

Los quistes de protozoos son muy sensibles al secado, por tanto, se puede esperar que los quistes depositados en la superficie de las plantas mueran rápidamente (3 días). De esta manera, si se siguen las recomendaciones para bacterias y virus, no habrá riesgos probables de contaminación por protozoos.

Los huevos y larvas de helmintos, a diferencia de los quistes de protozoarios, viven largos periodos de tiempo cuando se aplican al suelo, posiblemente porque el suelo es su medio de transmisión en el cual se desarrollan, mientras que los protozoarios se desarrollan en agua. De esta manera, bajo condiciones apropiadas de humedad, temperatura y luz solar, *Ascans*, *Trichuris*, etc. pueden permanecer viables por varios años. Debido a la exposición y desecación por la radiación solar, los huevos de helmintos depositados en la superficie de las plantas mueren más rápido, de 27 a 35 días (Kowal, Pahren y Akin, 1981).

4. NIVELES DE TRATAMIENTO PARA REDUCIR PATOGENOS

El control de las descargas de aguas residuales por medio del tratamiento y disposición en el suelo es una alternativa económica para la mayoría de los municipios mexicanos, beneficios que se incrementan si se usa para la agricultura. Esto es conveniente siempre y cuando se desarrollen y apliquen las tecnologías adecuadas para tratar las aguas residuales destinadas al reuso en la agricultura, con instalaciones de bajo costo y un mínimo de atención en operación, mantenimiento y administración.

Cabe mencionar que no se hace referencia a las tecnologías convencionales de tratamiento de aguas residuales, tales como lodos activados o biodiscos, etc., ya que el objetivo primordial de dichos sistemas es la remoción de la materia orgánica y ésta, para la agricultura, ha mostrado ser un acondicionador y formador de suelos orgánicos, además de amortiguar algunos efectos negativos de compuestos tóxicos (Tejeda, 1991).

Aunque cualquier nivel de bacterias se puede inactivar, teóricamente, desinfectando con cloro, esta práctica en aguas residuales crudas llega a ser muy costosa por el contenido

de materia oxidable, puede producir halometanos cancerígenos y dañar la biota del suelo. Además se ha encontrado que protozoarios como *Entamoeba histolítica* y *Giardia* son muy resistentes al cloro.

El tratamiento mínimo a las aguas residuales antes del riego es la sedimentación. Así, el grado de remoción de bacterias va del 10 al 35%; de virus, alrededor del 10%; en protozoarios no es eficiente y de helmintos cerca del 99% (Kowal, Pahren y Akin, 1981).

Las lagunas de estabilización son los sistemas de tratamiento más comunes con fines de riego ya que, además de poder ser diseñadas para cualquier grado de remoción de bacterias patógenas, resuelven la necesidad de almacenamiento de aguas residuales en la mayoría de los sistemas de riego agrícola.

La supervivencia de virus en lagunas de estabilización es poco conocida. Los estudios realizados sugieren que tiempos de retención largos, el orden de 30-49 días remueven un porcentaje importante de virus (90-97%), especialmente cuando las lagunas son en serie (Crites y Uiga, 1979).

Estas lagunas son una mejor opción para la remoción de quistes de protozoarios. De esta manera, se ha logrado un 100% de remoción de quistes del efluente de una serie de 3 lagunas, con un tiempo de retención de 7 días (Kowal, Pahren y Akin, 1981). En cuanto a helmintos, se logró la remoción completa con tiempos de retención mayores de 20 días (Feachmen, Bradley, Garelick y Mara, 1978).

No debe olvidarse que los lodos o sedimentos de la laguna en que se desarrolle este proceso tendrá una alta densidad de quistes de protozoarios y huevos de helmintos viables, los cuales recibirán un tratamiento apropiado antes de su disposición.

Por otra parte, en las lagunas se reduce hasta un 70% de la concentración de metales traza como cadmio, cobre, mercurio, plomo y zinc. No se remueven minerales disueltos como nitrógeno y fósforo, lo cual es una ventaja porque estos elementos fertilizan en suelo.

NORMA OFICIAL MEXICANA NOM-32-ECOLOG-CCA/93

Tabla 1
Niveles de control de contaminantes

PARAMETROS	LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES
Potencial Hidrógeno (pH) (unidades de pH)	6.5 a 8.5
Conductividad Eléctrica (micromhos/cm)	2000.0
Aluminio (mg/L)	0.20
Antimonio (mg/L)	0.10
Arsénico (mg/L)	0.10
Boro (mg/L)	0.75
Cadmio (mg/L)	0.01
Cianuro (mg/L)	0.02
Cobre (mg/L)	0.20
Cromo (mg/L)	0.01
Hierro (mg/L)	5.0
Fluoruros (como Fluor) (mg/L)	1.0
Manganeso (mg/L)	0.02
Niquel (mg/L)	0.05
Plomo (mg/L)	0.50
Selenio (como Selenato) (mg/L)	0.02
Zinc (mg/L)	2.0

NORMA OFICIAL MEXICANA NOM-033-ECOLOG-CCA/93

CONTAMINACION DEL AGUA- CONDICIONES PARA EL USO DE AGUAS RESIDUALES DE ORIGEN URBANO O MUNICIPAL O DE LA MEZCLA DE ESTAS CON LA DE LOS CUERPOS DE AGUA, EN EL RIEGO AGRICOLA

3.3 HORTALIZAS.

Acelga	ajo	apio	berro	betabel	brócoli	cebolla
cilantro	col	coliflor	epazote	espinaca	hongo	trufa
papalo	perejil	quelite	quintonil	rábano	hierbabuena	
pepino	calabacita	jitomate	tomatillo	tomate verde	o de cascara	

(con excepción de las 4 últimas cuando se siembran con espaldadera)

FRUTOS EQUIPARABLES:

fresa	jicama	melón	sandía	zarzamora
-------	--------	-------	--------	-----------

3.4 HORTOFRUTICOLAS.

Las señaladas en el inciso anterior y todas las demás hortalizas y frutos en general.

4. ESPECIFICACIONES

Las restricciones de las aguas residuales de origen urbano o municipal o de la mezcla de estas con la de los cuerpos de agua, que se dispongan a través de su uso en el riego de hortalizas de consumo crudo, en lo relativo a parámetros bacteriológicos se clasifican en los siguientes tipos para efectos de determinar las clases de cultivos no permitidos:

TIPO DE AGUA	COLIFORMES TOTALES	HELMINTOS
Tipo 1	< 1000/100 ml agua	0/litro de agua
	COLIFORMES FECALES	
Tipo 2	1 a 1000/100 ml de agua	1/litro de agua
Tipo 3	1001 a 100.000/100 ml	
Tipo 4	> 100.000/100 ml	

ANEXOS

EFFECTOS EN LA SALUD ASOCIADOS CON BACTERIAS, DERIVADOS DEL USO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES CON FINES DE PISCO

a) *Campylobacter jejuni*

Es un causante, recientemente reconocido de gastroenteritis aguda con diarrea

b) *Escherichia coli*

Los patógenos asociados a la común bacteria intestinal *Escherichia coli* producen diarreas agudas, pero por diferentes mecanismos.

c) *Leptospira spp*

Son bacterias que se excretan en la orina de animales domésticos y salvajes y que entran a las aguas residuales municipales, principalmente, por la orina de ratas infectadas que habitan en las alcantarillas. Leptospirosis es un grupo de enfermedades causadas por bacterias y que se manifiestan por fiebre, dolores de cabeza, escalofríos, náuseas, dolores musculares y conjuntivitis. El riesgo de mortalidad es bajo, pero aumenta con la edad. La transmisión directa por humanos es rara, la mayor parte de las infecciones son resultado de contacto con la orina de animales enfermos.

d) *Shigella parat*

Causa fiebre paratifoidea, u: infección entérica generalizada, con frecuencia aguda, con fiebre, inflamación del colon, diarrea. Tiene baja tasa de mortalidad, pero junto con la salmonelosis, una alta tasa de morbilidad (23.4 por 100,000 hab)

e) *Salmonella typhi*

Causa fiebre tifoidea, enfermedad sistemática con una tasa de morbilidad de 7.9 casos por 100,000 hab y una alta mortalidad (1254 casos en 1990)

f) *Salmonella spp*

Causa salmonelosis, una gastroenteritis aguda caracterizada por dolor abdominal, diarreas, náuseas, vómitos y fiebre.

g) *Shigella sonnei*, *S. flexneri*, *S. boydii* y *S. dysenteriae*

Causas shigelosis o disentería bacteriana, una enteritis aguda, que involucra principalmente el colón, produciendo diarrea, fiebre, vómitos, calambres.

h) *Vibrio cholerae*

Causa cólera, una enteritis aguda caracterizada por súbitos ataques, vómitos, y una rápida deshidratación, acidez y colapso circulatorio. La posibilidad de muerte es alta, pero no se han registrado casos recientes en México.

i) *Yersinia enterocolitica* y *Y. pseudotuberculosis*

Causa yersiniois, una aguda gastroenteritis con diarrea, dolor abdominal, y otro gran número de síntomas.

(Kowal, Pahren & Akin, 1931)

DESCRIPCION DE LAS ENFERMEDADES CAUSADAS POR VIRUS

a) POLIOVIRUSES:

Causa la poliomielitis, una enfermedad aguda que puede consistir en una simple fiebre o progresar hasta una parálisis ocasionada por la destrucción de las neuronas motoras en la columna vertebral. No se ha confirmado con exactitud, su diseminación por medio de aguas residuales.

b) COXSACKIEVIRUS:

Puede causar meningitis aséptica, miocarditis, pericarditis, neumonía, hepatitis, diarrea infantil.

c) ECHOVIRUSES:

Puede causar meningitis aséptica, parálisis, encefalitis, fiebre, pericarditis, diarrea.

d) ENTEROVIRUS NUEVOS:

Puede causar neumonía, bronconeumonía, conjuntivitis hemorrágica aguda, meningitis aséptica,

e) VIRUS DE LA HEPATITIS TIPO A:

Causa hepatitis infecciosa, que puede ser desde una infección desapercibida, hasta una hepatitis fulminante.

f) ROTAVIRUS:

Causa gastroenteritis aguda con diarrea severa, algunas veces ocasiona deshidratación y muerte en niños. Se considera la causa más importante de gastroenteritis aguda en infantes y niños, aunque también afecta a jóvenes y adultos.

g) ADENOVIRUS:

Son la causa principal de infección respiratoria y de los ojos, se transmite por vía respiratoria, pero actualmente se cree que es una causa importante de gastroenteritis esporádica en niños pequeños.

h) REOVIRUS:

Ha sido aislado de las heces fecales de pacientes que han padecido diferentes enfermedades, pero no se ha podido establecer una clara relación etiológica. Parece ser que la infección por reovirus en humanos es común y se asocia con manifestaciones benignas o no clínicas.

i) POLIOVIRUS:

Se ha encontrado en orina y parece estar asociado con leucoencefalopatología, pero ha sido poco estudiado.

j) ASTROVIRUS, CALICIVIRUS:

Parecen estar asociados a gastroenteritis humana, produciendo diarrea, pero tampoco han sido bien estudiados.

(Kowal, Pahren & Alvin, 1931)

DESCRIPCION DE LAS ENFERMEDADES CAUSADAS POR PROTOZOARIOS

a) Entamoeba histolytica

Causa amibiasis o disentería por amibas, una enteritis aguda, , cuyos síntomas pueden ser desde un malestar abdominal benigno con diarrea, hasta una disentería fulminante con fiebre, escalofríos y diarreas con sangre o mucosidades. La mayoría de las infecciones son asintomáticas, pero pueden suceder casos severos de diseminación, produciendo abscesos en hígado, pulmones y cerebro, con riesgo de muerte. En México, la tasa de morbilidad fue de 1000 por 100,000 habitantes de 1932 a 1934; y la mortalidad que ocasionó en estos años fue de 1800 casos.

b) Giardia lamblia

Produce giardiasis, una infección asintomática frecuente del intestino, el cual puede estar asociado con diarrea crónica, mala absorción de grasas, fatiga y pérdida de peso.

c) Balantidium coli

Produce balantidiasis, una enfermedad del colon, caracterizada por diarrea o disentería, la cual se transmite por quistes en agua contaminada, particularmente por cerdos.

(Kowal, Pahren & Akin, 1931)

REFERENCIAS

- ✓ ASANO, T. & PETTYGROVE, G.S. (1984) "Irrigation with Reclaimed Municipal Wastewater. A Guidance Manual". University of California, Davis. Report No 84-1 wr, California, U.S.
- BARNES, GEORGE E. (1967) "Tratamiento de Aguas Negras y Resechos Industriales". Centro Regional de Ayuda Tecnica, Mexico.
- BAGDASARYAN, G.A. (1964) "Survival of viruses of the enteric virus group in soils and vegetables". J. Hygiene, Epidemiology, Microbiology and Immunology, U.S.
- BENEFIELD, LARRY & CLIFFORD W. RANDALL (1980) "Biological Process Design for Wastewater Treatment". Prentice - Hall, U.S.
- BRYAN, J.L. (1977) "Disease Transmitted by Foods Contaminated by Wastewater". J. Food Protection, U.S.

BUCKMAN, H.O. & BRADY, N.O. (1969) "The nature and Properties of Soils". Mc Millan, U.S.

CALIFORNIA DEPARTMENT OF HEALTH SERVICES (1978).
"Wastewater Reclamation Criteria". Title 22,
Berkeley, California, U.S.

CARNOW, NORTHROP, WADDEN, ROSENBERG, HOLDEN, NEAL, SCHEFF,
SCHEFF & MEYER (1979) "Health Effects of Aerosols
emitted from an Activated Sludge Plant". EPA-600/1-
79-019. Health Effects Research Laboratory, U.S. EPA

COMISION DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO (1987) "Informe
Tecnico". Documento Interno, Nuevo Laredo,
Tamaulipas, Mexico.

CRITES, R.W. & UIGA, A. (1979) "An Approach for Comparing
Health Risks of Wastewater Treatment Alternatives: A
Limited Comparison of Health Risk between Slow Rate
Land Treatment and Activated Sludge Treatment and
Discharge". EPA - 430/9-79-009 Office of Water
Program Operations, U.S.

✓ DEPARTMENT OF AGRICULTURE, U.S. (1954) "Diagnostico y Rehabilitacion de Suelos Salinos y Sodicos" (Manual No 60), Instituto Nacional de Investigaciones Agricolas, S.A.G., Mexico (Edicion 1971)

DEPARTMENT OF AGRICULTURE, U.S. (1974) "Manual de Conservacion de Suelos", Ed. Limusa, Mexico.

DEPARTMENT OF AGRICULTURE, U.S. (1982) "Relacion de Agua, Suelos, Plantas y Atmosfera", Ed. Diana, Mexico.

✓ FEACHMEN, BRADLEY, GARELICK & MARA (1978) "Sanitation and Disease: Health Aspects of Excreta and Wastewater Management". World Bank Studies in Water Supply and Sanitation, No 3, Johns Hopkins University Press, Baltimore, U.S.

ITURBE, R. (1986) "Salinidad y Disposicion de Aguas Residuales en Suelos". Instituto de Ingenieria, U.N.A.M. Mexico.

JEFATURA DE DISTRITO DE DESARROLLO RURAL No 154 - NUEVO LAREDO 37) "Informacion General del Distrito", Nuevo Laredo, Tamaulipas, Mexico.

✓ KOWAL, N.E., PAHREN, H.R. & AKIN, E.W. (1981)
"Microbiological Health Effects Associated with the
Use of Municipal Wastewater for Irrigation", in:
Municipal Wastewater in Agriculture, Academic Press,
U.S.

LEOPOLD, A.C. (1964) "Plant Growth and Development". Mc
Graw Hill. New York, U.S.

MAAS, E.V. (1982) "Salt Tolerance of Plants", in: Handbook
of Plant Science, Christie (Ed), CRC Press, Inc. U.S.

✓ MC NEAL, R.L. (1981) "Evaluation and Classification of
Water Quality for Irrigation", in: Salinity in
Irrigation and Water Resources, Dan Yaron (Ed),
Marcel Dekker, Inc. U.S.

MENDOZA BERRUETO, E. (1981) "Aspectos Socioeconomicos de la
Frontera Norte de la Republica Mexicana", en:
Frontera del Norte: Integracion y Desarrollo.
Colegio de Mexico, Mexico.

MENDOZA MARGUEZ, H. (1981) "Land Treatment: A Viable
Solution for Management of Wastewater in the
Metropolitan Area of the Valley of Mexico", in:
Municipal Wastewater Agriculture, D'Itri, Aguirre y
Athe (Eds), Academic Press, U.S.

METCALF & EDDY (1972) "Wastewater Engineering: Collection, Treatment, Disposal". Mc Graw Hill, U.S.

MURPHY, W.H. & SYVERTON, J.T. (1958) "Absorption and Translocation of mammalian viruses by plants", II. Recovery and Distribution of viruses in plants. Virology 6,623.

ORTA LEDESMA, M.T. (1935) "Criterios para el Aprovechamiento de Aguas Residuales en Riego Agrícola en Mexico Tesis D.E.P.F.I. - U.N.A.M., Mexico.

PAGE, A.L. & CHANG, A.C. (1981) "Trace Metals in Soils and Plants Receiving Municipal Wastewater in Irrigation", in: Municipal Wastewater in Agriculture, D'Itri, Aguirre y Athie (Eds), Academic Press, New York, U.S.

PAMALHO, A.S. (1983) "Introduction to Wastewater Treatment Process". Academic Press, U.S.

ROJAS GARCIDUEÑAS, M (1984) "Fisiología Vegetal Aplicada" Mc Graw Hill, Mexico.

✓ S.A.R.H. (1981) "Evaluación del Impacto Ambiental del Transporte y Uso de las Aguas Residuales del Área Metropolitana del Valle de México en la Agricultura", Documento Interno, S.A.R.H. México.

S.A.R.H. DIRECCION GENERAL DE DISTRITOS Y UNIDADES DE RIEGO (1977) "Características de los Distritos de Riego", S.A.R.H. México

S.A.R.H. COMISION DEL PLAN NACIONAL HIDRAULICO (1976) "Uso Potencial del Suelo". Documento No 12, S.A.R.H. México.

S.A.R.H. COMISION DEL PLAN NACIONAL HIDRAULICO (1977) "Uso Potencial del Suelo: Anexo E - Cuenca Baja del Rio Bravo y Norte de Ixmiquilpan", S.A.R.H. México.

S.P.P. DIRECCION GENERAL DE ESTADISTICA (1972) "IX Censo General de Población y Vivienda", S.P.P. México.

S.P.P. DIRECCION GENERAL DE ESTADISTICA (1932) "X Censo General de Población y Vivienda". S.P.P. México.

S.R.H. DIRECCION DE AGROLOGIA (1966) "Estudio de los Suelos de la Republica Mexicana, S.R.H. México.

THORNTHWAITE (1948) • An Approach Toward a Rational Classification of Climates Trad. Miguel Perez Espinosa, Revista Ingenieria Hidraulica en Mexico.

VICTORIA MASCORRO, E. (1984) "Patrones de Distribucion Espacial de los Asentamientos Humanos en la Franja Ecuatorial Nortia", en: Impactos Regionales de las Relaciones Economicas Mexico-Estados Unidos. El Colegio de Mexico, Mexico.

INTRODUCCION

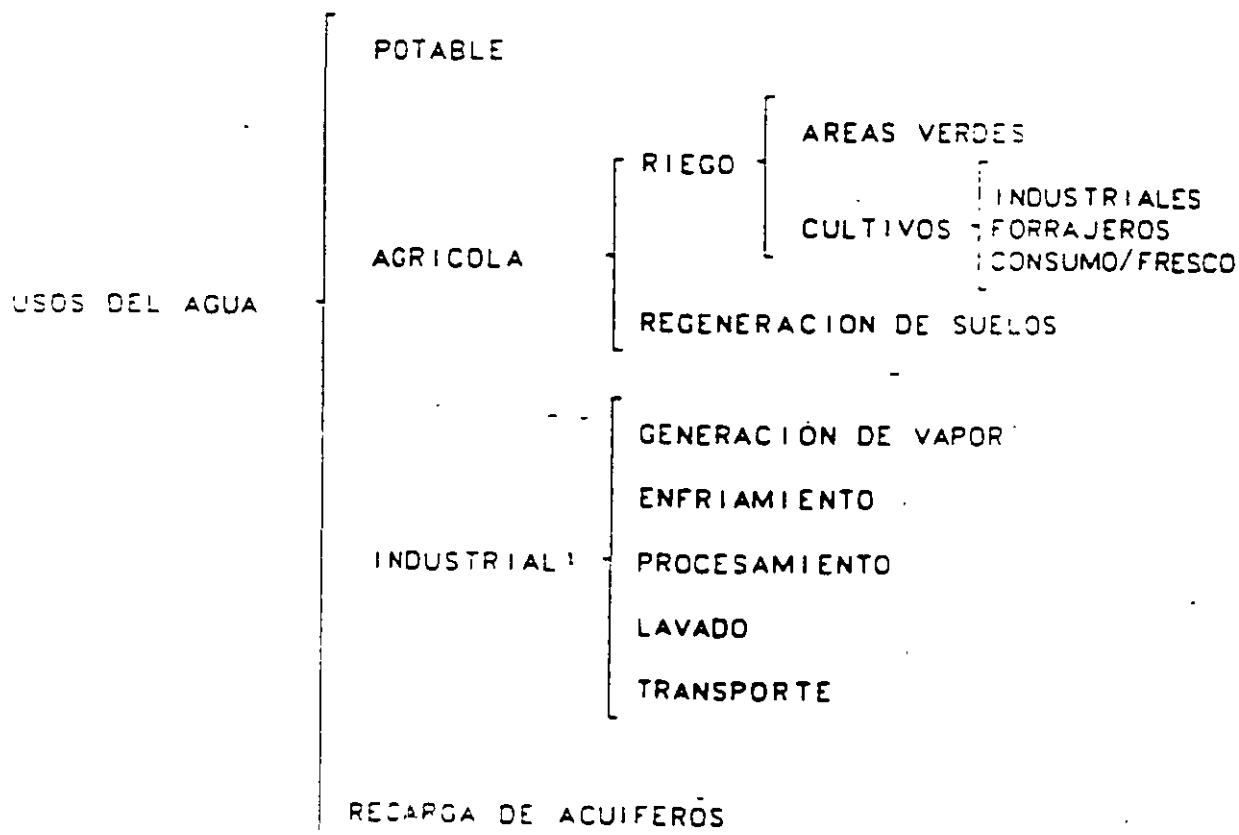
DEFINICION DEL TERMINO CALIDAD:

- A) MANERA DE SER DE UN PERSONA O COSA
- B) FUNCION, NOBLEZA O LINAJE
- C) EXCELENCIA, IMPORTANCIA (ASUNTO DE CALIDAD)
- D) CLASE, VALIA

ES UN TERMINO AMBIGÜO. SIN EMBARGO NOS INTERESA SU USO EN CUANTO SE REFIERE AL VALOR RELATIVO DE UN OBJETO CON UN DETERMINADO PATRON.

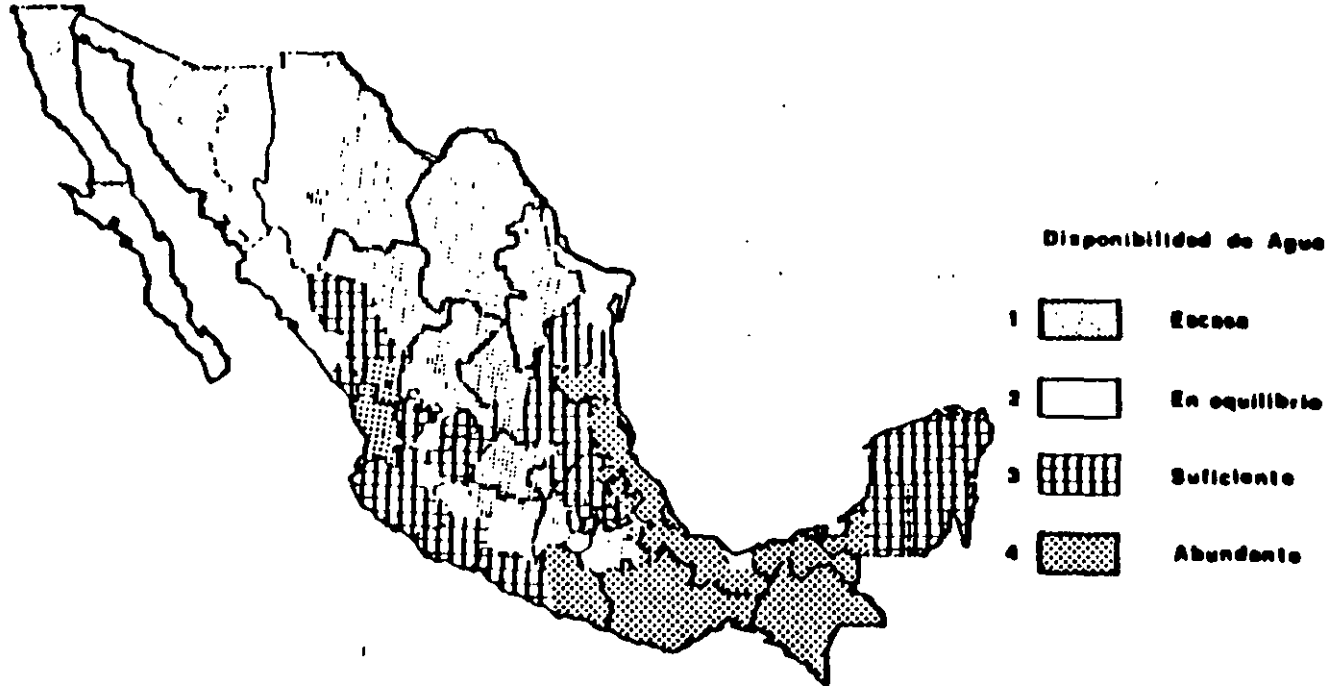
OBJETO → AGUA

PATRON → REGLAMENTOS Y NORMAS DE USO DEL AGUA
O CRITERIOS



se señalan los usos mas comunes

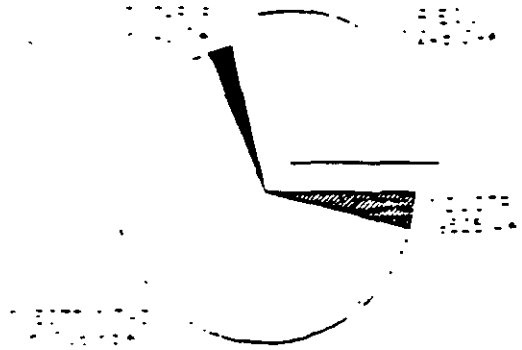
**Zonas de disponibilidad de agua que considera
la Ley Federal de Derechos**



28/12

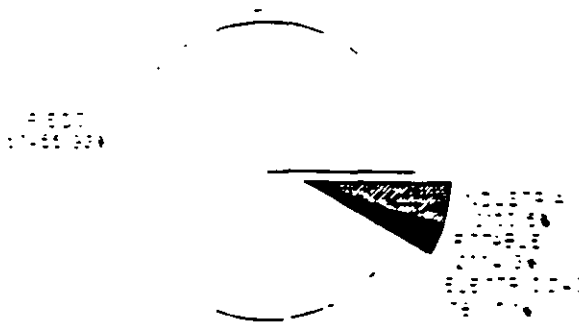
**EXTRACCION DE AGUA
POR LOS DIFERENTES USUARIOS**

(Millones de metros cúbicos)



**CONSUMO DE AGUA
POR LOS DIFERENTES USUARIOS**

(Millones de metros cúbicos)



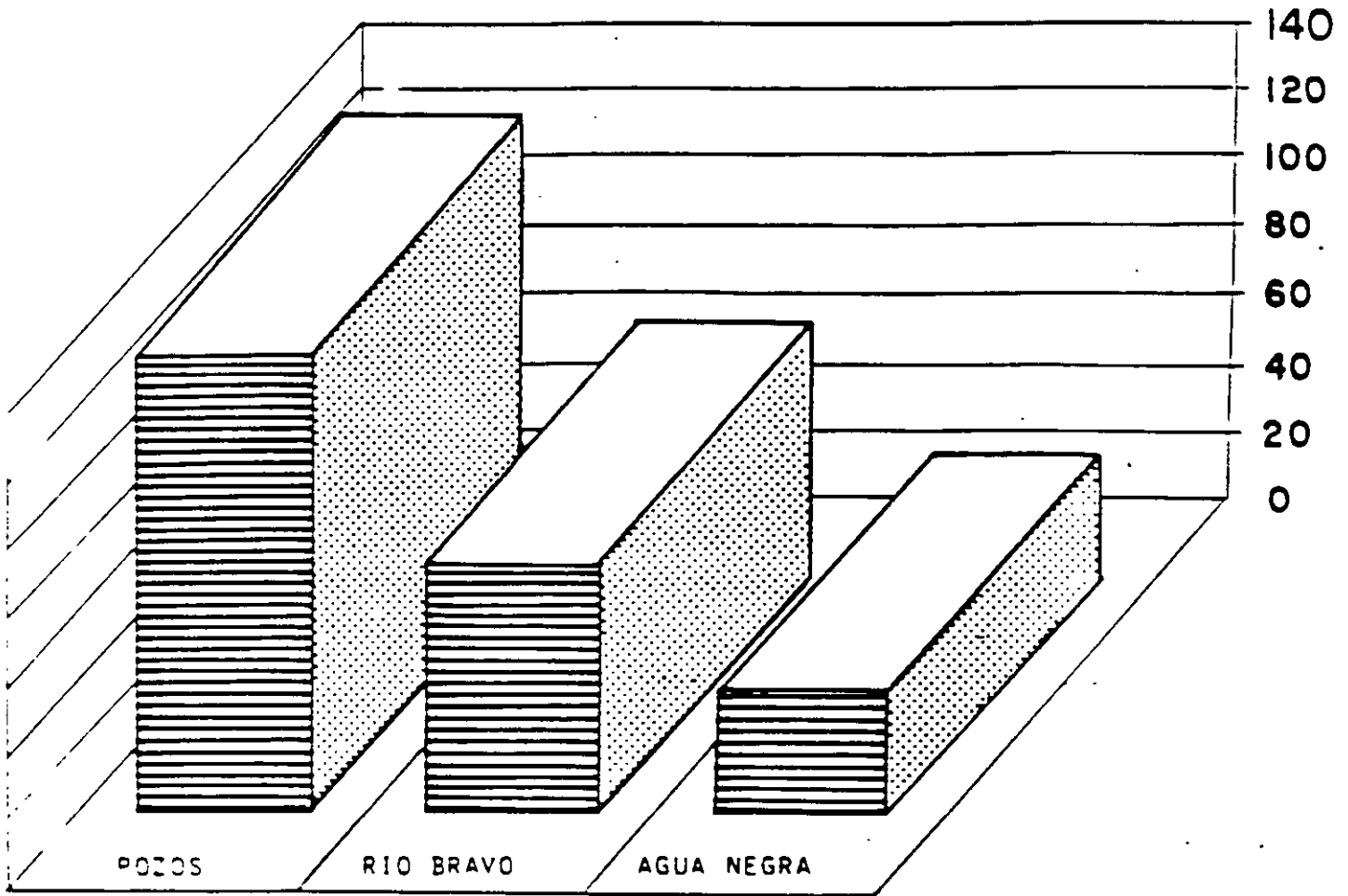
VOLUMENES Y CALIDAD PROMEDIO DEL AGUA PARA RIEGO

FUENTE DE ABASTECIMIENTO	VOLUMEN ANUAL (MM ³)	SOLIDOS DISUELTOS (P.P.M.)	C.E. x 10 ⁶	R.A.S.	CLASIFICACION
AGUA TRATADO INTERNACIONAL (BRAVO)	74	571.6	866.2	1.84	C3 - S1
AGUA NEGRA	36.8	964.5	1,454.6	2.32	C3 - S1
AGUA MEZCLAS		928.7	1,411.5	2.41	C3 - S1
AGUA SUBTERRANEA	135				
AGUA DE POZO/CANAL PRAL.		2,009.9	3,291.8	4.81	C4 - S2
AGUA DE POZO/BOMBEO SARH		1,951.6	3,222.1	5.22	C4 - 2
TOTAL	245.8				

32/42

FUENTE: S.A.R.H. 1986

ABASTECIMIENTO DE AGUA PARA RIEGO



FUENTE DE ABASTECIMIENTO

ALGOVECHAMIENTO DE LOS EFLUENTES DE LAS PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES QUE OPERA LA DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION Y OPERACION HIDRAULICA DEL DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL.(5)

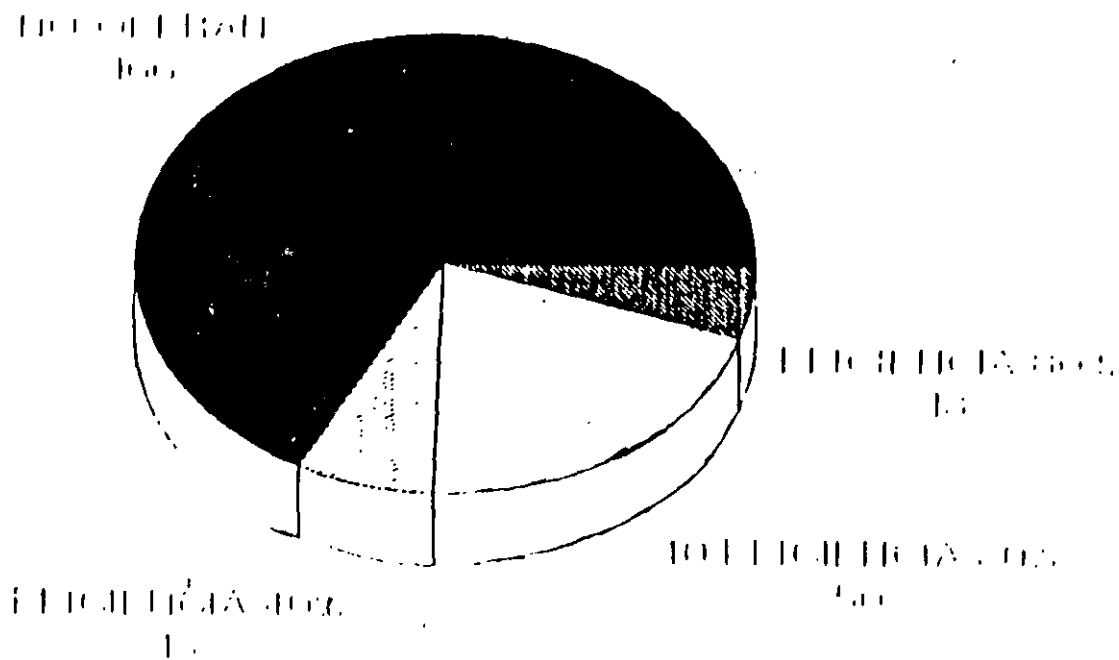
PLANTA	USO DE LAS AGUAS TRATADAS O RENOVADAS
CHIAPULTEPEC	RIEGO DEL BOSQUE DE CHIAPULTEPEC Y LLENADO DE LAGOS Y FUENTES UBICADOS EN EL MISMO BOSQUE
CD. DEPORTIVA	RIEGO DE AREAS VERDES DE LA CIUDAD DEPORTIVA Y DE CAMELLONES EN ALGUNAS AVENIDAS IMPORTANTES
SAN JUAN DE ARAGON	RIEGO DEL BOSQUE DE SN. JUAN DE ARAGON Y LLENADO DEL LAGO UBICADO EN EL MISMO BOSQUE
COYOACAN (ANTES XOCHIMILCO)	REPOSICION DE NIVELES DE LOS CANALES DE XOCHIMILCO Y RIEGO DE LOS VIVEROS UBICADOS EN COYOACAN
CERRO DE LA ESTRELLA	REPOSICION DE NIVELES DE LOS CANALES DE XOCHIMILCO Y RIEGO DE CAMELLONES DE LA CZDA. I. ZARAGOZA
BOSQUES DE LAS LOMAS	RIEGO DE JARDINES Y CAMELLONES POR MEDIO DE PIPAS
ACUEDUCTO DE GUADALUPE	SE ESTA CONSTRUYENDO LA RED DE DISTRIBUCION DE AGUA TRATADA PARA EL RIEGO DE AREAS VERDES EN EL INSTITUTO POLITECNICO NACIONAL
EL ROSARIO	SE ESTA CONSTRUYENDO LA RED DE DISTRIBUCION DEL AGUA TRATADA PARA SU USO EN EL DEPORTIVO REYNOSA
TLATELOLCO	RIEGO DE JARDINES Y CAMELLONES POR MEDIO DE PIPAS

32/42

* Inyección de agua (proceso de investigación)
 Tratamiento de aguas por O.A. y OSMOSIS.

INVENTARIO NACIONAL DE PLANTAS DE TRATAMIENTO

INFRAESTRUCTURA DISPONIBLE EN LAS 540 POBLACIONES
MAYORES A 10,000 HABITANTES (1989)



33/42

CALIDAD DEL AGUA DE RIEGO

ASPECTOS "SANITARIOS"

RIESGOS A LA SALUD POR
CONTAMINACIONES

MICROBIOLOGICAS

VIRUS
BACTERIAS
PROTOZOARIOS
HELMINTOS

METALES

PLOMO
CROMO
CADMIO
MERCURIO

ASPECTOS "AGRONOMICOS"

EFFECTOS EN LA PRODUCCION DE
CULTIVOS DEBIDO A

SALINIDAD
SODICIDAD
METALES

3/1/69

CALIDAD DEL AGUA PARA RIEGO
ASPECTOS SANITARIOS

RIESGOS A LA SALUD POR MICROORGANISMOS PATOGENOS

MICROORGANISMOS

ENFERMEDADES RELACIONADAS

BACTERIAS

GASTROENTERITIS, DIARREAS
DISENTERIA, TIFOIDEA
SALMONELOSIS

VIRUS

POLIOMELITIS, HEPATITIS
MENINGITIS, PARALISIS
DIARREA, GASTROENTERITIS
NEUMONIA, CONJUNTIVITIS

PROTOZOARIOS

AMIBIASIS
DISENTERIA AMIBIANA
DIARREA CRONICA

HELMINTOS

ENFERMEDADES INTESTINALES
COMO TENIASIS Y CISTICERCOSIS

FUENTE: KOWAL, PAHREN & AKIN, 1981

CALIDAD DEL AGUA PARA RIEGO
ASPECTOS AGRONOMICOS

METALES TOXICOS A LOS CULTIVOS

ELEMENTO	CONC.*	EFEECTO EN CULTIVO
AL	0.1 - 1.0	CAUSA PUDRICION EN LAS RAICES
AS	0.1 - 2.0	LIMITA SEVERAMENTE EL CRECIMIENTO
BE	0. - 5.0	REDUCE LOS RENDIMIENTOS
B	0.5 - 4.0	CAUSA NECROSIS EN HOJAS Y ABSICION
CR	0.5 - 5.0	COMO CROMO +6 DAÑA EL CRECIMIENTO
CU	0.1 - 1.0	INDUCE DEFICIENCIAS DE FE Y P
F	---	CAUSA NECROSIS Y CLOROSIS
LI	0.05-0.25	AFECTA CITRICOS Y UVAS
MN	0.25- 1.0	CAUSA CLOROSIS Y RIZADO EN MARGEN DE HOJAS
NI	0.5 - 1.0	LIMITA CRECIMIENTO
V	0.5 - 2.5	LIMITA CRECIMIENTO

FUENTE: PAGE & CHANG, 1981

*CONCENTRACION FITOTOXICA EN MG/L

SUPERVIVENCIA DE MICROORGANISMOS (DIAS)

MICROORGANISMO	EN SUELOS	EN CULTIVOS
BACTERIAS	4 - 70	6 - 35
VIRUS	100	MENOS DE 20
PROTOZOARIOS	3	3
HELMINTOS	VARIOS AÑOS	27 - 35

REDUCCION DE MICROORGANISMOS POR TRATAMIENTO

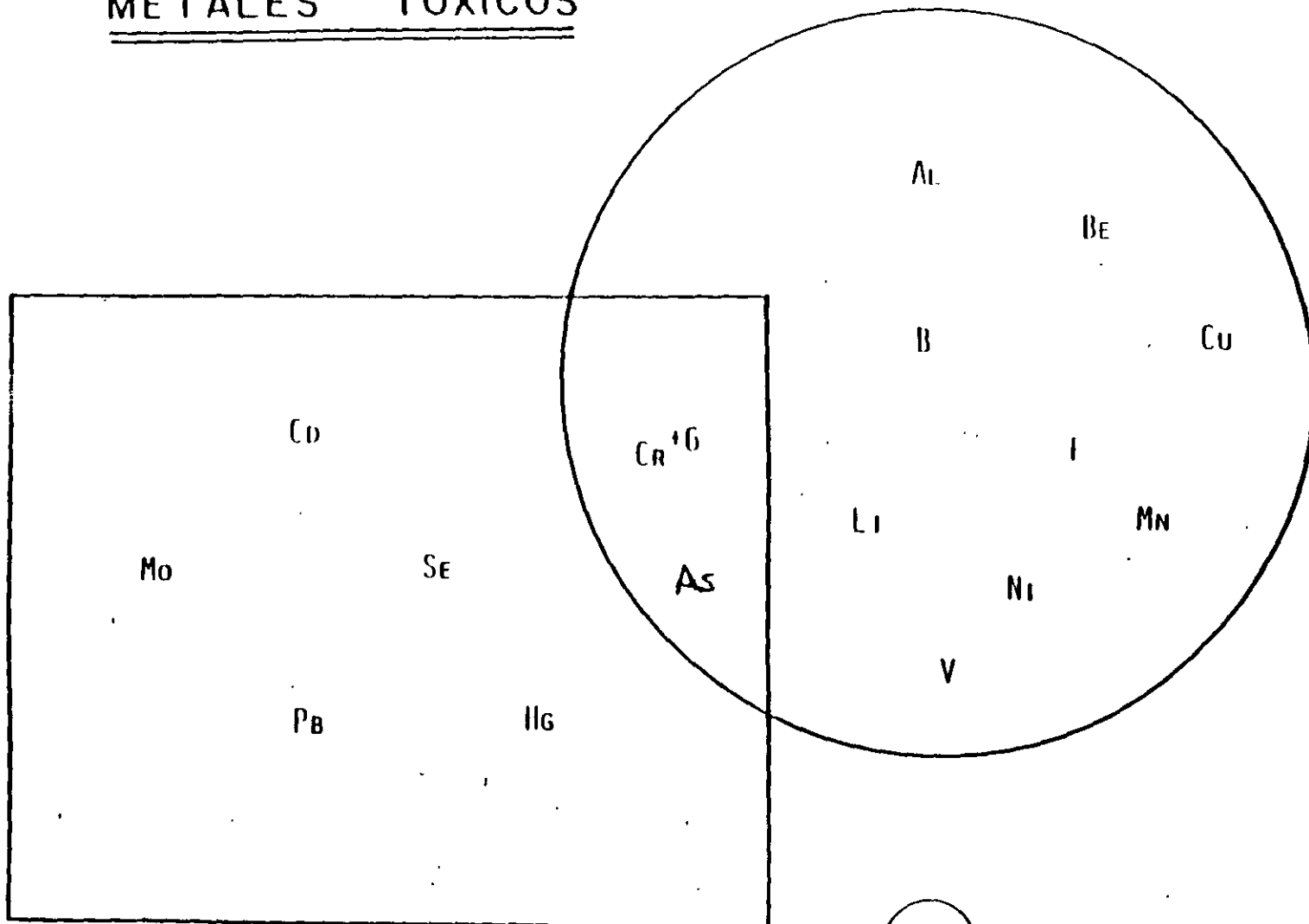
SISTEMA DE TRATAMIENTO	MICROORGANISMO	REDUCCION
PRIMARIO (SEDIMENTACION)	BACTERIAS	10 - 35%
	VIRUS	10%
	PROTOZOARIOS	0 - 2%
	HELMINTOS	100%
LUNAS DE ESTABILIZACION	BACTERIAS	90%
	VIRUS	90%
	PROTOZOARIOS	100%
	HELMINTOS	100%

FUENTE: KOWAL, PAHREN & AKIN, 1981

CRITES & UIGA, 1979

FEACHMEN, BRADLEY, GARELICK & MARA, 1978

METALES TOXICOS



○ Cultivos

□ Hombre

38/29

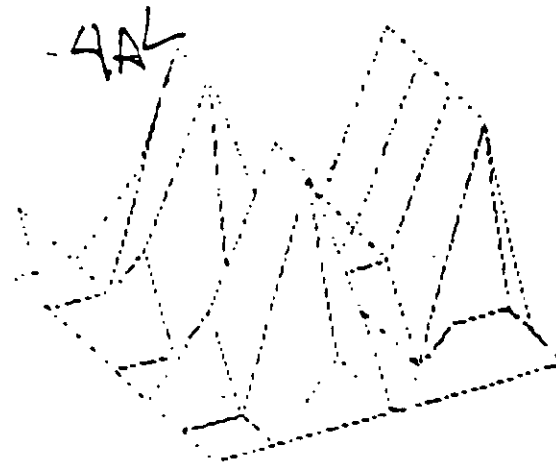
CONCENTRACION ESTIMADA DE METALES EN LAS AGUAS RESIDUALES
DE LA CIUDAD DE MEXICO

METAL TRAZA	CONCENTRACION (mg/L)
ARSENICO	0.001
BORO	2.83
CADMIO	0.02
CIANURO	0.64
COBRE	0.214
CROMO	0.42
FIERRO	4.05
FLUOR	0.48
MANGANESO	0.32
MERCURIO	0.01
MOLIBDENO	1.44
NIQUEL	0.65
PLOMO	0.25
ZINC	0.54

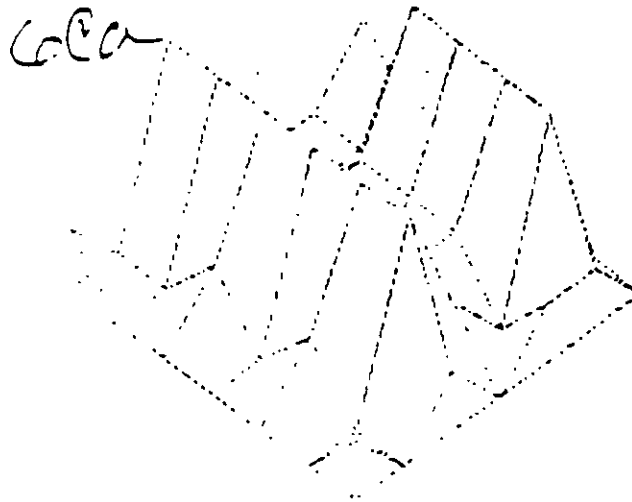
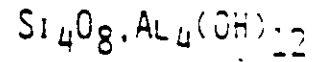
FUENTE: S.A.R.H. 1981

39/42

EFFECTO DEL SODIO EN EL SUELO



KAOLINITA

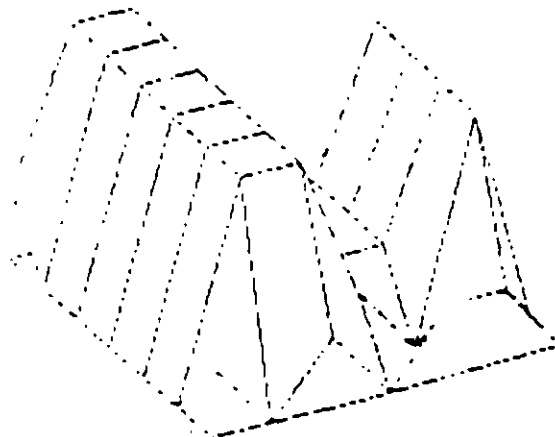


SE INTERCAMBIAN IONES
DE ALUMINIO POR CALCIO

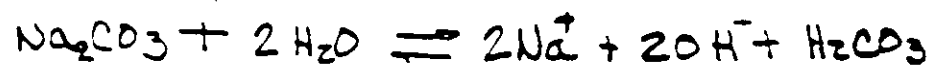


Zeolite

(Sodalite)



SE INTERCAMBIAN IONES
DE CALCIO POR SODIO



TIPO DE SISTEMA DE TRATAMIENTO

OPERACIONES UNITARIAS Y PROCESOS DE TRATAMIENTO

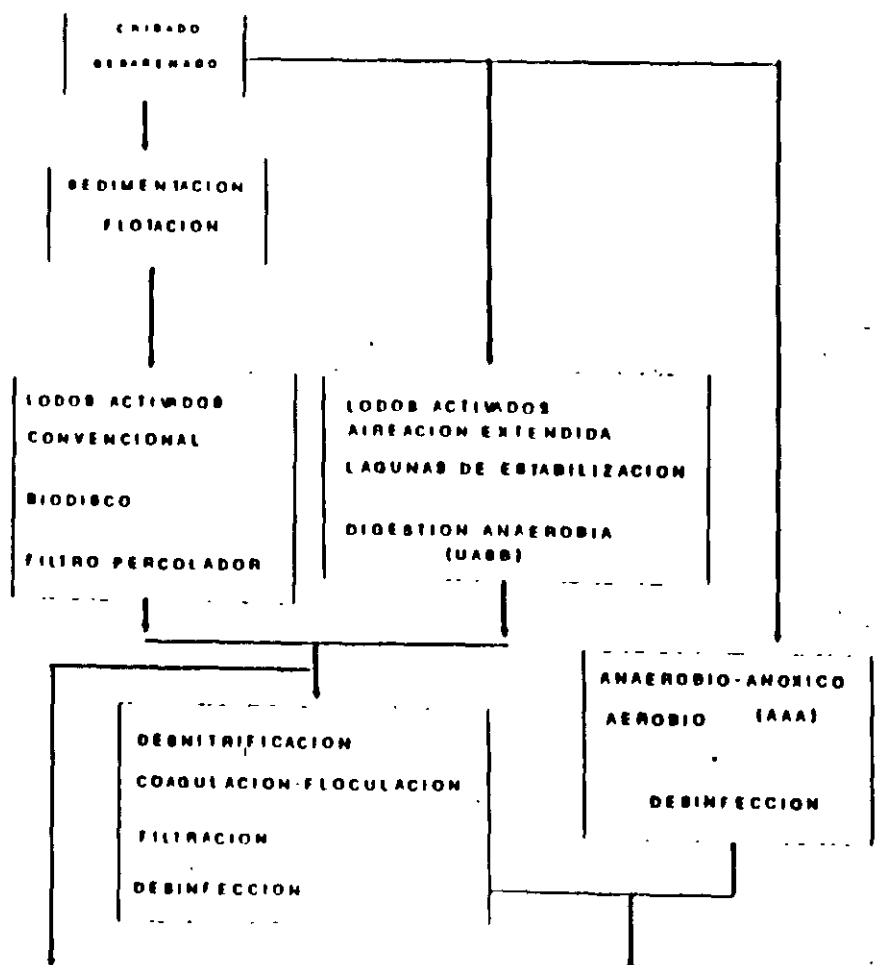
COMPUESTOS REMOVIDOS

PRELIMINAR

PRIMARIO

SECUNDARIO

TERCIARIO



SOLIDOS DE GRAN
TAMANO Y PESO

SOLIDOS SUSPENSOS
Y SEDIMENTABLES
GRASAS Y ACEITES

SOLIDOS DISUELTOS
BIODEGRADABLES

MICROORGANISMOS PATOGENOS
Y NUTRIENTES

PARA ESTE BLOQUE SE INCLUYEN VARIOS PROCESOS, PERO EN LA SELECCION DE UN TRN DE TRATAMIENTO SE SELECCIONA SOLO UNO

4/1/42



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO EN MANEJO INTEGRAL DE
AGUAS MUNICIPALES**

**MÓDULO IV
CA 086**

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

TEMA

**TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES EN
COMUNIDADES PEQUEÑAS**

**EXPOSITOR: M. EN C. EDUARDO IZURIETA RUIZ
PALACIO DE MINERÍA
JULIO DEL 2002**

TRATAMIENTOS DE LAS AGUAS RESIDUALES EN COMUNIDADES PEQUEÑAS

Las soluciones son múltiples, deben considerarse factores varios para encontrar la solución más adecuada.

La falta de personal técnico preparado para operar los procesos, sugiere que deben ser sencillos de operar.

Entre las soluciones sencillas tendríamos:

- (a) Lagunas de estabilización
- (b) Tanque Imhoff
- (c) Combinación de soluciones (a) y (b)
- (d) Planta de tratamiento con filtro percolador
- (e) Tanque séptico

TANQUE SÉPTICO

Constituye una solución para el medio rural.

Puede utilizarse para tratar las aguas residuales de viviendas aisladas o concentradas en número pequeño, instituciones varias, escuelas.

La experiencia indica que el tanque séptico reduce: -

- 60 al 70 por ciento de la DB05 y sólidos suspendidos
- Reducción parcial de helmintos (parásito intestinal)
- La operación no implica problemas serios.

- Si se lo emplea con un campo de infiltración de 8 m. se logra la remoción de DB05, DQO, nitrógeno amoniacal, fósforo total, hierro y bacterias.
- Tiene muchas ventajas comparado con las letrinas.

Filtros intermitentes de arena.

De útil aplicación en:

(a) Localidades de 2 a 3 mil habitantes.

(c) Escuelas e instituciones

- Es recomendable la presedimentación para reducir la extensión del campo -
- Cuando se emplea agua cruda hay problemas con al operación (obtyración de la arena), lagunamiento, proliferación de insectos, malos olores, problemas sanitarios en general.

(d) La carga hidráulica recomendada:

- Aguas crudas 30 a 50 mil gal/acre/día (28 a 47 litros/metro cuadrado/día).
- Aguas sedimentadas: 100 mil gal/acre/día (97 litros/metro cuadrado-día).

TANQUE IMHOFF

(b) Estructura hidráulica que incorpora los dos procesos:

- Sedimentación
- Digestión

(b) El tanque sedimentador está incluido en otro que hace de digestor

(c) Las áreas laterales del sedimentador tienen la materia sobrenadante porque los gases del digestor empujan a la materia orgánica.

- (d) Existen diseños especiales para que los lodos parcialmente digeridos puedan ser retirados fácilmente. Se recomienda inclinación de 45 grados.

- (b) El sedimentador tiene en el fondo una ratyra para que se sedimente el material en suspensión.

FILTROS INTERMITENTES DE ARENA

1. Los filtros intermitentes de arena constituyen un proceso para servir a:

- Localidades pequeñas (aproximadamente 2 a 3 mil habitantes).
- Instituciones.

2. Se requieren grandes extensiones de terreno, sobre todo cuando las aguas residuales no se presidementan.

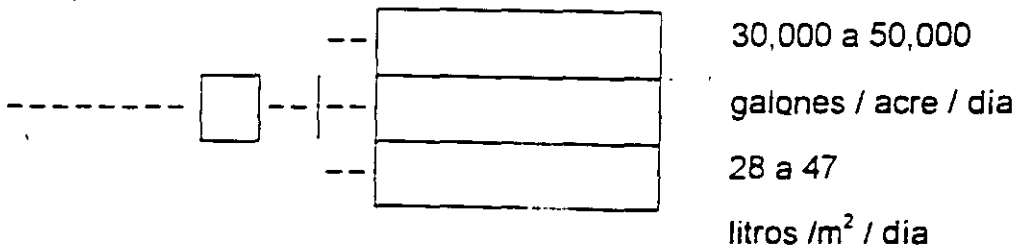
3. Cuando se emplea agua cruda hay problemas con la operación:

- Obturación rápida de la arena
- Lagunamiento
- Proliferación de insectos
- Molestias sanitarias en general

4. Con el proceso se recomienda tanques de dosificación

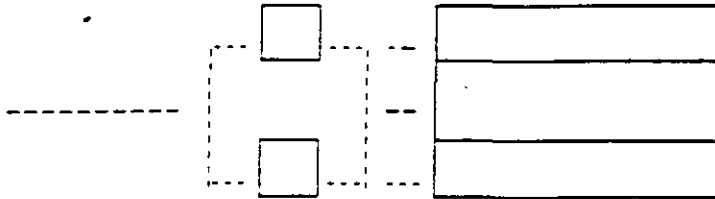
5. Las cargas hidráulicas pueden ser las siguientes:

- Con agua cruda (sin sedimentación)



- Con agua sedimentada

100,000 gal./acre/día



97 litros/m²/día

1 gal. ó 3.7854 litros

1 acre = 4,047 m²



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO EN MANEJO INTEGRAL DE
AGUAS MUNICIPALES**

**MÓDULO IV
CA 086**

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

TEMA

TRATAMIENTOS AVANZADOS EN AGUAS RESIDUALES

**EXPOSITOR: DR. GERMÁN BUITRÓN MÉNDEZ
PALACIO DE MINERÍA
JULIO DEL 2002**

TRATAMIENTOS AVANZADOS EN AGUAS RESIDUALES

Dr. Germán Buitrón Méndez
Instituto de Ingeniería, UNAM
Coordinación de Bioprocesos Ambientales
C.U. Apartado Postal 70-472
04510 México, D.F.
FAX 616-2164

Los tratamientos avanzados se definen como el tratamiento adicional necesario para eliminar las sustancias suspendidas y disueltas que permanecen después de un tratamiento secundario clásico. Estas sustancias pueden ser materia orgánica o sólidos suspendidos, o pueden variar de iones relativamente simples, tales que el potasio, el calcio, el sulfato, el nitrato y el fosfato hasta los cada vez más complejos compuestos orgánicos sintéticos.

En años recientes se ha entendido mejor el efecto de estas sustancias sobre el medio ambiente por lo que las exigencias en materia de tratamiento de agua se han hecho más severas en términos de concentraciones límites de estas sustancias en los efluentes.

La tabla 1 presenta la composición típica del agua residual doméstica en donde se pueden apreciar las concentraciones de las sustancias arriba mencionadas. El efecto potencial que estas sustancias residuales podrían tener varía considerablemente.

Así, aunque los sólidos suspendidos y algunos compuestos orgánicos son eliminados en el tratamiento secundario, una eliminación adicional puede requerirse en casos especiales de descargas a corrientes de agua y lagos.

Los compuestos que tienen nitrógeno y fósforo disponible han llamado la atención ya que aceleran la eutroficación de los lagos y promueven el crecimiento de plantas acuáticas. Recientemente, se ha hecho necesaria la eliminación de estos compuestos debido a que el agua residual tratada es utilizada para la recarga de acuíferos. Además, la eliminación del nitrógeno es necesaria para eliminar el amoníaco que puede tener un impacto por su toxicidad sobre algunos cuerpos receptores.

Desde 1980 se ha puesto atención sobre los compuestos tóxicos y los compuestos orgánicos volátiles presentes en las aguas residuales. En particular estos compuestos son de interés cuando se descarga el agua tratada en cuerpos de agua superficiales o es utilizada para

Tabla 1. Composición típica de un agua residual doméstica sin tratar

Contaminantes	Concentración			
	Unidad	Valor pico	Valor medio	Valor extremo
Sólidos totales (ST)	mg/l	350	720	1200
Disueltos totales (SDT)	mg/l	250	500	850
Fijos	mg/l	145	300	525
Volátiles	mg/l	105	200	325
Sólidos suspendidos (SS)	mg/l	100	220	350
Fijos	mg/l	20	55	75
Volátiles	mg/l	80	165	275
Sólidos sedimentables	ml/l	5	10	20
Demanda Bioquímica de oxígeno (DBO ₅ 20 °C)	mg/l	110	220	400
Carbono orgánico total, COT	mg/l	80	160	290
Demanda química de oxígeno, DQO	mg/l	250	500	1000
Nitrogeno (total como N)	mg/l	20	40	85
Organico	mg/l	8	15	35
Amoniaco libre	mg/l	12	25	50
Nitritos	mg/l	0	0	0
Nitratos	mg/l	0	0	0
Fosforo (total como P)	mg/l	4	8	15
Organico	mg/l	1	3	5
Inorganico	mg/l	3	5	10
Cloruros	mg/l	30	50	100
Sulfatos	mg/l	20	30	50
Alcalinidad (como CaCO ₃)	mg/l	50	100	200
Grasa	No /100 ml	50	100	150
Coliformes totales	ug/l	$10^6 - 10^7$	$10^7 - 10^8$	$10^7 - 10^9$
Compuestos orgánicos volátiles	ug/l	<100	100 - 400	>400

la recarga de acuíferos, sobre todo si ésta va a ser utilizada posteriormente como fuente de agua potable.

Los sistemas de tratamiento avanzado pueden ser clasificados por el tipo de operación o proceso unitario o por la función principal de eliminación. En este capítulo se discutirán los principios y aplicaciones de los siguientes procesos y operaciones unitarias involucradas en el tratamiento avanzado o terciario de las aguas residuales:

- 1.- Filtración
- 2.- Eliminación de compuestos tóxicos - Adsorción
- 3.- Eliminación de sustancias inorgánicas disueltas
- 4.- Nitrificación
- 5.- Desnitrificación
- 6.- Eliminación del fósforo

FILTRACIÓN

Principio

La filtración es una operación unitaria de separación sólido-líquido en la cual el líquido pasa a través de un medio poroso para eliminar la mayor cantidad posible de sólidos suspendidos. En el campo de tratamiento de aguas residuales es utilizada para filtrar:

- 1) Efluentes secundarios no tratados
- 2) Efluentes secundarios tratados químicamente
- 3) Aguas residuales brutas tratadas químicamente

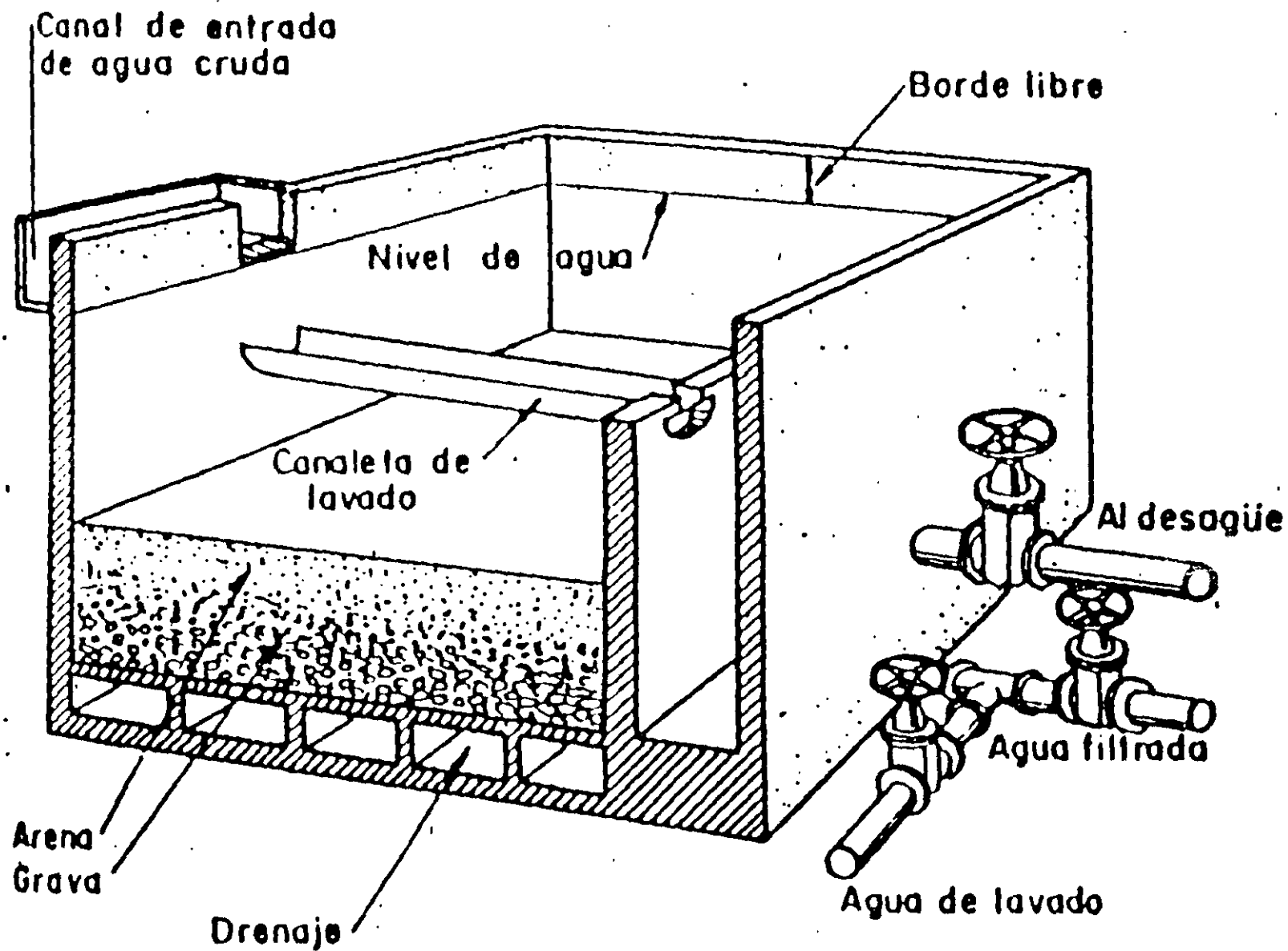


Figura 1. Partes de un filtro

El objetivo de la filtración es producir un efluente de alta calidad con la menor cantidad posible de partículas en suspensión (concentraciones menores a 10 mgSS/l). La operación completa de filtración consta de dos fases: filtración y retrolavado de los filtros.

Los filtros se clasifican de acuerdo con:

1.- El medio filtrante:

- a) Filtros con medio simple. Estos contiene un sólo tipo de medio que generalmente es arena
- b) Filtros con medio dual. Generalmente antracita y arena
- c) Filtros multimedia. Por lo común utilizan tres tipos de medio: antracita, arena y granate.

2.- La velocidad de filtración

- a) Filtros lentos. Tasas de filtración entre 0.15 y 0.30 m^3/m^2-h
- b) Filtros rápidos. Tasas de filtración entre 2 y 15 m^3/m^2-h

3.- La fuerza de filtración

- a) Por gravedad
- b) A presión

4.- La dirección de flujo

- a) Filtración ascendente
- b) Filtración descendente

5.- El control del flujo

- a) Filtración a tasa constante
- b) Filtración a tasa variable (tasa declinante)

Los mecanismos de eliminación de las partículas en la filtración son los siguientes:

- 1.- Tamizado. Las partículas más grandes que el tamaño del poro son retenidas mecánicamente.
- 2.- Sedimentación. Las partículas decantan en el medio filtrante.
- 3 - Impacto. las partículas más pesadas no siguen la línea de flujo.
- 4 - Intercepción. Muchas partículas contenidas en la corriente son retenidas cuando estas se ponen en contacto con la superficie del medio de filtración.
- 5.- Adhesión. Las partículas floculantes se pegan a la superficie del filtro.
- 6.- Adsorción química y física.

7.- Floculación y crecimiento biológico

Aplicaciones

Los filtros de medio simple son poco usados en tratamientos avanzados. Generalmente se prefieren los filtros duales o multimedias debido a que se obtienen tasas de filtración más elevadas ya que estos filtros tienen un mayor porcentaje de volumen de poros (porosidad) lo que implica una mayor retención de sólidos.

En general los filtros para el tratamiento de aguas residuales reciben partículas más grandes, pesadas y de tallas más variables que los filtros utilizados en potabilización. Por ello es recomendado llevar a cabo estudios piloto para determinar las mejores condiciones de operación de los mismos.

La filtración de aguas residuales es utilizada para eliminar los flóculos de los efluentes secundarios antes de descargar las aguas. También se utiliza para eliminar los precipitados residuales de la precipitación con cal o sales de fosfatos. Es una operación de pretratamiento antes de que el agua residual tratada sea introducida a los filtros de carbón activado.

En el caso de la reutilización del agua se requiere filtrar los efluentes antes de ser utilizados para los cultivos, el riego de áreas verdes y recreativas.

Las variables que controlan el proceso tienen que ver con las características del influente como son la concentración en sólidos suspendidos y la turbiedad, el tamaño de partícula y la fuerza del flóculo.

ELIMINACIÓN DE COMPUESTOS TÓXICOS - ADSORCIÓN

Los compuestos refractarios son compuestos resistentes a la degradación biológica en los procesos convencionales de tratamiento de aguas y en el medio ambiente. Los procesos utilizados para eliminar este tipo de compuestos son

Proceso	Aplicación
Adsorción con carbón activado	Eliminación de compuestos orgánicos sintéticos y naturales incluyendo los compuestos orgánicos volátiles, pesticidas PCB's y metales pesados
Lodos activados adicionados con carbón activado	Metales pesados, amoníaco, compuestos refractarios
Coagulación química	Metales pesados y PCB's
Oxidación química	Amoníaco, compuestos tóxicos, halogenados alifáticos y aromáticos.
Procesos biológicos convencionales	Fenoles, PCB'S, hidrocarburos halogenados

El cloro es generalmente utilizado en el proceso de oxidación química. La principal desventaja es que el cloro forma trihalometanos. Otros oxidantes son el ozono y el dióxido de cloro. La ventaja del ozono es que con este compuesto se elimina además el color.

ADSORCIÓN

La adsorción es la colección y concentración selectiva sobre la superficie sólida de moléculas de tipos particulares contenidas en un líquido o en un gas. A través de esta operación unitaria los gases o líquidos de sistemas mezclados, aún a muy bajas concentraciones, pueden ser selectivamente capturados y eliminados de las corrientes gaseosas o líquidas usando una gran variedad de materiales específicos conocidos como adsorbentes. El material que es adsorbido sobre el adsorbente es llamado adsorbato. Existen dos mecanismos involucrados en la adsorción: la adsorción física y la adsorción química.

Tipos de adsorción.

Cuando las moléculas gaseosas o líquidas alcanzan la superficie de un adsorbente y permanecen sin ninguna reacción química, el fenómeno es llamado adsorción física. El mecanismo por el cual se explica la adsorción física puede ser las fuerzas electrostáticas intermoleculares o de van der Waals, o puede depender en la configuración física del adsorbente como en el caso de la estructura de los poros del carbón activado. Los adsorbentes físicos típicamente cuentan con grandes áreas superficiales.

Actualmente el carbón activado es el adsorbente más ampliamente utilizado. Otros adsorbentes menos importantes son la alúmina activada, la sílica gel y las mallas moleculares. El carbón activado es catalogado como un adsorbente físico no polar. Se produce a partir de una gran cantidad de materiales carbónicos como son la madera, el aserrín, los huesos de frutas, las cáscaras de coco, el carbón mineral o hulla, el lignito y los residuos del petróleo. El carbón activado posee una área superficial interna muy grande con una intrincada red de poros. Se han estimado áreas superficiales totales entre 450 y 1800 m²/gramo, pero solamente una parte de esta superficie esta disponible para la adsorción. El carbón activado se presenta generalmente en tres tipos: granular o en gránulos naturales, en pellets y en polvo. Los carbones para la fase líquida pueden presentarse en polvo o bajo la forma granular, el primer tipo es mezclado y luego filtrado del líquido mientras que, el carbón granular es empacado en forma de lecho.

Técnicas por contacto en columna y equipo utilizado

Cuando se utiliza en el proceso de adsorción un adsorbente granular, el proceso se puede llevar a cabo en batch, en columna o por lechos fluidificados. Los sistemas de contacto más utilizados son los lechos fijos o los lechos móviles a contracorriente debido a los bajos costos de operación y a la alta utilización de la capacidad de adsorción del adsorbente. Los lechos fijos pueden emplear flujos ascendentes o descendentes del fluido; sin embargo los flujos descendentes son mas populares ya que el lecho del adsorbente también puede servir como filtro para los sólidos suspendidos. Los lechos móviles a contracorriente emplean un flujo ascendente del líquido y flujo descendente del adsorbente ya que este se puede mover por la fuerza de la gravedad. Ambas configuraciones pueden operarse por gravedad o bajo presión del líquido.

ADSORBER CONFIGURATIONS

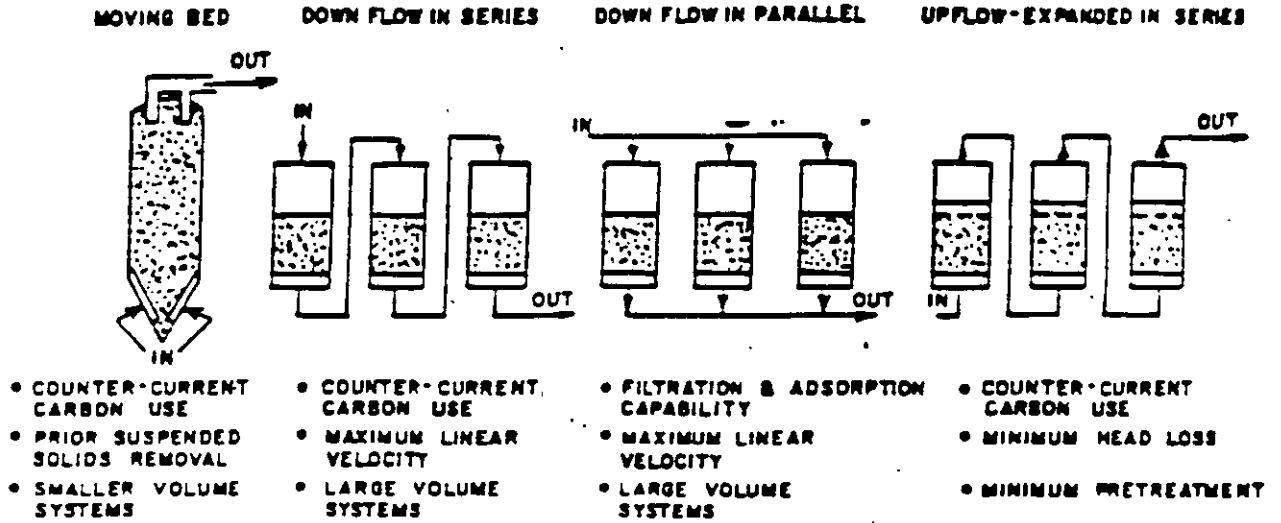


Figura 2. Sistemas típicos de adsorción

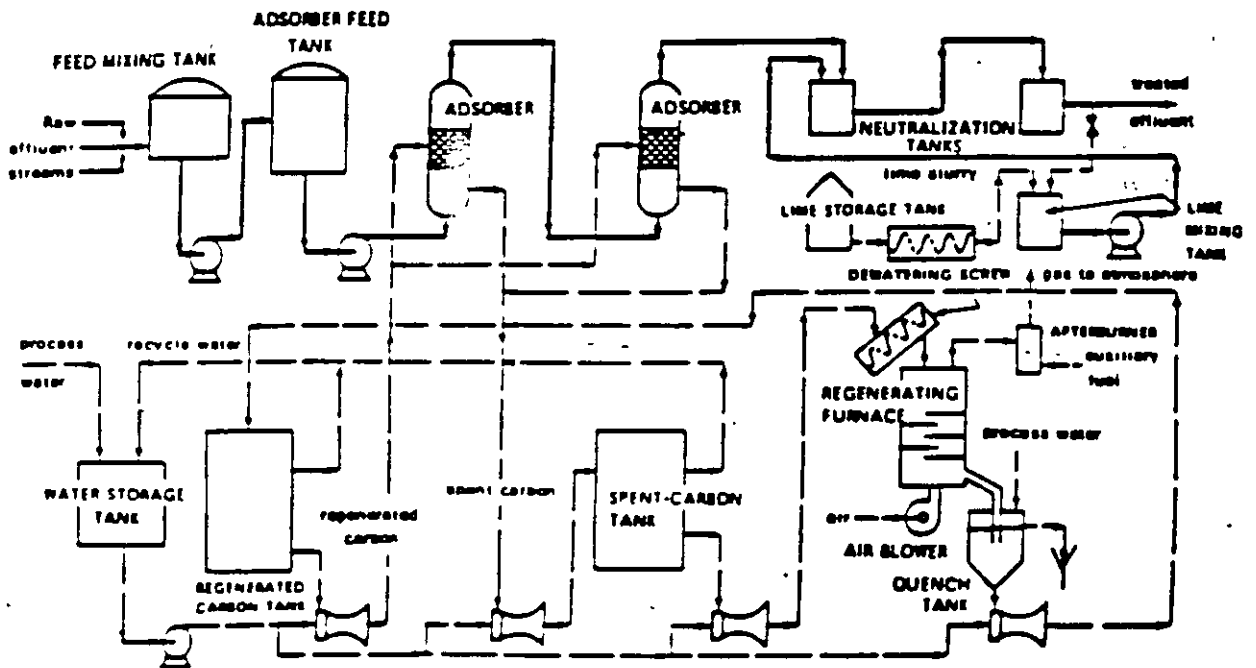


Figura 3. Esquema de una planta de adsorción/filtración sobre carbón activado para la eliminación de pesticidas

Técnicas de tratamiento con carbón activado

El carbón activado se usa comúnmente para eliminar compuestos orgánicos que causan olores, sabores y otros efectos nocivos. El carbón puede utilizarse ya sea en polvo o en gránulos. El carbón granular se coloca en forma de lecho en columnas y el agua a tratar pasa sobre éste. Los sabores, colores y olores debidos a compuestos tales que los fenoles, pesticidas, colorantes orgánicos, surfactantes, etc., son eliminados de las aguas residuales industriales o municipales. El proceso de eliminación continua hasta que el carbón alcanza su saturación. después de lo cual éste es regenerado.

Tratamientos biológicos adicionados con carbón activado

La utilización de carbón activado en polvo adicionado a los procesos biológicos se desarrolló con éxito en los años 70s. Este sistema es utilizado para tratar efluentes industriales contaminados con compuestos tóxicos. En este proceso se tienen las ventajas de la adsorción y de la biodegradación, por medio de organismos aclimatados, para la eliminación de los compuestos orgánicos. A esta combinación frecuentemente se le denomina como proceso PACT (desarrollado por Du Pont). Se observó que existe una neta mejoría de las capacidades de depuración del proceso por la adición de este compuesto al tanque de aeración del proceso por lodos activados. Se explicó la mejoría en los rendimientos del proceso no solamente por el efecto de la adsorción de los compuestos orgánicos sobre el carbón activado, sino también por el fenómeno llamado biorregeneración.

La biorregeneración es el proceso a partir del cual los compuestos orgánicos adsorbidos desorben, volviéndose disponibles para la biodegradación y dejando la superficie del carbón activado nuevamente disponible para una nueva adsorción. Algunos autores han sugerido que las tasas de desnitrificación también se mejoran con la adición del carbón activado. Esto es explicado por la adsorción de las sustancias inhibitoras sobre el carbón activado.

Este tipo de sistemas pueden eliminar las sustancias tóxicas o inhibitorias presentes en las aguas residuales como resultado del potencial de biooxidación del sistema. Así, los compuestos orgánicos son retenidos en el sistema por un periodo que se aproxima al tiempo de retención celular, en lugar del periodo dado por el tiempo de retención hidráulico, como ocurre en un proceso biológico tradicional.

Los residuos sólidos producidos en el sistema pueden ser depositados en un relleno sanitario adecuado para el caso o bien, ser llevados al procesos de oxidación/incineración tales que la oxidación por vía húmeda o la combustión térmica para su destrucción.

No obstante, este proceso tiene desventajas que son inherentes al manejo del carbón en polvo, al el sistema de filtración requerido y a la eficiencias bajas de adsorción. Por ello actualmente el interés está enfocado a los procesos adicionados con carbón activado granular.

La ventaja con la adición del carbón activado granular es que se pueden manejar los nuevos procesos biológicos como son los lechos empacados con o sin biomasa fija o los sistemas mixtos como los lechos turbulentos. Recientemente, la aplicación del carbón activado granular ha sido estudiada en el caso de las aguas industriales problemáticas conteniendo compuestos tóxicos (Jaar y Wilderer, 1992; Fox y Suidan, 1993). Buitrón (1993) adicionó a un proceso biológico tipo SBR (reactores discontinuos secuenciales) carbón activado granular para disminuir la toxicidad de un efluente industrial contaminado con nitrofenoles. El piloto produjo altas eficiencias de eliminación (95% como carbono orgánico) y las cargas orgánicas eliminadas por los microorganismos aclimatados fueron de 2.3 kg de DQO/m³-d. valor entre ocho y diez veces superior al comúnmente reportado en la literatura para esté tipo de efluentes.

ELIMINACIÓN DE SUSTANCIAS INORGÁNICAS DISUELTAS

Precipitación química

La eliminación del fósforo del agua residual se puede llevar acabo por la adición de coagulantes para su precipitación (alúmina, cal, sales de hierro, polímeros orgánicos). Adicionalmente a la eliminación del fósforo estos compuestos químicos puede eliminar otros iones, principalmente, los metales pesados.

Cuando se utiliza la precipitación química, la digestión anaerobia de los lodos no es posible debido a la toxicidad del precipitado el cual puede contener metales pesados. La desventaja de la precipitación química es la producción de una cantidad considerable de lodos difícilmente tratables debido a su toxicidad.

Intercambio iónico

El intercambio iónico es un proceso unitario mediante el cual los iones de una especie dada son desplazados de un material de intercambio insoluble por iones de diferentes especies en solución. El uso más generalizado de este proceso es en el ablandamiento del agua potable en donde el ión sodio de una resina catiónica es reemplazado por los iones calcio y magnesio del agua a tratar. Para la eliminación de los sólidos totales se deben utilizar resinas de intercambio iónico catiónico y aniónico.

Primero se pasa el agua residual a través de un intercambiador de cationes donde los iones cargados positivamente son reemplazados por iones hidrógeno. El efluente del intercambiador catiónico es pasado a una resina aniónica donde los aniones son reemplazados por iones hidroxilo. Así, los sólidos disueltos son reemplazados por iones hidrógeno e hidroxilo, los cuales reaccionan para formar moléculas de agua.

Los intercambiadores de iones son generalmente columnas empacadas de flujo descendente. Cuando se satura la capacidad de las resinas, la columna es retrolavada para eliminar los sólidos retenidos y después es regenerada. La columna de intercambio catiónico se regenera con un ácido fuerte como el ácido sulfúrico. El hidróxido de sodio es utilizado para regenerar la columna aniónica.

La desmineralización puede llevarse a cabo en columnas separadas en serie o ambas resinas se pueden mezclar. La tasa de flujo típica utilizada es del orden de 12 a 24 m³/m²-h y con profundidades de lecho entre 0.75 a 2.0 m.

No todos los iones disueltos se remueven de igual manera, cada resina está caracterizada por una actividad determinada y algunos iones son eliminados sólo parcialmente. Algunos compuestos orgánicos encontrados en las aguas residuales pueden ligarse disminuyendo la eficiencia de las resinas.

Ultrafiltración

La ultrafiltración (UF) es una operación a presión que utiliza membranas porosas para la eliminación de material coloidal y disuelto. Estos sistemas se diferencian de la ósmosis inversa ya que en este caso se aplican presiones relativamente bajas (150 lb/in² ó 1034 kN/m²). La

ultrafiltración se utiliza para eliminar material coloidal y moléculas grandes con pesos moleculares superiores a 5000. Se aplica para la eliminación de aceite de corrientes acuosas, de turbiedad y color coloidales. También se ha sugerido utilizar UF para la eliminación de fósforo

Ósmosis inversa

La ósmosis inversa es un proceso en el cual el agua es separada de las sales disueltas en la solución por filtrado a través de una membrana semipermeable bajo presiones mayores que la presión osmótica causada por las sales disueltas en el agua residual. Las presiones de operación varían entre la presión atmosférica y 1000 lb/in^2 (6900 KN/m^2).

La ósmosis inversa tiene la ventaja de eliminar los compuestos orgánicos que son difícilmente eliminados por las técnicas de desmineralización. La principal desventaja es su alto costo y la limitada experiencia de su aplicación en el tratamiento de aguas residuales. El acetato de celulosa y el nylon han sido utilizados como material de construcción de las membranas de ósmosis inversa.

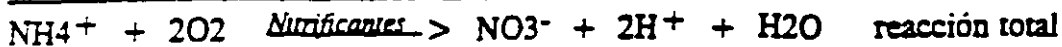
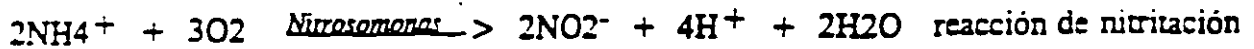
NITRIFICACIÓN

Las principales especies químicas que contienen nitrógeno y que son importantes en el tratamiento de aguas residuales son el amoníaco, los compuestos orgánicos nitrogenados, los nitratos y los nitritos. El amoníaco existe en solución acuosa como amoníaco o como ión amonio. El nitrógeno total Kjeldahl, NTK, es el análisis empleado para determinar la concentración del nitrógeno orgánico y del amoníaco presentes en el agua residual. Para aguas municipales, las concentraciones típicas de NTK varían entre 15 y 50 mg/l.

Los inconvenientes por la descarga de efluentes conteniendo nitrógeno amoniacal son:

- 1) El amoníaco consume oxígeno de los cuerpos de agua receptores
- 2) El amoníaco reacciona con el cloro para formar cloraminas, las cuales son menos efectivas que el cloro como desinfectante
- 3) El amoníaco es tóxico para la vida acuática.

La nitrificación es el proceso mediante el cual a través de bacterias autótrofas, el nitrógeno amoniacal es oxidado a iones nitrato. Estas bacterias llamadas nitrificantes consisten en dos géneros *Nitrosomonas* y *Nitrobacter*. La oxidación del amoniaco se lleva a cabo en dos pasos:



En la reacción total se puede observar que existe un desprendimiento de iones H^+ , por lo que si la alcalinidad del sistema es insuficiente, el pH del medio va a decrecer. Es importante señalar que las bacterias nitrificantes son bastante sensibles a los cambios de pH. Cuando la alcalinidad es insuficiente, el sistema está limitado por carbono para las nitrificantes, por ello se debe agregar carbono en forma de carbonatos o bicarbonatos.

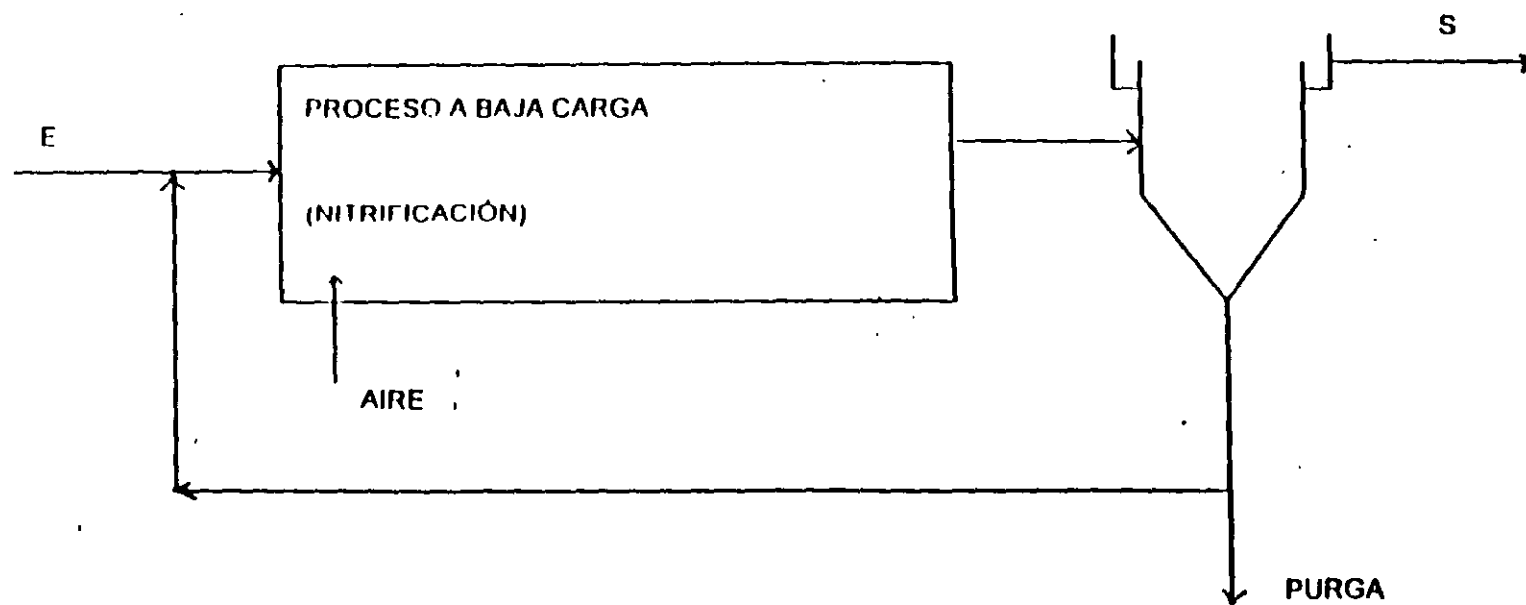
Los parámetros que afectan la nitrificación son:

- Oxígeno disuelto. Dado que la cinética depende de la concentración del O_2 , es importante que ésta se encuentre por arriba de 2 mg O_2/l .
- Temperatura. La cinética de oxidación se ve severamente afectada por las variaciones de temperatura. La velocidad de oxidación aumenta si la temperatura aumenta.
- pH. Se ha observado que el pH afecta la tasa de crecimiento de las bacterias nitrificantes, situándose el óptimo entre 7.5 y 8.5. A bajos pH se produce el ácido nitroso libre y a altos pH se libera el NH_3 . Ambos compuestos son inhibidores.
- Inhibidores. Las bacterias nitrificantes son muy sensibles a numerosos inhibidores orgánicos y minerales.
- Relación DBO/NTK. Se ha comprobado que la fracción de organismos nitrificantes presentes en el licor mezclado está relacionada con el factor DBO/NTK. Para relaciones mayores a 5 la fracción de organismos nitrificantes decrece.

Aplicaciones

Existen dos técnicas de aplicación del proceso de nitrificación: el proceso a cultura fija y el proceso a biomasa suspendida. Suponiendo que el suministro de aire sea suficiente, en general, se puede asegurar la nitrificación a temperaturas moderadas en los sistemas convencionales de lodos activados. Este sería un proceso a bajas cargas orgánicas (0.5 kg DBO/kg SS-día) y con

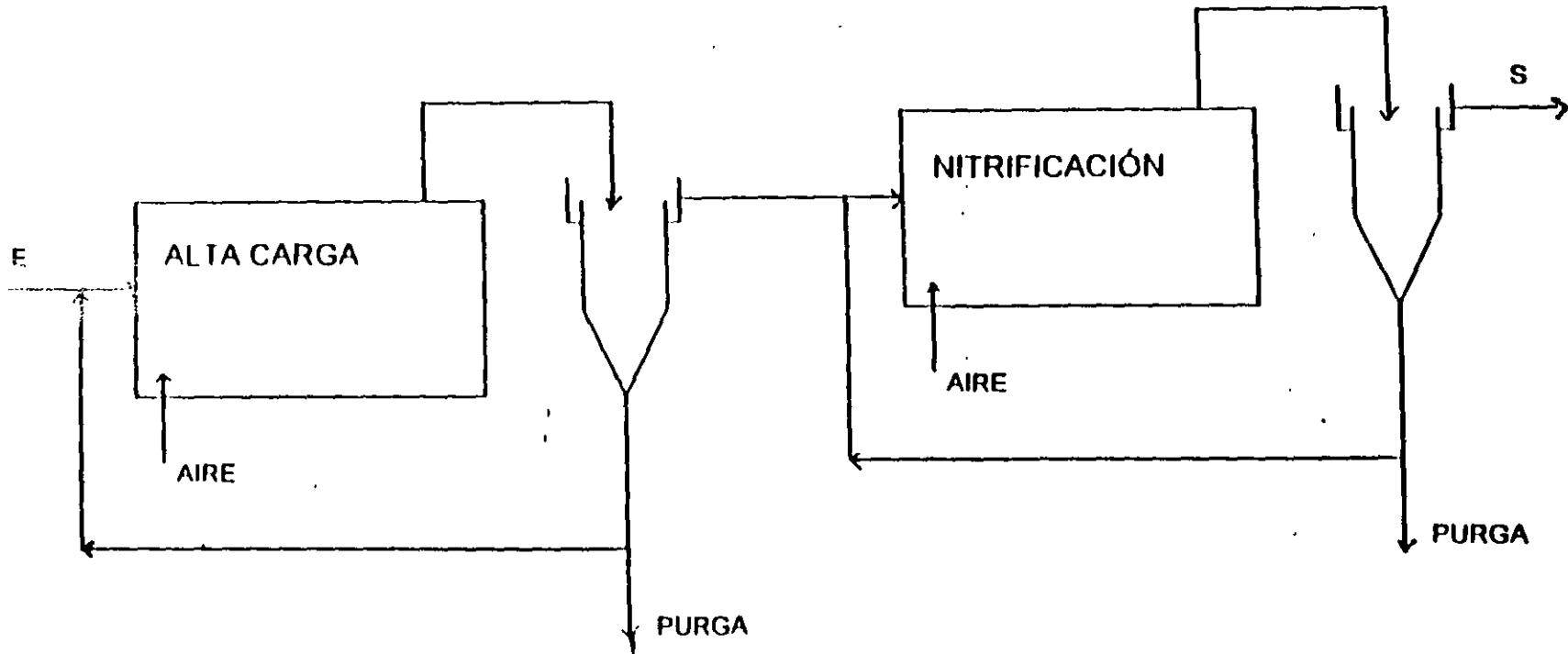
NITRIFICACION EN UN SOLO TANQUE



Baja carga $< 0.5 \text{ kg DBO}_5/\text{kg SSV-día}$
Tiempo de retención celular: 10 días
Tiempo de retención hidráulico: 6 a 8 horas (efluentes urbanos)
 $\text{DBO}_5/\text{NTK} \leq 4$

Figura 4a

SISTEMA DE NITRIFICACIÓN EN DOS TANQUES



Alta carga 1 a 2 kg DBO₅/kg SSV-d
Tiempo de retención celular: 10 días
Tiempo de retención hidráulico: 1 a 1.5 h

Baja carga: 0.2 kg DBO₅/kg SSV-d
Tiempo de retención celular: 5 a 10 días
Tiempo de retención hidráulico: 2.5 a 3 h
DBO₅/NIT > 4

Figura 4b.

tiempos de retención celular mayores a los aplicados convencionalmente, es decir aproximadamente de 10 días.

La selección del proceso combinado de oxidación/nitrificación o un proceso con la etapa de nitrificación separada depende de la evaluación de las ventajas y desventajas de cada uno. La ventaja del proceso combinado es que la producción de lodos es minimizada. En el proceso separada las ventajas son las siguientes:

- 1) Mejor control y optimación de cada proceso
- 2) Se maximiza la eficiencia de eliminación del N
- 3) El proceso es menos dependiente de la temperatura
- 4) Los compuestos orgánicos que pueden ser tóxicos a las bacterias nitrificantes son eliminados en el primer tanque.

Para pequeños flujos el proceso combinado es el preferido. De todas formas a la salida de proceso es deseable contar con un efluente con no más de 15 mg de DBO/l y no más de 5 mg de NTK/l.

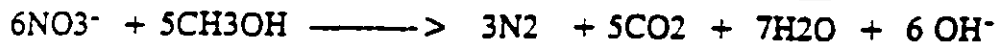
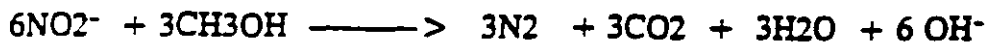
DESNITRIFICACIÓN

Aunque es preferible tener un efluente nitrificado a uno que contiene nitrógeno amoniacal, altas concentraciones de nitratos pueden estimular el crecimiento indeseable de plantas y por lo tanto contribuir al problema de la eutroficación. Un crecimiento abundante de la vegetación acuática reduce la calidad del agua ya que:

- 1) Se incrementa el costo de tratamiento del agua porque los filtros se colmatan más frecuentemente
- 2) Aparecen olores y sabores
- 3) Se forman pigmentos coloreados
- 4) Se forman precursores de trihalometanos
- 5) Con altos contenidos de nitratos en el agua (mayores a 10 mg NO_3^- -N/l) se produce la methemoglobinemia infantil.
- 6) Existen fluctuaciones importantes de oxígeno en el cuerpo receptor.

Se puede emplear un tratamiento biológico para eliminar los nitratos del agua residual. Este proceso es llamado desnitrificación. Es esencial que el nitrógeno amoniacal haya sido oxidado a nitratos (nitrificación).

Algunas bacterias facultativas son capaces de obtener energía usando a los nitratos como aceptores de electrones, en ausencia de oxígeno, o medio anóxico. Estas bacterias reducen los nitratos a gas nitrógeno el cual es eliminado del medio hacia la atmósfera. Cabe señalar que además de la nitrificación y del medio anóxico, es necesario que exista una fuente de carbono para que la desnitrificación se lleve a cabo. Se han utilizado el metanol, el etanol y el agua residual como fuentes de carbono. Si se utiliza el metanol como fuente de carbono se obtienen las siguientes reacciones:



La nitrificación biológica seguida de la desnitrificación es probablemente el método más ampliamente utilizado para la eliminación del nitrógeno del agua residual.

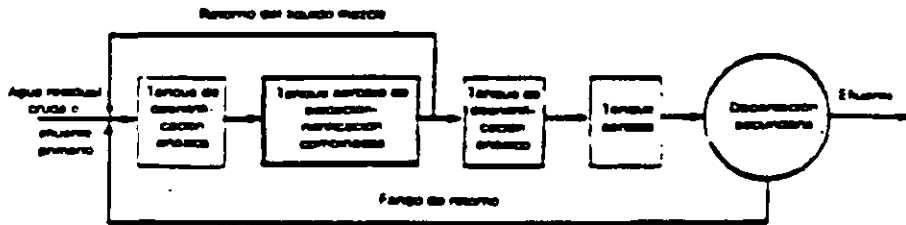
Aplicaciones

Al igual que la nitrificación, la desnitrificación se puede llevar a cabo en los procesos a biomasa suspendida o a biomasa fija en condiciones anóxicas. Una distinción adicional se basa en si la desnitrificación se realiza en reactores independientes o en sistemas combinados de oxidación del carbono y nitrificación-desnitrificación utilizando agua residual como fuente de carbono.

El sistema de desnitrificación a biomasa suspendida es similar al proceso de lodos activados. Dado que el N_2 desprendido durante el proceso de desnitrificación se fija a menudo a los sólidos biológicos, se incluye una etapa de liberación del nitrógeno entre el reactor y los sedimentadores. Esta etapa se realiza por medio de aeración de los sólidos durante un corto periodo.

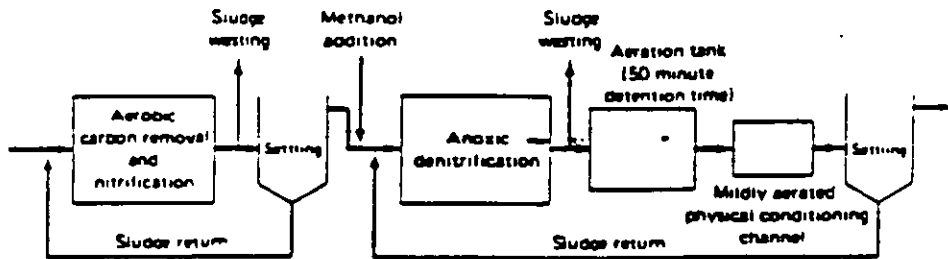
Los procesos combinados en los cuales se lleva a cabo la oxidación del carbono, la nitrificación y la desnitrificación, se han desarrollado para evitar la utilización de una fuente externa de carbono.

El proceso BARDENPHO utiliza agua residual urbana y la descomposición endógena de las

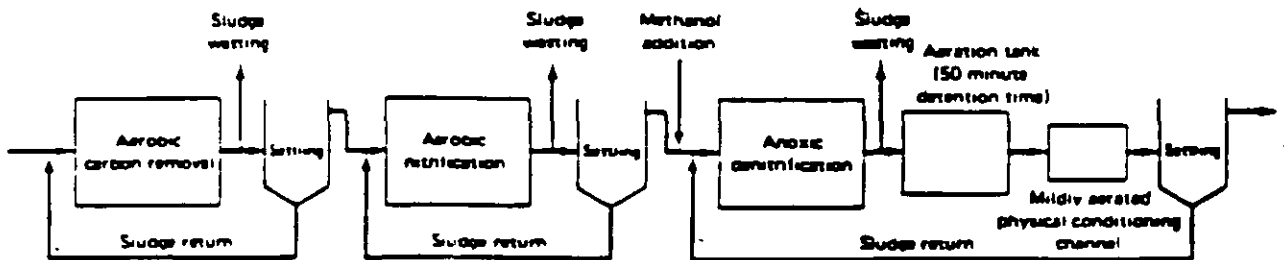


Sistema Bardenpho, utilización secuencial del carbono del agua residual y del carbono endógeno

FIGURA 5



Flowchart for a Combined-Stage Nitritation/Denitrification Process.



Flowchart for a Separate-Stage Nitritation/Denitrification Process.

FIGURA 6.

Tabla 2

Comparación de sistemas de desnitrificación alternativos*

Tipo de sistema	Ventajas	Inconvenientes	Tipo de sistema	Ventajas	Inconvenientes
Crecimiento suspendido utilizando metanol después de una fase de nitrificación	Rápida desnitrificación, instalaciones de pequeño tamaño, estabilidad de funcionamiento, pocas limitaciones en las operaciones de la secuencia de tratamiento; puede incorporarse fácilmente una etapa de oxidación del metanol en exceso, cada proceso puede optimizarse independientemente, es posible conseguir alto grado de eliminación de nitrógeno	Se requiere metanol, estabilidad de funcionamiento vinculada al clarificador para el retorno de la biomasa, se precisa un mayor número de procesos unitarios para la nitrificación-desnitrificación que en sistemas combinados	Oxidación del carbón y nitrificación combinadas en reactor de crecimiento suspendido utilizando el agua residual como fuente de carbono	No se necesita metanol; se precisa menor número de procesos unitarios	Bajas tasas de desnitrificación; se precisan instalaciones de gran tamaño; menor eliminación de nitrógeno que en el sistema basado en el metanol; estabilidad de funcionamiento vinculada al clarificador para el retorno de la biomasa; tendencia a la formación de bulking del fango; opciones de la secuencia de tratamiento limitadas cuando se requiere la eliminación tanto de N como de P; no existe protección de los nitrificantes contra los tóxicos; difícil de optimizar la nitrificación y desnitrificación independientemente
Crecimiento de cultivo fijo (columna) utilizando metanol después de una fase de nitrificación	Rápida desnitrificación, se precisan instalaciones de pequeño tamaño, estabilidad de funcionamiento demostrada, estabilidad no vinculada al clarificador al estar los organismos fijados al medio, pocas limitaciones en las opciones de la secuencia de tratamiento, posible alto grado de eliminación de nitrógeno, cada proceso del sistema puede optimizarse por separado	Se requiere metanol, no es fácil incorporar el proceso de oxidación del metanol en exceso, se precisa un mayor número de procesos unitarios para la nitrificación-desnitrificación que en sistemas combinados			
Oxidación del carbono-nitrificación combinadas en un reactor de cultivo suspendido utilizando una fuente de carbono endógena	No se necesita metanol, se precisa un menor número de procesos unitarios	Tasas de desnitrificación muy bajas, se precisan instalaciones de gran tamaño, eliminación de nitrógeno menor que en el sistema basado en el metanol, estabilidad de funcionamiento vinculada al clarificador para el retorno de la biomasa, opciones de la secuencia de tratamiento limitadas cuando se precisa eliminar tanto N como P, no existe protección de los nitrificantes contra los tóxicos, difícil de optimizar la nitrificación y desnitrificación independientemente			

bacterias como fuente externa de carbono. La tabla 2 presenta una comparación de los diferentes sistemas de desnitrificación.

Las variables que afectan a el proceso de desnitrificación son:

- 1) Concentración del ión nitrato
- 2) Concentración del carbón
- 3) Temperatura. Si la temperatura es baja la velocidad del desnitrificación también lo es por lo que el volumen del reactor aumenta.
- 4) pH. El intervalo óptimo está entre 6.5 y 7.5.

ELIMINACIÓN DEL FÓSFORO

El agua residual doméstica y el agua de drenaje de zonas agrícolas son las principales fuentes de fósforo, el que como se ha dicho es el principal responsable del crecimiento de las plantas acuáticas y de la contribución a la eutroficación en general.

El fósforo en el agua residual puede presentarse en tres formas: ortofosfato, polifosfato y fosforo inorganico. En la mayoría de las aguas residuales el fósforo es eliminado por decantación primaria. Dado que no existe forma gaseosa del P, éste es eliminado por incorporación a una fase sólida. En los tratamientos biológicos convencionales es incorporado a la biomasa en exceso. Estos procesos presentan una eliminación muy baja de fósforo (del 2 al 3%). Así, alrededor de 10 a 15 mg P/l se encuentran en la salida del proceso (en Europa). Para prevenir la eutroficación es necesario que las concentraciones sean inferiores a 1 mg P/l.

La desfosfatación por adición de productos químicos.

Cuando se añaden sales de aluminio o hierro al agua residual bruta, éstas reaccionan con el ortofosfato soluble hasta producir un precipitado. Cuando se usa la cal, el calcio y el hidróxido reaccionan con el ortofosfato para formar hidroxiapatita insoluble. El fósforo orgánico y el polifosfato se eliminan a través de reacciones más complejas y por adsorción en partículas del floculo. El precipitado se elimina como lodos primarios. Existen tres esquemas de tratamiento: precipitación primaria, tratamiento terciario y precipitación simultánea en los lodos activados. Las principales ventajas y desventajas de cada uno de ellos se encuentran en la tabla 3.

ESTABILIZACIÓN DEL FÓSFORO POR MEDIO DE AGENTE QUÍMICO

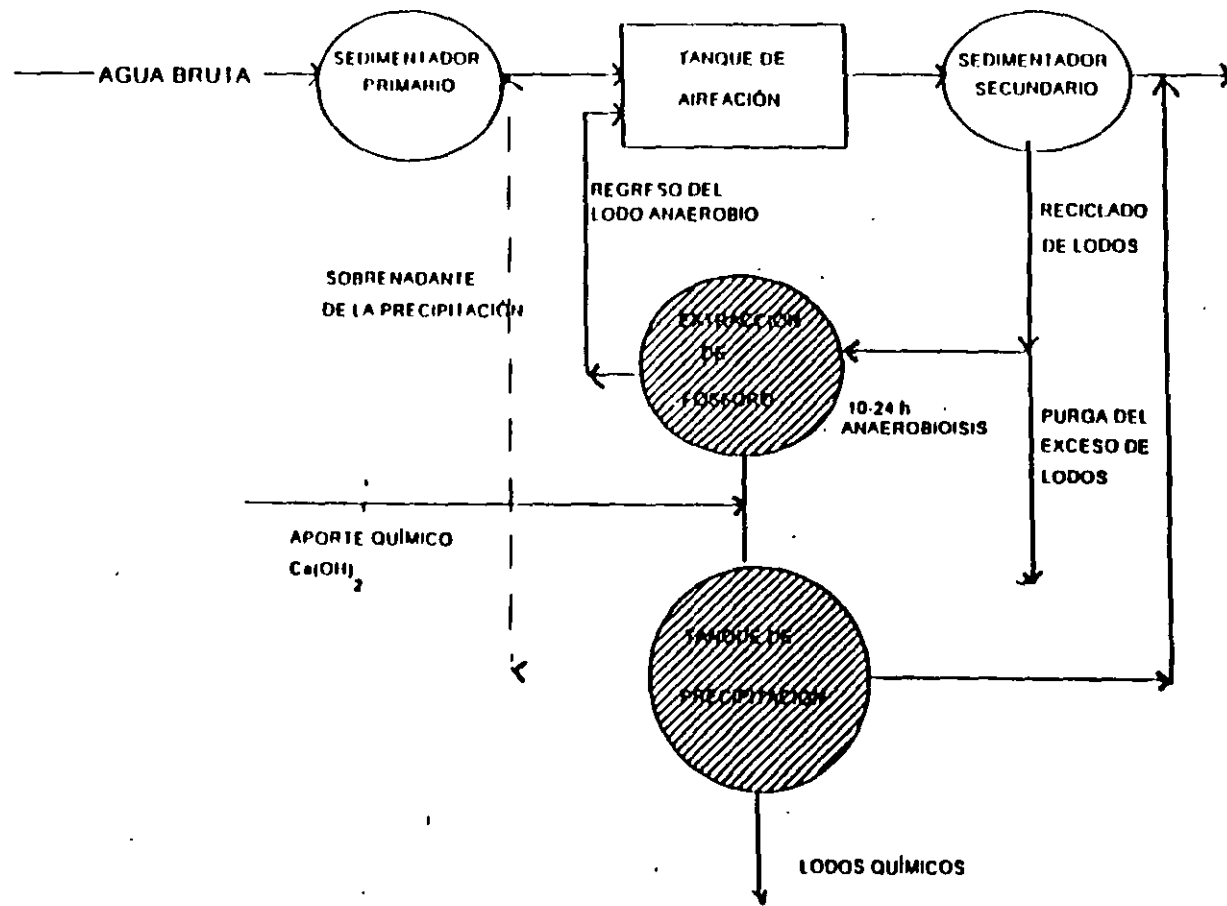


Figura 7. Proceso PIIOSTRIP

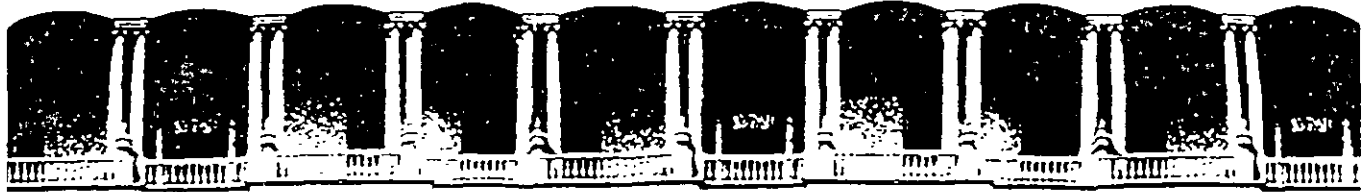
22

Tabla 3 Ventajas y desventajas de la eliminación de fósforo en diversos puntos de una planta de tratamiento^a

Nivel de tratamiento	Ventajas	Desventajas
Primario	Aplicable a la mayoría de las plantas; eliminación superior de DBO y de sólidos suspendidos; mínimo trato de pérdidas de producto químico; posibilidad demostrada de recuperación de la cal	Minima eficiencia del uso del metal del producto químico, pueden requerirse polímeros para la floculación; fango más difícil de deshidratar que el primario
Secundario	Mínimo costo: menores dosis de productos químicos que el primario; mejora de la estabilidad del fango activado, no se precusan polímeros	La sobredosis de metal puede causar la toxicidad a bajo pH; con aguas residuales de baja alcalinidad, puede ser necesario un sistema de control del pH; no puede utilizarse la cal a causa del excesivo pH; sólidos inertes añadidos al líquido mezcla del fango activado, reduciendo el porcentaje de sólidos volátiles
Avanzado (terciario)	Mínimo fósforo en el efluente, máxima eficacia del uso del producto químico, recuperación de cal demostrada	Máximo costo de inversión, máxima pérdida de metal del producto químico

REFERENCIAS

- 1.- Benefield LD y Randal CW (1980) Biological process design for wastewater treatment, Englewood Cliffs, N.J.
- 2.- Buitrón Méndez G. (1993) Biodégradation de composés xenobiotiques par un procédé discontinu de type SBR" Tesis de doctorado, Institut National des Sciences Appliquées de Toulouse, Francia, 240 pp.
- 3.- Cheremisinoff N.P. y Cheremisinoff P.N. (1993). Carbon adsorption for pollution control. *Process and pollution control equipment*. Prentice Hall, New Jersey.
- 4.- Ekama GA, Marais GR y Siebritz IP (1984) Theory design and operation of nutrient removal activated sludge processes, Water Research Commission, Univ. Cape Town, Pretoria.
- 5.- Fox P. y Suidan M.T. (1993). A comparison of expanded bed GAC reactor designs for the treatment of refractory/inhibitory wastewaters. *Water research*, 27, 769-776.
- 6 - Meidl J.A. (1991). PACT Systems for industrial wastewater treatment. *Innovative hazardous waste treatment technology series. Vol 2*, Ed. Freeman HM y Sfera PR, Technomic Pub. Co., Lancaster, 177-191 .
- 7 - Metcalf y Eddy (1991). Wastewater Engineering. Treatment, Disposal and Reuse, Mc Graw Hill, 3a Ed., N.Y.
- 8 - Reynolds TD (1982) Unit operations and processes in environmental engineering, Brooks-Cole Eng. Div.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO EN MANEJO INTEGRAL DE
AGUAS MUNICIPALES**

**MÓDULO IV
CA 086**

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

TEMA

**SEPARACIÓN DE PARTÍCULAS EN SUSPENSIÓN POR
FLOTACIÓN ASISTIDA EN LA INDUSTRIA PETROLERA**

**EXPOSITOR: DR. PEDRO MARTÍNEZ PEREDA
ENRIQUE GARDUÑO NAVARRO
PALACIO DE MINERÍA
JULIO DEL 2002**

SEPARACION DE PARTICULAS EN SUSPENSION POR FLOTACION ASISTIDA EN LA INDUSTRIA DEL PETROLEO.

Por Pedro Martínez Pereda* y
Enrique Garduño Navarro**.

PREAMBULO

Entre las estrategias de largo plazo para el logro de un ambiente sostenible en materia de control de la contaminación del agua, el gobierno estableció, a partir de las primeras leyes y reglamentos para la prevención y el control de la calidad del agua en cuerpos receptores, emitidos en los primeros años de la década de los años setentas, la remoción de los materiales flotantes, principalmente grasas y aceites.

La industria del petróleo es un gran generador de este tipo de contaminantes y en los últimos años ha hecho grandes esfuerzos para remediar este problema en la mayoría de sus instalaciones.

Una de las operaciones fundamentales de la ingeniería ambiental consiste en la flotación asistida, con aire disuelto en las aguas residuales, para la remoción de aceites y partículas fugitivas y dispersas producto de derrames y de operaciones como el manejo de la producción primaria en la superficie, la refinación, el almacenamiento, el transporte, y otros procesos.

En este artículo se hace una presentación sintetizada de los fundamentos de la flotación asistida con aire disuelto para la flotación de aceites dispersos, y partículas en suspensión en las aguas residuales de la industria petrolera. Finalmente, los aspectos teóricos se consideran en el desarrollo de un ejemplo práctico de aplicación inmediata, que puede servir de modelo metodológico para quienes tienen la responsabilidad de tratar aguas residuales que contienen impurezas susceptibles de ser removidas del seno del líquido mediante la aplicación de esta sencilla operación unitaria.

El Dr. Pedro Martínez Pereda obtuvo su Ph.D., de la Universidad de Texas en Austin. Fue jefe del Centro de Educación Continua y de la División de Estudios Superiores de la Facultad de Ingeniería de la UNAM, actualmente es investigador Titular "C" en la División de estudios de Posgrado de la Fac. de Ing. de la UNAM..

El Ing. Petrolero Enrique Garduño Navarro es egresado de la Facultad de Ingeniería de la UNAM, y actualmente está a cargo de la comercialización de crudo interorganismos, como especialista técnico de la Subgerencia de Contratos e Investigación de Mercados.

ANTECEDENTES.

Cuando se habla de separadores API (American Petroleum Institute) en la industria petrolera, viene a la mente la imagen de los tanques cerrados que separan en sus fases las corrientes de petróleo que surgen de la tierra por los pozos y llegan a las baterías por las líneas de descarga o escurrimiento. Sin embargo, existen otros tanques, cerrados o a cielo abierto, que sirven para separar, ya sea de las aguas congénitas de producción o residuales de refinerías, el crudo que en ocasiones es arrastrado desde el separador de producción, tanques de deshidratación, o diferentes procesos de refinado. Estos tanques también fueron y son llamados separadores API, puesto que también los diseñó el Instituto Americano del Petróleo.

Los primeros tanques construidos con el fin de recuperar el aceite residual o fugitivo, de las diferentes operaciones petroleras, se les llamó separadores por gravedad o "Separadores API tradicionales", como tenían gran longitud ocupaban una gran área; más tarde se desarrollaron nuevos modelos, mejor fundamentados, científica y técnicamente, conocidos como "Separadores (con Paquete) de Placas Paralelas", o de placas acanaladas y finalmente se diseñaron los tanques o equipos de separación por aire disuelto.

El Principio de Flotación.

Las partículas de impurezas pueden ser separadas por sedimentación si su peso es suficientemente mayor que su empuje o fuerza de flotación; pero cuando la densidad de las partículas es muy cercana a la del agua en la cual están en suspensión, la velocidad de sedimentación puede ser muy lenta y el tiempo requerido para sedimentar es entonces imprácticamente largo. En tales circunstancias, la separación puede ser acelerada si se añaden pequeñas burbujas de gas a las partículas, de tal manera que la densidad de la partícula compuesta (impureza más gas), es apreciablemente menor que la del agua. La partícula flotará entonces a la superficie. De ahí, que los métodos de flotación por aire puedan ser usados en el tratamiento del agua y de las aguas residuales para la separación de las partículas que son demasiado ligeras para sedimentar efectivamente pero demasiado pesadas para flotar sin ayuda.

El funcionamiento de los tanques de flotación, que forman parte del sistema de tratamiento por aire disuelto, para la separación agua - aceite, se basan en el principio de flotación por diferencia de densidades entre las fases

asociadas, las cuales son principalmente una función de las características de la fase dispersa y de la temperatura del líquido que conforma la fase continua.

Del fenómeno de flotación, puede decirse entonces que, en general, es una operación unitaria empleada en la separación mecánica de partículas sólidas o líquidas de una fase líquida continua. Esta operación se logra de dos diferentes maneras: la más sencilla es por la simple acción de la fuerza de gravedad, para ello se utilizan los separadores tradicionales y los de placa paralela o acanalada; y la más sofisticada, por la introducción de burbujas de aire muy pequeñas, en el seno del líquido a procesar contenido en un tanque, especialmente diseñado para ello.

En este segundo caso, que se describe de manera breve en este artículo, al elevarse lentamente hacia la superficie las burbujas de aire se adhieren o son atrapadas por las partículas sólidas o por los glóbulos dispersos de aceite, de densidad ligeramente distinta a la fase líquida continua, en que se encuentran en suspensión. El incremento en la fuerza de flotación originado por las burbujas, provoca que la materia en suspensión se desplace hacia la superficie del líquido, donde se remueve mediante un proceso de desnatado.

Tipos de flotación.

En general, la flotación puede ser de tres tipos:

(a) **Flotación por espumación.** Esta operación se utiliza ampliamente en la industria procesadora de minerales. Consiste en la introducción de soluciones químicas apropiadas y su dispersión mediante mezcladores mecánicos instalados en los tanques de separación que ocasionan la espumación y la adhesión a las partículas minerales y que se desplazan a la superficie del tanque donde son recuperadas junto con las espumas los minerales en suspensión. Este tipo de flotación no se analizará en este artículo.

(b) Flotación libre.

El funcionamiento de los separadores API, es fundamentalmente una función de la gravedad, de la diferencia de densidades entre las partículas o

impurezas y el agua residual, y sus temperaturas respectivas. Otros factores que afectan la eficiencia son la presencia de emulsiones, el tamaño de la gotas, la concentración del aceite o tipo de material en suspensión, la velocidad de flujo a través del separador o dicho de otra forma, el tiempo de retención y diseño del separador.

(c) **Flotación por aire disuelto.** Esta operación se basa en el cambio que experimenta un gas al pasar, de un estado disuelto en un líquido presurizado, a otro libre, debido a una rápida reducción de la presión. Las pequeñas burbujas de gas que se producen por el drástico cambio de presión, se adhieren a las partículas en suspensión en el líquido y son arrastradas lentamente a la superficie del tanque. Este tipo de flotación para la separación agua aceite se analiza a continuación.

Mecanismos de flotación.

El contacto de las burbujas con la materia en suspensión básicamente se logra de dos maneras:

(a) **Por atrapamiento.** Ocurre cuando la burbuja del gas es físicamente capturada por la estructura de un flóculo. Estas estructuras se forman por el uso de ciertos productos químicos que se agregan al caudal influente, para crear los flóculos y lograr tal atrapamiento. Por lo general, se utilizan soluciones de sulfato de aluminio, cloruro férrico, sílice activada, etc.

(b) **Por adhesión.** Esta clase de captura se debe al contacto entre cuerpos con fuerzas de tensión superficial diferentes, la dirección de la fuerza resultante, define el equilibrio y es fundamentalmente un problema de química de superficie. Ocurre más en la flotación por espumación.

METODOS DE REDUCCION DE LA PRESION.

(a) **Flotación por vacío.** En este proceso el tanque de presión está cerrado, y se mantiene un vacío sobre la superficie del líquido. El influente, a presión atmosférica, se introduce por el fondo del tanque. A medida que el líquido entra, la presión se reduce súbitamente provocando la liberación de burbujas de aire de pequeño diámetro. El proceso tiene algunas desventajas: el

tanque debe estar absolutamente cerrado para mantener el vacío; este, está limitado al teórico máximo de una atmósfera. En la práctica, por lo general, las instalaciones operan a una presión baja, alrededor de 25 cm de columna de mercurio de presión manométrica.

(b) **Flotación presurizada.** En este proceso el tanque de presión tampoco está expuesto a la atmósfera. El influente se mantiene a presión de tres a cinco atmósferas por medio de una bomba, hasta que pasa a través de una válvula reductora de presión inmediatamente aguas arriba del tanque. La reducción de la presión genera las burbujas de aire. Este método de operación produce mejores resultados que la operación a vacío.

Prácticamente, en todos los casos, el gas que se utiliza para producir las burbujas es aire. Los tanques de flotación, a cielo abierto, ubicados al final del proceso unitario normalmente son de planta rectangular o circular.

Metodos de operación.

La operación de los sistemas de flotación es de dos tipos:

(a) **Influente presurizado** En este método todo o una parte del influente se presuriza y satura con aire. La ventaja de este método es que el gasto a través del tanque de flotación es el mismo que el del influente. Esto es, no se recircula líquido y permite dimensiones mínimas para el tanque de flotación. Sin embargo hay algunas desventajas: si todo o parte del influente se presuriza, los flocúlos creados por la introducción de productos químicos se pueden desintegrar, a medida que el líquido pasa a través de la bomba; también, si el aire se inyecta en agua residual cruda se tiene una disolución considerablemente menor que cuando el aire se inyecta en un efluente relativamente limpio.

(b) **Efluente presurizado** Si una fracción del efluente del tanque de flotación se recircula, se presuriza y se satura con aire, se pueden evitar las desventajas mencionadas en el punto (a) anterior. Sin embargo, el gasto que pasa a través del tanque de flotación es mayor, incrementándose por lo tanto el tamaño del tanque y la inversión. Aún así, se considera que éste método de operación es mejor que el de presurización del influente.

Consideraciones prácticas para proyecto.

(a) **Aplicación de productos químicos.** De las pruebas de laboratorio y estudios piloto, que deben realizarse con cada tipo de agua residual previamente, para conocer las posibilidades de separación, puede resultar que se necesite aplicar algún coagulante para desarrollar los flóculos y controlar el pH, para lo cual es necesario instalar un tanque mezclador aguas arriba del tanque de presurización.

(b) **Inyección de aire.** No hay un acuerdo generalizado acerca del punto donde debe inyectarse el aire. Si es en la succión de la bomba, se requerirá una presión mínima. También la bomba acelerará el proceso de saturación diluyendo el aire que pasa a través del impulsor. La desventaja es que la mezcla agua - aire a través de la bomba reduce la eficiencia de esta, y los costos de energía llegan a ser más altos. La inyección del aire en la descarga de la bomba elimina esta desventaja pero, en este caso, se requiere energía adicional para la inyección. Aunque la localización del punto de inyección de aire no es totalmente fundamental, parece preferible tenerla del lado de la succión de la bomba.

(c) **Bomba de presurización.** Normalmente se usan bombas centrífugas. Las presiones de operación se encuentran en el rango de 3 a 5 atmósferas.

(d) **Tanque de saturación.** El proceso de disolución del aire en el agua no se logra de forma instantánea. Por lo tanto, se debe incluir en el sistema un tanque de contacto aire-agua para un tiempo de residencia de uno a dos minutos.

(e) **Válvula aliviadora de presión.** Esta válvula es un componente vital de la instalación. Se debe localizar entre el tanque de saturación y el de flotación, y deberá poder operarse manual o automáticamente para lograr la reducción deseada de presión. Las burbujas que se crean súbitamente, por el cambio de presión, tienen diámetros entre 0.03 y 0.015 mm.

(f) **Tanque de flotación.** El tiempo de retención práctico varía de 20 a 30 minutos para el proceso de clarificación; mientras que para el proceso de espesamiento de las natas se especifica de 100 a 120 minutos. Las cargas superficiales se encuentran en el ámbito de 86 a 230 m³ / m²-día, dependiendo del tipo particular de desecho por tratar. De esta manera, por

ejemplo, una carga de 115 m³/m²-día y un tiempo de retención de 25 minutos requiere de un tirante hidráulico (profundidad) de 2 metros.

Para retirar la nata de la superficie del tanque se utiliza normalmente equipo mecánico. Por lo tanto, se instalan rastras para remover los depósitos del fondo y paletas para las natas de la parte superior. El efluente del tanque se extrae de la región más baja del tanque.

Fundamentos teóricos.

El proceso de flotación puede describirse, teóricamente, por medio de la ecuación o Ley de Stokes; sin embargo, en muchos casos se requiere investigar, para conocer las variables y parámetros para el caso de un agua residual determinada, y así, poder aplicar la fórmula para la solución de problemas prácticos.

El tipo de flujo, caracterizado por el Número de Reynolds (R), determina que el tipo de régimen: laminar, de transición o turbulento, sea un factor de diseño importante, y juegue un papel primordial en la separación de las fases libres en el agua residual. Si consideramos que se requiere mantener flujo laminar, es decir valores de $R \leq 1.0$, se tendría entonces la expresión clásica, conocida como Ley de Stokes, que se indica en la Ec. 1:

$$V = \frac{g(\rho - \rho')D^2}{18\mu} \quad \text{Ec. 1}$$

D	Diámetro de la burbuja de gas o partícula,	cm
V	Velocidad de ascenso de la burbuja o impureza,	cm/seg
μ	Viscosidad absoluta del líquido en fase continua,	poises
μ'	Viscosidad de la burbuja o partícula,	poises
g	Aceleración de la gravedad,	cm/seg ²
ρ	Densidad del líquido,	g/cm ³
ρ'	Densidad de la burbuja de gas o partícula,	g/cm ³
R	Número de Reynolds,	adim.

Teóricamente, esta ecuación es aplicable sólo cuando la partícula o impureza es un sólido (partículas discretas). Cuando la partícula es un gas,

por ejemplo aire o un glóbulo de aceite, puede ocurrir circulación interna adentro de la burbuja. En este caso, Landau y Lifschitz establecieron un ecuación más general a partir de la Ley de Stokes, como indica la Ec. 2:

$$V = \frac{g(\rho - \rho')D^2(3\mu + 3\mu')}{18\mu(2\mu + 3\mu')} \quad \text{Ec. 2}$$

En esta ecuación, μ' es la viscosidad de la partícula y cuando la relación μ'/μ es muy grande la Ec. 2 se transforma en la Ec. 1. Pero si μ'/μ es muy pequeña, entonces la Ec. 2 es similar a la Ec. 1 solo que en el denominador se reemplaza el número 18 por el número 12. En este caso la velocidad se incrementa en 50%.

Este resultado teórico se basa en la consideración de que se tiene un líquido libre de impurezas. Algunos autores sugieren que las impurezas que contienen las aguas residuales evitan la circulación interna y por tanto la burbuja de aire se puede comportar como una partícula sólida.

Otros experimentos han confirmado que, una burbuja de aire obedece la Ley de Stokes en las aguas residuales, cuando el número de Reynolds es pequeño (flujo laminar).

Para grandes valores del número de Reynolds, $R > 10000$, la ecuación se transforma (según Fair & Geyer) en la Ec.3:

$$V = \sqrt{\frac{4g(\rho - \rho')D}{3C_D\rho}} \quad \text{Ec. 3}$$

donde C_D es un coeficiente de arrastre o fricción que puede determinarse con pruebas de laboratorio.

La Ley de Henry.

Esta Ley establece que la cantidad de un gas que puede disolverse en un líquido, es directamente proporcional a la presión parcial que el gas ejerza sobre el líquido, y se expresa de la siguiente manera:

$$P = K_H * X \quad \text{Ec. 4}$$

donde:

P , es la presión parcial ejercida por el gas, en atmósferas.
 X , es la fracción molar del gas disuelto en el líquido, en porcentaje.
 K_H , es la constante de Henry, adimensional.

El valor de K_H , varía en función del tipo de gas y de la temperatura. Para aire seco a nivel del mar, es decir a 1 atm de presión, se tienen los siguientes valores para K_H :

Tabla 1. Variación de la K_H con la temperatura para aire a 1 atm de presión.

Temperatura T, °C	0	10	20	30	40
K_H (Atm/frac.molar)	43,200	54,900	66,400	77,100	87,000

Tabla 2. Composición del aire seco a nivel del mar.

Componente	Porcentaje en volumen	Peso Molecular
Nitrógeno	78.08	28
Oxígeno	20.95	32
Argón	0.93	40
Bióxido de carbono	0.03	44
Otros	0.01	--
Total	100.00	29

Cargas superficiales o tasas de derrame.

En el sistema de flotación por aire presurizado es difícil establecer con precisión cuál es el diámetro y la densidad de un **flóculo** en el cual se adhieren algunas burbujas de aire. Asimismo, es difícil determinar la viscosidad y densidad de la fase líquida que se altera significativamente por la presencia de una fase dispersa compleja. Por todo esto, es necesario llevar a cabo pruebas experimentales a nivel laboratorio o de planta piloto, para determinar la tasa de ascenso de las impurezas en el desecho particular que va a tratarse. En la Tabla 3 se presenta información al respecto.

Eficiencia de operación.

En la Tabla 4 se presenta información acerca de las eficiencias de remoción de Sólidos Suspendidos y de la Demanda Bioquímica de Oxígeno, para diversos tipos de desechos.

Ejemplo práctico de aplicación.

Se desea tratar las aguas residuales de una refinería de petróleo, por medio de un sistema de flotación con aire disuelto. Se efectuaron pruebas en una planta piloto, que proporcionaron suficiente información para proceder con el diseño del prototipo. En la figura siguiente se esquematiza el sistema piloto.

a) Condiciones de las pruebas a nivel piloto

Temperatura del agua residual	$T = 15 \text{ }^\circ\text{C}$;
Gasto o caudal del agua residual	$Q_1 = 189 \text{ lpm}$
Concentración de sólidos en suspensión	$C_1 = 500 \text{ ppm}$

$$\text{Presión atmosférica} = P_a = 1.033 \text{ kg/cm}^2 = 1 \text{ atm.}$$

$$\text{Presión manométrica} = P_m = 3.8665 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Presión absoluta} = P_m + P_a = P_1 = 4.8995 \text{ kg/cm}^2 = 4.7429 \text{ atm}$$

$$\begin{aligned} \text{Presión hidráulica} = P_2 = \gamma Z &= 999.12 (1.2) = 1198.944 \text{ kg/m}^2 \\ &= 0.12 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Donde Z es el tirante hidráulico en metros.

Así, la presión hidráulica absoluta es:

$$P_2 \text{ (a nivel del mar)} = 0.12 + 1.033 = 1.153 \text{ kg/cm}^2 = 1.116 = 1.12 \text{ atm}$$

En condiciones normales o estándar de presión y temperatura, es decir, una atmósfera (1.033 Kg/cm²) y 60 °F(15.5 °C), el valor de la constante de Henry para el aire se obtiene interpolando entre los valores de la constante para los 10 y 20°C que se presentan en la tabla 1. De esta manera se tiene:

$$K_H = 60,650 \text{ atm / frac. molar};$$

Puesto que los pesos moleculares del aire y del agua son respectivamente $m_G = 29$, y $m_L = 18$, entonces, del balance de masa que se presenta en el anexo 2, ecuación 14, que relaciona el peso del gas con respecto al peso del líquido que entra al sistema por unidad de tiempo, se tiene:

$$r = \frac{W_G}{W_L} = \frac{(4.743 - 1.12)}{(60650)(500 \cdot 10^{-6})} \cdot \frac{29}{18} \cdot \frac{Q_R}{189} = 0.001018 Q_R$$

donde W_G representa el peso del gas, y
 W_L representa el peso del líquido

Los datos experimentales encontrados en el estudio piloto se resumen en la tabla 5, que se presenta a continuación:

Tabla 5. Datos experimentales obtenidos del estudio piloto.

Q_R (l/min)	C_2 (ppm)	C_2 , (% en peso)	r (W_G / W_L)
19	82	1.8	0.019
38	45	2.2	0.039
57	34	2.5	0.058
76	28	2.5	0.071
95	25	2.6	0.097
114	24	2.6	0.116
133	22	2.7	0.135
152	21	2.7	0.155

También, del balance de masa, que se presenta en el anexo 2, ecuación 17, se tiene que:

$$Q_s = Q_1 (C_1 - C_2) / C_s$$

y sustituyendo valores:

$$Q_s = 189(500-25)/(26400) = 3.41 \text{ l/min}$$

Por lo tanto, el gasto efluente real es aproximadamente de 186 l / min.

b) Diseño del sistema Prototipo

Condiciones:

Gasto del influente	$Q_1 = 100 \text{ l/seg}$
Sólidos Suspendidos en el influente	$C_1 = 400 \text{ ppm}$
Temperatura del aire	$T = 30 \text{ }^\circ\text{C}$
Relación aire / sólidos	$r = 0.1$
Gasto del efluente a recircular	$Q_R = 52 \text{ l/seg}$
Carga superficial	$v = 175 \text{ m}^3/\text{m}^2 \text{ d}$

Cálculos principales:

El diseño de los tanques de flotación o separadores, se basa en ocho importantes consideraciones: tres cálculos principales y cinco reglas deducidas con base en la investigación y la experiencia. En seguida se mencionan cada una de ellas.

Paso 1. Calculo del área mínima horizontal.

$$A_h = F \left(\frac{Q_m}{V_t} \right) \quad \text{Ec. 5}$$

Donde A_h , representa el área horizontal mínima, m^2

F , es un coeficiente adimensional que toma en cuenta los efectos de turbulencia y corto circuito hidráulico.

V_t , es la velocidad ascensional, m/h

Q_m , es el caudal, m^3/h

Paso 2. Cálculo de la sección transversal.

$$A_t = \frac{Q_m}{V_h} \quad \text{Ec. 6}$$

Donde V_h , es la velocidad horizontal que no deberá ser mayor de quince veces la velocidad ascensional, pero sin exceder 90 cm /min, y A_t , es el área transversal, m^2 .

Paso 3. Cálculo de la longitud del separador

El área horizontal es:

$$A_h = LB = F \left(\frac{Q_m}{V_t} \right) \text{ y entonces,}$$
$$L = F \left(\frac{V_h}{V_t} \right) \left(\frac{A_t}{B} \right) = F \left(\frac{V_h}{V_t} \right) \frac{BZ}{B}$$

y por lo tanto, la longitud es:

$$L = F \left(\frac{V_h}{V_t} \right) Z \quad \text{Ec. 7}$$

Paso 4. Selección de los valores prácticos recomendados para el factor de turbulencia F_t se indican en función de la relación V_h / V_t , ver tabla 6.

TABLA 6. Valores recomendados para el factor de turbulencia.

V_h / V_t	F_t
20	1.45
15	1.37
10	1.27
6	1.14
3	1.07

Paso 5. Utilización de un factor de seguridad F_s ; para corto circuito hidráulico, se ha encontrado experimentalmente un valor de 1.2

Paso 6. Mantenimiento de la relación entre la profundidad, Z , y el ancho B , la cual debe oscilar entre 0.3 mínimo y 0.5 máximo.

Paso 7. Elección del ancho B, el cual debe variar de 1.8 m como mínimo, a 6.0 como máximo.

Paso 8. Selección de la profundidad Z, la cual debe variar de 0.9 m mínimo a 2.4 m máximo.

Características del tanque de flotación.

$$A_h = \frac{Q_1 + Q_2}{V} = \frac{0.1 + 0.052}{0.00202} = 75.25 \text{ m}^2$$

A. Para el caso de seleccionar un tanque con planta rectangular:

$$\text{Si } L/B = 5, A_h = 5B^2 = 75.25 \text{ m}^2$$

$$B = 3.88 \text{ m}, L = 19.40 \text{ m} \text{ y } A_h = 75.27 \text{ m}^2$$

Con un tiempo de retención de 20 minutos:

$$\text{Volumen : } 0.152 \text{ m}^3/\text{s} * 1200 \text{ seg.} = 182.4 \text{ m}^3$$

$$\text{Tirante : } z = 182.4 \text{ m}^3 / 75.27 \text{ m}^2 = 2.42 \text{ m}$$

Con sección circular :

$$\pi R^2 = \pi D^2 / 4 = 0.854 D^2 = 75.25 \text{ m}^2 ; D^2 = 75.25 / 0.854 = 95.81 ; D = 9.788$$

$$D = 9.79 \text{ m}, \text{ Se deja } D = 10 \text{ m}, \text{ con lo que } A_h = 78.54 \text{ m}^2 \text{ y por tanto:}$$

$$Z = 2.32 \text{ m} \text{ Se deja } Z = 2.5 \text{ m}$$

Tanque de saturación de aire

Tiempo de contacto: 2 minutos

$$\text{Volumen : } Q_R, t_c = 0.052 * 120 = 6.24 \text{ m}^3$$

$$\text{Se recomienda si } Z = 4D, V = \pi D^2 * z / 4 = \pi D^3 = 6.24 \text{ m}^3$$

$$D = 1.26 \text{ m}, z = 5.04 \text{ m}$$

$$\text{Se deja } D = 1.3 \text{ m} \text{ y } Z = 5 \text{ m}$$

Comportamiento esperado del sistema

De acuerdo con los resultados de la prueba piloto se puede esperar lo siguiente:

$$C_2 = 25 \text{ ppm}, C_s = 2.6 \%$$

Gasto de agua que se pierde con la nata o espuma:

$$Q_s = Q_1(C_1 - C_2) / C_s$$

$$Q_s = 0.1(400 - 25) / 26000 = 0.00144 \text{ m}^3/\text{seg} = (1.5 \text{ lps})$$

Condiciones de presión

Kh a 30°C: 77,100 atm/frac. molar

$$P_2 = P_{atm} + \gamma Z = 10,330 + 1000 \cdot 2.5 = 1230 \text{ kg/m}^2$$

$$P_2 = 1.242 \text{ atmósferas, } m_G = 29, m_L = 18$$

Con la ec. (11):

$$0.1 = \frac{(P_1 - 1.24)(29)(0.052)}{(77,100)(400 \cdot 10^{-6})(18)(0.1)}$$

$$P_1 = 4.92 \text{ atm}$$

$$P_1 = 4.92 \cdot 10330 = 50824 \text{ kg/m}^2 \text{ (abs) } = 5.08 \text{ kg/cm}^2$$

Bombeo

$$\text{Potencia} = Q_R (P_1 - P_0) / 76$$

$$\text{Potencia} = 0.052(50,824 - 10330) / 76 = 27.71 \text{ HP}$$

Seleccionando un equipo con 75% de eficiencia : $27.71 / 0.75 = 36.946$

$P = 36.95 \text{ HP}$, se selecciona un motor de 40 HP

Requisitos de aire

De la ec (10):

$$W_G = (4.92 - 1.24) / 77,100 \cdot 29 / 28 \cdot 1000 \cdot 0.052$$

$$W_G = 0.004 \text{ kg/seg}$$

Si $\gamma' = 1.2 \text{ kg/m}^3$, entonces

$$Q_G = W_G / \gamma' = 0.004 / 1.2 = 0.00333 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$Q_G = 200 \text{ l/min.}$$

Anexo 1. Marco conceptual.

Para analizar este fenómeno de naturaleza físico - química, estableceremos las siguientes condiciones como puede verse en el diagrama de definiciones :

Diámetro de la burbuja de gas	D	en	cm
Velocidad de ascenso de la burbuja	V	en	cm/seg
Viscosidad del gas	μ'	en	poises
Peso específico del gas	γ''	en	g/cm ³
Viscosidad del líquido	μ	en	poises
Peso específico del líquido	γ	en	g/cm ³
Densidad de masa del gas	$\rho' = \frac{\gamma'}{g}$	en	g
Densidad de masa del líquido	$\rho = \frac{\gamma}{g}$	en	g
Fuerza de flotación	$\gamma = \frac{\pi D^3}{6}$	en	g/cm ³
Fuerza debida al peso de la burbuja	$\gamma' = \frac{\pi D^3}{6}$	en	g/cm ³
Fuerza de arrastre o de fricción	$3\pi\mu vD$	en	g cm/seg ²

ANEXO 2. Balance de masa.

El peso de sólidos suspendidos que entra al sistema por unidad de tiempo, puede establecerse como:

$$w_1 \left[\frac{\text{grsólidos}}{\text{seg}} \right] = C_1 \left[\frac{\text{grsólidos}}{\text{grlíquidos}} \right] \times \gamma \left[\frac{\text{grlíquido}}{\text{cm}^3} \right] \times Q_1 \left[\frac{\text{cm}^3}{\text{seg}} \right] \quad \text{Ec. 8}$$

Por otra parte, de la ec. (4), se tiene:

$$X = \frac{P}{K_H} \quad \text{Ec. 9}$$

Donde X, es el número de moles de aire por mole de agua o, en otra forma, es la relación entre el peso del aire con respecto al peso del agua:

$$X = \frac{29P}{18K_H} \quad \text{Ec. 10}$$

Para cualquier otro sistema gas-líquido, se emplea la ecuación general

$$X = \frac{Pm_G}{K_H m_L} \quad \text{Ec. 11}$$

Donde m_g y m_L son los pesos moleculares del gas y del líquido, respectivamente.

De acuerdo con esto, la cantidad de gas que se inyecta es :

$$W_G = \left[\frac{\text{grgas}}{\text{seg}} \right] = \frac{p_1}{k_H} \frac{m_G}{m_L} \left[\frac{\text{grgas}}{\text{grlíquido}} \right] * \gamma \left[\frac{\text{grlíquido}}{\text{cm}^3} \right] Q_R \left[\frac{\text{cm}^3}{\text{seg}} \right] \quad \text{Ec. 12}$$

Donde:

Q_R Es el gasto de recirculación, y

p_1 Es la presión de descarga de la bomba, en atm.

Como hay un represionamiento en el sistema debido a la presión atmosférica y a la carga hidrostática del tanque de flotación, no todo el gas disuelto está disponible para liberarse. Por lo tanto, se reemplaza p_1 por $(p_1 - p_2)$ en la ec. (9), obteniéndose:

$$W_G = \frac{p_1 - p_2}{K_H} \frac{M_G}{m_L} \gamma Q_R \quad \text{Ec. 13}$$

Donde p_2 es la presión aguas abajo de la válvula aliviadora, en atm

$$r = \frac{W_G}{W_1} = \frac{(P_1 - P_2) m_G}{K_H C_1} \frac{Q_r}{m_L W_1} \quad \text{Ec. 14}$$

Balance de masa :

Si se considera que $W_1 = W_2 + W_S$ Ec. 15

Se tendría entonces:

$$C_1 \gamma_1 Q_1 = C_2 \gamma_2 Q_2 + C_S \gamma_S Q_S \quad \text{Ec. 16}$$

Pero ya que durante el tratamiento: $Q_2 \approx Q_1$ y además $\gamma_S \approx \gamma_1 \approx \gamma_2$ se obtiene:

$$Q_S = Q_1 (C_1 - C_2) / C_S \quad \text{Ec. 17}$$

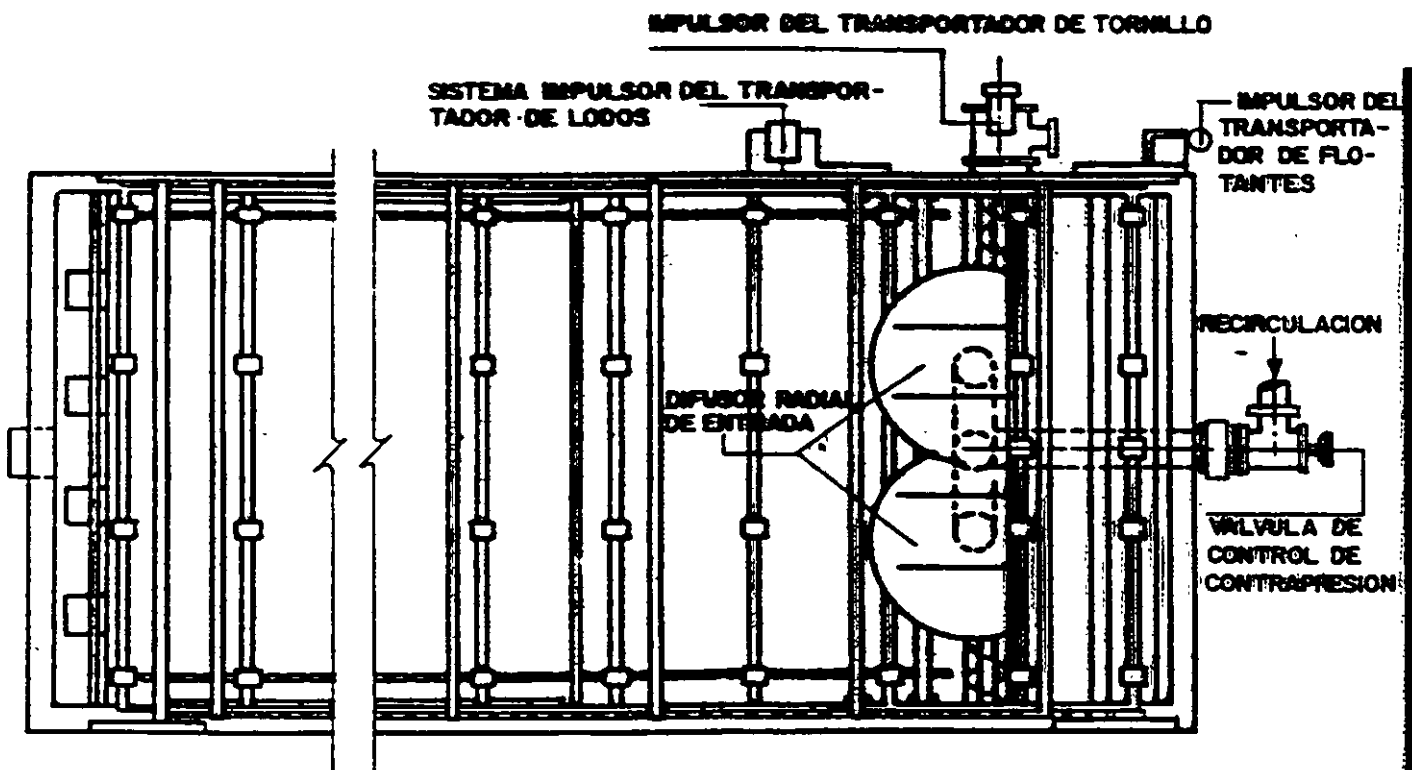
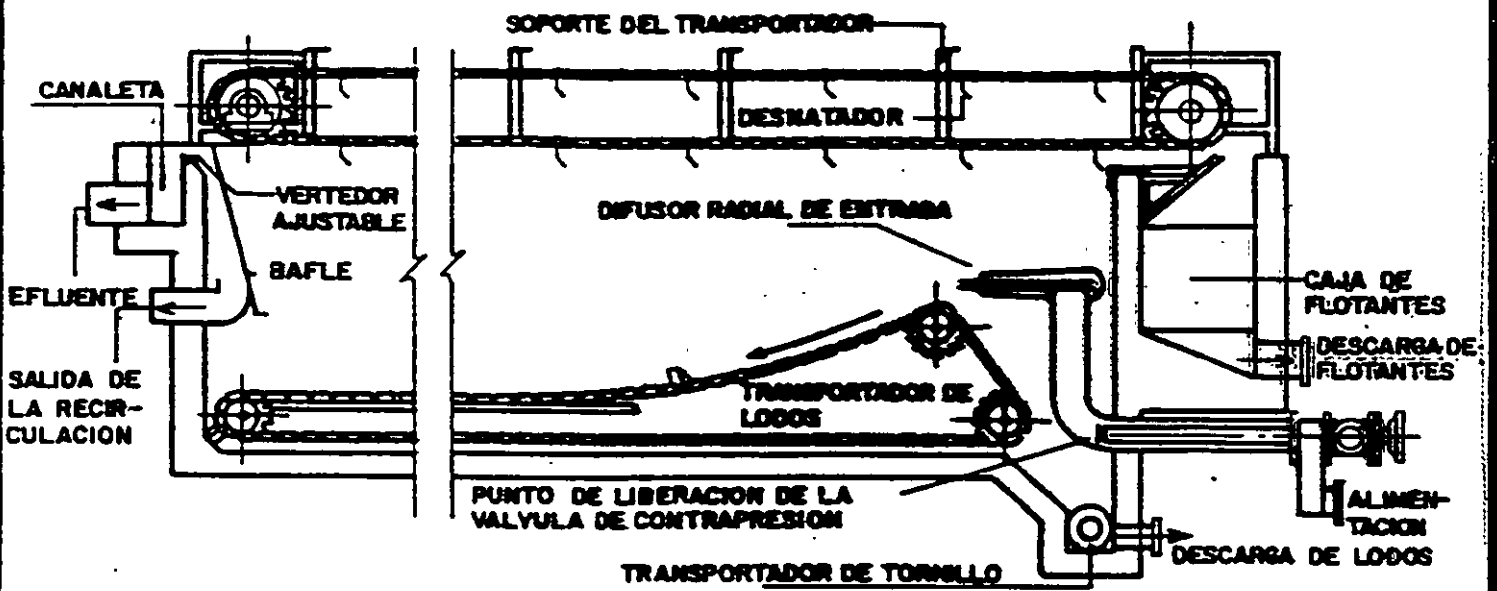


Fig 1. TANQUE DE FLOTACION - SECCION RECTANGULAR ESTRUCTURA DE CONCRETO REFORZADO

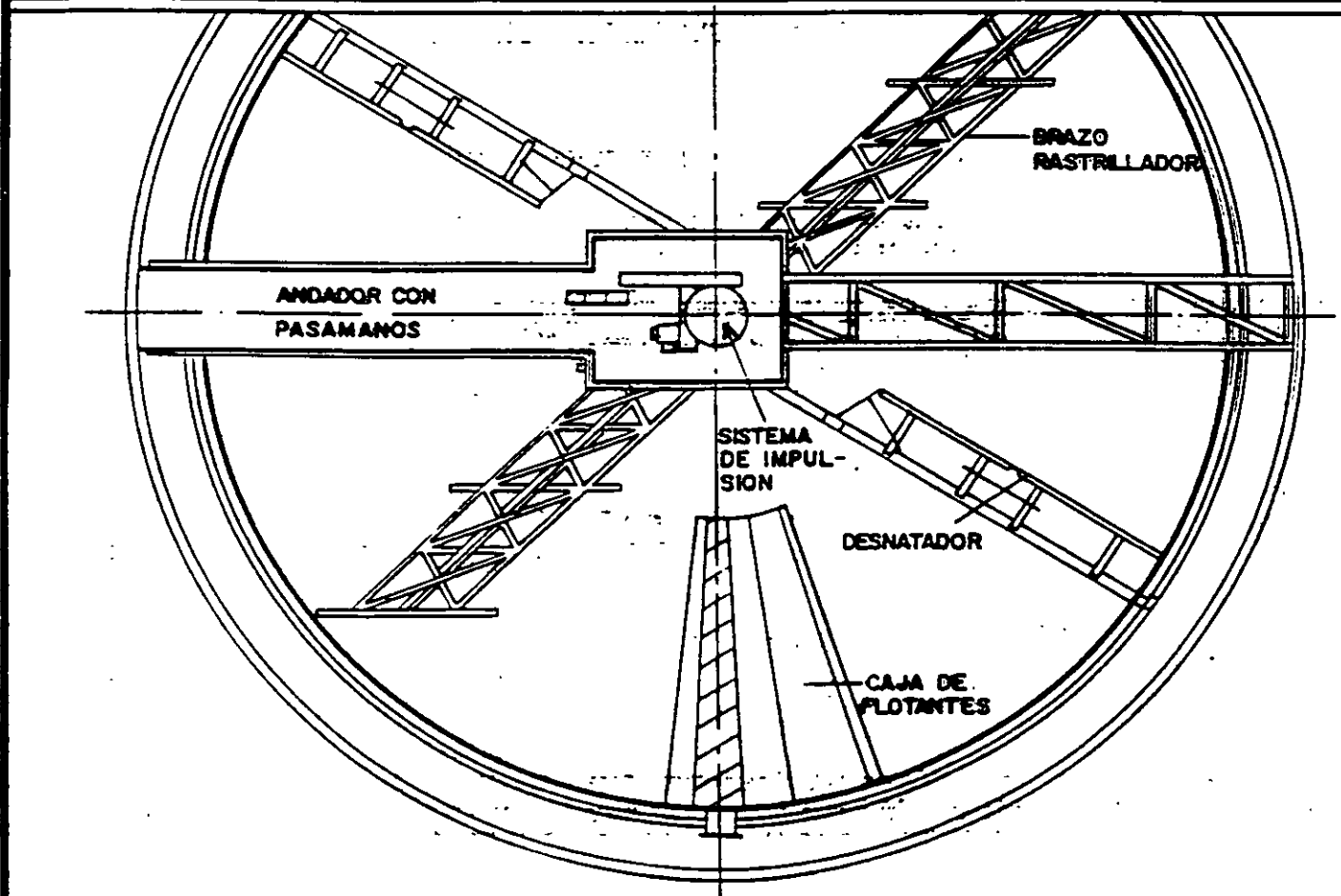
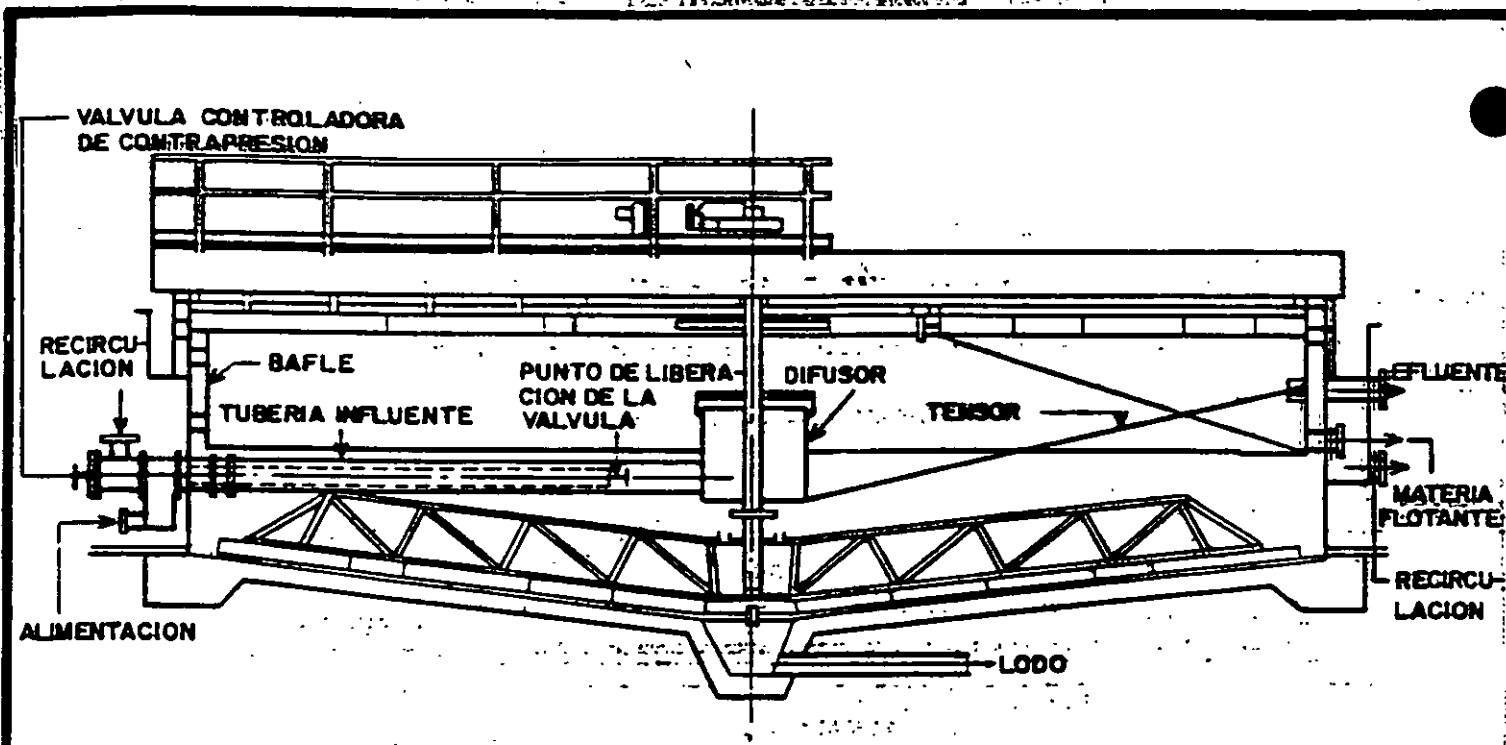


FIG. 2. TANQUE DE FLOTACION - SECCION CIRCULAR
SISTEMA SOPORTADO POR EL PUENTE

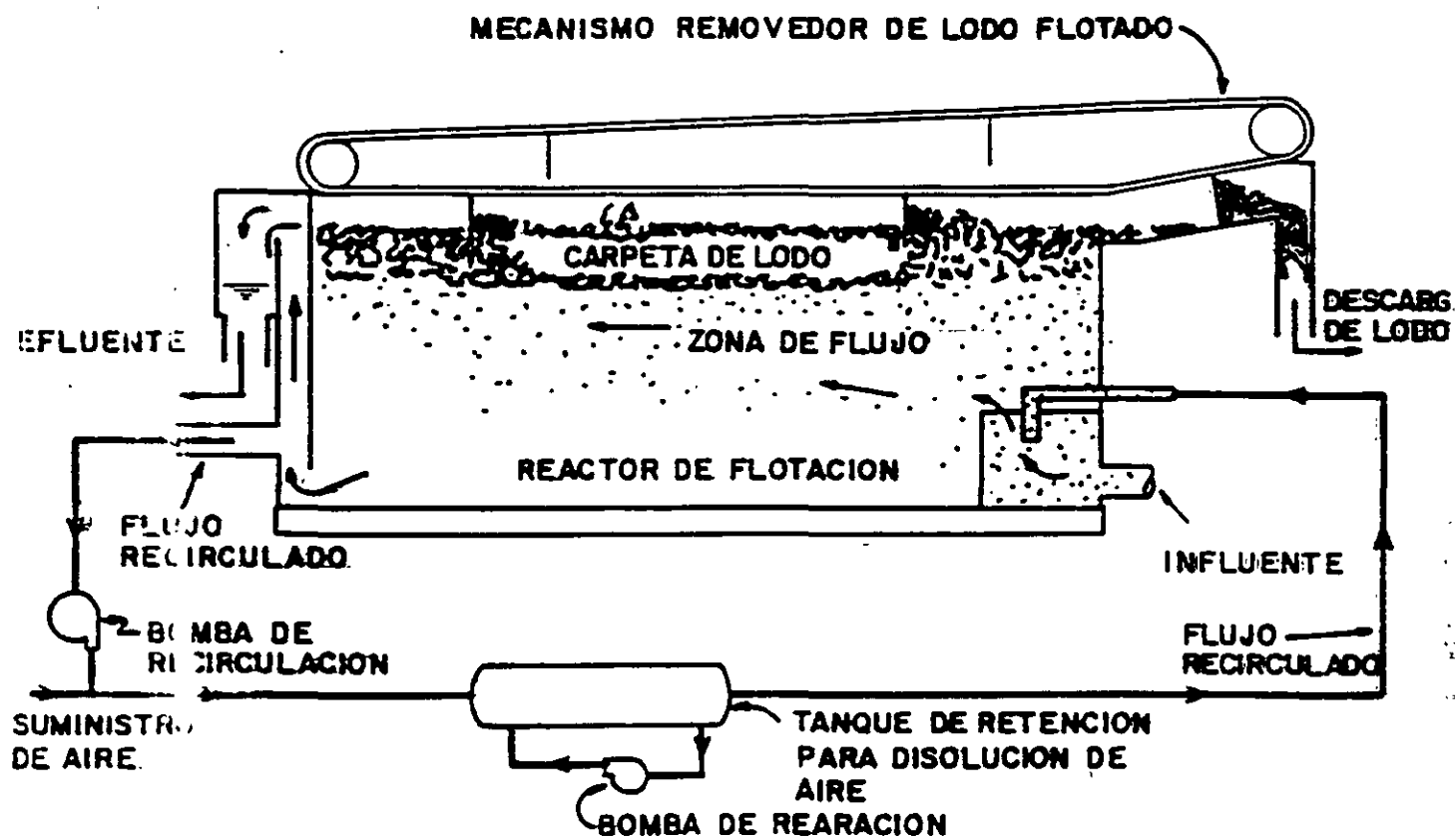
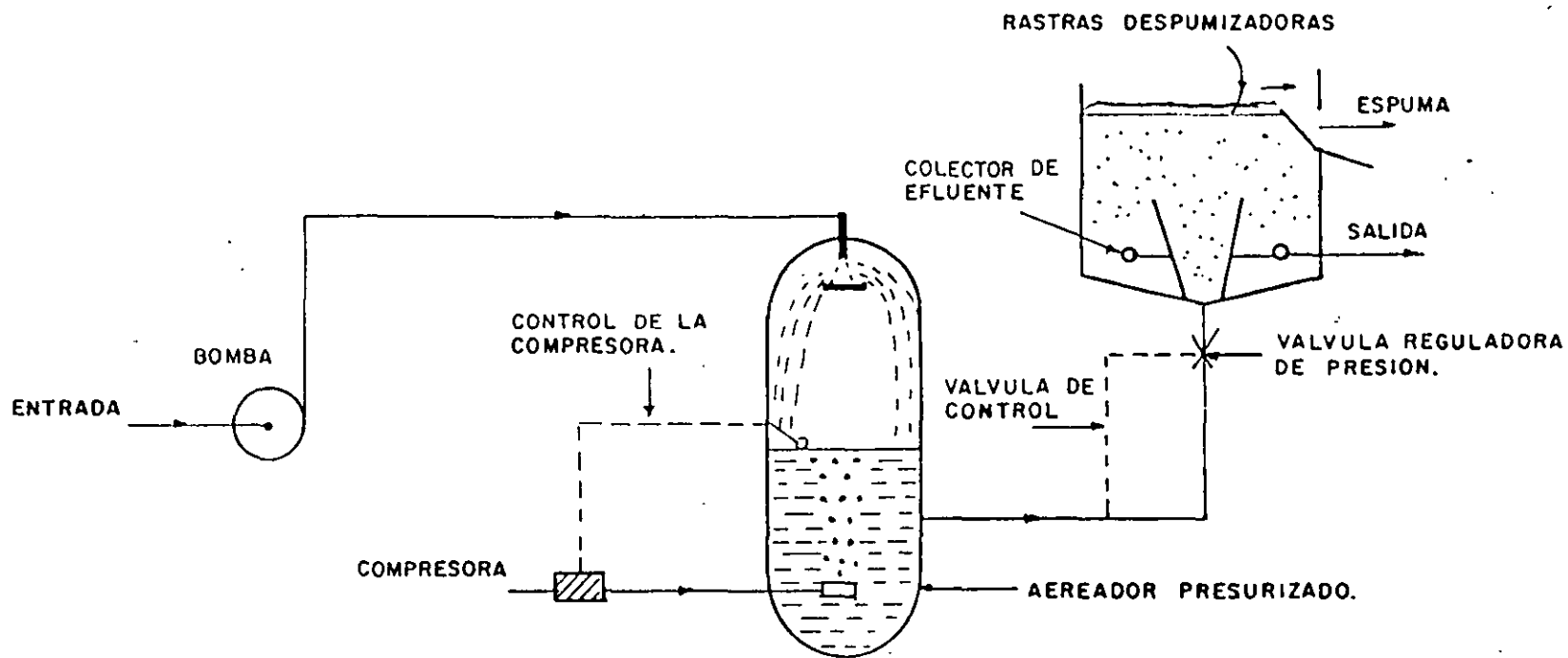
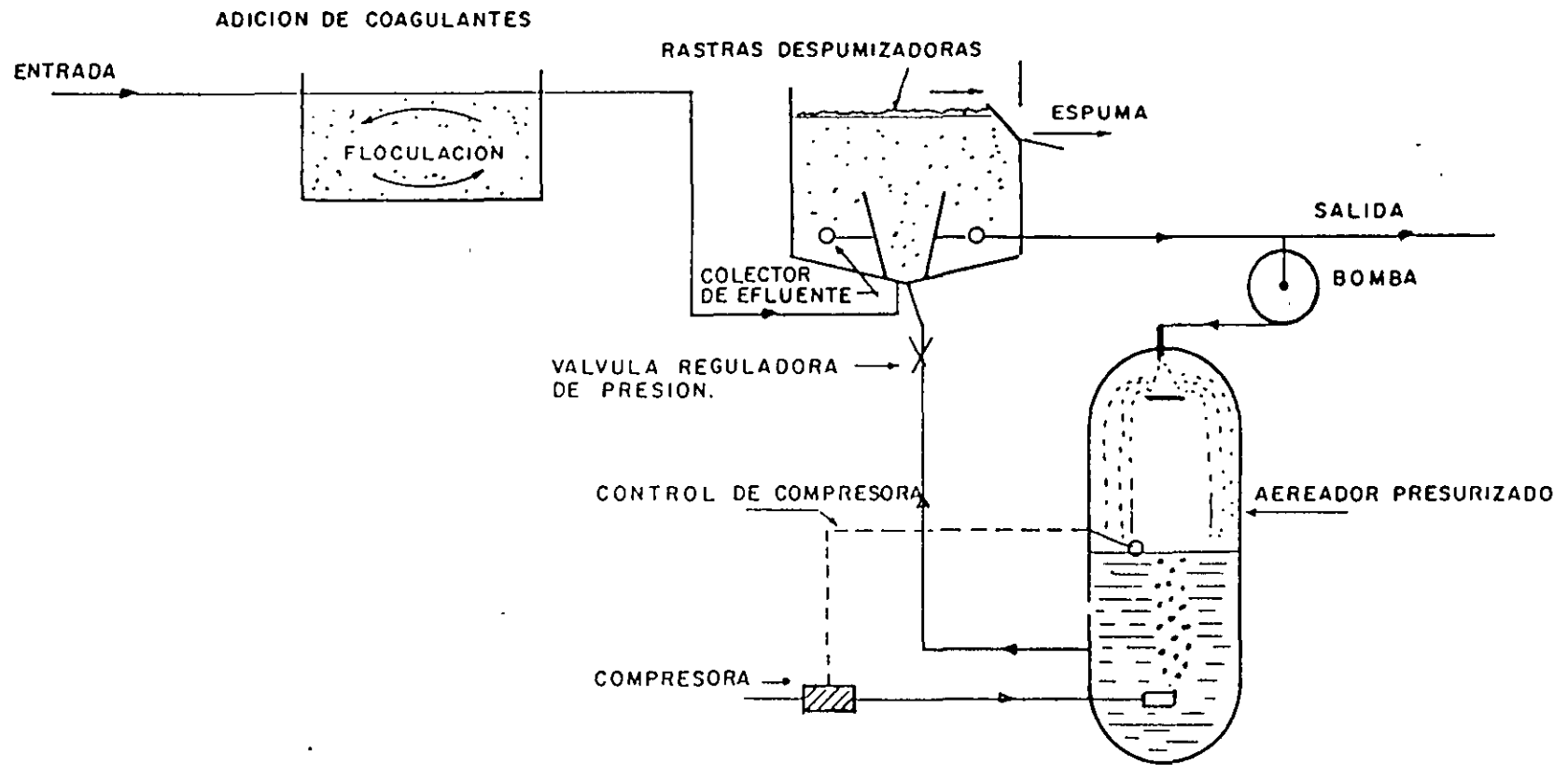


Fig. 5 SISTEMA DE FLOTACION CON AIRE DISUELTO

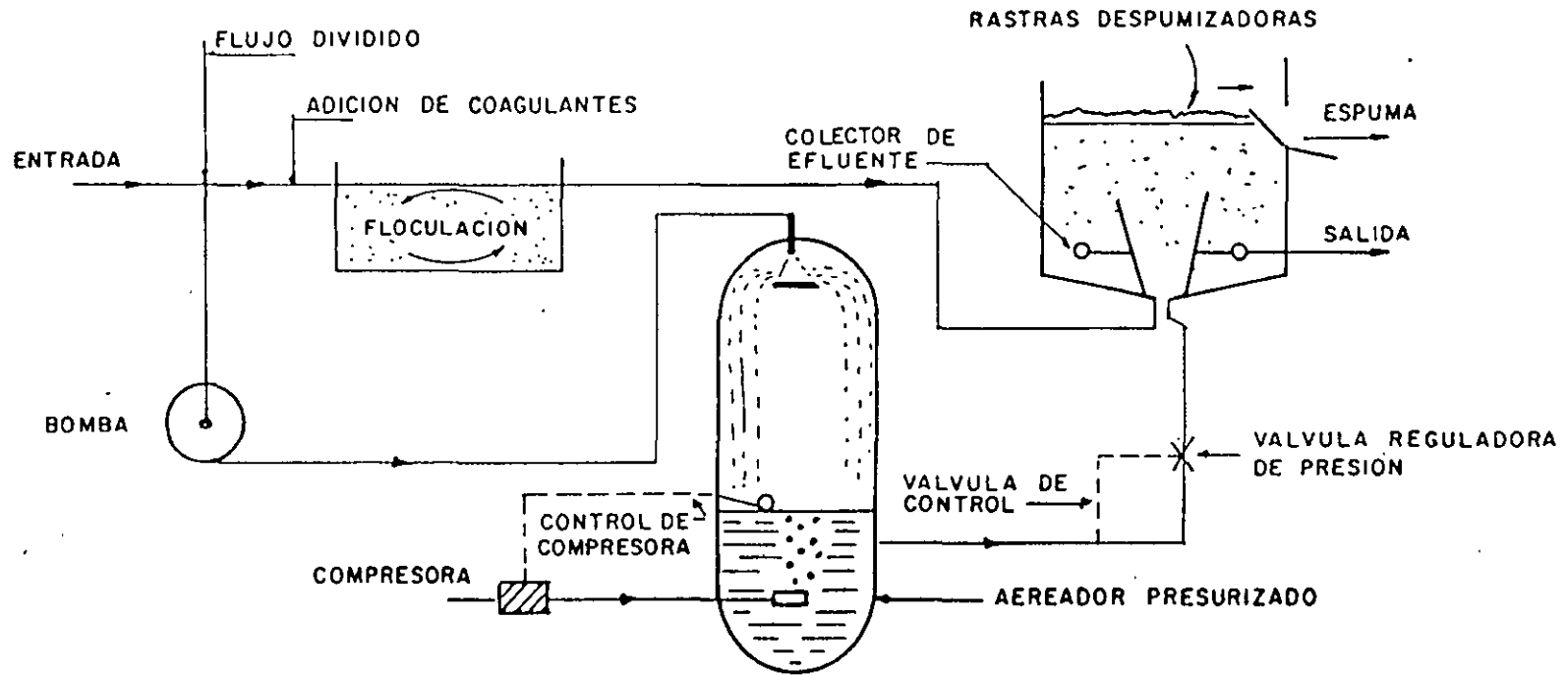
SISTEMA DE FLOTACION DE FLUJO TOTAL



SISTEMA DE FLOTACION CON RECIRCULACION



SISTEMA DE FLOTACION DE FLUJO DIVIDIDO



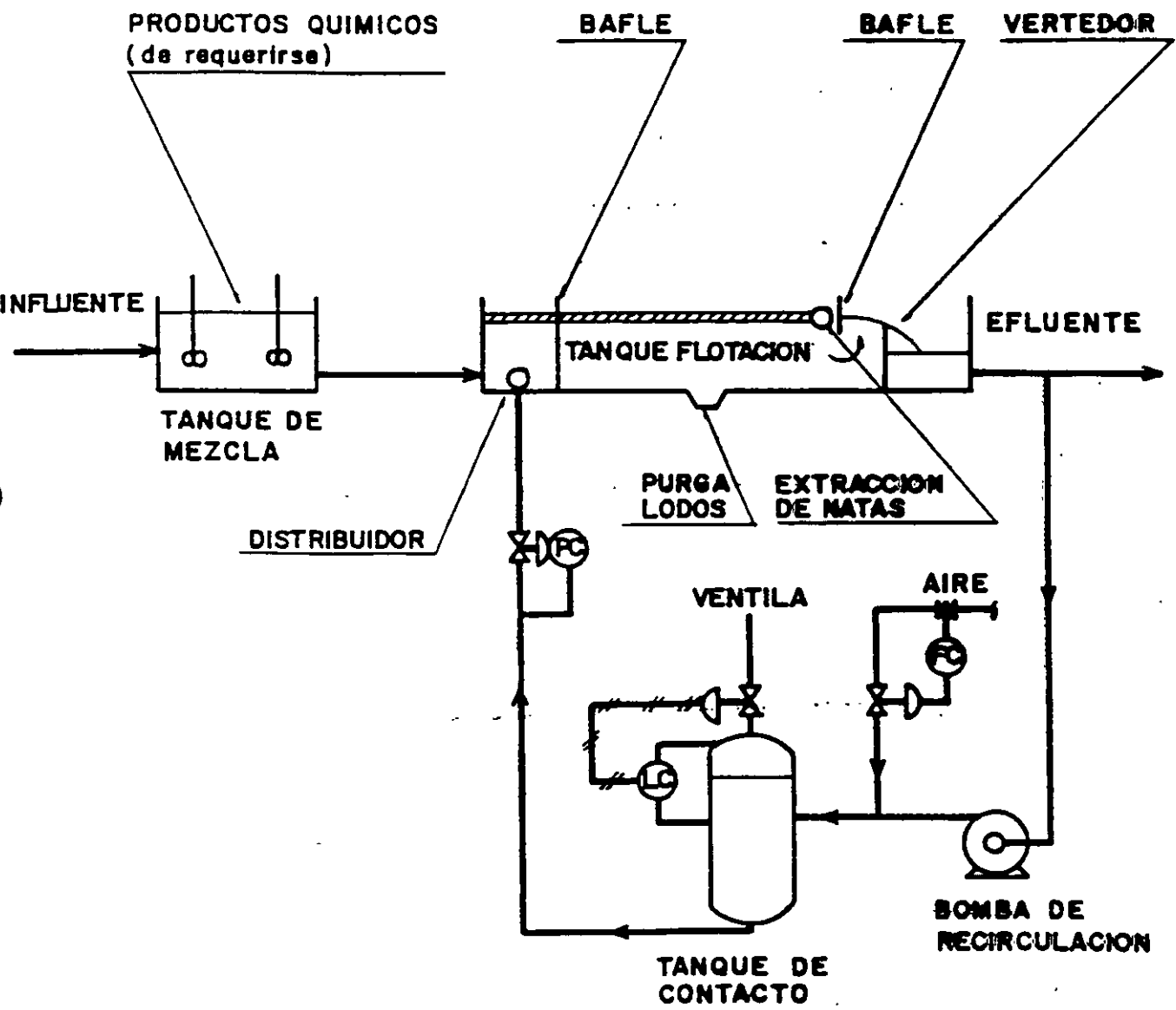
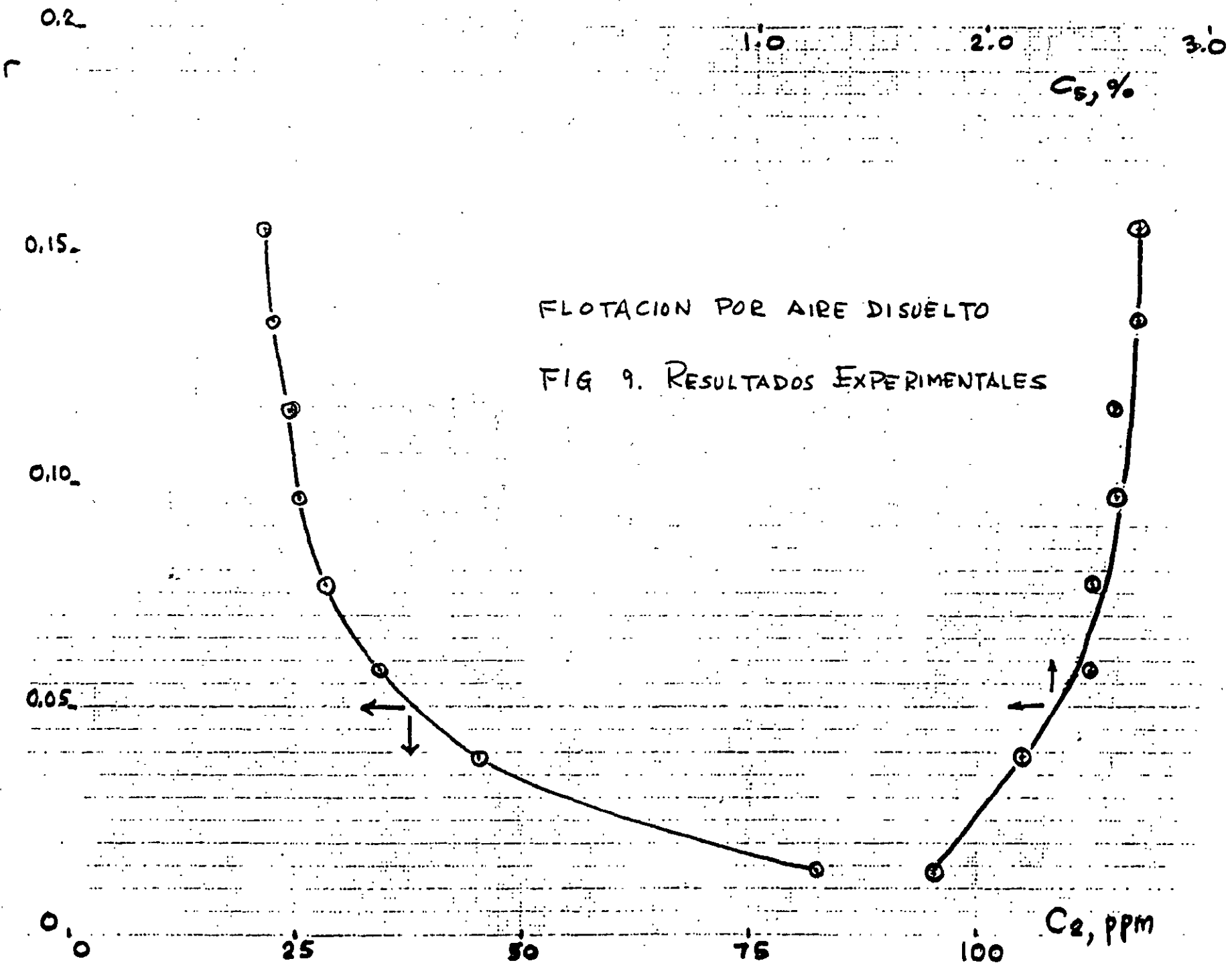


FIG. 4. SISTEMA DE FLOTACION POR PRESURIZACION DEL EFLUENTE
 METODO DE OPERACION



21

TABLA 1
CARGAS SUPERFICIALES PARA VARIOS TIPOS DE DESECHOS

DESECHO	CARGA SUPERFICIAL m^3/m^2-d
Lodos activados de aguas negras	
$r = 0.015$	70
$r = 0.06$	180
Empacadora de alimentos	76
Refinería de Petróleo	175
Talleres líneas férreas	205
Lodos activados de pulpa y papel	
$r = 0.15$	293
$r = 0.25$	363

1.2

TABLA 2
COMPORTAMIENTO DEL PROCESO DE FLOTACION CON AIRE PRESURIZADO

DESECHO	SOLIDOS SUSPENDIDOS		DBOs	
	Influyente (mg/l)	Remoción (%)	Influyente (mg/l)	Remoción (%)
Refinería de petróleo	440	95	-	-
Empacadora de carne	1400	86	1225	67
Manufactura de papel	1180	98	210	63
Procesamiento de aceite vegetal	890	95	3048	92
Enlatado de frutas y verduras	1350	80	790	60
Manufactura de jabón	392	92	309	92
Efluente tratamiento primario	252	69	325	49
Manufactura de pegamentos	542	94	1822	92

1.3

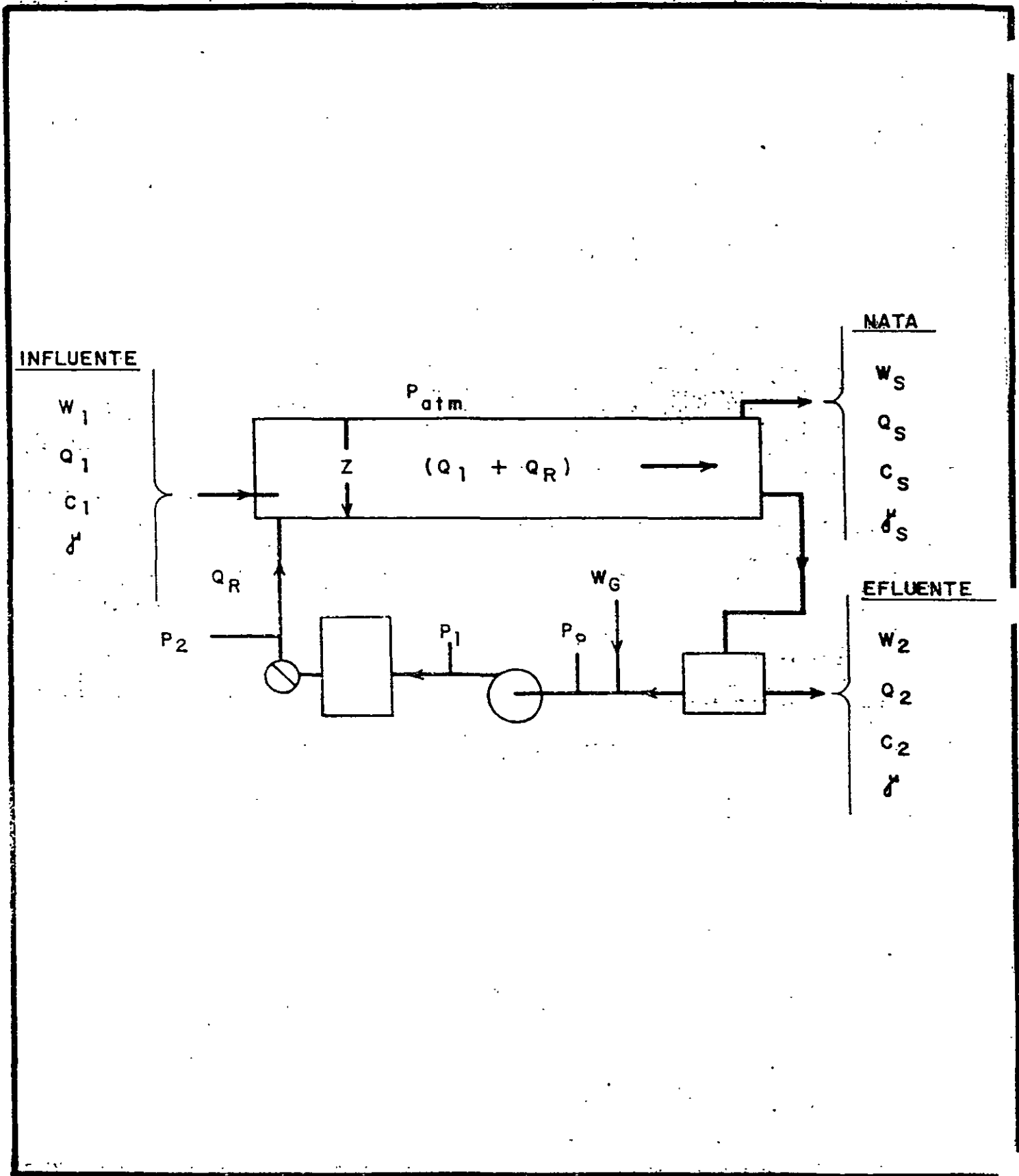


FIG 6 DIAGRAMA PARA EL ANALISIS DEL SISTEMA DE FLOTACION POR PRESURIZACION DEL EFLUENTE

APPENDIX I

TABLE OF OIL-DENSITY VARIATION WITH TEMPERATURE (15.0 TO 35.0 DEG API)

Deg F	15 Deg API	16 Deg API	17 Deg API	18 Deg API	19 Deg API	20 Deg API	21 Deg API	22 Deg API	23 Deg API	24 Deg API
40	0.9730	0.9664	0.9600	0.9536	0.9473	0.9411	0.9350	0.9289	0.9230	0.9171
41	0.9726	0.9660	0.9596	0.9533	0.9470	0.9408	0.9347	0.9286	0.9227	0.9168
42	0.9723	0.9657	0.9593	0.9529	0.9466	0.9404	0.9343	0.9282	0.9223	0.9164
43	0.9719	0.9653	0.9589	0.9525	0.9462	0.9400	0.9339	0.9278	0.9219	0.9160
44	0.9716	0.9650	0.9586	0.9522	0.9459	0.9397	0.9336	0.9275	0.9216	0.9157
45	0.9712	0.9646	0.9582	0.9518	0.9455	0.9393	0.9332	0.9271	0.9212	0.9153
46	0.9709	0.9643	0.9579	0.9515	0.9452	0.9390	0.9329	0.9268	0.9209	0.9150
47	0.9705	0.9639	0.9575	0.9511	0.9448	0.9386	0.9325	0.9264	0.9205	0.9146
48	0.9702	0.9636	0.9572	0.9508	0.9445	0.9383	0.9322	0.9261	0.9202	0.9143
49	0.9698	0.9632	0.9568	0.9504	0.9441	0.9379	0.9318	0.9257	0.9198	0.9139
50	0.9694	0.9628	0.9564	0.9500	0.9437	0.9375	0.9315	0.9254	0.9195	0.9136
51	0.9691	0.9625	0.9561	0.9497	0.9434	0.9372	0.9311	0.9250	0.9191	0.9132
52	0.9687	0.9621	0.9557	0.9493	0.9430	0.9368	0.9307	0.9246	0.9187	0.9128
53	0.9684	0.9618	0.9554	0.9490	0.9427	0.9365	0.9304	0.9243	0.9184	0.9125
54	0.9680	0.9614	0.9550	0.9486	0.9423	0.9361	0.9300	0.9239	0.9180	0.9121
55	0.9677	0.9611	0.9547	0.9483	0.9420	0.9358	0.9297	0.9236	0.9177	0.9118
56	0.9673	0.9607	0.9543	0.9479	0.9416	0.9354	0.9293	0.9232	0.9173	0.9114
57	0.9669	0.9603	0.9539	0.9475	0.9412	0.9350	0.9289	0.9228	0.9169	0.9110
58	0.9666	0.9600	0.9536	0.9472	0.9409	0.9347	0.9286	0.9225	0.9166	0.9107
59	0.9662	0.9596	0.9532	0.9468	0.9405	0.9343	0.9282	0.9221	0.9162	0.9103
60	0.9659	0.9593	0.9529	0.9465	0.9402	0.9340	0.9279	0.9218	0.9159	0.9100
61	0.9655	0.9589	0.9525	0.9461	0.9398	0.9336	0.9275	0.9214	0.9155	0.9096
62	0.9652	0.9586	0.9522	0.9458	0.9395	0.9333	0.9272	0.9211	0.9152	0.9093
63	0.9649	0.9583	0.9519	0.9455	0.9392	0.9330	0.9269	0.9208	0.9149	0.9090
64	0.9645	0.9579	0.9515	0.9451	0.9388	0.9326	0.9265	0.9204	0.9145	0.9086
65	0.9641	0.9575	0.9511	0.9447	0.9384	0.9322	0.9261	0.9200	0.9141	0.9082
66	0.9638	0.9572	0.9508	0.9444	0.9381	0.9319	0.9258	0.9197	0.9138	0.9079
67	0.9634	0.9568	0.9504	0.9440	0.9377	0.9315	0.9254	0.9193	0.9134	0.9075
68	0.9631	0.9565	0.9501	0.9437	0.9374	0.9312	0.9251	0.9190	0.9131	0.9072
69	0.9628	0.9562	0.9498	0.9433	0.9370	0.9308	0.9247	0.9186	0.9127	0.9068
70	0.9624	0.9558	0.9494	0.9430	0.9367	0.9305	0.9244	0.9183	0.9123	0.9064
71	0.9621	0.9555	0.9491	0.9426	0.9363	0.9301	0.9240	0.9179	0.9120	0.9061
72	0.9617	0.9551	0.9487	0.9423	0.9360	0.9298	0.9237	0.9176	0.9116	0.9057
73	0.9614	0.9548	0.9484	0.9419	0.9356	0.9294	0.9233	0.9172	0.9112	0.9053
74	0.9610	0.9544	0.9480	0.9415	0.9352	0.9290	0.9229	0.9168	0.9109	0.9050
75	0.9606	0.9540	0.9476	0.9412	0.9349	0.9287	0.9226	0.9165	0.9105	0.9046
76	0.9603	0.9537	0.9473	0.9409	0.9345	0.9283	0.9222	0.9161	0.9102	0.9043
77	0.9599	0.9533	0.9469	0.9405	0.9342	0.9280	0.9219	0.9158	0.9099	0.9040
78	0.9596	0.9530	0.9466	0.9402	0.9338	0.9276	0.9215	0.9154	0.9095	0.9036
79	0.9593	0.9527	0.9463	0.9399	0.9335	0.9273	0.9211	0.9150	0.9091	0.9032
80	0.9589	0.9523	0.9459	0.9395	0.9332	0.9270	0.9208	0.9147	0.9088	0.9028
81	0.9585	0.9519	0.9455	0.9391	0.9328	0.9266	0.9204	0.9143	0.9084	0.9025
82	0.9582	0.9516	0.9452	0.9388	0.9324	0.9262	0.9200	0.9139	0.9080	0.9021
83	0.9578	0.9512	0.9448	0.9384	0.9321	0.9259	0.9197	0.9136	0.9077	0.9018
84	0.9575	0.9509	0.9444	0.9380	0.9317	0.9255	0.9194	0.9133	0.9074	0.9015
85	0.9572	0.9505	0.9441	0.9377	0.9313	0.9251	0.9190	0.9129	0.9070	0.9011
86	0.9568	0.9502	0.9438	0.9374	0.9310	0.9248	0.9187	0.9126	0.9067	0.9008
87	0.9565	0.9498	0.9434	0.9370	0.9306	0.9244	0.9183	0.9122	0.9063	0.9004
88	0.9561	0.9495	0.9430	0.9366	0.9303	0.9241	0.9180	0.9119	0.9060	0.9001
89	0.9558	0.9491	0.9427	0.9363	0.9299	0.9237	0.9176	0.9115	0.9056	0.8997
90	0.9555	0.9488	0.9424	0.9360	0.9296	0.9234	0.9173	0.9112	0.9053	0.8994
91	0.9551	0.9484	0.9420	0.9356	0.9292	0.9230	0.9169	0.9108	0.9049	0.8990
92	0.9547	0.9481	0.9416	0.9352	0.9288	0.9226	0.9165	0.9104	0.9045	0.8986
93	0.9544	0.9478	0.9413	0.9348	0.9285	0.9223	0.9162	0.9101	0.9042	0.8983
94	0.9541	0.9475	0.9410	0.9345	0.9282	0.9220	0.9159	0.9098	0.9039	0.8980
95	0.9537	0.9471	0.9406	0.9342	0.9279	0.9217	0.9156	0.9095	0.9035	0.8976
96	0.9534	0.9468	0.9403	0.9338	0.9275	0.9213	0.9152	0.9091	0.9032	0.8973
97	0.9530	0.9464	0.9400	0.9335	0.9272	0.9210	0.9149	0.9088	0.9028	0.8969
98	0.9526	0.9460	0.9396	0.9331	0.9268	0.9206	0.9145	0.9084	0.9024	0.8965
99	0.9523	0.9457	0.9393	0.9328	0.9265	0.9203	0.9142	0.9081	0.9021	0.8962
100	0.9520	0.9454	0.9389	0.9325	0.9262	0.9200	0.9138	0.9077	0.9018	0.8959
101	0.9516	0.9450	0.9386	0.9321	0.9258	0.9196	0.9135	0.9074	0.9015	0.8956
102	0.9513	0.9447	0.9383	0.9318	0.9255	0.9193	0.9132	0.9071	0.9011	0.8952
103	0.9510	0.9443	0.9379	0.9315	0.9252	0.9189	0.9128	0.9067	0.9008	0.8949
104	0.9506	0.9439	0.9375	0.9311	0.9248	0.9186	0.9124	0.9063	0.9004	0.8944
105	0.9503	0.9436	0.9372	0.9308	0.9245	0.9183	0.9121	0.9060	0.9000	0.8940
106	0.9500	0.9433	0.9369	0.9305	0.9242	0.9180	0.9118	0.9057	0.8997	0.8937
107	0.9496	0.9430	0.9366	0.9302	0.9239	0.9177	0.9115	0.9054	0.8994	0.8934
108	0.9493	0.9426	0.9362	0.9298	0.9235	0.9173	0.9111	0.9050	0.8990	0.8930
109	0.9489	0.9423	0.9359	0.9295	0.9231	0.9169	0.9107	0.9046	0.8986	0.8926
110	0.9486	0.9419	0.9355	0.9291	0.9228	0.9166	0.9104	0.9042	0.8983	0.8923
111	0.9483	0.9416	0.9352	0.9288	0.9225	0.9163	0.9101	0.9039	0.8980	0.8920
112	0.9479	0.9412	0.9348	0.9284	0.9221	0.9159	0.9097	0.9035	0.8976	0.8916
113	0.9475	0.9409	0.9344	0.9280	0.9217	0.9155	0.9093	0.9032	0.8973	0.8913
114	0.9472	0.9406	0.9341	0.9277	0.9214	0.9152	0.9090	0.9029	0.8969	0.8909
115	0.9469	0.9403	0.9338	0.9274	0.9211	0.9148	0.9087	0.9025	0.8966	0.8906
116	0.9465	0.9399	0.9335	0.9271	0.9208	0.9145	0.9084	0.9022	0.8963	0.8903
117	0.9462	0.9396	0.9332	0.9268	0.9205	0.9142	0.9081	0.9019	0.8960	0.8900
118	0.9459	0.9393	0.9329	0.9265	0.9201	0.9138	0.9077	0.9016	0.8956	0.8896
119	0.9455	0.9389	0.9325	0.9261	0.9198	0.9135	0.9074	0.9012	0.8953	0.8893
120	0.9452	0.9386	0.9321	0.9257	0.9194	0.9131	0.9070	0.9008	0.8949	0.8889

TABLE OF OIL-DENSITY VARIATION WITH TEMPERATURE (15.0 TO 35.0 DEG API)—Continued

25 Deg API	26 Deg API	27 Deg API	28 Deg API	29 Deg API	30 Deg API	31 Deg API	32 Deg API	33 Deg API	34 Deg API	35 Deg API	Deg F
0.9113	0.9055	0.8998	0.8943	0.8888	0.8834	0.8780	0.8726	0.8674	0.8623	0.8571	40
0.9110	0.9052	0.8995	0.8939	0.8884	0.8831	0.8777	0.8723	0.8671	0.8620	0.8568	41
0.9106	0.9048	0.8991	0.8936	0.8881	0.8827	0.8773	0.8719	0.8667	0.8616	0.8564	42
0.9102	0.9044	0.8987	0.8932	0.8877	0.8823	0.8769	0.8715	0.8663	0.8612	0.8560	43
0.9099	0.9041	0.8984	0.8928	0.8873	0.8819	0.8765	0.8712	0.8660	0.8609	0.8557	44
0.9095	0.9037	0.8980	0.8924	0.8869	0.8815	0.8761	0.8708	0.8656	0.8605	0.8553	45
0.9092	0.9034	0.8977	0.8921	0.8866	0.8812	0.8758	0.8704	0.8652	0.8601	0.8549	46
0.9088	0.9030	0.8973	0.8917	0.8862	0.8808	0.8754	0.8701	0.8649	0.8598	0.8546	47
0.9085	0.9027	0.8970	0.8914	0.8859	0.8805	0.8751	0.8697	0.8645	0.8594	0.8543	48
0.9081	0.9023	0.8966	0.8910	0.8855	0.8801	0.8747	0.8694	0.8643	0.8591	0.8539	49
0.9078	0.9020	0.8963	0.8907	0.8852	0.8798	0.8744	0.8690	0.8639	0.8587	0.8535	50
0.9074	0.9016	0.8959	0.8903	0.8848	0.8794	0.8741	0.8687	0.8636	0.8584	0.8532	51
0.9070	0.9012	0.8955	0.8899	0.8844	0.8790	0.8737	0.8683	0.8632	0.8580	0.8528	52
0.9067	0.9009	0.8952	0.8896	0.8841	0.8787	0.8733	0.8679	0.8628	0.8576	0.8524	53
0.9063	0.9005	0.8948	0.8892	0.8837	0.8783	0.8729	0.8675	0.8624	0.8572	0.8520	54
0.9060	0.9002	0.8945	0.8889	0.8834	0.8780	0.8726	0.8672	0.8621	0.8569	0.8517	55
0.9056	0.8998	0.8941	0.8885	0.8830	0.8776	0.8722	0.8668	0.8617	0.8565	0.8513	56
0.9052	0.8994	0.8937	0.8881	0.8826	0.8772	0.8718	0.8664	0.8613	0.8561	0.8509	57
0.9049	0.8991	0.8934	0.8878	0.8823	0.8769	0.8715	0.8661	0.8609	0.8557	0.8505	58
0.9045	0.8987	0.8930	0.8874	0.8819	0.8765	0.8711	0.8657	0.8606	0.8554	0.8502	59
0.9042	0.8984	0.8927	0.8871	0.8816	0.8762	0.8708	0.8654	0.8602	0.8550	0.8498	60
0.9038	0.8980	0.8923	0.8867	0.8812	0.8758	0.8704	0.8650	0.8598	0.8546	0.8494	61
0.9035	0.8977	0.8920	0.8864	0.8809	0.8755	0.8701	0.8647	0.8595	0.8543	0.8491	62
0.9032	0.8974	0.8917	0.8861	0.8806	0.8752	0.8698	0.8644	0.8592	0.8540	0.8488	63
0.9028	0.8970	0.8913	0.8857	0.8802	0.8748	0.8694	0.8640	0.8588	0.8536	0.8484	64
0.9024	0.8966	0.8909	0.8853	0.8798	0.8744	0.8690	0.8636	0.8584	0.8532	0.8480	65
0.9020	0.8962	0.8905	0.8849	0.8794	0.8740	0.8686	0.8632	0.8580	0.8528	0.8476	66
0.9017	0.8959	0.8902	0.8846	0.8791	0.8736	0.8682	0.8629	0.8577	0.8525	0.8473	67
0.9013	0.8955	0.8898	0.8842	0.8787	0.8733	0.8679	0.8624	0.8573	0.8521	0.8469	68
0.9010	0.8952	0.8895	0.8839	0.8784	0.8729	0.8675	0.8621	0.8569	0.8517	0.8465	69
0.9006	0.8948	0.8891	0.8835	0.8780	0.8725	0.8671	0.8617	0.8565	0.8513	0.8461	70
0.9003	0.8945	0.8888	0.8831	0.8776	0.8722	0.8668	0.8614	0.8562	0.8510	0.8458	71
0.8999	0.8941	0.8884	0.8828	0.8773	0.8718	0.8664	0.8610	0.8558	0.8506	0.8454	72
0.8995	0.8937	0.8880	0.8824	0.8769	0.8714	0.8660	0.8606	0.8554	0.8502	0.8450	73
0.8992	0.8934	0.8877	0.8820	0.8765	0.8710	0.8656	0.8602	0.8550	0.8498	0.8446	74
0.8988	0.8930	0.8873	0.8817	0.8762	0.8707	0.8653	0.8599	0.8547	0.8495	0.8443	75
0.8985	0.8926	0.8869	0.8813	0.8758	0.8704	0.8650	0.8595	0.8543	0.8491	0.8439	76
0.8982	0.8923	0.8866	0.8810	0.8755	0.8701	0.8647	0.8592	0.8540	0.8488	0.8435	77
0.8978	0.8919	0.8862	0.8806	0.8751	0.8697	0.8642	0.8588	0.8536	0.8484	0.8432	78
0.8974	0.8916	0.8859	0.8802	0.8747	0.8693	0.8638	0.8584	0.8532	0.8480	0.8428	79
0.8970	0.8912	0.8855	0.8799	0.8743	0.8689	0.8635	0.8581	0.8529	0.8477	0.8424	80
0.8967	0.8909	0.8852	0.8795	0.8740	0.8686	0.8631	0.8577	0.8525	0.8473	0.8420	81
0.8963	0.8905	0.8848	0.8791	0.8736	0.8682	0.8628	0.8574	0.8521	0.8469	0.8416	82
0.8960	0.8901	0.8844	0.8788	0.8733	0.8679	0.8624	0.8570	0.8518	0.8466	0.8413	83
0.8957	0.8898	0.8840	0.8784	0.8729	0.8675	0.8620	0.8566	0.8514	0.8462	0.8409	84
0.8953	0.8894	0.8837	0.8781	0.8726	0.8672	0.8617	0.8563	0.8510	0.8458	0.8405	85
0.8950	0.8891	0.8834	0.8778	0.8722	0.8668	0.8613	0.8559	0.8506	0.8454	0.8401	86
0.8946	0.8887	0.8830	0.8774	0.8719	0.8665	0.8610	0.8556	0.8503	0.8451	0.8398	87
0.8942	0.8884	0.8827	0.8771	0.8715	0.8661	0.8606	0.8552	0.8499	0.8447	0.8395	88
0.8938	0.8880	0.8823	0.8767	0.8712	0.8658	0.8603	0.8549	0.8496	0.8443	0.8391	89
0.8935	0.8877	0.8820	0.8764	0.8708	0.8654	0.8599	0.8544	0.8492	0.8440	0.8388	90
0.8931	0.8873	0.8816	0.8760	0.8704	0.8650	0.8595	0.8540	0.8488	0.8436	0.8384	91
0.8928	0.8870	0.8813	0.8757	0.8701	0.8647	0.8592	0.8537	0.8485	0.8432	0.8380	92
0.8925	0.8867	0.8810	0.8754	0.8698	0.8643	0.8589	0.8534	0.8482	0.8429	0.8377	93
0.8922	0.8864	0.8806	0.8750	0.8694	0.8639	0.8585	0.8530	0.8478	0.8426	0.8374	94
0.8918	0.8860	0.8802	0.8746	0.8691	0.8636	0.8582	0.8527	0.8475	0.8422	0.8370	95
0.8915	0.8857	0.8799	0.8742	0.8687	0.8632	0.8578	0.8524	0.8472	0.8419	0.8367	96
0.8911	0.8853	0.8795	0.8739	0.8684	0.8629	0.8575	0.8520	0.8468	0.8415	0.8363	97
0.8907	0.8849	0.8792	0.8735	0.8680	0.8625	0.8571	0.8517	0.8465	0.8412	0.8360	98
0.8904	0.8845	0.8788	0.8732	0.8677	0.8622	0.8568	0.8514	0.8462	0.8409	0.8357	99
0.8900	0.8842	0.8785	0.8728	0.8673	0.8619	0.8565	0.8510	0.8458	0.8405	0.8353	100
0.8897	0.8838	0.8781	0.8724	0.8669	0.8615	0.8561	0.8506	0.8454	0.8401	0.8349	101
0.8893	0.8834	0.8777	0.8720	0.8665	0.8611	0.8557	0.8502	0.8450	0.8397	0.8344	102
0.8890	0.8831	0.8774	0.8717	0.8662	0.8607	0.8553	0.8498	0.8446	0.8393	0.8340	103
0.8886	0.8828	0.8771	0.8714	0.8659	0.8604	0.8550	0.8495	0.8442	0.8389	0.8336	104
0.8882	0.8824	0.8767	0.8710	0.8655	0.8600	0.8546	0.8491	0.8438	0.8386	0.8333	105
0.8879	0.8820	0.8763	0.8707	0.8652	0.8597	0.8542	0.8488	0.8435	0.8383	0.8330	106
0.8875	0.8817	0.8760	0.8703	0.8648	0.8593	0.8538	0.8484	0.8431	0.8379	0.8326	107
0.8872	0.8813	0.8756	0.8700	0.8644	0.8590	0.8535	0.8481	0.8428	0.8376	0.8322	108
0.8868	0.8810	0.8753	0.8696	0.8640	0.8586	0.8531	0.8477	0.8424	0.8371	0.8318	109
0.8865	0.8806	0.8749	0.8693	0.8637	0.8583	0.8528	0.8474	0.8421	0.8368	0.8315	110
0.8862	0.8803	0.8745	0.8689	0.8633	0.8579	0.8524	0.8470	0.8417	0.8364	0.8311	111
0.8858	0.8799	0.8742	0.8686	0.8630	0.8576	0.8521	0.8466	0.8413	0.8360	0.8307	112
0.8855	0.8796	0.8738	0.8682	0.8626	0.8572	0.8517	0.8462	0.8409	0.8356	0.8303	113
0.8851	0.8792	0.8735	0.8679	0.8623	0.8569	0.8514	0.8459	0.8406	0.8353	0.8300	114
0.8848	0.8789	0.8732	0.8676	0.8620	0.8565	0.8510	0.8455	0.8402	0.8349	0.8296	115
0.8844	0.8786	0.8729	0.8673	0.8617	0.8562	0.8507	0.8452	0.8399	0.8346	0.8293	116
0.8841	0.8783	0.8725	0.8669	0.8613	0.8558	0.8503	0.8448	0.8395	0.8342	0.8289	117
0.8837	0.8779	0.8722	0.8666	0.8610	0.8555	0.8500	0.8444	0.8392	0.8338	0.8285	118
0.8834	0.8776	0.8718	0.8662	0.8606	0.8551	0.8496	0.8441	0.8388	0.8335	0.8282	119
0.8830	0.8772	0.8714	0.8658	0.8602	0.8548	0.8493	0.8438	0.8385	0.8332	0.8279	120

DENSITIES OF PURE SUBSTANCES†

Table 3-28. Density of Pure Water Free from Air, 0° to 41°C.*

°C.	Tenths of degrees									Mean differences	
	0	1	2	3	4	5	6	7	8		9
0	0.999 8661	8747	8812	8875	8936	8996	9053	9109	9163	9216	+59
1	9267	9315	9363	9408	9452	9494	9534	9573	9610	9645	+41
2	9679	9711	9741	9769	9796	9821	9844	9866	9887	9905	+24
3	9922	9937	9951	9962	9973	9981	9988	9994	9998	0000	+8
4	1.000 0000	9999	9996	9992	9986	9979	9970	9960	9947	9934	-8
5	0.999 9919	9902	9884	9864	9842	9819	9795	9769	9742	9713	-24
6	9682	9650	9617	9582	9545	9507	9468	9427	9385	9341	-39
7	9296	9249	9201	9151	9100	9048	8994	8938	8881	8823	-53
8	8764	8703	8641	8577	8512	8445	8377	8308	8237	8165	-67
9	8091	8017	7940	7863	7784	7704	7622	7539	7455	7369	-81
10	7282	7194	7105	7014	6921	6826	6729	6632	6533	6432	-95
11	6331	6228	6124	6020	5913	5805	5696	5586	5474	5362	-108
12	5248	5132	5016	4898	4780	4660	4538	4415	4291	4166	-121
13	4040	3912	3784	3654	3523	3391	3257	3122	2986	2850	-133
14	2712	2572	2431	2289	2147	2003	1858	1711	1564	1416	-145
15	1266	1114	0962	0809	0655	0499	0343	0185	0026	9865	-156
16	.998 9705	9542	9378	9214	9048	8881	8713	8544	8373	8202	-168
17	8029	7856	7681	7505	7328	7150	6971	6791	6610	6427	-178
18	6244	6058	5873	5686	5498	5309	5119	4927	4735	4541	-190
19	4347	4152	3955	3757	3558	3358	3158	2955	2752	2549	-200
20	2343	2137	1930	1722	1511	1301	1090	0878	0665	0449	-211
21	0233	0016	9799	9580	9359	9139	8917	8694	8470	8245	-221
22	.997 8019	7792	7564	7335	7104	6873	6641	6408	6173	5938	-232
23	5702	5466	5227	4988	4747	4506	4264	4021	3777	3531	-242
24	3206	3039	2790	2541	2291	2040	1788	1535	1280	1026	-252
25	0770	0513	0255	9997	9736	9476	9214	8951	8688	8423	-261
26	.996 8150	7892	7624	7356	7087	6817	6545	6273	6000	5726	-271
27	5451	5176	4896	4620	4342	4062	3782	3500	3218	2935	-280
28	2652	2366	2080	1793	1505	1217	0928	0637	0346	0053	-289
29	.995 9761	9466	9171	8876	8579	8282	7983	7684	7383	7083	-298
30	6780	6478	6174	5869	5564	5258	4950	4642	4334	4024	-307
31	3714	3401	3089	2776	2462	2147	1832	1515	1198	0880	-315
32	0561	0241	9920	9599	9276	8954	8630	8304	7979	7653	-324
33	.994 7325	6997	6668	6338	6007	5676	5345	5011	4678	4343	-332
34	4007	3671	3335	2997	2659	2318	1978	1638	1296	0953	-340
35	0610	0267	9922	9576	9230	8883	8534	8186	7837	7486	-347
36	.993 7136	6784	6432	6078	5725	5369	5014	4658	4301	3943	-355
37	3585	3226	2866	2505	2144	1782	1419	1055	0691	0326	-362
38	.992 9960	9593	9227	8859	8490	8120	7751	7380	7008	6636	-370
39	6263	5890	5516	5140	4763	4389	4011	3634	3255	2876	-377
40	2497	2116	1734	1352	0971	0587	0203	9818	9433	9047	-384
41	.991 8661										

*According to P. Chappuis, Bureau International des Poids et Mesures. Under standard pressure (76 cm Hg) at every tenth part of a degree from 0° to 41°C., in g./ml. Extracted from Table 287, "Smithsonian Physical Tables," 9th rev. ed., Washington, D.C., 1954. Glibbeth, Habenschuss, and Sperklung, *J. Chem. Eng. Data*, 17, 402 (1972), critically review this and similar tables and present another tabulation, to 40.9°C.

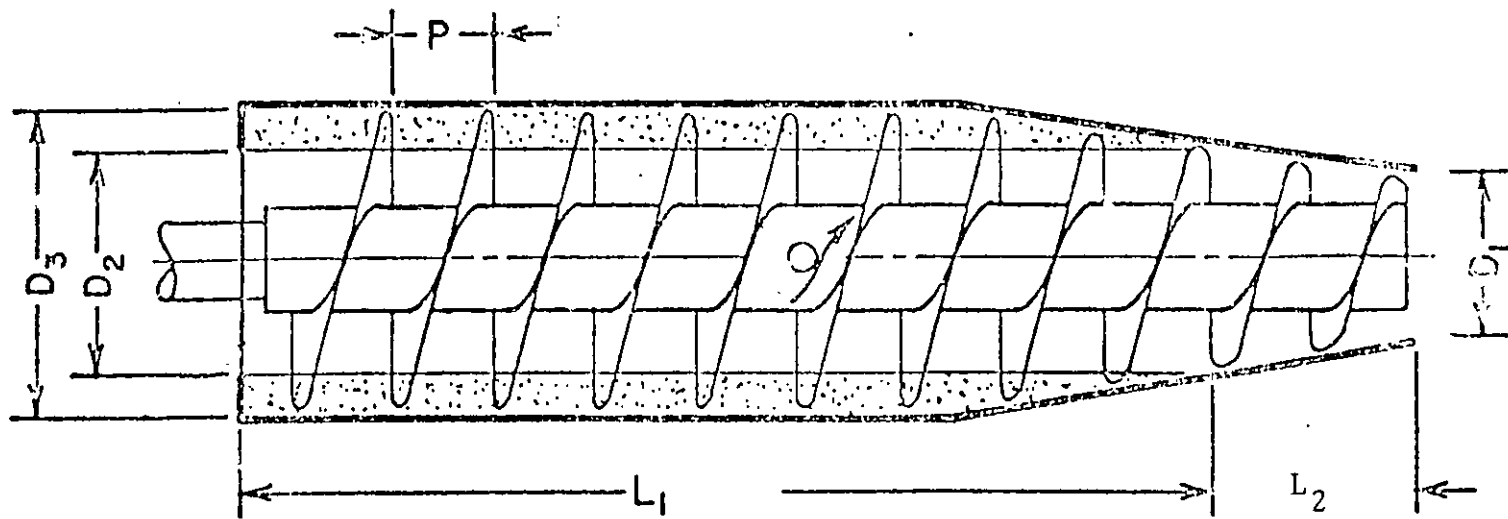
Table 3-29. Density and Volume of Water -10° to +250°C.*

Temp., °C.	Density	Volume	Temp., °C.	Density	Volume	Temp., °C.	Density	Volume
-10	0.998 51	1.00186	20	0.998 23	1.00177	50	0.988 07	1.01207
-9	845	152	21	802	178	51	762	254
-8	869	131	22	780	220	52	715	301
-7	892	108	23	757	244	53	669	349
-6	912	089	24	733	268	54	621	398
-5	.999 930	1.00070	25	.997 08	1.00293	55	.985 73	1.01448
-4	945	059	26	682	320	60	524	705
-3	958	042	27	655	347	65	059	979
-2	970	026	28	627	375	70	.977 81	1.02270
-1	979	020	29	598	404	75	489	576
0	.999 87	1.00013	30	.995 68	1.00434	80	.974 83	1.02899
1	993	007	31	537	465	85	.968 53	1.03237
2	997	003	32	506	497	90	534	590
3	999	001	33	473	530	95	192	959
4	1.000 000	1.00000	34	440	563	100	.958 38	1.04343
5	0.999 999	1.00001	35	.994 06	1.00590	110	.951 0	1.0515
6	997	003	36	371	633	120	.943 4	1.0601
7	993	007	37	336	669	130	.935 2	1.0693
8	980	012	38	300	706	140	.926 4	1.0794
9	961	019	39	263	743	150	.917 3	1.0902
10	.999 73	1.00027	40	.992 25	1.00782	160	.907 5	1.1019
11	963	032	41	187	821	170	.897 3	1.1145
12	952	040	42	147	861	180	.886 6	1.1279
13	940	060	43	107	901	190	.875 0	1.1429
14	927	073	44	066	945	200	.862 8	1.1590
15	.999 13	1.00082	45	.990 25	1.00985	210	.850	1.177
16	897	103	46	.989 82	1.01028	220	.837	1.195
17	880	120	47	940	072	230	.823	1.215
18	862	138	48	896	116	240	.809	1.236
19	843	157	49	852	162	250	.794	1.259

*The mass of 1 cc. at 4°C. is taken as unity. Extracted from Table 290, "Smithsonian Physical Tables," 9th rev. ed., Washington, D.C., 1954.

†Gases have been listed (in Table 3-31) only for 0°C. and 1 atm. pressure. For all other temperatures use tabulated compressibility and volume data together with $\rho = MZ/V$ to obtain density data. For liquid air, argon, carbon monoxide, helium, methane, neon, nitrogen, and oxygen see Johnson (ed.), WADD-TR-60-56, 1960. Extensive data for cryogenic fluids are given in Gersh, "Low Temperature Cooling," Part II, Moscow, 1949. Data on liquid helium and hydrogen are also given by Scott, "Cryogenic Engineering," Van Nostrand, Princeton, N.J., 1959. For liquid coolants see Weatherford, Tyler, and Kit, WADC-TR-59-598, 1959.

FIG. 10 CENTRIFUGA ESQUEMATIZADA



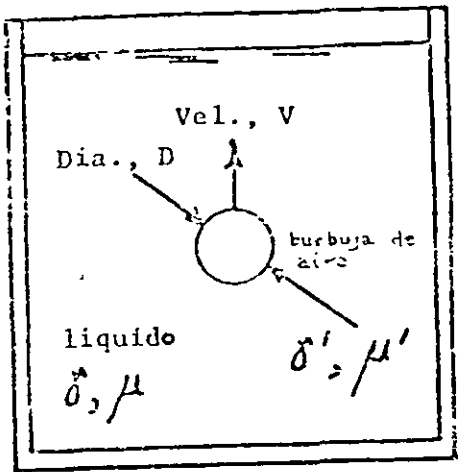


FIG. 6 DIAGRAMA DE DEFINICIONES PARA LA DERIVACION DE LA LEY DE STOKES

RELACION, R, AIRE A SOLIDOS CONTRA LA CONCENTRACION DE SOLIDOS SUSPENDIDOS EN EL EFLUENTE, C_2

REFERENCE: ECKENFELDER AND O'CONNOR.

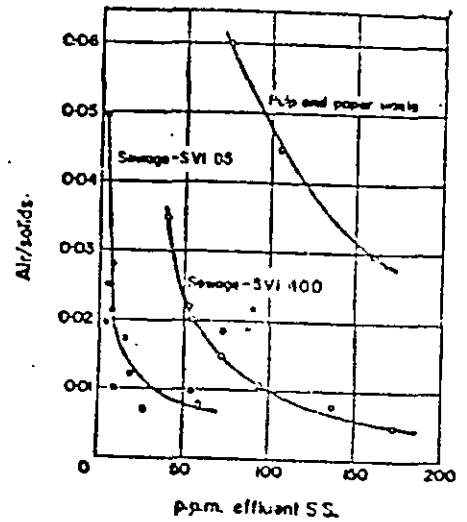


FIG. 7

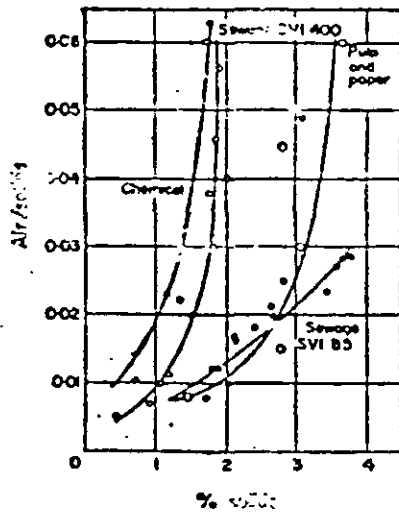


FIG. 8

RELACION AIRE SOLIDOS, R, CONTRA CONCENTRACION DE SOLIDOS C_s .

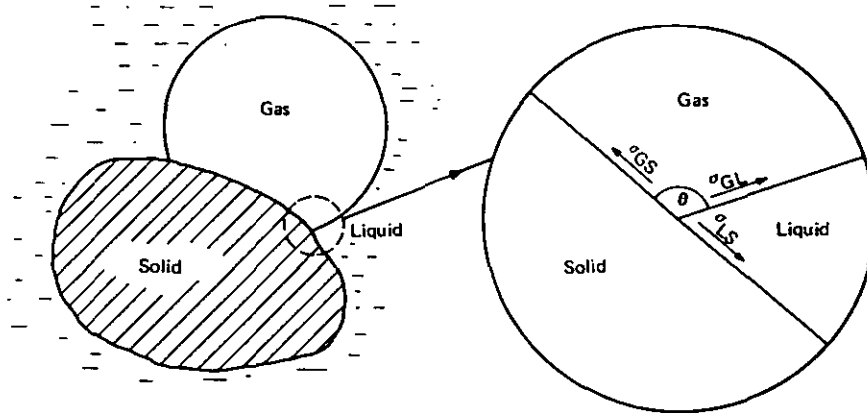


Fig 8.11 Surface tension relationships — definition diagram



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO EN MANEJO INTEGRAL DE
AGUAS MUNICIPALES**

**MÓDULO IV
CA 086**

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

TEMA

SELECCIÓN DE PROCESOS DE TRATAMIENTO

**EXPOSITOR: DR. PEDRO MARTÍNEZ PEREDA
PALACIO DE MINERÍA
JULIO DEL 2002**

4.- CRITERIO Y RECOMENDACIONES PARA DISEÑO DE PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS

4.1. INFORMACION BASICA DE PROYECTO

4.1.1. Datos de proyecto

En los proyectos de aguas negras los datos basicos de diseño son:

- a) población actual y de diseño
- b) Dotación o preferentemente aportación
- c) Calidad del agua cruda
- d) Calidad del agua tratada
- e) Climatología
- f) Temperatura del agua y del aire
- g) Altura sobre el nivel del mar
- h) Destino o reuso del agua tratada
- i) Terreno disponible superficie, topografía, altura del nivel freático, tipo y capacidad de carga del terreno e idoneidad del mismo para construcción de bordos.

4.1.2. CAPACIDAD DE LA PLANTA

La planta debe diseñarse para tratar el gasto medio diario aunque algunas unidades se diseñarán para tratar el gasto máximo diario, como es el caso de rejillas, desarenadores y tanques de contacto de cloro.

4.1.3. MODULACION

Dependerá del tamaño de la instalación, de la curva de crecimiento de gastos y de las dimensiones máximas recomendadas para algunos equipos. En general las plantas mayores de 100 lt/seg tendrán por lo menos dos unidades de igual capacidad.

calidad del efluente.

Para lograr el tratamiento deseado, pueden obtenerse alternativas con combinaciones de procesos, que deben ser evaluarse en sus aspectos constructivos, de adquisición de equipos, costos de inversión, operación y mantenimiento, simpleza operativa, disponibilidad de personal capacitado y área, topografía y características geológicas del terreno destinado a la construcción de la Planta, para seleccionar la mejor alternativa que sirva para desarrollar el proyecto ejecutivo.

Los contaminantes de las aguas negras se renuevan por medios físicos, químicos y biológicos. Los métodos individuales comúnmente se clasifican como operaciones unitarias físicas y procesos unitarios químicos y biológicos.

Las operaciones unitarias físicas comprenden:

Desbastado (cribado)

Mazeta

Floculación

Sedimentación

Flotación y

Filtración

Si se tiene un número mayor de análisis que permita una evaluación estadística de las características de las aguas negras, se hará un estudio para conocer la posibilidad de presentación de los valores determinados. Generalmente el diseño de las unidades de proceso se realiza en función de los valores de porcentaje, aunque pueden seleccionarse valores mayores con el fin de obtener un efluente de alta calidad consistentemente.

Las determinaciones que se realizaron en el laboratorio son las siguientes:

Sólidos Totales

Disueltos totales, fijos y volátiles,

Suspendidos totales, fijos y volátiles

Sedimentables

Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO a 5 días y 20°C)

Demanda química de oxígeno (DQO)

Nitrógeno Total:

Orgánico

Amóniacal

Fósforo Total:

Orgánico

Inorgánico

tallan para los datos del PROYECTO, gastos, cargas orgánicas, etc.

c) Balance hidráulico y de sólidos.

Donde se indiquen los volúmenes de agua y sólidos que entran y salen de cada operación o proceso unitario.

d) Perfil hidráulico.

De particular importancia es la determinación del perfil hidráulico, en atención a las pérdidas y selección de los puntos de control.

Los perfiles permitirán

d1) Asegurar que el gradiente hidráulico es adecuado para que el gasto máximo de aguas negras fluya por gravedad, sin originar desbordamiento o generación de tirantes inconvenientes.

d2) Establecer requisitos de carga para las bombas, donde sea necesario su empleo.

e) Planta General

Se elaborará el arreglo de las unidades de tratamiento en Planta, tanto de construcción inmediata como futuras, incluyendo los edificios de control y administrativos, subestación eléctrica, almacenes, etc. Para ello se deberán considerar los siguientes factores:

4.1.5 CALIDAD DEL EFLUENTE

La calidad del efluente en cada caso particular es fijada por la DIRECCION GENERAL DE PREVENCIÓN Y CONTROL DE LA CONTAMINACION AMBIENTAL de la SECRETARIA DE DESARROLLO URBANO Y ECOLOGIA.

En general, los requisitos de control de calidad para una planta de tratamiento son pre-establecidos para el proyecto y son de dos tipos.

- a) Calidad del efluente, donde se fijan los valores límites de los parámetros que lo norman.
- b) Criterios de calidad de las aguas receptoras.
Frecuentemente se utiliza una combinación de los dos criterios.

4.2 OBJETIVOS DEL TRATAMIENTO

Los principales objetivos del tratamiento de aguas residuales son:

- a) Remoción de sólidos suspendidos y flotantes.
- b) Tratamiento de material orgánico biodegradable.
- c) Eliminación de organismos patógenos.

4.3 SELECCION DE OPERACIONES Y PROCESOS DE TRATAMIENTO

Una vez establecidos los objetivos del tratamiento para un proyecto específico, el grado de tratamiento puede determinarse comparando las características de las aguas negras crudas con los requisitos de la -

CONTAMINANTES	OPERACIONES Y PROCESOS UNITARIOS
Orgánicos biodegradables	Lodos activados Filtros rotatorios Discos biológicos Lagunas de estabilización Lagunas aeradas Tanques sépticos Filtros anaerobios Tratamientos en el terreno
Organismos patógenos	Cloración Hipocloración

4.2.1 Las operaciones y procesos mencionados arriba se utilizan para el tratamiento del llamado TREN DEL AGUA, que a su vez genera lodos con alto contenido orgánico, los cuales deben tratarse en el denominado TREN DE LODOS, para convertirlos en productos inocuos. Los métodos recomendados para el tratamiento de lodos y su disposición son:

Los procesos químicos son

Precipitación

Transferencia de gases

Adsorción y

Desinfección

Los procesos biológicos emplean actividades biológicas para la remoción de contaminantes orgánicos biodegradables.

En tratamiento de aguas negras, al empleo de operaciones unitarias físicas se le denomina TRATAMIENTO PRIMARIO; si se incluye la mezcla y floculación se le llama PRIMARIO AVANZADO y a la utilización de procesos químicos o biológicos se les refiere como TRATAMIENTO SECUNDARIO.

OPERACIONES Y PROCESOS UNITARIOS UTILIZADOS PARA REMOVER CONTAMINANTES.

CONTAMINANTES	OPERACIONES Y PROCESOS UNITARIOS
---------------	----------------------------------

Sólidos suspendidos y flotantes	Sedimentación
	Cribado y desmenuzado
	Flotación
	Filtración
	Mezcla
	Floculación

Se hará también la estimación de las obras accesorias como son guarniciones, banquetas, calzadas, ornamentación y delimitación perimetral.

4.5.2 Costo O.M.R.

Para completar la evaluación de alternativas se hará el análisis de los costos de operación, mantenimiento y reemplazos menores, con precios actualizados de consumo de energía, productos químicos y sueldos del personal de operación.

4.5.3 COSTO DEL TRATAMIENTO

Con base en el costo de la Planta, los costos O.M.R. y la amortización de la inversión, se hará el análisis del costo del tratamiento, que deberá presentarse en S/m^3 para la capacidad de diseño de la planta, - costo en $S/hab \times año$ y en S/kg de DBO_5 renovada.

- e1) Geometría y topografía del terreno.
- e2) Mecánica del suelo.
Nivel freático y recomendaciones para las cimentaciones.
- e3) Localización del influente y sitio de vertido.
- e4) Accesos al terreno.
- e5) Tipos de procesos seleccionados.
- e6) Efecto de la longitud de tuberías en el tratamiento.
- e7) Eficiencias y funcionamiento de la planta.
- e8) Confiabilidad y economía en la operación.
- e9) Estética y funcionalismo.
- e10) Control ambiental.
- e11) Areas adicionales para expansiones futuras.

4.5 EVALUACION DE ALTERNATIVAS

4.5.1 Costo de la Planta

Para la evaluación de alternativas se requerirá además de la estimación de la obra civil, la elaboración de especificaciones preliminares de los equipos de proceso, bombeo y medición, para obtener un estimado de costo, la cuantificación y costo e instalación de la fontanería, los requisitos de energía para determinar el tamaño y costo de la subestación y centro de control de motores, así como el costo de sistemas de fuerza, tierras y alumbrado tanto interior como exterior.

ANEXO 4.1

PRESERVACION DE MUESTRAS

P R E S E R V A T I V O	A C C I O N .	A P L I C A B L E A
$H_2 O_2$	INHIBIDOR BACTERIAL	NITROGENO Y FOSFORO EN TODAS SUS FORMAS
ACIDO NITRICO (HNO_3)	SOLVENTE DE METALES PREVIENE LA PRECIPITACION	METALES
ACIDO SULFURICO (H_2SO_4)	INHIBIDOR BACTERIAL	MUESTRAS ORGANICAS (DOC, GRASAS Y ACEITES, CARBON ORGANICO, NITROGENO Y FOSFORO EN TODAS SUS FORMAS
	FORMACION DE SALES CON BASES ORGANICAS	AMONIACO Y AMINAS
ALCALI (Na OH)	FORMACION DE SALES CON COMPUESTOS VOLATILES	CIANURO, ACIDOS ORGANICOS
REFRIGERACION	INHIBIDOR BACTERIAL, RETARDADOR DE LAS REACCIONES QUIMICAS	ACIDOS, ALCALINIDAD MATERIALES ORGANICOS ORG, COLOR, OLOR, FOSFORO ORGANICO, NITROGENO ORGANICO, CARBON, ETC., ORGANISMOS BIOLÓGICOS (COIFORMES ETC).

EN GENERAL, LA REFRIGERACION A TEMPERATURAS CERCANAS AL CONGELAMIENTO (0°C), ES LA TECNICA MAS USUAL PARA PRESERVACION, PERO NO ES APLICABLE A TODOS LOS TIPOS DE MUESTRAS.



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO EN MANEJO INTEGRAL DE
AGUAS MUNICIPALES**

**MÓDULO III
CA 086**

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

TEMA

PRUEBAS DE TRATABILIDAD FÍSICO - QUÍMICO

**EXPOSITOR: DRA. GEORGINA FERNÁNDEZ VILLAGOMEZ
PALACIO DE MINERÍA
JULIO DEL 2002**

INDICE

	<u>Página</u>
1. Antecedentes	1
2. Importancia de la desinfección y el almacenamiento seguro del agua en el hogar	4
3. Objetivos de una estrategia para desinfección a nivel casero	6
4. Alternativas de desinfección, sus características y efectividad	7
4.1 Hervir el agua (calor)	7
4.2 Desinfección química	8
4.3 Producción de desinfectantes en el lugar	12
4.4 Desinfectantes envasados para uso individual	13
5. Filtración	17
5.1 Filtros de arena	17
5.2 Filtros de cerámica	18
6. Importancia de utilizar recipientes domésticos adecuadamente diseñados	18
7. Promoción y participación de la comunidad	21
7.1 Educación del usuario	21
7.2 Una operación basada en la comunidad para asegurar la sustentabilidad	21
8. Estrategias	24
8.1 Opción A. Solamente desinfección	25
8.2 Opción B. Desinfección y almacenamiento de agua en los hogares	26
8.3 Opción C. Filtración, desinfección y uso de recipientes especiales para almacenar agua en los hogares	26
9. Estimaciones del costo de las alternativas	27
Anexo - Enfermedades relacionadas a condiciones deficientes tanto de saneamiento como de abastecimiento de agua	33

ANTECEDENTES

La desinfección del agua como factor esencial, aunque no suficiente para el control de las enfermedades relacionadas con el agua y el saneamiento, si una prueba aún fuera necesaria, ha quedado reconfirmada durante y después del primer gran brote del cólera, de este siglo, en América Latina y el Caribe. Los resultados positivos se reflejan claramente en la dramática reducción de casos, no sólo de cólera¹ sino también en la disminución significativa de la fiebre tifoidea, y la hepatitis², cuando las medidas de salud ambiental aplicadas incluyen, entre ellas, la desinfección universal y continua del agua destinada al consumo humano. De acuerdo con el postulado de Allen Hazen, es probable que de hacerse estudios de mortalidad general por otras causas, ésta también haya bajado³.

Con estos antecedentes, lo ideal sería que cada hogar en las zonas urbanas y rurales esté conectado a un sistema comunitario de abastecimiento de agua que preste un servicio fiable y de calidad segura. Desafortunadamente, la realidad es que en la actualidad existe un gran número de hogares en América Latina y el Caribe que no gozan de conexiones domiciliarias a un sistema de abastecimiento de agua, y mucho menos a uno fiable y seguro. Los respectivos residentes obtienen agua de vendedores, de piletas públicas, pozos comunitarios, manantiales, arroyos, ríos, lagos y otras fuentes superficiales, todas de dudosa calidad. En términos generales, se estima que por lo menos el 40 por ciento de la población de los países de la Región, incluida la población sin servicio de abastecimiento de agua y la que se provee a través del llamado acceso fácil, recibe suministros de agua de los tipos indicados. Hay, además, un importante segmento adicional de la población que está conectado a sistemas que funcionan intermitentemente, en que el agua suministrada es de dudosa calidad. Este es el caso incluso de grandes ciudades que tienen que imponer un racionamiento con el fin de tratar de lograr una distribución más equitativa del suministro de agua limitado existente.

Por consiguiente, la población afectada por abastecimientos de agua con alto riesgo de estar contaminada puede alcanzar más del 60 por ciento de la población total de América Latina y el Caribe. Como es de esperar, los más afectados por esta situación son los segmentos más pobres de la población, aunque los suministros intermitentes están afectando igualmente a otros estratos. En la década de los años 90, la mayor necesidad de servicios de abastecimiento de agua y saneamiento se concentrará en las áreas urbanas marginales⁴, en las que se estima que residirá el 40 por ciento de la población de la Región, en su mayor parte pobre. El Cuadro 1 ofrece una estimación aproximada de la población en riesgo de recibir agua contaminada.

La preocupación principal del suministro de agua potencialmente contaminada, desde el punto de vista de la salud, es la transmisión de enfermedades entéricas. Los microorganismos responsables de tales enfermedades pueden ser bacterias, protozoos, virus o helmintos. Estos se transmiten por vía fecal-oral al ser evacuados por individuos, portadores o enfermos, en sus excretas al infectar a personas sanas cuando éstas los ingieren. El contacto fecal-oral puede ser directo o establecerse a través del agua (incluido el hielo), la leche, o los alimentos contaminados con excretas, así como a través de las manos o fómites contaminados. Los insectos pueden desempeñar también un papel activo en este proceso.

2 La desinfección del agua a nivel casero

CUADRO 1
Estimado de población sin abastecimiento de agua segura, 1988

a) Estimado de la población servida por varios medios

Servicio	Urbana	Rural	Total
Conexión domiciliaria	79%	10%	55%
Acceso fácil	10%	45%	23%
Otros medios	11%	45%	22%

b) Estimado de la población sin servicio de agua segura

Servicio	Urbana	Rural	Total
Abastecimiento intermitente	30%	5%	22%
Acceso fácil	10%	45%	23%
Otros medios	11%	45%	22%
TOTAL	51%	95%	67%

En casi todas las situaciones ya mencionadas de suministros deficientes de agua, los hogares tienen que almacenarla para satisfacer sus necesidades básicas, entre otras, la de agua de beber, en algún tipo de recipiente, que se selecciona principalmente por razón de comodidad, sin prestar normalmente mucha atención a la protección del contenido contra la contaminación. En estudios llevados a cabo por diversos grupos se ha llegado a la conclusión de que el agua almacenada en recipientes domésticos llega con frecuencia ya contaminada. Sin embargo, la contaminación posterior causada por los usuarios en el hogar, cuando no se practican medidas sanitarias, constituye un problema aun más importante, porque produce la contaminación de agua que puede no haber estado inicialmente contaminada. Tal contaminación ha sido con frecuencia la causa de la transmisión de una serie de enfermedades, incluido el cólera, que contribuyen a la alta incidencia de infecciones gastrointestinales y diarreicas en los países de la Región, especialmente en la población subatendida. La transmisión intrafamiliar de *Vibrio cholerae* por contaminación del agua potable contenida en recipientes de almacenamiento en la vivienda ha sido confirmada por varios estudios.

Muchas de las enfermedades que azotan a la América Latina y el Caribe están relacionadas con el agua contaminada. En el Anexo se describen brevemente varias de ellas, especialmente considerando la relación hídrica. Las más comunes, incluidos el organismo causante y la vía de transmisión, aparecen en el Cuadro 2.

CUADRO 2
Enfermedades entéricas principales y ruta de transmisión común

Enfermedades	Organismos Causantes	Ruta de Transmisión
Cólera	<i>Vibrio cholerae</i> , incluido el biotipo El Tor	hombre-heces-agua y alimentos-hombre
Tifoidea, paratifoideas	<i>Salmonella typhi</i> <i>Salmonella paratyphi</i> A,B,C.	hombre-heces-agua y alimentos-hombre
Disenteria Bacilar	<i>Shigella</i>	hombre-heces-(moscas) alimentos-(agua)-hombre
Disenteria Amibiana	<i>Entamoeba histolytica</i>	hombre-heces-(moscas) alimentos-(agua)-hombre
Hepatitis Infecciosa	Virus de la hepatitis A	hombre-heces-(agua)- alimentos-hombre
Enfermedades Diarreicas	<i>Shigella</i> , <i>salmonella</i> , <i>Escherichia coli</i> , parásitos, virus	hombre-heces-(moscas) alimentos-hombre

: Animales y pájaros albergan algunas salmonellas y esta enfermedad es frecuentemente transmitida por el consumo de carne insuficientemente cocida.

Existen también otras enfermedades en las que el agua, aunque no sea la vía principal de transmisión en gran escala, localmente puede tener un significado especial. Este es el caso de la ascariasis y la cryptosporidiosis, y en circunstancias favorables la buena calidad del agua puede ser incluso un factor contribuyente al control de la leptospirosis, la cisticercosis, la esquistosomiasis y la hidatidosis. Debido a la importancia del agua como vía de transmisión de estas enfermedades, la desinfección de esta para consumo humano constituye una de las medidas más eficaces para controlar la incidencia.

Aunque existe un reconocimiento generalizado desde hace mucho tiempo de que un abastecimiento de agua continuo y seguro es una intervención de salud pública eficaz para el control de las enfermedades transmitidas por el agua, no es realista esperar que el segmento de la población afectada por un abastecimiento deficiente de agua, en particular las zonas "marginales" en donde vive la población pobre de la América Latina y el Caribe, pueda recibir servicios de abastecimiento de agua continuo y seguro en un futuro inmediato, debido en gran parte a la pre

4 *La desinfección del agua a nivel casero*

situación económica por la que atraviesa la mayoría de los países. Por lo tanto, las circunstancias indicadas plantean la necesidad imperiosa de adoptar una estrategia a corto plazo y de emergencia para aplicar medidas efectivas que puedan ponerse en práctica fácilmente hasta que se encuentre una solución más permanente. A la vez estas medidas pueden actuar como punta de lanza para el mejoramiento sanitario en general.

Por desgracia, ocurre con demasiada frecuencia que las autoridades sanitarias y los líderes comunitarios no abordan este problema de salud pública muy importante de la carencia de agua segura en el hogar, el cual, a la vista del deterioro de los servicios y el aumento de la población, especialmente en las áreas marginales pobres, se está agravando a un ritmo alarmante. El segmento de la población latinoamericana predominantemente afectado por la epidemia del cólera ha sido el de los pobres que viven en dichas áreas. Esto es realmente lamentable porque un programa comunitario para desinfectar el agua y los recipientes de agua domésticos, cuando se planea, organiza, realiza y controla adecuadamente, puede costar menos de US\$1.00 al año por hogar familiar de cinco personas. Además, puede proporcionar también una fuente razonable de ingreso en la comunidad si el sector privado se encarga de esta actividad.

2. *IMPORTANCIA DE LA DESINFECCION Y EL ALMACENAMIENTO SEGURO DEL AGUA EN EL HOGAR*

La razón fundamental de la desinfección del agua es disminuir el riesgo de infección de las enfermedades transmitidas por el agua mediante la destrucción o inactivación de los diversos organismos patógenos que están o pueden estar presentes en la fuente de agua que las personas utilizan para satisfacer sus necesidades básicas, o que pueden haber conseguido acceso a ésta durante el proceso de transporte o almacenamiento. Cuando se carece de un abastecimiento de agua corriente idóneo y continuo en el hogar, la desinfección domiciliar y el almacenamiento seguro constituyen las barreras más importantes contra las enfermedades transmitidas por el agua.

Numerosos estudios realizados durante los últimos 50 años han demostrado los beneficios de la desinfección del agua potable. La factibilidad y eficacia de la desinfección y el uso de recipientes de almacenamiento de agua adecuadamente diseñados para asegurar un suministro seguro de agua para beber, cocinar, lavar los platos y cubiertos y para higiene personal a los hogares individuales, como un medio de impedir la diseminación de enfermedades transmitidas por el agua, se han confirmado a través de muchas experiencias.

Los trabajos recientes respecto a la desinfección doméstica y el almacenamiento sanitario del agua que se exponen a continuación merecen una mención especial:

En un proyecto piloto financiado por UNICEF y realizado por el Instituto de Salud Infantil de Calcuta, Bengala Occidental, India, 1982², 300 familias recibieron desinfección del agua en recipientes en la casa y otras 300 familias no la recibieron. Todos los demás factores se consideraron esencialmente idénticos. En un periodo de nueve meses, hubo una reducción del 80 por ciento de la incidencia de la enfermedad diarreica entre los niños que recibieron el agua desinfectada, mientras en el agua no desinfectada, sólo 5 por ciento, comparados con la incidencia inicial.

Un estudio que realizó el Instituto Nacional del Cólera y Enfermedades Entéricas de Calcuta, India², sobre el efecto de la desinfección con cloro y el almacenamiento del agua potable en recipientes especiales, en la transmisión del cólera, reveló que estas dos intervenciones contribuyeron significativamente a reducir la propagación de las infecciones de *V. cholerae* entre los contactos domésticos hasta el 57,8 por ciento y el 74,6 por ciento, respectivamente, en comparación con el control.

Estudios realizados por SENAPA² sobre alternativas tecnológicas para abastecimiento de agua y saneamiento en el Perú con el propósito de investigar el impacto de la calidad del agua sobre la salud, consideraron varias modalidades de abastecimiento de agua a la población. Estas incluyeron: conexiones domiciliarias con servicio continuo e intermitente; fuentes públicas y camiones-tanque. Se analizaron muestras bacteriológicas para coliformes fecales en las fuentes de agua y también los recipientes domésticos.

Los resultados fueron los siguientes:

1. *Surtidores de aprovisionamiento a los tanqueros, tanqueros y recipientes domésticos*

Durante cuatro meses se tomaron muestras del agua entregada a las viviendas, los resultados fueron siempre positivos en los surtidores y los tanqueros. Aunque la comunidad solicitaba que se tuviera 0,2 mg/l de cloro residual esto no sucedía. (La comunidad estaba consciente de la necesidad de desinfectar el agua). En este grupo 42% de los usuarios utilizaron cloro para desinfectar el agua en sus depósitos en los hogares. Como resultado los análisis bacteriológicos mostraron una mejor calidad de agua en los recipientes domésticos que en los surtidores y la entregada por los tanqueros.

2. *Agua de grifos públicos almacenada en recipientes domésticos*

Seisenta y cuatro de 80 muestras fueron negativas (6 fueron positivas) en agua de los grifos. El agua luego se deterioró en el manejo y almacenamiento en el hogar. De 96 muestras tomadas sólo cinco fueron negativas. En otras palabras el 90% de las muestras estuvieron contaminadas con coliformes fecales. En este grupo no desinfectaron con cloro pero el 57% de los usuarios hirvió el agua.

6. *La desinfección del agua a nivel casero*

3. *Conexiones domiciliarias (servicio intermitente) y almacenaje en vivienda*

En hogares con este tipo de servicio y depósitos a nivel de tierra (cisternas) el 82% de las muestras fueron positivas. En dos sistemas con tanques elevados el 12% de las muestras fueron positivas. Los usuarios no desinfectaron el agua pero el 90% de éstos hirvió el agua.

4. *Conexiones domiciliarias con servicio de 24 horas*

Las muestras de las llaves en la vivienda sólo fueron positivas en un 5,9%. Sin embargo, 23 de 24 muestras (96%) tomadas de las jarras fueron positivas. Los usuarios no desinfectaron el agua y el 24% de los hogares hirvió el agua.

En un estudio realizado en Africa del Sur² sobre la supervivencia del *Vibrio cholerae*, tanto del biotipo Clásico como de El Tor, en recipientes domésticos varios tipos, se encontró que era de hasta 22 a 27 días como máximo, sien significativamente más baja en recipientes de plástico.

Tratándose de pequeños abastecimientos de agua por tuberías en las zonas rurales de Colombia, los estudios sobre la diarrea en Quindío¹⁰ realizados por Doctores David Bersh y Margania Osorio, revelaron una relación inversa entre el nivel de cloro residual y las tasas de diarrea entre los niños menores de 5 años durante un periodo de cinco años. Hubo una relación clara entre la desinfección deficiente y el aumento de las enfermedades. La desinfección deficiente se consideró menos de 0.5 mg/litro de cloro activo.

3. *OBJETIVOS DE UNA ESTRATEGIA PARA DESINFECCION A NIV. CASERO*

Teniendo en cuenta la situación anteriormente descrita, y en base a experiencia que demuestra que un gran número de personas se ven obligadas a utilizar agua contaminada, los objetivos principales de una estrategia de desinfección y almacenamiento seguro del agua en la vivienda serian:

- 1) Promover programas y tecnologías que sean prácticos, económicos puedan ejecutarse rápidamente para atender al amplio segmento de población que no tiene acceso a un abastecimiento de agua segura.
- 2) Promover una suficiente conscientización de la comunidad sobre importancia de la aplicación de medidas sanitarias para combatir enfermedades entericas, especialmente el cólera, y en general abordar problema de la contaminación del agua en el hogar.

- 3) Proporcionar información y orientación para la aplicación de medidas con miras a asegurar un abastecimiento de agua segura en el hogar, especialmente mediante una desinfección domiciliaria y un almacenamiento adecuados.

4. ALTERNATIVAS DE DESINFECCION, SUS CARACTERISTICAS Y EFECTIVIDAD

Existen varias alternativas para desinfectar y purificar el agua en pequeña escala que pueden aplicarse en el hogar.

4.1 Hervir el agua (calor)

En el caso de América Latina y el Caribe, el método más corriente de la desinfección de los suministros de agua a nivel domiciliario es hervir el agua. Se trata de un método muy eficaz, ya que la exposición de los organismos patógenos transmitidos por el agua más comunes (bacterias, esporas, virus, cisticercos y quistes) a temperaturas del agua de 90° a 100° centígrados durante un corto tiempo matará o inactivará. El agua tiene que calentarse hasta que hierva "burbotea" durante unos tres minutos. Es una buena práctica almacenar el agua en el mismo recipiente en el que se hirvió. Si es necesario el almacenamiento del agua hervida en otro recipiente casero, es importante que éste sea desinfectado antes de transferir el agua. La aereación del agua hervida no se recomienda porque existen posibilidades de contaminación. Este método de desinfección está generalizado entre la población y se suele recomendar en los casos de emergencias como consecuencia de desastres naturales e incidentes de contaminación de sistemas de abastecimiento de agua que de otra manera no estaría contaminada.

El hervir el agua tiene varias desventajas. La más importante es que no proporciona protección contra la recontaminación. No hay ninguna protección residual, lo que significa que, después de hervirse el agua, habrá que tenerse mucho cuidado con la recontaminación causada por las manos, los utensilios, los recipientes de almacenamiento contaminados y hasta los contaminantes transportados por el aire. Otra desventaja consiste en que el hervir el agua requiere el empleo de un combustible, generalmente en forma de leña, carbón, carbón vegetal o gas comprimido, como el metano, butano y propano, o de electricidad. Según las estimaciones, se requiere alrededor de 1 kg de madera para hervir un litro de agua. Los métodos que se emplean corrientemente en los hogares para hervir el agua, como el calentamiento en

una estufa o en fuego abierto son muy ineficientes, transfiriéndose gran parte del calor a la atmósfera en lugar del agua. Se calcula que el hervir el agua de una casa cuesta entre 2 y 10 centavos (de dólares de Estados Unidos) el litro, dependiendo del precio del combustible y el método de la transferencia del calor empleado. Por otro lado, en los casos de emergencia se puede realizar en prácticamente todos los hogares y es eficaz tanto si el agua está clara como turbia.

4.2 *Desinfección química*

Existen varias sustancias químicas que se emplean para desinfectar el agua potable. Entre estas, las más utilizadas en casos de emergencias, a nivel domiciliario e individual, son el cloro y el yodo en compuestos sólidos o líquidos. El yodo elemental, la tintura de yodo, el hipoclorito de sodio y el hipoclorito de calcio pueden obtenerse frecuentemente a nivel local en las comunidades. Cada uno de estos puede utilizarse eficazmente como desinfectante de agua si se aplica en forma adecuada. En la desinfección de emergencia de volúmenes mayores de agua puede emplearse ventajosamente el gas de cloro líquido.

4.2.1 Cloro

El cloro no sólo es uno de los desinfectantes más efectivos para el agua potable, sino también uno de los más baratos. En el agua clara, (una Unidad Nefelométrica de Turbiedad o menos) y un pH menor de 8, es muy eficaz contra las bacterias relacionadas con enfermedades transmitidas por el agua. Sin embargo, es ineficaz contra los virus y los quistes de protozoos en las dosificaciones, temperatura y tiempos de contacto normalmente usadas en la cloración del agua para fines potables. Es más, los microorganismos adheridos a partículas están protegidos y es posible que no sean afectados por el cloro. Además, el agua puede tener una demanda de cloro que deberá satisfacerse antes de que éste pueda actuar como desinfectante. La materia orgánica en el agua puede producir el sabor a cloro, lo que no debe tomarse necesariamente como una indicación de desinfección adecuada. Para evitar algunos de estos problemas, el agua puede filtrarse y, cuando esté limpia, desinfectarse.

El cloro se presenta en diferentes tipos de compuestos, pero principalmente como hipoclorito de calcio o de sodio. El hipoclorito de calcio se puede obtener en forma de polvo con concentraciones de alrededor de un 20, 35, 65 ó 70 por ciento de cloro y en pastillas con una concentración de cloro disponible de alrededor del 65 por ciento. El hipoclorito de sodio es un líquido, que se puede obtener en concentraciones de un 3 a un 5 por ciento y hasta un 10 por ciento. Con una concentración mayor del 10 por ciento es muy inestable. El hipoclorito de sodio comercial puede contener a veces otras sustancias que podrían ser tóxicas en cuyo caso no deberá emplearse para desinfectar agua para beber.

Prácticamente, la forma más fácil de aplicar cloro al agua es con pastillas o en soluciones. Para facilitar la operación, se puede preparar una solución madre que contenga un 1 por ciento de cloro disponible agregando cantidades proporcionales de un compuesto de cloro a un volumen de agua dado. El Cuadro 3 proporciona datos sobre la cantidad requerida de diversas concentraciones de hipoclorito para preparar un litro de solución madre de un 1 por ciento. Otras concentraciones pueden obtenerse aumentando proporcionalmente la cantidad del compuesto.

CUADRO 3
Preparación de un litro de solución madre de hipocloruro al 1% a partir de varios compuestos de hipoclorito de calcio

Nombre del compuesto	Cloro disponible	Gramos de hipoclorito de calcio por litro de agua
Cal clorada	20	50
	25	40
Hipoclorito de calcio	35	28.6
Hipoclorito de calcio (bth)	65	15.4
	70	14.3

El Cuadro 4 proporciona datos para la dosificación de 2 mg/l y 5 mg/l de cloro empleando soluciones de diferentes concentraciones y ciertos recipientes de tamaños como los que se usan normalmente en los hogares. Esto se basa en la ecuación:

$$v = \frac{V \cdot D}{C \cdot 10}$$

donde

- v = volumen de solución de hipoclorito requerido en mililitros
- V = volumen de agua a desinfectar
- D = dosis a lograrse en litro
- C = concentración % de cloro disponible en la solución de hipoclorito

CUADRO 4

Desinfección del agua en recipientes caseros de varias capacidades por medio de soluciones de hipoclorito de varias concentraciones de cloro libre

Dosificación: 2 mg/l de cloro (para agua clara pero contaminada)

Cloro libre disponible	Volumen por recipiente en litros			
	1	10	15	20
0.5%	8 gotas	4 ml	6 ml	8 ml
1%	4 gotas	40 gotas (2 ml)	60 gotas (3 ml)	80 gotas (4 ml)
2%	2 gotas	20 gotas (1 ml)	30 gotas (1.5)	40 gotas (2 ml)
5%	1 gota*	8 gotas	12 gotas	16 gotas (0.8)
10%	1 gota*	4 gotas	6 gotas	8 gotas

* dosis mínima posible

Dosificación: 5 mg/l de cloro (para agua turbia y muy contaminada)

Cloro libre disponible	Volumen por recipiente en litros			
	1	10	15	20
0.5%	20 gotas	10 ml	15 ml	20 ml
1%	10 gotas	5 ml	7.5 ml	10 ml
2%	5 gotas	2.5 ml	3.75 ml	5 ml
5%	2 gotas	20 gotas (1 ml)	1.5 ml	2 ml
10%	1 gota	10 gotas (0.5 ml)	15 gotas (0.75 ml)	20 gotas (1 ml)

Nota: Se utiliza 20 gotas = 1 ml.

Después de la aplicación del hipoclorito, el agua debe mezclarse bien y dejarse reposar durante unos 30 minutos para dar tiempo suficiente para que el cloro entre en contacto con los microorganismos.

No se ha detectado ningún efecto adverso en el consumo de agua desinfectada con cloro en las dosificaciones generalmente utilizadas, aunque existe cierta preocupación sobre la formación de trihalometanos, los que pueden tener un riesgo potencial para la salud. En cualquier caso que se use cloro deben tomarse medidas preventivas en el manejo y almacenamiento de soluciones concentradas y compuestos de cloro. Se recomienda que se almacenen fuera del alcance de los niños, en lugares fríos, secos y oscuros ya que el cloro es un oxidante fuerte que puede reaccionar violentamente con materiales fácilmente oxidables. Pierde fuerza con el tiempo y la exposición a la luz por lo cual almacenarlo en condiciones adecuadas es importante.

El costo del hipoclorito de calcio (65-70%) varía entre US\$ 1,50 y \$4,60 por kilogramo. El costo del hipoclorito de sodio varía entre US\$2,00 y \$3,00 por kilogramo de cloro disponible.

4.2.2 Yodo

El yodo es un desinfectante excelente para el agua. Es eficaz contra bacterias, los virus, los quistes de amibas y otros microorganismos de enfermedad transmitidas por el agua. Sin embargo, su disponibilidad y uso han sido limitados. Su costo es de 6 hasta 10 veces mayor que el cloro. El empleo de una solución de 2 por ciento de tintura de yodo es un medio práctico para desinfectar agua en pequeñas cantidades. Una dosificación de dos gotas por litro puede ser suficiente para el agua clara. Al igual que es el caso del cloro, la turbiedad puede interferir y, si hay partículas presentes, éstas pueden proteger a los microorganismos. La filtración como tratamiento preliminar disminuiría la demanda y aumentaría su efectividad. De lo contrario, el agua turbia o muy contaminada podría requerir dosis mayores y tiempos de contacto de mayor duración.

Después de la aplicación del yodo, el agua debe mezclarse y dejarse reposar durante unos 15 a 20 minutos.

El yodo es el menos soluble de los halógenos con un nivel de saturación de 200 a 400 mg/litro en las gamas de temperaturas normalmente encontradas en el agua. Pueden obtenerse soluciones saturadas empleando cristales de yodo en un saturador. Para desinfección del agua se recomiendan residuos de 0,5 mg/l a 0,8 mg/l. Los cristales de yodo son fáciles de manejar, pero siempre se recomienda el empleo de dispositivos protectores.

12 *La desinfección del agua a nivel casero*

El costo actual es de unos US\$12/kg F.O.B en Nueva York. El costo de la yodización, incluida la amortización del costo del equipo, puede variar de US\$1 a US\$12,00 por 1.000 m³ de agua desinfectada.

En las pequeñas dosis empleadas, el yodo no tiene efecto adverso sobre la salud de los individuos. Sin embargo, su empleo a largo plazo podría producir ciertas reacciones en un pequeño porcentaje de individuos sensibles.

El agua tratada con yodo es apropiada para el lavado de hortalizas. Normalmente se recomienda que se laven y se dejen reposar en una solución de 5 mg/litro durante unos 10 minutos.

4.2.3 Permanganato de potasio

Esta sustancia es un oxidante fuerte y suele agotarse rápidamente en aguas que contienen materias oxidables. Es un desinfectante deficiente para el agua. El efecto para el lavado de hortalizas es dudoso, incluso con soluciones concentradas. Esta sustancia no se recomienda para la desinfección del agua.

4.3 *Producción de desinfectantes en el lugar (a nivel comunitario)*

4.3.1 Generadores de hipoclorito de sodio

En los últimos años, se han hecho grandes progresos en el desarrollo de pequeños generadores de hipoclorito para la desinfección de agua potable. Estos producen hipoclorito de sodio por la electrólisis del cloruro de sodio. En el caso de pequeñas comunidades, ofrecen ciertas ventajas porque eliminan varios de los problemas relacionados con la compra, el transporte, el almacenamiento y la aplicación del cloro gas o de soluciones de hipoclorito. Para ser aplicables estos dispositivos tienen que ser económicos de adquirir y operar, así como fáciles de instalar, mantener, confiables y con capacidad para utilizar sal refinada localmente disponible. Como el principio básico de la producción del hipoclorito es la electrólisis del cloro de sodio, se requiere una fuente confiable de energía eléctrica para que funcione. En general, las unidades disponibles comercialmente producen de 0,5 kg a 2,0 kg de NaOCl cada 24 horas. Las soluciones producidas son especialmente apropiadas para ser usadas como solución madre en las viviendas y pequeñas comunidades.

Las unidades que satisfacen los criterios anteriormente indicados son la unidad CELL fabricada por la compañía Magneto-Chemie de Holanda y la unidad CLOF por CLORID S.A de Ecuador. ELTECH, USA (Sistemas SANTLEC), fabrica unidades de mayor capacidad, la más pequeña produce aproximadamente 10 kg de NaOCl cada 24 horas. El costo total de la producción de hipoclorito de sodio a nivel comunitario

ha sido estimado entre US\$1,50 y \$2,50 por kg de cloro disponible, dependiendo del costo de la sal, electricidad y equipo.

La Figura 1 es un diagrama de una instalación típica del DIPCELL. La Figura 2 es un esquema del aparato CLORID.

4.3.2 Generadores de oxidantes mezclados

Los oxidantes mezclados que se producen in-situ, también se basan en la electrólisis de soluciones de cloruro de sodio. Estos están ganando terreno en los círculos industriales del abastecimiento de agua debido a sus propiedades desinfectantes iguales o superiores a las del cloro. La mezcla de especies producidas de oxígeno y cloro y su acción sinérgica parecen ser la causa de la mayor eficiencia. El empleo de pequeñas unidades en comunidades y pueblos de América Latina ha tenido éxito.

Existen actualmente varios tipos de unidades que se pueden obtener en el mercado. La mayor parte de las unidades producen gas, lo cual no es adecuado para desinfección en los recipientes domésticos. Solamente un tipo de equipo produce una solución de oxidantes mezclados que puede ser utilizada para este propósito. Los gastos de operación pueden variar pero por lo general son relativamente bajos. El cloruro de sodio para estas unidades debe ser de mayor pureza que la sal de mesa que utilizan los generadores de hipoclorito, a fin de evitar el taponamiento del equipo con depósitos, generalmente de calcio y magnesio.

Una de las ventajas de los gases oxidantes mezclados es la eliminación de problemas de olor y sabor y la disminución de la formación de trihalometanos.

4.4 Desinfectantes envasados para uso individual

Existen varios desinfectantes comerciales que son eficaces contra la mayoría de los organismos patógenos transmitidos por el agua a las temperaturas y tiempos de contacto recomendados por el fabricante. Cuando se emplean éstos, es muy importante que se sigan las instrucciones meticulosamente. La mayoría de los desinfectantes comerciales comercialmente disponibles en este grupo son compuestos de cloro o yodo. Algunos desinfectantes vienen en forma de comprimidos y otros en forma de solución, y con algunos de ellos se pueden preparar soluciones madre. Este tipo de desinfectante lo utilizan comúnmente las fuerzas armadas, alpinistas, excursionistas, cazadores y otras personas que practican actividades deportivas al aire libre que van probablemente a utilizar un suministro de agua de calidad dudosa y se emplea también en los casos de emergencia, especialmente los desastres naturales. En general, suelen ser ligeros de peso, están cómodamente envasados, son fáciles de

Nota: (1) El DIPCELL y la tapa especial deben ser trasladados del barril # 2 al barril # 1 cuando se haya completado el proceso electrolítico en el barril # 2. (2) Cuando en el barril # 1 se haya terminado la solución de hipoclorito de sodio debe ser llenado con una nueva solución de cloruro de sodio al 3% a fin de que quede listo para la electrolisis.

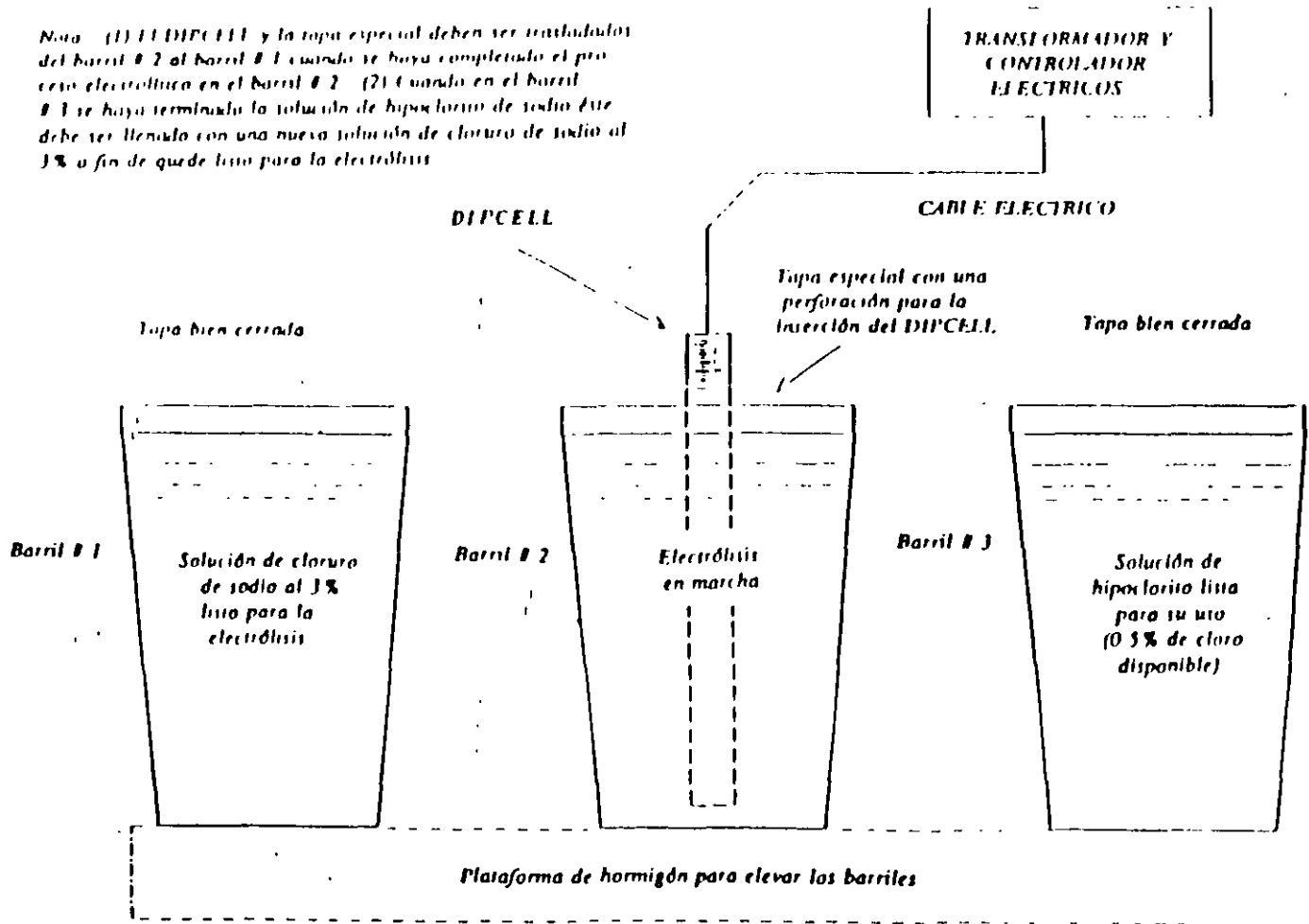


FIGURA 1

15

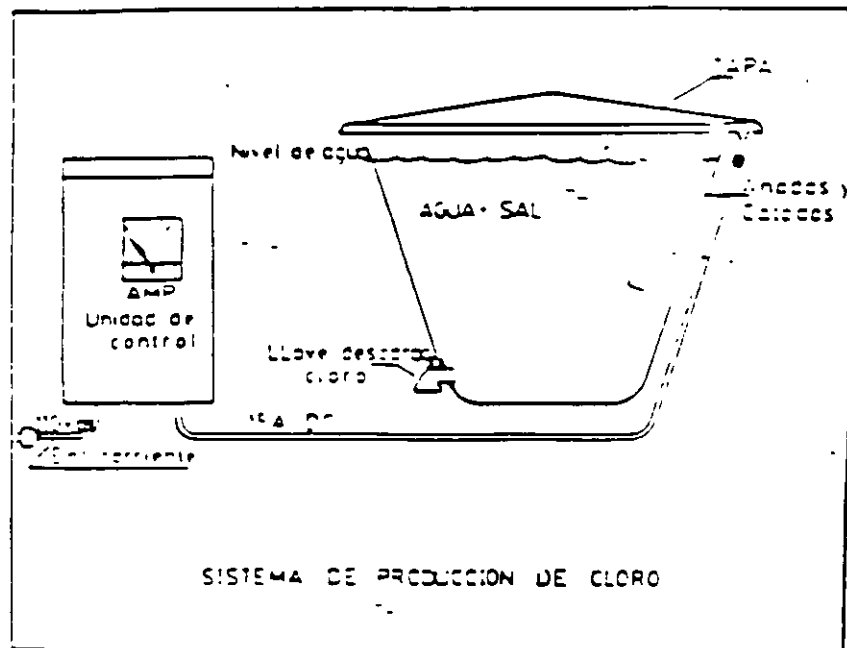
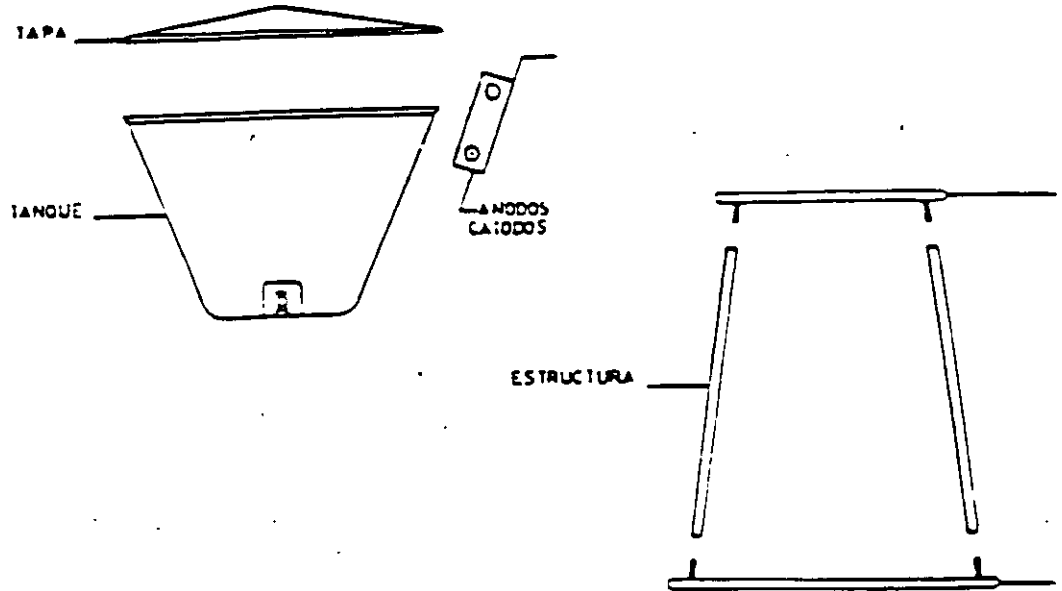


FIGURA 2
Diagrama del sistema CLORID para la producción de hipoclorito de

administrar y pueden conservarse durante mucho tiempo. El costo de estos desinfectantes es generalmente alto, entre US\$0.005 y US\$0.02 por litro de agua desinfectado. Estas dosis se recomiendan generalmente para periodos cortos de uso y no para tiempo prolongado.

Las tabletas de "HALAZONE" son el desinfectante comercial más conocido en Latinoamérica y el Caribe para desinfección de agua de beber en el hogar porque ha sido utilizado por muchos años en situaciones de emergencia. Existen tabletas de dos tamaños, uno de 4 mg. para la desinfección de 1 litro del agua y otro de 10 mg para 40 litros. El ingrediente químico activo es "P. carboxybenzenesulpho dichloroamide", de lo que aproximadamente 52% está disponible como cloro después de disolverse en el agua. Las tabletas de Halazone pierden potencia rápidamente después de abierto el cierre hermético del frasco. En consecuencia es importante cerrar bien el envase cada vez. Debido a esta característica y al costo elevado "Halazone" ha sido reemplazado en parte por otros compuestos comerciales.

La tableta de "Globaline" o "Potable Agua" fue adoptado por las fuerzas armadas de los Estados Unidos y otros países hace aproximadamente 25 años, todavía es utilizada por algunos. También ha sido utilizada recientemente por alpinistas, excursionistas, cazadores etc. El ingrediente químico activo es "tetraglycidohydropenolide", el cual contiene aproximadamente 42% de yodo activo. La tableta de 120 mg contiene 20 mg de este reactivo y produce aproximadamente 8 mg de yodo activo cuando se disuelve en un litro de agua. La tableta de "Globaline" es más estable que la de "Halazone" pero pierde aproximadamente 20% de su potencia 24 semanas después de abierto el frasco.

Recientemente, varias fábricas están produciendo tabletas de "sodio dicloroisocyanurate" (también conocido como "sodium dichloro-s-triazinetron" y "sodium troclosene") algunas veces en combinación con otros ingredientes como floculante. Los dos más conocidos son Chlor-Floc y Aguatabs. Estos se encuentran en diferentes tamaños. Aproximadamente el 42% de este reactivo está disponible como cloro. Una característica que favorece este compuesto es su estabilidad. Varios gobiernos actualmente están considerando la aprobación de esta sustancia para la desinfección de agua para beber. El Cuadro 5 ofrece un resumen de las características principales de los "desinfectantes individuales" comerciales más comunes.

CUADRO 5
Desinfectantes comerciales para uso individual y doméstico

Nombre comercial e ingredientes químicos activo(s)	Embalaje y dosis recomendada	Costo unitario
HALAZONE (p. carboxybenzenesulphor-dichloroamide) tableta de 4.0 mg tableta de 160 mg	botella de 100 tabletas 1 tbl/l de agua 1 tbl/40l agua	US\$0.02/tblt US\$0.80/tblt
POTABLE AGUA O GLOBALINE (tetraglycine hydroperoxide) tableta de 8.0 mg	botella de 50 tblt 1 tbl/l de agua	US\$0.05 a 0.10 por tableta
AQUATABS (sodium dichloroisocyanurate) tabletas de 17 - 500 mg	tabletas herméticamente selladas, en caja plástica, o en botellas	US\$ 0.0065 a 0.016 por tableta
CILOR-FLOC (sodium dichloro-s-triazinetrone)* tableta de 600 mg (contiene agentes floculantes)	tabletas herméticamente selladas, paquete de 10 tabletas, 1 tableta por litro	US\$0.05 a 0.1. por tableta

La dosis puede variar dependiendo de la calidad del agua.

- * S. m. dichloroisocyanurate, sodium dichloro-s-triazinetrone y sodium triazene son el mismo compuesto

5. FILTRACION

5.1 Filtros de arena

La filtración del agua para beber en los hogares, a través de filtros de arena, es un método generalmente conocido en la mayoría de los países latinoamericanos. Sin embargo, solamente un número limitado de personas lo han practicado. La llegada de los suministros por tubería disuadió su uso. Este tipo de filtración no elimina normalmente las bacterias o los virus, pero puede eliminar la turbiedad, los quistes y protozoos. Cuando se utilizan debidamente, los filtros de arena domésticos pueden funcionar eficazmente aún con agua ligeramente turbia como tratamiento preliminar antes de hervirla o desinfectarla.

Un filtro de arena doméstico debe tener una capa de arena fina de unos 60 cm o más¹¹. Debe funcionar continuamente (24 horas diarias) porque es importante que la arena no se seque y, en general, debe limpiarse y mantenerse como un filtro de arena lento regular.

5.2 *Filtros de cerámica*

Este tipo de filtro se puede obtener en el comercio y se emplea en cantidades limitadas en la mayoría de los países. Algunos filtros son de presión y otros de gravedad. En todos ellos el componente esencial es la vela que puede ser de diferentes materiales cerámicos que proporcionan distintos tamaños de poro. El agua que se va a filtrar tiene que estar relativamente limpia ya que, de lo contrario, la vela se taparía rápidamente.

El tamaño de los poros determina la eficacia en la eliminación de los microorganismos o de partículas en suspensión. Estos filtros pueden extraer quistes protozoarios y cercarias, así como partículas en suspensión, pero es posible que no se eliminen las bacterias ni los virus, requiriéndose que el agua se hierva o se desinfecte antes del consumo.

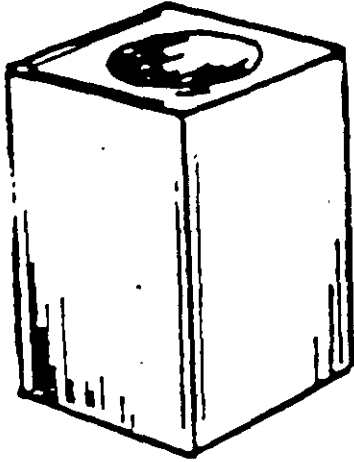
Los filtros de porcelana pueden fabricarse con poros de pequeño tamaño. Para lograr eficazmente la purificación del agua, se estima que el radio máximo de poro debe ser de 1,5 micrones. El filtro tipo Berkefeld, o similares, se fabrica con tierra de impoli y los que tienen poros de pequeño tamaño pueden eliminar las bacterias que se encuentran comúnmente en el agua. En general, es importante comprender las limitaciones de estos filtros para emplearlos eficientemente en el tratamiento del agua potable.

6. *IMPORTANCIA DE UTILIZAR RECIPIENTES DOMESTICOS ADECUADAMENTE DISEÑADOS*

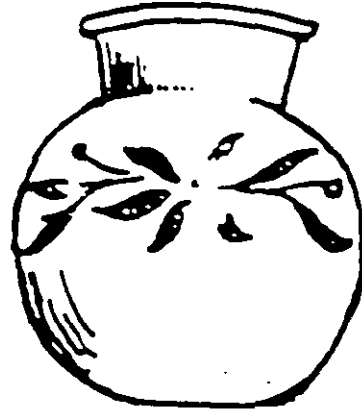
En la actualidad existe una gran variedad de formas y tamaños de recipiente domésticos para el almacenamiento de agua en las casas. Desafortunadamente la gran mayoría no son adecuados para proteger su contenido contra la contaminación. La terminología local utilizada para describir estas formas de contenedores varía de un lugar a otro. Algunos de los recipientes más comúnmente usados se muestran en la Figura 3.

Como ya se ha indicado anteriormente, aunque el agua llegue a la casa si contaminar, existe siempre un gran riesgo de contaminación cuando se almacena y se manipula. El usuario, al meter objetos como cucharones, tazas, vasos u otras vasijas en el recipiente de agua o al sumergir los dedos y manos contaminados para sacar

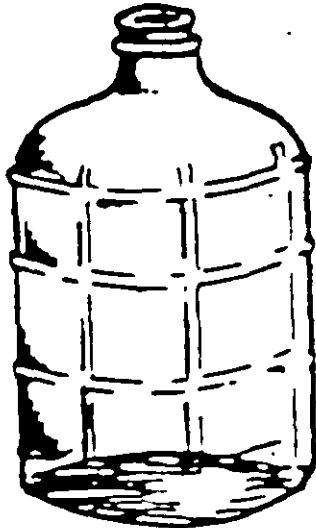
LATA ALCOHOLERA



CANTARO



GARRAFON



CUBETA



FIGURA 3

Varios recipientes típicos, no obstante inadecuados, que se utilizan en América Latina para el almacenamiento del agua en las casas

agua, puede contaminar el contenido. De esta manera, el agua hervida o filtrada puede fácilmente volverse a contaminar. El agua químicamente desinfectada con cloro o yodo puede mantener un residuo suficientemente alto para controlar una contaminación ligera que se produzca durante un corto tiempo. Sin embargo, este residuo puede consumirse o perder su potencia. Por lo tanto, la protección del agua doméstica desinfectada contra la recontaminación es de vital importancia porque constituye una última y frecuentemente la única defensa contra la transmisión de las enfermedades transmitidas por el agua.

Hay dos aspectos que es preciso tener en cuenta para mantener el agua limpia después de desinfectarla, a saber: las características de la vasija para evitar la recontaminación, y la educación del usuario para que practique medidas sanitarias seguras.

Los principios que rigen las características del recipiente son sencillos: utilizar recipientes limpios y de materiales que no favorezcan la supervivencia de microorganismos; no sumergir nada en los mismos, y mantenerlos tapados para impedir la entrada de partículas extrañas. De la consideración de estos principios se llega a la definición de ciertas características para el diseño o selección de recipientes adecuados para evitar que se vuelva a contaminar el agua desinfectada, a saber:

- La forma y tamaño del recipiente deben ser apropiados, con manija o agarradera, para facilitar el acarreo, y deben tener una base estable para estacionarlo en la vivienda, sin peligro de que se voltee. El volumen debe ser de 10 a 30 litros. Para escuelas y clínicas un volumen de 50 o más litros es apropiado.
- El material del recipiente deberá ser durable, de ser posible inoxidable, resistente a las quebraduras, de color atractivo, translúcido y liviano. El polietileno de alta densidad es un material apropiado. No está recomendado el uso de policarbonato u otro material que reaccione con cloro.
- La boca debe ser tal que facilite el llenado del recipiente, pero impida la inmersión de objetos para extraer agua. El recipiente debe ser provisto de grifo (llave) para extraer el agua.
- El grifo debe abrir y cerrar fácilmente, ser inoxidable, fácil de limpiar, durable, y descargar un litro en 15 segundos.
- La tapa debe impedir que entre insectos, polvo u otro material extraño. Debe ser fuerte, de material apropiado. De ser posible debe estar sujeta al recipiente en tal forma que no se pierda o se ensucie, y debe permitir limpiar el interior del recipiente fácilmente.

- ▶ El recipiente debe tener un dispositivo que permita la entrada de aire a extraer el agua y algún medio para introducir desinfectante.
- ▶ Las instrucciones para el uso sanitario, lavado, mantenimiento y reparación en caso necesario, deberán ser claras y estar pegadas (o impresas firmemente al recipiente de manera que duren largo tiempo.
- ▶ Para asegurar el cumplimiento de los aspectos sanitarios el recipiente deberá tener la aprobación de las autoridades de salud.

Las Figuras 4 y 5 son ejemplos de recipientes que cumplen con la mayoría de los requisitos antes mencionados.

7. PROMOCION Y PARTICIPACION DE LA COMUNIDAD

El éxito de un programa de desinfección del agua a nivel doméstico depende en gran medida de los esfuerzos promocionales que realicen tanto las autoridades como las personas interesadas de la comunidad. Dependerá además del grado de motivación que tengas los individuos que van a beneficiarse de un suministro sanitario. Sin embargo, la responsabilidad principal de la promoción corresponderá al emprendedor, la organización comunitaria o los individuos que emprendan la tarea de organizar un sistema para proveer a los hogares de la comunidad los desinfectantes, los recipientes, las instrucciones y el asesoramiento que sean necesarios.

7.1 Educación del usuario

El segundo aspecto importante que debe considerarse para asegurar el almacenamiento y uso sanitarios del agua en la vivienda es la educación del usuario. Esta acción necesita el apoyo de las autoridades de salud pública en primer lugar, promoviendo el almacenamiento y uso sanitarios del agua para uso doméstico y en segundo lugar, proporcionando la información y educación necesarias para asegurar el éxito. Sin embargo, es preciso que la comunidad intervenga, participando activamente y tomando la iniciativa con pleno conocimiento de los beneficios que trae el contar con agua no consumida. Los medios de comunicación tienen un papel importante que jugar en la promoción y educación sobre la desinfección del agua, su almacenaje y el uso sanitario de esta.

7.2 Una operación basada en la comunidad para asegurar la sustentabilidad

Es esencial que la desinfección de los suministros de agua a nivel doméstico tenga su base en la comunidad para que esta operación sea continua y perm...

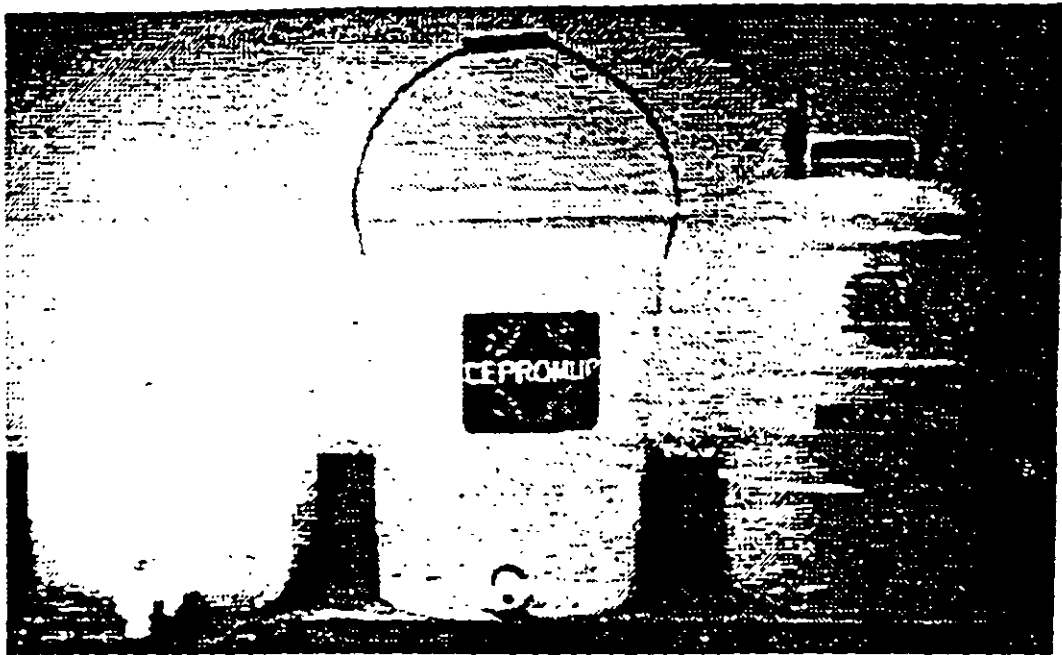


FIGURA 4
Tres ejemplos de recipientes de 20 litros de capacidad que son diseñados especialmente para ser usados en la desinfección a nivel casero

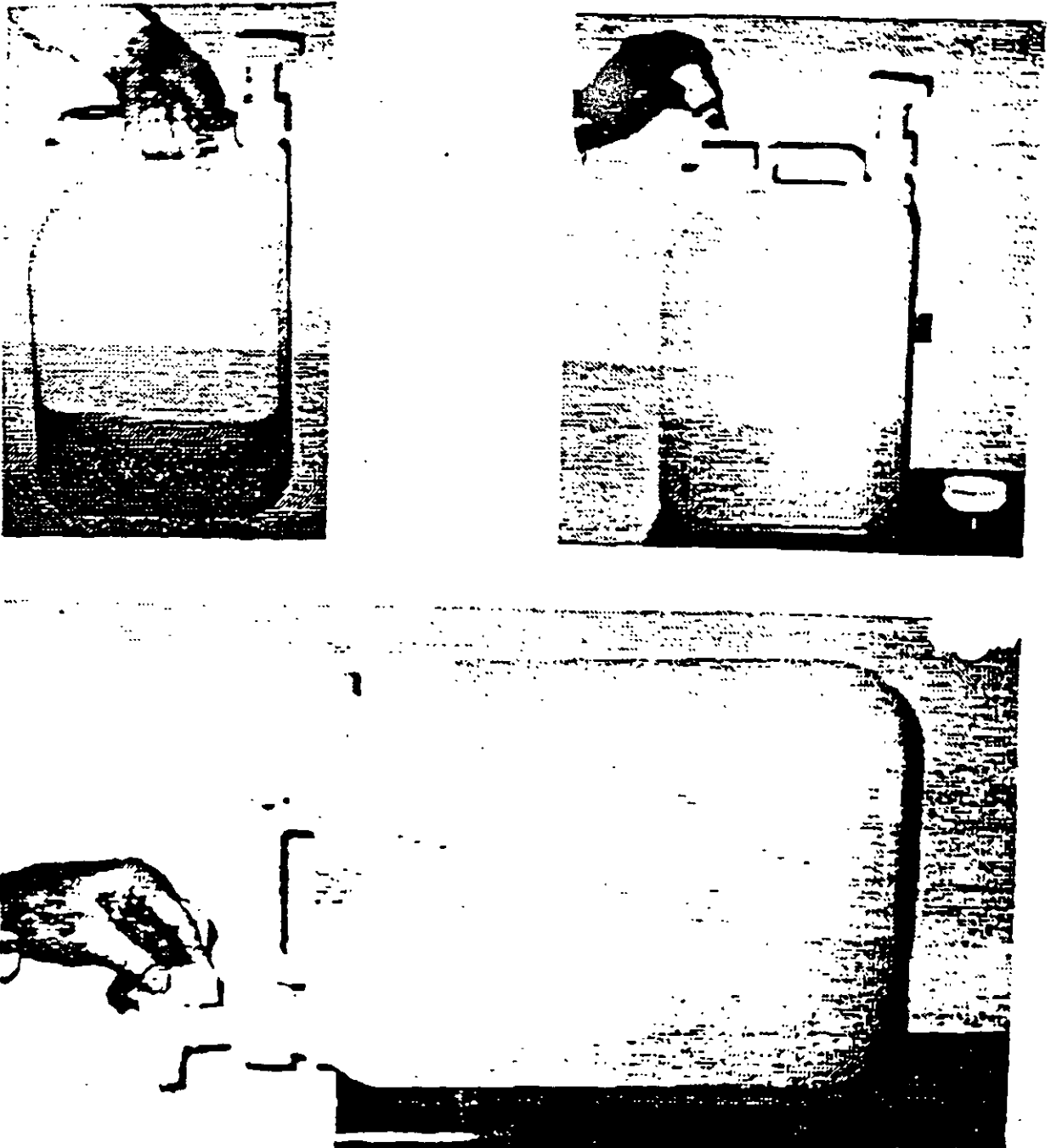


FIGURA 5
El recipiente utilizado extensamente en el proyecto de demostración de la OPS
y el "Center for Disease Control" para el control del cólera y otras
enfermedades diarreicas

Ante todo, la compra del desinfectante y de cualquier suministro y equipo adicional debe poderse hacer dentro de los límites de la comunidad, sobre una base comercial gubernamental o de organización de servicio. Es probable que, cuando ello se hace mediante una microempresa, la permanencia o continuidad sea mucho más segura. Sin embargo, menos que el desinfectante y el equipo auxiliar se abastezcan localmente, existen pocas posibilidades de que estén disponibles en todo momento.

Es también importante obtener el apoyo del sector salud, de las escuelas y de las organizaciones sociales para promover y fomentar la desinfección a nivel doméstico. Esto significa que cada uno de los participantes tiene que tener una disciplina apropiada y además debe estar bien informado y motivado para ayudar.

8. *ESTRATEGIAS*

En vista de que la provisión permanente de agua microbiológicamente potable a través de sistemas de distribución a los hogares que actualmente no la tienen no es un hecho que pueda ser realidad en un futuro próximo, se vuelve necesario adoptar medidas alternativas para que en los hogares puedan tratar y almacenar el agua de una manera que se asegure su idoneidad microbiológica. Hay muchas opciones, pero sólo unas pocas son lo suficientemente sencillas y económicas, como para que la población de bajos recursos, a la cual se dirigen estos métodos, puedan llevarlos a cabo en una forma constante. Sólo las opciones más factibles, las cuales hasta cierto punto, pueden ser basadas en la comunidad, se presentan aquí. Es importante llamar la atención a que cada comunidad es de una manera u otra diferente, y que la opción escogida debe ser adaptada a las necesidades y condiciones locales haciendo el máximo uso posible de las características positivas de éstas y tratando de que los cambios que se incorporen sean los menores posibles.

Es especialmente importante el considerar cuidadosamente la calidad del agua a ser usada y la manera de transporte a los hogares y a la comunidad. Casi siempre es ventajoso utilizar la mejor fuente posible, que tratar de mejorar la calidad de una fuente contaminada. El número de intervenciones de tratamiento requeridas es también materia de consideración. Por ejemplo, si una comunidad es servida con un sistema de distribución de agua con presión adecuada, 24 horas al día, será más económico y eficiente el desinfectarla en el sistema de la comunidad, que en cada hogar. En el caso de que se utilizaran camiones-tanque para distribuir el agua a los hogares, se debería de llevar un control adecuado para asegurar el uso de la mejor fuente disponible y la desinfección adecuada del agua a la hora en que se llena el camión, pero además habrá que tomar medidas apropiadas en el hogar.

El propósito de las siguientes opciones no es el de reemplazar los métodos de distribución segura del agua que ya existan, sino el proporcionar alternativas que

puedan servir como una medida transitoria, a ser usadas mientras la comunidad espera mejoras en el servicio de distribución de agua.

8.1 Opción A: Solamente desinfección

En los casos en que el agua que llega a los hogares, no es turbia ni muy contaminada (usualmente esto quiere decir que procede de sistemas de camiones-tanque), donde los recipientes usados en las casas para guardar el agua en los hogares son adecuados, y donde el nivel de educación es adecuado, un programa para fomentar y hacer posible la desinfección del agua en el hogar es apropiada.

La desinfección puede proporcionarse a través de cualquier medio viable. El desinfectante puede ser vendido en las tiendas locales, en cuyo caso debe ser certificado por las autoridades de salud locales como apropiada para su uso en la desinfección del agua de beber. El desinfectante también puede ser fabricado y distribuido en la comunidad por el sistema local de salud o por una clínica, una cooperativa, o una micro-empresa. La última sería probablemente la alternativa de menos costo, ya que tendría la ventaja de la iniciativa privada que puede tener un incentivo para cubrir y sostener el proceso. Alternativamente, las entidades locales, u otras, podrían elegir el comprar los materiales al por mayor (usualmente en forma de cloro) para la preparación de un desinfectante que se controle, se embote y distribuya a los hogares de la comunidad. En todo caso debe darse cuidadosa atención a la selección de recipientes a ser utilizados para el expendio o la distribución del desinfectante a la comunidad. Preferentemente estos deberán:

- Tener instrucciones claras para la aplicación y almacenamiento del desinfectante.
- Ser hechos de un material durable, que no se deteriore debido al contacto con el desinfectante.
- Incluir un recipiente, tapa o gotero para la aplicación del desinfectante.
- Ser de material opaco y deben ser resellados después de cada uso para minimizar la pérdida de potencia del desinfectante que contienen, así como para evitar accidentes.
- Tener una capacidad que sea compatible con la rutina de uso y la vida útil del desinfectante, por ejemplo un mes. Un volumen de un cuarto de litro (250 ml) a medio litro (500 ml) se ha encontrado que es conveniente.

Los elementos críticos de este programa son la educación y motivación de la comunidad y de los individuos, la disponibilidad de un desinfectante apropiado para cada uno de los hogares a un costo razonable y la monotona de su aceptación y

8.2 Opción B: Desinfección y almacenamiento de agua en los hogares

El componente de desinfección de la opción B será el mismo de la opción A. La diferencia está en que habrá un mecanismo incluido en esta opción para asegurar el almacenamiento seguro del agua en los hogares y prevenir la recontaminación. Los recipientes en mente para el almacenamiento del agua en esta opción deberán cumplir con los requerimientos delineados más arriba.

Se sugiere que el Ministerio de Salud de la Nación, u otra agencia apropiada, emita los requerimientos que deben cumplir los recipientes para el almacenamiento de agua en los hogares y que se establezca un programa de certificación para verificar que los recipientes llenen los requisitos establecidos. La colaboración entre las agencias del gobierno y el sector privado en el desarrollo y producción de recipientes puede resultar en la adopción de recipientes que protejan adecuadamente el contenido, faciliten la desinfección, sean económicos y convenientes para el uso. Los recipientes pueden ser distribuidos por los sistemas locales de salud, cooperativas, las micro-empresas mencionadas en la opción A. También pueden ser comercializados directamente por el sector privado o a través de programas especiales del gobierno.

En esta opción, como en la Opción A, la educación y motivación de la comunidad son componentes esenciales que deben ser atendidos.

8.3 Opción C: Filtración, desinfección y uso de recipientes especiales para almacenar agua en los hogares

La intención de la opción C es que sea usada en situaciones en que el agua entregada o llevada a los hogares sea turbia, lo que interferiría con la desinfección. En este caso se puede aumentar el tiempo de contacto para que sea un poco más largo. En vista de que el agua almacenada alcanza rápidamente la temperatura ambiente, que generalmente es más alta, la desinfección química del agua en los hogares puede ser más efectiva y eficiente. En estas condiciones es posible desinfectar agua con una turbiedad un poco más alta de la que se debe tener en los sistemas de distribución de agua. Así puede ser posible la desinfección con éxito a una turbiedad hasta 5 UNT. Sin embargo, se recomienda que siempre se verifique la posibilidad para cada caso específico.

Cuando se determina que es necesario reducir la turbiedad, básicamente se requieren dos opciones para el tratamiento del agua al nivel de los hogares.

La primera y mas común es el usar filtración. Se debe considerar los dos tipos de filtros mencionados anteriormente. Los filtros comerciales para uso en el hogar, comúnmente fabricados de material de cerámica o de tierra diatomácea son generalmente mas eficientes que los filtros de arena contruidos localmente. Además, en algunos países los filtros para agua son hechos de piedras o ceramica disponibles en la localidad, y pueden ser adecuados para reducir la turbiedad y también para ayudar a reducir el nivel de bacterias y protozoarios. Sin embargo, ninguno de los filtros, comerciales o artesanales, podrá eliminar los virus. Una dificultad con los filtros de tipo hogareño es que se desarrollan fisuras o adelgazamiento de las paredes del filtro con el uso, lo que puede resultar en el paso del agua no tratada. En todo caso se recomienda que se utilice algún tipo de desinfectante después de la filtración hogareña.

Además de los filtros, hay varios artefactos comerciales para el tratamiento de agua en los hogares, en el punto-de-uso. Existe un gran numero de tipos de estos artefactos por lo cual no se puede discutirlos aquí en detalle. Algunos de ellos son bien diseñados y pueden dar buenos resultados, tanto en la filtración como en la desinfección, cuando son usados de acuerdo a lo que recomiendan los fabricantes, incluyendo el reemplazo regularmente de los filtros y cartuchos de desinfección. Sin embargo, el costo de los artefactos, que se ha comprobado son efectivos, es generalmente fuera de la capacidad de pago del típico hogar Latinoamericano Caribe, que vive en las áreas urbanas marginales y rurales.

También es posible utilizar un desinfectante conjuntamente con un agente floculante tal como el alumbre. Las tabletas Chlor-Floc mencionadas antes crean un floculo el cual sedimenta en el fondo del recipiente. Para esto se necesita mezclar, sedimentar, decantar el sobrenadante y remover el floculo asentado. El alumbre u otro agente floculante podría ser proporcionado a los hogares para ser aplicado con cada llenado del recipiente. En Latinoamérica y el Caribe, este método no se ha probado en gran escala.

9. ESTIMACIONES DEL COSTO DE LAS ALTERNATIVAS

La desinfección del agua en la vivienda es una operación simple, facil de realizarse en casi todos los hogares donde haya que depender de abastecimientos de agua potencialmente en riesgo de ser contaminados. Es también factible desde el punto de vista de su costo reducido. En el Cuadro 6 se resume comparativamente los costos anuales netos de la desinfección del agua para un hogar familiar de cinco personas con un consumo de 50 litros por día (10 litros por persona por día).

En la practica los costos indicados en el Cuadro 6 pueden variar dependiendo de las condiciones locales.

CUADRO 6
Costos netos comparativos de varios métodos de desinfectar el agua en recipientes en la vivienda*

Tipo de desinfectante	Costo anual por vivienda*
Generación in-situ de hipoclorito	
- DIPCELL	US\$ 0.05
- CLORID	US\$ 0.06
Generación in-situ de oxidantes mezclados	US\$ 0.05
Solución comercial de hipoclorito de sodio	US\$ 0.30 - 0.50
Solución de hipoclorito de calcio preparada localmente	US\$ 0.25 - 0.40
Tabletas para desinfección del agua para uso individual o familiar	
- HALAZONE	US\$ 36 - 365
- POTABLE AGUA	US\$ 365 - 900
- CHLOR-FLOC	US\$ 900
- AQUATABS	US\$ 15 - 30

* Basado en una familia de cinco personas que utiliza 50 litros de agua por día para beber, cocinar, preparar alimentos, lavar utensilios e higiene esencial, con una dosificación de cloro de 5 mg/litro.

El costo de recipientes plásticos de buena calidad (cinco años de vida cumplen con los criterios anotados anteriormente se estima en:

10 litros - US\$ 3.00 - 5.00
 15 litros - US\$ 4.00 - 6.00
 20 litros - US\$ 5.00 - 8.00

El costo anual por familia de cinco personas en una situación en la que la familia utiliza dos recipientes de capacidad de 20 litros y que tiene un consumo de 50 litros por día se puede estimar entre US\$ 3.75 y 2.50. El costo por familia puede estar entre US\$ 0.80 y 0.50 por año. Los beneficios de salud pública se pueden derivar de este tipo de intervención son comparativamente altos en relación con el costo relativamente bajo.

En conclusión la desinfección del agua es una operación económica y su realización en todos los países si es que hay la voluntad para llevarla a cabo a la población los beneficios de salud que ella conlleva.

1. Salazar Lindo, Eduardo et al. Evaluación del rol de la cloración del agua de bebida en la propagación y control de la epidemia de cólera en el Perú - 1991, enero 1993.
2. Comunicación personal, Julio Monreal U., Jefe, Departamento de Programas sobre el Ambiente, Ministerio de Salud, Santiago, Chile, Feb. 1993.
3. Comunicación personal, Dra. Caterina Ferreccio R., Médico Epidemióloga, GREDIS, Santiago, Chile, Feb. 1993.
4. American Water Works Association, Inc. (1971). "Water Quality and Treatment, Third Edition, Handbook of Public Water Supplies". McGraw-Hill Book Company, New York.
5. Organización Panamericana de la Salud. "The Situation of Drinking Water Supply and Sanitation in the American Region at the End of the Decade 1981-1990, and Prospects for the Future", Vol. I, OPS, Washington, 1990
6. Action Research on Acceptability of Safe Water System and Environmental Sanitation by the Rural Communities of West Bengal, Study sponsored by UNICEF, conducted by the Institute of Child Health, Calcutta, India, 1982
7. Deb, B.C. et. al., Studies on interventions to prevent *El Tor cholera* transmission in urban slums. Bulletin of the World Health Organization, 64 (1): 127-131 (1986).
8. Estudio de Diagnóstico Situacional Preliminar y de Avance de Ejecución de las Actividades del Proyecto de Evaluación de la Efectividad de Tecnologías de Conservación de Agua en los Pueblos Jóvenes de Chimbote, Perú, SENAPA, Lima
9. Survival of Vibrio cholerae in Africa domestic water storage containers. South African Medical Journal 1989, 78, 365-387.
10. D. Bersh, y M. Osono, "Estudios de la Diarrea en Quindío (Colombia): Problemas relacionados con el tratamiento de aguas, Soc. Sci. Med. Vol. 21, págs. 31-39, 1985.
11. Wagner, G. and Lanoux, "Water Supply for Rural Areas, WHO, Geneva, 1961.

ENFERMEDADES RELACIONADAS A CONDICIONES DEFICIENTES TANTO DE SANEAMIENTO COMO DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

Amebiasis:

- Agente - *Entamoeba histolytica* (protozoario)
- Síntomas - Varían desde una disentería aguda o fulminante, con fiebre, escalofríos y diarrea sanguinolenta o mucóide (disentería amibiana), hasta un malestar abdominal leve con diarrea con sangre o moco que alterna con períodos de estreñimiento o remisión. La infección a largo plazo puede causar úlceras o abscesos que a menudo conducen a infecciones secundarias. La muerte por disentería amibiana es rara.
- Transmisión - Principalmente a través de agua contaminada con heces, hortalizas contaminadas o manipuladores de alimentos que son portadores y no siguen una higiene adecuada. Es de distribución mundial. Hay dos formas de vida que pueden transmitir la infección--el quiste y el trofozoito. El trofozoito es sensible a pH ácido y a agentes oxidantes. Los quistes son muy estables en el ambiente y son resistentes a la desinfección. Gatos, perros y otros mamíferos se han visto implicados como portadores a seres humanos. Las epidemias se producen más comúnmente por beber agua contaminada. Los casos asintomáticos pueden ser portadores durante años.

Ascariosis:

- Agente - *Ascaris lumbricoides* (gusano redondo)
- Síntomas - Gusanos vivos son expulsados con las heces o a veces por la boca o por la nariz; la mayoría de los casos (85% approx.) son asintomáticos. Especialmente en niños, causa desnutrición, excitación e insomnio. Casos avanzados presentan obstrucción intestinal, carencia nutricional grave; si migran a los pulmones puede ocurrir tos y silbidos.
- Transmisión - Por ingestión de huevos infectantes procedentes del suelo contaminado con heces humanas o alimentos crudos con tierra contaminada; contagio entre niños por juguetes

contaminados con tierra infectada y en áreas de defecación comunal. Es

de ocurrencia a nivel mundial, con incidencia más alta en áreas tropicales. Los huevos pueden vivir varios meses. Es prevalente especialmente en niños de 3 a 8 años en climas calientes y húmedos. Los seres humanos son el único reservorio conocido, pero animales domésticos como perros, cerdos y pollos pueden servir como vectores por ingerir heces humanas que contienen huevos de áscaris. En varios países de América Latina abastecimientos de agua no tratados han sido implicados en la transmisión de los huevos.

Balanidiasis:

- Agente - *Balanidium coli* (protozoo)
- Sintomas - Diarrea, náusea y vómitos; las heces pueden contener sangre. Como en la amibiasis, puede causar disenteria y tiene dos etapas infectivas (quiste y trofozoito). A menudo se confunde con la amibiasis.
- Transmisión - Por ingestión de quistes en alimentos o agua contaminados con heces. Especialmente prevalente donde el saneamiento es pobre. Las epidemias se producen más bien por abastecimientos de agua contaminados por heces porcinas.

Cólera:

- Agente - *Vibrio cholerae* (bacterias)
- Sintomas - Inicio agudo y repentino de diarrea de "heces de arroz" acuoso, con rápida deshidratación y vómitos ocasionales. Dos tipos de enfermedad--Eltor y Clásico. El primero, que ha causado la epidemia de América del Sur a comienzos de 1991, es menos grave que el tipo Clásico. La tasa de mortalidad puede ser tan alta como un 60%, pero con un tratamiento inmediato mediante rehidratación puede reducirse la tasa de letalidad a <1%.

Transmisión - Por ingestión de agua o alimentos contaminados por las heces o vomitos de individuos infectados; manejo de alimentos con métodos antibigiénicos; consumo de moluscos y crustáceos crudos. Fomites, como la ropa de cama, ropas y vendas del paciente también pueden transmitir la enfermedad. El organismo sobrevive más tiempo en aguas salobres y alcalinas.

Cryptosporidiosis:

Agente - *Cryptosporidium* (protozooario)

Síntomas - Diarrea profusa acuosa o mucóide que dura entre 3-14 días; vomitos, anorexia y dolor abdominal; tos y radiografías del tórax anormal pueden indicar infecciones pulmonares; a menudo pérdida de peso significativa. Puede causar síntomas graves en pacientes inmunocomprometidos.

Transmisión - Por la ruta fecal-oral. Los quistes son altamente resistentes a los procesos comunes de tratamiento de agua; el agente infeccioso ha sido identificado frecuentemente en fuentes de agua contaminadas por desechos de ganado. Los trabajadores de los mataderos y veterinarios se encuentran en mayor peligro.

Dracontiasis:

Agente - *Dracunculus medinensis* (nematodo)

Síntomas - Esta enfermedad no se encuentra en América Latina, pero es común en África y Asia. Una vesícula (a menudo con una duración de varios meses), aparece generalmente en la parte inferior de la pierna o del pie donde el gusano hembra expulsa larvas, acompañada por ardor y comezón; fiebre, diarrea y vómitos; malestar general. Esta enfermedad no es por lo general fatal, pero puede resultar en una artritis crónica, tétanos o en una infección secundaria. Si el gusano muere antes de su remoción puede dar lugar a una gangrena y a la amputación.

Transmisión - Se disemina exclusivamente mediante agua de bebida; las larvas expulsadas por una persona infectada son comidas por copépodos de agua dulce y este agente es luego ingerido por seres humanos al beber de abastecimientos de agua infectados. El copépodo prefiere el agua estancada; en consecuencia pozos abiertos, represas y lagunas pueden ser lugares principales para la propagación de la enfermedad.

Escherichia coli:

Agentes - [bacterias] - enteroinvasora - (toxinas parecidas a la shigella)
enterotoxigena - (síndrome similar a *Vibrio cholerae*; la diarrea de los viajeros)
enteropatógena - (toxinas parecidas a la shigella; conocidas por causar brotes infantiles en salas de recién nacidos)

Los tipos pueden distinguirse serológicamente por pruebas clínicas.

Síntomas - Los tipos invasores y patógenos causan fiebre, diarrea (a veces sanguinolenta). Tipo tóxico causa dolor agudo de diarrea acuosa, calambres y vómitos que dura generalmente de 1 a 3 días.

Transmisión - Propagación por alimentos, agua y fómites contaminados. Los seres humanos son el reservorio principal. Todos los grupos de edad son susceptibles, y la inmunidad adquirida no es permanente.

Giardiasis:

Agente - *Giardia lamblia* (protozoario)

Síntomas - Diarrea crónica, expulsión frecuente de heces laxas, pálidas y grasosas, así como fatiga. La enfermedad puede durar más de tres meses, pero no es fatal. Sin embargo, puede agravar la desnutrición y fatiga. Es

más prevalente en los niños, incluyendo los centros de atención diurna (jardín de infantes).

Transmisión - Fecal-oral por agua, alimentos y por el mecanismo mano a boca. Animales como los castores y ratas son portadores conocidos. Han ocurrido brotes a través de fuentes contaminadas de agua, y por manipulación de alimentos con manos contaminadas. Individuos infectados arrojan cantidades grandes de quistes a lo largo de toda la duración de su enfermedad.

Hepatitis:

Agente - Virus de hepatitis A y E

Sintomas - Ictericia, fiebre leve a intensa, malestar general que dura a veces varios meses. Los síntomas más graves se manifiestan en adultos que en niños.

Transmisión - Ruta fecal-oral, especialmente agua y alimentos contaminados en particular moluscos y crustáceos. Periodo de incubación de un mes aproximadamente, con desprendimiento más alto de virus dos semanas después de la exposición. Esta enfermedad es endémica en todo el mundo.

Leptospirosis:

Agente - *Leptospira interrogans* (Orden Spirochaetales)

Sintomas - Fiebre, cefalalgia, escalofríos, malestar intenso; sufusión de las conjuntivas; a veces meningitis o ictericia y erupción. Síntomas clínicos pueden durar desde varios días a semanas. La muerte es rara, pero aumenta con individuos que tienen problemas renales o de ancianidad.

Transmisión - Contacto de la piel o membranas mucosas con agua, tierra húmeda o vegetación contaminadas con la orina de animales infectados provenientes de granjas o silvestres; ingestión de alimentos contaminados con la

orina de ratas infectadas. El periodo promedio de incubación es de 10 días.

Paratifoidea:

- Agente - *Salmonella paratyphi* tipos A, B y C. (bacterias)
- Sintomas - Fiebre continua, cefalalgia, malestar general, a veces manchas rosáceas en el tronco. Rara vez fatal. Pueden ocurrir recaídas en 3,5% de los casos.
- Transmisión - Por alimentos o agua contaminados. Puede ser difundida por heces u orina de personas infectadas. Individuos asintomáticos a menudo diseminan la enfermedad (esp. manipuladores de alimentos). Periodo de incubación de 1 a 10 días para el trastorno gastrointestinal y hasta 3 semanas para la fiebre entérica.

Fiebre Tifoidea:

- Agente - *Salmonella typhi* (bacterias)
- Sintomas - Los mismos de la Paratifoidea, sólo que más grave; la tasa de letalidad puede ser alta si no se administran antibióticos. Es más común el estreñimiento que la diarrea. Letalidad entre uno y 10%.
- Transmisión - Ver paratifoidea; leche, moluscos y crustáceos también se han visto implicados. Los síntomas clínicos se desarrollan generalmente entre 14 a 21 días después de la exposición. La transmisión máxima ocurre en estación más caliente.

Poliomielitis:

- Agente - Poliovirus tipos 1, 2 y 3. (enterovirus)
- Sintomas - Dolor muscular y espasmo, fiebre, rigidez del cuello o espalda que pueden progresar a parálisis; náusea y vómitos. Casos no paralíticos se manifiestan como

meningitis aséptica. Casos paráliticos comprenden menos del 1% de todos los casos contraídos. Existe vacuna eficaz.

Transmisión - Por contacto directo mediante relación estrecha; ruta fecal-oral. El riesgo con efluentes no tratados de aguas residuales ha sido vinculado con epidemias. Periodo de incubación para casos paráliticos es 7-14 días.

Rotavirus:

Agente - Rotavirus de familia Reoviridae

Sintomas - Especialmente prominente en lactantes y niños de corta edad, fiebre y vómitos seguidos de diarrea aguda, anorexia y deshidratación. Algunos casos pueden presentar hemorragia gastrointestinal, el síndrome de Reye es fatal, encefalitis y enfermedad respiratoria superior e inferior.

Transmisión - Ruta fecal-oral y posiblemente fecal-respiratoria. Periodo de incubación de approx. 48 horas. Ocurrencia máxima en meses más frescos en áreas templadas.

Shigelosis:

Agente - *Shigella dysenteriae, flexneri, boydii y sonnei* (bacterias)

Sintomas - Diarrea acompañada de fiebre, calambres, náusea y a veces tenesmo. Convulsiones en niños de corta edad; hay a menudo sangre, moco y pus en las heces. Ocurrencia a nivel mundial, con una tasa de letalidad tan alta como de 20%.

Transmisión - Directa o transmisión indirecta fecal-oral, con una dosis tan baja como de 10-100 bacterias que causan infección. Sobrevive bien a temperatura baja, humedad alta y alto pH bajo (como jugo cítrico). Agua, leche con contaminación fecal y aguas residuales empleadas en el riego, así como las moscas pueden servir como vehículo de transmisión. Incubación de 1 a 7 días.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO EN MANEJO INTEGRAL DE
AGUAS MUNICIPALES**

**MÓDULO IV
CA 086**

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

TEMA

**LEGISLACIÓN SOBRE DESCARGAS DE AGUAS
RESIDUALES**

**EXPOSITOR: DR. PEDRO MARTÍNEZ PEREDA
PALACIO DE MINERÍA
JULIO DEL 2002**

**LEGISLACIÓN SOBRE DESCARGAS
DE AGUAS RESIDUALES**

NORMA OFICIAL MEXICANA NOM-001-ECOL-1996, QUE ESTABLECE LOS LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES DE CONTAMINANTES EN LAS DESCARGAS DE AGUAS RESIDUALES EN AGUAS Y BIENES NACIONALES

Al margen un sello con el Escudo Nacional, que dice: Estados Unidos Mexicanos.-
Secretaría de Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca.

JULIA CARABIAS LILLO, Secretaria de Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca, con fundamento en lo dispuesto por los artículos 32 Bis fracciones I, IV y V de la Ley Orgánica de la Administración Pública Federal; 85, 86 fracciones I, III y VII, 92 fracciones II y IV y 119 de la Ley de Aguas Nacionales; 5o. fracciones VIII y XV, 8o. fracciones II y VII, 36, 37, 117, 118 fracción II, 119 fracción I inciso a), 123, 171 y 173 de la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente; 38 fracción II, 40 fracción X, 41, 45, 46 fracción II y 47 de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización, he tenido a bien expedir la siguiente Norma Oficial Mexicana NOM-001-ECOL-1996, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales en aguas y bienes nacionales; y

CONSIDERANDO

Que en cumplimiento a lo dispuesto en la fracción I del artículo 47 de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización, el Proyecto de Norma Oficial Mexicana NOM-001-ECOL-1996, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales en aguas y bienes nacionales, se publicó en el **Diario Oficial de la Federación** el 24 de junio de 1996, a fin de que los interesados en un plazo de 90 días naturales presentaran sus comentarios al Comité Consultivo Nacional de Normalización para la Protección Ambiental, sito en avenida Revolución 1425, mezaninne planta alta, colonia Tlacopac, código postal 01040, de esta ciudad.

Que durante el plazo a que se refiere el considerando anterior y de conformidad con lo dispuesto en el artículo 45 del ordenamiento legal citado, estuvieron a disposición del público los documentos a que se refiere dicho precepto.

Que de acuerdo con lo que disponen las fracciones II y III del artículo 47 de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización, los comentarios presentados por los interesados fueron analizados en el seno del citado Comité, realizándose las modificaciones procedentes a dicha Norma; las respuestas a los comentarios de referencia fueron publicadas en el **Diario Oficial de la Federación** el 24 de diciembre de 1996.

Que habiéndose cumplido el procedimiento establecido en la Ley Federal sobre Metrología y Normalización para la elaboración de Normas Oficiales Mexicanas, el Comité

Consultivo Nacional de Normalización para la Protección Ambiental, en sesión de fecha 30 de octubre de 1996, aprobó la Norma Oficial Mexicana NOM-001-ECOL-1996, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales en aguas y bienes nacionales, por lo que he tenido a bien expedir la siguiente:

**NORMA OFICIAL MEXICANA NOM-001-ECOL-1996, QUE ESTABLECE LOS LIMITES
MAXIMOS PERMISIBLES DE CONTAMINANTES EN LAS DESCARGAS
DE AGUAS RESIDUALES EN AGUAS Y BIENES NACIONALES**

INDICE

1. Objetivo y campo de aplicación
2. Referencias
3. Definiciones
4. Especificaciones
5. Métodos de prueba
6. Verificación
7. Grado de concordancia con normas y recomendaciones internacionales
8. Bibliografía
9. Observancia de esta Norma
10. Transitorio
11. Anexo I

1. Objetivo y campo de aplicación

Esta Norma Oficial Mexicana establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales en aguas y bienes nacionales, con el objeto de proteger su calidad y posibilitar sus usos, y es de observancia obligatoria para los responsables de dichas descargas. Esta Norma Oficial Mexicana no se aplica a las descargas de aguas provenientes de drenajes separados de aguas pluviales.

2. Referencias

Norma Mexicana NMX-AA-003 Aguas residuales - Muestreo, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 25 de marzo de 1980.

Norma Mexicana NMX-AA-004 Aguas - Determinación de sólidos sedimentables en aguas residuales - Método del cono Imhoff, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 13 de septiembre de 1977.

Norma Mexicana NMX-AA-005 Aguas - Determinación de grasas y aceites - Método de extracción soxhlet, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 8 de agosto de 1980.

Norma Mexicana NMX-AA-006 Aguas - Determinación de materia flotante - Método visual con malla específica, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 5 de diciembre de 1973.

Norma Mexicana NMX-AA-007 Aguas - Determinación de la temperatura - Método visual con termómetro, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 23 de julio de 1980.

Norma Mexicana NMX-AA-008 Aguas - Determinación de pH - Método potenciométrico, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 25 de marzo de 1980.

Norma Mexicana NMX-AA-026 Aguas - Determinación de nitrógeno total - Método Kjeldahl, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 27 de octubre de 1980.

Norma Mexicana NMX-AA-028 Aguas - Determinación de demanda bioquímica de oxígeno - Método de incubación por diluciones, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 6 de julio de 1981.

Norma Mexicana NMX-AA-029 Aguas - Determinación de fósforo total - Métodos espectrofotométricos, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 21 de octubre de 1981.

Norma Mexicana NMX-AA-034 Aguas - Determinación de sólidos en agua - Método gravimétrico, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 3 de julio de 1981.

Norma Mexicana NMX-AA-042 Aguas - Determinación del número más probable de coliformes totales y fecales - Método de tubos múltiples de fermentación, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 22 de junio de 1987.

Norma Mexicana NMX-AA-046 Aguas - Determinación de arsénico en agua - Método espectrofotométrico, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 21 de abril de 1982.

Norma Mexicana NMX-AA-051 Aguas - Determinación de metales - Método espectrofotométrico de absorción atómica, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 22 de febrero de 1982.

Norma Mexicana NMX-AA-057 Aguas - Determinación de plomo - Método de la ditizona, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 29 de septiembre de 1981.

Norma Mexicana NMX-AA-058 Aguas - Determinación de cianuros - Método colorimétrico y titulométrico, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 14 de diciembre de 1982.

Norma Mexicana NMX-AA-060 Aguas - Determinación de cadmio - Método de la ditizona, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 26 de abril de 1982.

Norma Mexicana NMX-AA-064 Aguas - Determinación de mercurio - Método de la ditizona, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 3 de marzo de 1982.

Norma Mexicana NMX-AA-066 Aguas - Determinación de cobre - Método de la neocuproina, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 16 de noviembre de 1981.

Norma Mexicana NMX-AA-078 Aguas - Determinación de zinc - Métodos colorimétricos de la ditizona I, la ditizona II y espectrofotometría de absorción atómica, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 12 de julio de 1982.

Norma Mexicana NMX-AA-079 Aguas Residuales - Determinación de nitrógeno de nitratos (Brucina), publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 14 de abril de 1986.

Norma Mexicana NMX-AA-099 Determinación de nitrógeno de nitritos - Agua potable, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 11 de febrero de 1987.

3. Definiciones

3.1 Aguas costeras

Son las aguas de los mares territoriales en la extensión y términos que fija el derecho internacional; así como las aguas marinas interiores, las lagunas y esteros que se comuniquen permanente o intermitentemente con el mar.

3.2 Aguas nacionales

Las aguas propiedad de la Nación, en los términos del párrafo quinto del artículo 27 de la Constitución Política de los Estados Unidos Mexicanos.

3.3 Aguas residuales

Las aguas de composición variada provenientes de las descargas de usos municipales, industriales, comerciales, de servicios, agrícolas, pecuarios, domésticos, incluyendo fraccionamientos y en general de cualquier otro uso, así como la mezcla de ellas.

3.4 Aguas pluviales

Aquellas que provienen de lluvias, se incluyen las que provienen de nieve y granizo.

3.5 Bienes nacionales

Son los bienes cuya administración está a cargo de la Comisión Nacional del Agua en términos del artículo 113 de la Ley de Aguas Nacionales.

3.6 Carga contaminante

Cantidad de un contaminante expresada en unidades de masa por unidad de tiempo, aportada en una descarga de aguas residuales.

3.7 Condiciones particulares de descarga

El conjunto de parámetros físicos, químicos y biológicos y de sus niveles máximos permitidos en las descargas de agua residual, determinados por la Comisión Nacional del Agua para el responsable o grupo de responsables de la descarga o para un cuerpo receptor específico, con el fin de preservar y controlar la calidad de las aguas conforme a la Ley de Aguas Nacionales y su Reglamento.

3.8 Contaminantes básicos

Son aquellos compuestos y parámetros que se presentan en las descargas de aguas residuales y que pueden ser removidos o estabilizados mediante tratamientos convencionales. En lo que corresponde a esta Norma Oficial Mexicana sólo se consideran los siguientes: grasas y aceites, materia flotante, sólidos sedimentables, sólidos suspendidos totales, demanda bioquímica de oxígeno₅, nitrógeno total (suma de las concentraciones de nitrógeno Kjeldahl de nitritos y de nitratos, expresadas como mg/litro de nitrógeno), fósforo total, temperatura y pH.

3.9 Contaminantes patógenos y parasitarios

Son aquellos microorganismos, quistes y huevos de parásitos que pueden estar presentes en las aguas residuales y que representan un riesgo a la salud humana, flora o fauna. En lo que corresponde a esta Norma Oficial Mexicana sólo se consideran los coliformes fecales y los huevos de helminto.

3.10 Cuerpo receptor

Son las corrientes, depósitos naturales de agua, presas, cauces, zonas marinas o bienes nacionales donde se descargan aguas residuales, así como los terrenos en donde se infiltran o inyectan dichas aguas cuando puedan contaminar el suelo o los acuíferos.

3.11 Descarga

Acción de verter, infiltrar, depositar o inyectar aguas residuales a un cuerpo receptor en forma continua, intermitente o fortuita, cuando éste es un bien del dominio público de la Nación.

3.12 Embalse artificial

Vaso de formación artificial que se origina por la construcción de un bordo o cortina y que es alimentado por uno o varios ríos o agua subterránea o pluvial.

3.13 Embalse natural

Vaso de formación natural que es alimentado por uno o varios ríos o agua subterránea o pluvial.

3.14 Estuario

Es el tramo del curso de agua bajo la influencia de las mareas que se extiende desde la línea de costa hasta el punto donde la concentración de cloruros en el agua es de 250 mg/l.

3.15 Humedales naturales

Las zonas de transición entre los sistemas acuáticos y terrestres que constituyen áreas de inundación temporal o permanente, sujetas o no a la influencia de mareas, como pantanos, ciénegas y marismas, cuyos límites los constituyen el tipo de vegetación hidrófila de presencia permanente o estacional; las áreas donde el suelo es predominantemente hídrico; y las áreas lacustres o de suelos permanentemente húmedos, originadas por la descarga natural de acuíferos.

3.16 Límite máximo permisible

Valor o rango asignado a un parámetro, el cual no debe ser excedido en la descarga de aguas residuales.

3.17 Metales pesados y cianuros

Son aquéllos que, en concentraciones por encima de determinados límites, pueden producir efectos negativos en la salud humana, flora o fauna. En lo que corresponde a esta Norma Oficial Mexicana sólo se consideran los siguientes: arsénico, cadmio, cobre, cromo, mercurio, níquel, plomo, zinc y cianuros.

3.18 Muestra compuesta

La que resulta de mezclar el número de muestras simples, según lo indicado en la Tabla 1. Para conformar la muestra compuesta, el volumen de cada una de las muestras simples deberá ser proporcional al caudal de la descarga en el momento de su toma.

TABLA 1

FRECUENCIA DE MUESTREO			
HORAS POR DÍA QUE OPERA EL PROCESO GENERADOR DE LA DESCARGA	NUMERO DE MUESTRAS SIMPLES	INTERVALO ENTRE TOMA DE MUESTRAS SIMPLES (HORAS)	
		MINIMO	MAXIMO
Menor que 4	Mínimo 2	N.E.	N.E.
De 4 a 8	4	1	2
Mayor que 8 y hasta 12	4	2	3
Mayor que 12 y hasta 18	6	2	3
Mayor que 18 y hasta 24	6	3	4

N.E.= No especificado

3.19 Muestra simple

La que se tome en el punto de descarga, de manera continua, en día normal de operación que refleje cuantitativa y cualitativamente el o los procesos más representativos de las actividades que generan la descarga, durante el tiempo necesario para completar cuando menos, un volumen suficiente para que se lleven a cabo los análisis necesarios para conocer su composición, aforando el caudal descargado en el sitio y en el momento del muestreo.

El volumen de cada muestra simple necesario para formar la muestra compuesta se determina mediante la siguiente ecuación:

$$VMS_i = VMC \times (Q_i / Q_t)$$

Donde:

VMS_i = volumen de cada una de las muestras simples "i", litros.

VMC = volumen de la muestra compuesta necesario para realizar la totalidad de los análisis de laboratorio requeridos, litros.

Q_i = caudal medido en la descarga en el momento de tomar la muestra simple, litros por segundo.

Q_t = Σ Q_i hasta Q_n, litros por segundo.

3.20 Parámetro

Variable que se utiliza como referencia para determinar la calidad física, química y biológica del agua.

3.21 Promedio diario (P.D.)

Es el valor que resulta del análisis de una muestra compuesta. En el caso del parámetro grasas y aceites, es el promedio ponderado en función del caudal, y la media geométrica para los coliformes fecales, de los valores que resulten del análisis de cada una de las muestras simples tomadas para formar la muestra compuesta. Las unidades de pH no deberán estar fuera del rango permisible, en ninguna de las muestras simples.

3.22 Promedio mensual (P.M.)

Es el valor que resulte de calcular el promedio ponderado en función del caudal, de los valores que resulten del análisis de al menos dos muestras compuestas (Promedio diario).

3.23 Riego no restringido

La utilización del agua residual destinada a la actividad de siembra, cultivo y cosecha de productos agrícolas en forma ilimitada como forrajes, granos, frutas, legumbres y verduras.

3.24 Riego restringido

La utilización del agua residual destinada a la actividad de siembra, cultivo y cosecha de productos agrícolas, excepto legumbres y verduras que se consumen crudas.

3.25 Río

Corriente de agua natural, perenne o intermitente, que desemboca a otras corrientes, o a un embalse natural o artificial, o al mar.

3.26 Suelo

Cuerpo receptor de descargas de aguas residuales que se utiliza para actividades agrícolas.

3.27 Tratamiento convencional

Son los procesos de tratamiento mediante los cuales se remueven o estabilizan los contaminantes básicos presentes en las aguas residuales.

3.28 Uso en riego agrícola

La utilización del agua destinada a la actividad de siembra, cultivo y cosecha de productos agrícolas y su preparación para la primera enajenación, siempre que los productos no hayan sido objeto de transformación industrial.

3.29 Uso público urbano

La utilización de agua nacional para centros de población o asentamientos humanos, destinada para el uso y consumo humano, previa potabilización.

4. Especificaciones

4.1 La concentración de contaminantes básicos, metales pesados y cianuros para las descargas de aguas residuales a aguas y bienes nacionales, no debe exceder el valor indicado como límite máximo permisible en las Tablas 2 y 3 de esta Norma Oficial Mexicana. El rango permisible del potencial hidrógeno (pH) es de 5 a 10 unidades.

4.2 Para determinar la contaminación por patógenos se tomará como indicador a los coliformes fecales. El límite máximo permisible para las descargas de aguas residuales vertidas a aguas y bienes nacionales, así como las descargas vertidas a suelo (uso en riego agrícola) es de 1,000 y 2,000 como número más probable (NMP) de coliformes fecales por cada 100 ml para el promedio mensual y diario, respectivamente.

4.3 Para determinar la contaminación por parásitos se tomará como indicador los huevos de helminto. El límite máximo permisible para las descargas vertidas a suelo (uso en riego agrícola), es de un huevo de helminto por litro para riego no restringido, y de cinco huevos por litro para riego restringido, lo cual se llevará a cabo de acuerdo a la técnica establecida en el anexo 1 de esta Norma.

4.4. Al responsable de la descarga de aguas residuales que antes de la entrada en vigor de esta Norma Oficial Mexicana se le hayan fijado condiciones particulares de descarga, podrá optar por cumplir los límites máximos permisibles establecidos en esta Norma, previo aviso a la Comisión Nacional del Agua.

4.5. Los responsables de las descargas de aguas residuales vertidas a aguas y bienes nacionales deben cumplir con la presente Norma Oficial Mexicana de acuerdo con lo siguiente:

a) Las descargas municipales tendrán como plazo límite las fechas de cumplimiento establecidas en la Tabla 4. El cumplimiento es gradual y progresivo, conforme a los rangos de población. El número de habitantes corresponde al determinado en el XI Censo Nacional de Población y Vivienda, correspondiente a 1990, publicado por el Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática.

b) Las descargas no municipales tendrán como plazo límite hasta las fechas de cumplimiento establecidas en la Tabla 5. El cumplimiento es gradual y progresivo, dependiendo de la mayor carga contaminante, expresada como demanda bioquímica de oxígeno₅ (DBO₅) o sólidos suspendidos totales (SST), según las cargas del agua residual, manifestadas en la solicitud de permiso de descarga, presentada a la Comisión Nacional del Agua.

TABLA 2

LÍMITES MÁXIMOS PERMISIBLES PARA CONTAMINANTES BÁSICOS																				
PARAMETROS (miligramos por litro, excepto cuando se especifique)	RIOS						EMBALSES NATURALES Y ARTIFICIALES				AGUAS COSTERAS						SUELO		HUMEDALES NATURALES	
	Uso en riego agrícola (A)		Uso público urbano (B)		Protección de vida acuática (C)		Uso en riego agrícola (B)		Uso público urbano (C)		Explotación pesquera, navegación y otros usos (A)		Recreación (B)		Estuarios (B)		Uso en riego agrícola (A)		HUMEDALES NATURALES (B)	
	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.
Temperatura °C (1)	N.A.	N.A.	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	N.A.	N.A.	40	40
Grasas y Aceites (2)	15	25	15	25	15	25	15	25	15	25	15	25	15	25	15	25	15	25	15	25
Materia Flotante (3)	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente
Sólidos Sedimentables (ml/l)	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	N.A.	N.A.	1	2
Sólidos Suspendedos Totales	150	200	75	125	40	60	75	125	40	60	150	200	75	125	75	125	N.A.	N.A.	75	125
Demanda Bioquímica de Oxígeno ₅	150	200	75	150	30	60	75	150	30	60	150	200	75	150	75	150	N.A.	N.A.	75	150
Nitrógeno Total	40	60	40	60	15	25	40	60	15	25	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	15	25	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.
Fósforo Total	20	30	20	30	5	10	20	30	5	10	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	5	10	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.

(1) Instantáneo

(2) Muestra Simple Promedio Ponderado

(3) Ausente según el Método de Prueba definido en la NMX-AA-006

P.D. = Promedio Diario; P.M. = Promedio Mensual; N.A. = No es aplicable.

(A), (B) y (C) = Tipo de cuerpo receptor según la Ley Federal de Derechos

TABLA 3

LÍMITES MÁXIMOS PERMISIBLES PARA METALES PESADOS Y CIANUROS																				
PARAMETROS (*) (miligramos por litro)	RIOS						EMBALSES NATURALES Y ARTIFICIALES				AGUAS COSTERAS						SUELO		HUMEDALES NATURALES (B)	
	Uso en riego agrícola (A)		Uso público urbano (B)		Protección de vida acuática (C)		Uso en riego agrícola (B)		Uso público urbano (C)		Explotación pesquera, navegación y otros usos (A)		Recreación (B)		Estuarios (B)		Uso en riego agrícola (A)			
	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.
Arsénico	0.2	0.4	0.1	0.2	0.1	0.2	0.2	0.4	0.1	0.2	0.1	0.2	0.2	0.4	0.1	0.2	0.2	0.4	0.1	0.2
Cadmio	0.2	0.4	0.1	0.2	0.1	0.2	0.2	0.4	0.1	0.2	0.1	0.2	0.2	0.4	0.1	0.2	0.05	0.1	0.1	0.2
Cianuros	2.0	3.0	1.0	2.0	1.0	2.0	2.0	3.0	1.0	2.0	1.0	2.0	2.0	3.0	1.0	2.0	2.0	3.0	1.0	2.0
Cobre	4.0	6.0	4.0	6.0	4.0	6.0	4.0	6.0	4.0	6.0	4.0	6.0	4.0	6.0	4.0	6.0	4.0	6.0	4.0	6.0
Cromo	1	1.5	0.5	1.0	0.5	1.0	1	1.5	0.5	1.0	0.5	1.0	1	1.5	0.5	1.0	0.5	1.0	0.5	1.0
Mercurio	0.01	0.02	0.005	0.01	0.005	0.01	0.01	0.02	0.005	0.01	0.01	0.02	0.01	0.02	0.01	0.02	0.005	0.01	0.005	0.01
Níquel	2	4	2	4	2	4	2	4	2	4	2	4	2	4	2	4	2	4	2	4
Plomo	0.5	1	0.2	0.4	0.2	0.4	0.5	1	0.2	0.4	0.2	0.4	0.5	1	0.2	0.4	5	10	0.2	0.4
Zinc	10	20	10	20	10	20	10	20	10	20	10	20	10	20	10	20	10	20	10	20

(*) Medidos de manera total

P.D.= Promedio Diario P.M.= Promedio Mensual N.A.= No es aplicable

(A), (B) y (C): Tipo de Cuerpo Receptor según la Ley Federal de Derechos.

TABLA 4

DESCARGAS MUNICIPALES	
FECHA DE CUMPLIMIENTO A PARTIR DE:	RANGO DE POBLACION:
1 de enero de 2000	mayor de 50,000 habitantes
1 de enero de 2005	De 20,001 a 50,000 habitantes
1 de enero de 2010	De 2,501 a 20,000 habitantes

TABLA 5

DESCARGAS NO MUNICIPALES		
FECHA DE CUMPLIMIENTO A PARTIR DE:	CARGA CONTAMINANTE	
	DEMANDA BIOQUIMICA DE OXIGENO₅ t/d (toneladas/día)	SOLIDOS SUSPENDIDOS TOTALES t/d (toneladas/día)
1 enero 2000	Mayor de 3.0	mayor de 3.0
1 enero 2005	de 1.2 a 3.0	de 1.2 a 3.0
1 enero 2010	menor de 1.2	menor de 1.2

4.6 Las fechas de cumplimiento establecidas en las Tablas 4 y 5 de esta Norma Oficial Mexicana podrán ser adelantadas por la Comisión Nacional del Agua para un cuerpo receptor en específico, siempre y cuando exista el estudio correspondiente que valide tal modificación.

4.7 Los responsables de las descargas de aguas residuales municipales y no municipales, cuya concentración de contaminantes en cualquiera de los parámetros básicos, metales pesados y cianuros, que rebasen los límites máximos permisibles señalados en las Tablas 2 y 3 de esta Norma Oficial Mexicana, multiplicados por cinco, para cuerpos receptores tipo B (ríos, uso público urbano), quedan obligados a presentar un programa de las acciones u obras a realizar para el control de la calidad del agua de sus descargas a la Comisión Nacional del Agua, en un plazo no mayor de 180 días naturales, a partir de la publicación de esta Norma en el **Diario Oficial de la Federación**.

Los demás responsables de las descargas de aguas residuales municipales y no municipales, que rebasen los límites máximos permisibles de esta norma, quedan obligados a presentar un programa de las acciones u obras a realizar para el control de la calidad de sus descargas a la Comisión Nacional del Agua, en los plazos establecidos en las Tablas 6 y 7.

Lo anterior, sin perjuicio del pago de derechos a que se refiere la Ley Federal de Derechos y a las multas y sanciones que establecen las leyes y reglamentos en la materia.

TABLA 6

DESCARGAS MUNICIPALES	
RANGO DE POBLACION	FECHA LIMITE PARA PRESENTAR PROGRAMA DE ACCIONES
Mayor de 50,000 habitantes	30 de junio de 1997
De 20,001 a 50,000 habitantes	31 de diciembre de 1998
De 2,501 a 20,000 habitantes	31 de diciembre de 1999

TABLA 7

CARGA CONTAMINANTE DE LAS DESCARGAS NO MUNICIPALES	
DEMANDA BIOQUIMICA DE OXIGENO, Y/O SOLIDOS SUSPENDIDOS TOTALES t/d (toneladas/día)	FECHA LIMITE PARA PRESENTAR PROGRAMA DE ACCIONES
Mayor de 3.0	30 de junio de 1997
De 1.2 a 3.0	31 de diciembre de 1998
Menor de 1.2	31 de diciembre de 1999

4.8 El responsable de la descarga queda obligado a realizar el monitoreo de las descargas de aguas residuales para determinar el promedio diario y mensual. La periodicidad de análisis y reportes se indican en la Tabla 8 para descargas de tipo municipal y en la Tabla 9 para descargas no municipales. En situaciones que justifiquen un mayor control, como protección de fuentes de abastecimiento de agua para consumo humano, emergencias hidroecológicas o procesos productivos fuera de control, la Comisión Nacional del Agua podrá modificar la periodicidad de análisis y reportes. Los registros del monitoreo deberán mantenerse para su consulta por un periodo de tres años posteriores a su realización.

4.9 El responsable de la descarga estará exento de realizar el análisis de alguno o varios de los parámetros que se señalan en la presente Norma Oficial Mexicana, cuando demuestre que, por las características del proceso productivo o el uso que le dé al agua, no genera o concentra los contaminantes a exentar, manifestándolo ante la Comisión Nacional del Agua, por escrito y bajo protesta de decir verdad. La autoridad podrá verificar la veracidad de lo manifestado por el usuario. En caso de falsedad, el responsable quedará sujeto a lo dispuesto en los ordenamientos legales aplicables.

4.10 En el caso de que el agua de abastecimiento registre alguna concentración promedio mensual de los parámetros referidos en los puntos 4.1, 4.2 y 4.3 de la presente Norma Oficial Mexicana, la suma de esta concentración al límite máximo permisible promedio mensual, es el valor que el responsable de la descarga está obligado a cumplir.

siempre y cuando lo notifique por escrito a la Comisión Nacional del Agua, para que ésta dictamine lo procedente.

TABLA 8

RANGO DE POBLACION	FRECUENCIA DE MUESTREO Y ANALISIS	FRECUENCIA DE REPORTE
mayor de 50,000 habitantes	MENSUAL	TRIMESTRAL
De 20,001 a 50,000 habitantes	TRIMESTRAL	SEMESTRAL
De 2,501 a 20,000 habitantes	SEMESTRAL	ANUAL

TABLA 9

DEMANDA BIOQUIMICA DE OXIGENO₅ t/d (toneladas/día)	SOLIDOS SUSPENDIDOS TOTALES t/d (toneladas/día)	FRECUENCIA DE MUESTREO Y ANALISIS	FRECUENCIA DE REPORTE
mayor de 3.0	mayor de 3.0	MENSUAL	TRIMESTRAL
de 1.2 a 3.0	de 1.2 a 3.0	TRIMESTRAL	SEMESTRAL
menor de 1.2	menor de 1.2	SEMESTRAL	ANUAL

4.11 Cuando se presenten aguas pluviales en los sistemas de drenaje y alcantarillado combinado, el responsable de la descarga tiene la obligación de operar su planta de tratamiento y cumplir con los límites máximos permisibles de esta Norma Oficial Mexicana, o en su caso con sus condiciones particulares de descarga, y podrá a través de una obra de desvío derivar el caudal excedente. El responsable de la descarga tiene la obligación de reportar a la Comisión Nacional del Agua el caudal derivado.

4.12 El responsable de la descarga de aguas residuales que, como consecuencia de implementar un programa de uso eficiente y/o reciclaje del agua en sus procesos productivos, concentre los contaminantes en su descarga, y en consecuencia rebase los límites máximos permisibles establecidos en la presente Norma, deberá solicitar ante la Comisión Nacional del Agua se analice su caso particular, a fin de que ésta le fije condiciones particulares de descarga.

5. Métodos de prueba

Para determinar los valores y concentraciones de los parámetros establecidos en esta Norma Oficial Mexicana, se deberán aplicar los métodos de prueba indicados en el punto 2 de esta Norma Oficial Mexicana. El responsable de la descarga podrá solicitar a la Comisión Nacional del Agua, la aprobación de métodos de prueba alternos. En caso de aprobarse, dichos métodos podrán ser autorizados a otros responsables de descarga en situaciones similares.

Para la determinación de huevos de helminto se deberán aplicar las técnicas de análisis y muestreo que se presentan en el Anexo 1 de esta Norma Oficial Mexicana.

6. Verificación

La Comisión Nacional del Agua llevará a cabo muestreos y análisis de las descargas de aguas residuales, de manera periódica o aleatoria, con objeto de verificar el cumplimiento de los límites máximos permisibles establecidos para los parámetros señalados en la presente Norma Oficial Mexicana.

7. Grado de concordancia con normas y recomendaciones internacionales

7.1 No hay normas equivalentes, las disposiciones de carácter interno que existen en otros países no reúnen los elementos y preceptos de orden técnico y jurídico que en esta Norma Oficial Mexicana se integran y complementan de manera coherente, con base en los fundamentos técnicos y científicos reconocidos internacionalmente.

8. Bibliografía

8.1 APHA, AWWA, WPCF, 1995. Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater. U.S.A. (Métodos normalizados para el análisis del agua y aguas residuales. 19a. Edición. E.U.A.)

8.2 Code of Federal Regulations. Title 40. Parts 100 to 149; 400 to 424; and 425 to 629. Protection of Environment 1992. USA. (Código de Normas Federales. Título 40. Partes 100 a 149; 400 a 424; y 425 a 629. Protección al Ambiente. E.U.A.)

8.3 Ingeniería sanitaria y de aguas residuales, 1988. Gordon M. Fair, John Ch. Geyer, Limusa, México.

8.4 Industrial Water Pollution Control, 1989. 2nd Edition. USA. (Control de la contaminación industrial del agua Eckenfelder W.W. Jr. 2a. Edición Mcgraw-Hill International Editions. E.U.A.)

8.5 Manual de Agua para Usos Industriales, 1988. Sheppard T. Powell. Ediciones Ciencia y Técnica, S.A. 1a. edición. Volúmenes 1 al 4. México.

8.6 Manual de Agua, 1989. Frank N. Kemmer, John McCallion Ed. Mcgraw-Hill. Volúmenes 1 al 3. México.

8.7 U.S.E.P.A. Development Document for Effluent Limitation Guidelines And New Source Performance Standard For The 1974 (Documento de Desarrollo de La U.S.E.P.A. para guías de límites de efluentes y estándares de evaluación de nuevas fuentes para 1974).

8.8 Water Treatment Chemicals. An Industrial Guide, 1991. (Tratamiento químico del agua. Una guía industrial) Flick, Ernest W. Noyes Publications. E.U.A.

8.9 Water Treatment Handbook, 1991. (Manual de tratamiento de agua. Degremont 6a. Edición Vol. I y II. E.U.A.)

8.10 Wastewater Engineering Treatment. Disposal, Reuse, 1991. 3rd Edition. U.S.A. (Ingeniería en el tratamiento de aguas residuales. Disposición y reúso. Metcalf And Eddy. Mcgraw-Hill International Editions. 3a. Edición. E.U.A.)

8.11 Estudio de Factibilidad del Saneamiento del Valle de México. Informe Final. Dic. 1995. Comisión Nacional del Agua, Departamento del Distrito Federal, Estado de Hidalgo y Estado de México.

8.12 Guía Para el Manejo, Tratamiento y Disposición de Lodos Residuales de Plantas de Tratamiento Municipales. Comisión Nacional del Agua, Subdirección General de Infraestructura Hidráulica Urbana e Industrial. México, 1994.

8.13 Sistemas Alternativos de Tratamiento de Aguas Residuales y Lodos Producidos. Comisión Nacional del Agua, Subdirección General de Infraestructura Hidráulica Urbana e Industrial. México, 1994.

8.14 Impact of Wastewater Reuse on Groundwater In The Mezquital Valley, Hidalgo State, Mexico. Overseas Development Administration. Phase 1, Report - February 1995.

8.15 Evaluación de la Toxicidad de Descargas Municipales. Comisión Nacional del Agua. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Noviembre de 1993.

8.16 Tratabilidad del Agua Residual Mediante el Proceso Primario Avanzado. Instituto de Ingeniería de la UNAM. 1994-1995.

8.17 Estudio de la Desinfección del Efluente Primario Avanzado. Instituto de Ingeniería de la UNAM. 1994-1995.

8.18 Formación y Migración de Compuestos Organoclorados a través de Columnas Empaquetadas con Suelo de la Zona de Tula-Mezquital-Actopan. Instituto de Ingeniería de la UNAM. 1995-1996.

8.19 Estudio de Calidad y Suministro del Agua para Consumo Doméstico del Valle del Mezquital. Instituto de Ingeniería de la UNAM. 1995-1996.

8.20 Estudio de Impacto Ambiental Asociado al Proyecto de Saneamiento del Valle de México. Instituto de Ingeniería de la UNAM. 1995-1996.

8.21 Proyecto de Normatividad Integral para Mejorar la Calidad del Agua en México. Instituto de Ingeniería de la UNAM. 1995-1996.

8.22 Estudio de Disponibilidad de Agua en México en Función del Uso, Calidad y Cantidad. Instituto de Ingeniería de la UNAM. 1995.

8.23 Cost - Effective Water Pollution Control in The Northern Border Of Mexico. Institute For Applied Environmental Economics (Tme), 1995.

8.24 XI Censo General de Población y Vivienda. INEGI / CONAPO 1990.

8.25 Normas Oficiales Mexicanas para Descargas de Aguas Residuales a Cuerpos Receptores: NOM-001-ECOL/1993 a NOM-033-ECOL/1993, publicadas en el Diario Oficial de la Federación el 18 de octubre de 1993; NOM-063-ECOL/1994 a NOM-065-ECOL/1994, publicadas en el Diario Oficial de la Federación el 5 de enero de 1995; NOM-066-ECOL/1994 a NOM-068-ECOL-1994, publicadas en el Diario Oficial de la Federación el 6 de enero de 1995; NOM-069-ECOL/1994 y NOM-070-ECOL/1994, publicadas en el Diario Oficial de la Federación el 9 de enero de 1995; y NOM-071-ECOL-1994 a NOM-073-ECOL-1994, publicadas en el Diario Oficial de la Federación el 11 de enero de 1995.

8.26 Criterios Ecológicos de Calidad del Agua. SEMARNAP. Instituto de Ecología. México, D.F.

8.27 Catálogo Oficial de Plaguicidas Control Intersectorial para el Control del Proceso y Uso de Plaguicidas, Fertilizantes y Sustancias Tóxicas. SARH, SEDESOL, SSA y SECOFI. México, D.F. 1994.

8.28 Indicadores Socioeconómicos e Índice de Marginación Municipal 1990. CONAPO/CNA.

8.29 Bases para el Manejo Integral de la Cantidad y Calidad del Agua en México. Instituto de Ingeniería de la UNAM. 1995.

8.30 Manejando las Aguas Residuales en Zonas Urbanas Costeras. Reporte 1993. EUA. Comité Sobre el Manejo de las Aguas Residuales en Zonas Urbanas Costeras. Consejo de Ciencia y Tecnología sobre Agua. Comisión de Sistemas Técnicos e Ingeniería. Consejo Nacional de Investigación.

8.31 NMX-AA-087-1995-SCFI. Análisis de Agua.- Evaluación de Toxicidad Aguda con Daphnia Magna Straus (Crustacea-Cladocera).- Método de Prueba.

8.32 NMX-AA-110-1995-SCFI. Análisis de Agua.- Evaluación de Toxicidad Aguda con Artemia Franciscana Kellogs (Crustacea-Anostraca).- Método de Prueba.

8.33 NMX-AA-112-1995-SCFI. Análisis de Agua y Sedimento.- Evaluación de Toxicidad aguda con Photobacterium Phosphoreum.- Método de Prueba.

9. Observancia de esta Norma

9.1 La vigilancia del cumplimiento de la presente Norma Oficial Mexicana corresponde a la Secretaría de Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca, por conducto de la Comisión Nacional del Agua, y a la Secretaría de Marina en el ámbito de sus respectivas atribuciones, cuyo personal realizará los trabajos de inspección y vigilancia que sean necesarios. Las violaciones a la misma se sancionarán en los términos de la Ley de Aguas Nacionales y su Reglamento, Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente, la Ley Federal sobre Metrología y Normalización y demás ordenamientos jurídicos aplicables.

9.2 La presente Norma Oficial Mexicana entrará en vigor al día siguiente de su publicación en el **Diario Oficial de la Federación**.

9.3 Se abrogan las normas oficiales mexicanas que a continuación se indican:

Norma Oficial Mexicana NOM-001-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de las centrales termoeléctricas convencionales.

Norma Oficial Mexicana NOM-002-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria productora de azúcar de caña.

Norma Oficial Mexicana NOM-003-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de refinación de petróleo y petroquímica.

Norma Oficial Mexicana NOM-004-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de fabricación de fertilizantes excepto la que produzca ácido fosfórico como producto intermedio.

Norma Oficial Mexicana NOM-005-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de fabricación de productos plásticos y polímeros sintéticos.

Norma Oficial Mexicana NOM-006-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de fabricación de harinas.

Norma Oficial Mexicana NOM-007-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de la cerveza y de la malta.

Norma Oficial Mexicana NOM-008-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de fabricación de asbestos de construcción.

Norma Oficial Mexicana NOM-009-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria elaboradora de leche y sus derivados.

Norma Oficial Mexicana NOM-010-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de las industrias de manufactura de vidrio plano y de fibra de vidrio.

Norma Oficial Mexicana NOM-011-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de productos de vidrio prensado y soplado.

Norma Oficial Mexicana NOM-012-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria hulera.

Norma Oficial Mexicana NOM-013-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria del hierro y del acero.

Norma Oficial Mexicana NOM-014-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria textil.

Norma Oficial Mexicana NOM-015-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de la celulosa y el papel.

Norma Oficial Mexicana NOM-016-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de bebidas gaseosas.

Norma Oficial Mexicana NOM-017-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de acabados metálicos.

Norma Oficial Mexicana NOM-018-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de laminación, extrusión y estiraje de cobre y sus aleaciones.

Norma Oficial Mexicana NOM-019-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de impregnación de productos de aserradero.

Norma Oficial Mexicana NOM-020-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de asbestos textiles, materiales de fricción y selladores.

Norma Oficial Mexicana NOM-021-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria del curtido y acabado en pieles.

Norma Oficial Mexicana NOM-022-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de matanza de animales y empacado de cármicos.

Norma Oficial Mexicana NOM-023-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de envasado de conservas alimenticias.

Norma Oficial Mexicana NOM-024-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria elaboradora de papel a partir de celulosa virgen.

Norma Oficial Mexicana NOM-025-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria elaboradora de papel a partir de fibra celulósica reciclada.

Norma Oficial Mexicana NOM-026-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de restaurantes o de hoteles.

Norma Oficial Mexicana NOM-027-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria del beneficio del café.

Norma Oficial Mexicana NOM-028-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de preparación y envasado de conservas de pescados y mariscos y de la industria de producción de harina y aceite de pescado.

Norma Oficial Mexicana NOM-029-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de hospitales.

Norma Oficial Mexicana NOM-030-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de jabones y detergentes.

Norma Oficial Mexicana NOM-032-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales de origen urbano o municipal para su disposición mediante riego agrícola.

Norma Oficial Mexicana NOM-33-ECOL-1993, que establece las condiciones bacteriológicas para el uso de las aguas residuales de origen urbano o municipal o de la mezcla de éstas con la de los cuerpos de agua, en el riego de hortalizas y productos hortofrutícolas. Publicadas en el **Diario Oficial de la Federación** el 18 de octubre de 1993.

La nomenclatura de las normas oficiales mexicanas antes citadas está en términos del Acuerdo por el que se reforma la nomenclatura de 58 Normas Oficiales Mexicanas en materia de Protección Ambiental, publicado en el **Diario Oficial de la Federación** el 29 de noviembre de 1994.

Asimismo se abrogan las siguientes normas oficiales mexicanas:

Norma Oficial Mexicana NÓM-063-ECOL-1994, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria vinícola.

Norma Oficial Mexicana NOM-064-ECOL-1994, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de la destilería.

Norma Oficial Mexicana NOM-065-ECOL-1994, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de las industrias de pigmentos y colorantes, publicadas en el **Diario Oficial de la Federación** el 5 de enero de 1995.

Norma Oficial Mexicana NOM-066-ECOL-1994, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de la galvanoplastia.

Norma Oficial Mexicana NOM-067-ECOL-1994, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de los sistemas de alcantarillado o drenaje municipal.

Norma Oficial Mexicana NOM-068-ECOL-1994, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de aceites y grasas comestibles de origen animal y vegetal, publicadas en el **Diario Oficial de la Federación** el 6 de enero de 1995.

Norma Oficial Mexicana NOM-069-ECOL-1994, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de componentes eléctricos y electrónicos.

Norma Oficial Mexicana NOM-070-ECOL-1994, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de preparación, conservación y envasado de frutas, verduras y legumbres en fresco y/o congelados, publicadas en el **Diario Oficial de la Federación** el 9 de enero de 1995.

Norma Oficial Mexicana NOM-071-ECOL-1994, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de productos químicos inorgánicos.

Norma Oficial Mexicana NOM-072-ECOL-1994, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de las industrias de fertilizantes fosfatados, fosfatos, polifosfatos, ácido fosfórico, productos químicos inorgánicos fosfatados, exceptuando a los fabricantes de ácido fosfórico por el proceso de vía húmeda.

Norma Oficial Mexicana NOM-073-ECOL-1994, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de las industrias farmacéutica y farmoquímica, publicadas en el Diario Oficial de la Federación el 11 de enero de 1995.

TRANSITORIO

UNICO. A partir de la entrada en vigor de esta Norma Oficial Mexicana NOM-001-ECOL-1996, el responsable de la descarga de aguas residuales:

- 1) Que cuente con planta de tratamiento de aguas residuales, está obligado a operar y mantener dicha infraestructura de saneamiento, cuando su descarga no cumpla con los límites máximos permisibles de esta Norma.

Puede optar por cumplir con los límites máximos permisibles establecidos en esta Norma Oficial Mexicana, o los establecidos en sus condiciones particulares de descarga, previa notificación a la Comisión Nacional del Agua.

En el caso de que la calidad de la descarga que se obtenga con dicha infraestructura no cumpla con los límites máximos permisibles establecidos en esta Norma Oficial Mexicana, debe presentar a la Comisión Nacional del Agua, en los plazos establecidos en las Tablas 6 y 7, su programa de acciones u obras a realizar para cumplir en las fechas establecidas en las Tablas 4 y 5, según le corresponda.

Los que no cumplan, quedarán sujetos a lo dispuesto en la Ley Federal de Derechos.

En el caso de que el responsable de la descarga opte por cumplir con los límites máximos permisibles establecidos en esta Norma Oficial Mexicana y que descargue una mejor calidad de agua residual que la establecida en esta Norma, puede gozar de los beneficios e incentivos que para tal efecto establece la Ley Federal de Derechos.

- 2) Que se hubiere acogido a los Decretos Presidenciales que otorgan facilidades administrativas y fiscales a los usuarios de Aguas Nacionales y sus Bienes Públicos inherentes, publicados en el **Diario Oficial de la Federación** el 11 de octubre de 1995, en la materia, quedará sujeto a lo dispuesto en los mismos y en lo conducente a la Ley Federal de Derechos.
- 3) No debe descargar concentraciones de contaminantes mayores a las que descargó durante los últimos tres años o menos, si empezó a descargar posteriormente, de acuerdo con sus registros y/o con los informes presentados ante la Comisión Nacional del Agua en ese periodo si su descarga tiene concentraciones mayores a las establecidas como límite máximo permisible en esta Norma. Los responsables que no cumplan con esta especificación quedarán sujetos a lo dispuesto en la Ley Federal de Derechos.
- 4) Que establezca una nueva instalación industrial, posterior a la publicación de esta Norma Oficial Mexicana en el **Diario Oficial de la Federación**, no podrá acogerse a las fechas de cumplimiento establecidas en la Tabla 5 de esta Norma y debe cumplir con los límites máximos permisibles para su descarga, 180 días calendario después de iniciar la operación del proceso generador, debiendo notificar a la Comisión Nacional del Agua dicha fecha.
- 5) Que incremente su capacidad o amplíe sus instalaciones productivas, posterior a la publicación de esta Norma Oficial Mexicana en el **Diario Oficial de la Federación**, éstas nuevas descargas no podrán acogerse a las fechas de cumplimiento establecidas en la Tabla 5 de esta Norma y debe cumplir con los límites máximos permisibles para éstas, 180 días calendario después de iniciar la operación del proceso generador, debiendo notificar a la Comisión Nacional del Agua dicha fecha.
- 6) Que no se encuentre en alguno de los supuestos anteriores, deberá cumplir con los límites máximos permisibles establecidos en esta Norma Oficial Mexicana, sujeto a lo dispuesto en la Ley Federal de Derechos, en lo conducente.

México, Distrito Federal, a los once días del mes de diciembre de mil novecientos noventa y seis.- La Secretaria de Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca, **Julia Carabias Lillo**.- Rúbrica.

ANEXO 1

TECNICA PARA LA DETERMINACION Y CUANTIFICACION DE HUEVOS DE HELMINTO

1. Objetivo

Determinar y cuantificar huevos de helminto en lodos, afluentes y efluentes tratados.

2. Campo de aplicación

Es aplicable para la cuantificación de huevos de helminto en muestras de lodos, afluentes y efluentes de plantas de tratamiento.

3. Definiciones

3.1 Helminto: término designado a un amplio grupo de organismos que incluye a todos los gusanos parásitos (de humanos, animales y vegetales) y de vida libre, con formas y tamaños variados.

3.2 Platyhelminetos: gusano dorsoventralmente aplanado, algunos de interés médico son: *Taenia solium*, *Hymenolepis nana* e *H. diminuta*, entre otros.

3.3 Nematelminetos: gusanos de cuerpo alargado y forma cilíndrica. Algunas especies enteroparásitas de humanos y animales son: *Ascaris lumbricoides*, *Toxocara canis*, *Enterobius vermicularis* y *Trichuris trichiura*, entre otros.

3.4 Método difásico: técnica de concentración que utiliza la combinación de dos reactivos no miscibles y donde las partículas (huevos, detritus), se orientan en función de su balance hidrofílico-lipofílico.

3.5 Método de flotación: técnica de concentración donde las partículas de interés permanecen en la superficie de soluciones cuya densidad es mayor. Por ejemplo la densidad de huevos de helminto se encuentra entre 1.05 a 1.18, mientras que los líquidos de flotación se sitúan entre 1.1 a 1.4.

4. Fundamento

Utiliza la combinación de los principios del método difásico y del método de flotación, obteniendo un rendimiento de un 90%, a partir de muestras artificiales contaminadas con huevos de helminto de *Ascaris*.

5. Equipo

Centrífuga: Con intervalos de operación de 1000 a 2500 revoluciones por minuto

Periodos de operación de 1 a 3 minutos

Temperatura de operación 20 a 28 °C

Bomba de vacío: Adaptada para control de velocidad de succión

1/3 hp

Microscopio óptico: Con iluminación Köheler

Aumentos de 10 a 100X; Platina móvil; Sistema de microfotografía

Agitador de tubos: Automático

Adaptable con control de velocidad

Parrilla eléctrica: Con agitación

Hidrómetro: Con intervalo de medición de 1.1 a 1.4 g/cm³

Temperatura de operación: 0 a 4°C

6. Reactivos

- Sulfato de zinc heptahidratado
- Acido sulfúrico
- Eter etílico
- Etanol
- Agua destilada
- Formaldehído

6.1 Solución de sulfato de zinc, gravedad específica de 1.3

- Fórmula
- Sulfato de zinc 800 g
- Agua destilada 1,000 ml

Preparación

Disolver 800 g de sulfato de zinc en 1,000 ml de agua destilada y agitar en la parrilla eléctrica hasta homogeneizar, medir la densidad con hidrómetro. Para lograr la densidad deseada agregar reactivo o agua, según sea el caso.

6.2 Solución de alcohol-ácido

- Fórmula
- Acido sulfúrico 0.1 N 650 ml
- Etanol 350 ml

Preparación

Homogeneizar 650 ml del ácido sulfúrico al 0.1 N, con 350 ml del etanol para obtener un litro de la solución alcohol-ácida. Almacenarla en recipiente hermético.

7. Material

- Garrafrones de 8 litros
- Tamiz de 160 mm (micras) de poro
- Probetas graduadas (1 litro y 50 ml)
- Gradillas para tubos de centrifuga de 50 ml
- Pipetas de 10 ml de plástico
- Aplicadores de madera
- Recipientes de plástico de 2 litros
- Guantes de plástico
- Vasos de precipitado de 1 litro
- Bulbo de goma
- Magneto
- Cámara de conteo Doncaster
- Celda Sedwich-Rafter

8. Condiciones de la muestra

1. Se transportarán al laboratorio en hieleras con bolsas refrigerantes o bolsas de hielo.
2. Los tiempos de conservación en refrigeración y transporte deben reducirse al mínimo
3. Si no es posible refrigerar la muestra líquida, debe fijarse con 10 ml de formaldehído al 4% o procesarse dentro de las 48 horas de su toma.
4. Una muestra sólida debe refrigerarse y procesarse en el menor tiempo posible.

9. Interferencias

La sobreposición de estructuras y/o del detritus no eliminado en el sedimento, puede dificultar su lectura, en especial cuando se trata de muestras de lodo. En tal caso, es importante dividir el volumen en alícuotas que se consideren adecuadas.

10. Precauciones

1. Durante el procesado de la muestra, el analista debe utilizar guantes de plástico para evitar riesgo de infección.
2. Lavar y desinfectar el área de trabajo, así como el material utilizado por el analista.

11. Procedimiento

1. Muestreo.
 - a) Preparar recipientes de 8 litros, desinfectándolos con cloro, enjuagándolos con agua potable a chorro y con agua destilada.
 - b) Tomar 5 litros de la muestra (ya sea del afluente o efluente).
 - c) En el caso de que la muestra se trate de lodo, preparar en las mismas condiciones recipientes de plástico de 1 litro con boca ancha.
 - d) Tomar X gramos de materia fresca (húmeda) que corresponda a 10 g de materia seca.
2. Concentrado y centrifugado de la muestra.
 - a). La muestra se deja sedimentar durante 3 horas o toda la noche.
 - b). El sobrenadante se aspira por vacío sin agitar el sedimento.
 - c). Filtrar el sedimento sobre un tamiz de 160 mm (micras), enjuagando también el recipiente donde se encontraba originalmente la muestra y lavar enseguida con 5 litros de agua (potable o destilada).
 - d). Recibir el filtrado en los mismos recipientes de 8 litros.
 - e). En caso de tratarse de lodos, la muestra se filtrará y enjuagará en las mismas condiciones iniciando a partir del inciso c.
 - f). Dejar sedimentar durante 3 horas o toda la noche.
 - g). Aspirar el sobrenadante al máximo y depositar el sedimento en una botella de centrifuga de 250 ml, incluyendo de 2 a 3 enjuagues del recipiente de 8 litros.

- h). Centrifugar a 400 g por 3 minutos (1,400 - 2,000 rpm por 3 minutos, según la centrifuga).
 - i). Decantar el sobrenadante por vacío (asegurarse de que exista la pastilla) y resuspender la pastilla en 150 ml de ZnSO₄ con una densidad de 1.3.
 - j). Homogeneizar la pastilla con el agitador automático, o aplicador de madera.
 - k). Centrifugar a 400 g por 3 minutos (1,400 - 2,000 rpm por 3 minutos).
 - l). Recuperar el sobrenadante vertiéndolo en un frasco de 2 litros y diluir cuando menos en un litro de agua destilada.
 - m). Dejar sedimentar 3 horas o toda la noche.
 - n). Aspirar al máximo el sobrenadante por vacío y resuspender el sedimento agitando, verter el líquido resultante en 2 tubos de centrifuga de 50 ml y lavar de 2 a 3 veces con agua destilada el recipiente de 2 litros.
 - ñ). Centrifugar a 480 g por 3 minutos (2,000 - 2,500 rpm por 3 minutos, según la centrifuga).
 - o). Reagrupar las pastillas en un tubo de 50 ml y centrifugar a 480 g por minutos (2,000 - 2,500 rpm por 3 minutos).
 - p). Resuspender la pastilla en 15 ml de solución de alcohol-ácido (H₂SO₄ 0.1 N) + C₂H₅OH a 33-35% y adicionar 10 ml de éter etílico.
 - q). Agitar suavemente y abrir de vez en cuando los tubos para dejar escapar el gas (considerar que el éter es sumamente inflamable y tóxico).
 - r). Centrifugar a 660 g por 3 minutos (2,500 - 3,000 rpm por 3 minutos, según la centrifuga).
 - s). Aspirar al máximo el sobrenadante para dejar menos de 1 ml de líquido, homogeneizar la pastilla y proceder a cuantificar.
3. Identificación y cuantificación de la muestra.
- a) Distribuir todo el sedimento en una celda de Sedgwich-Rafter o bien en una cámara de conteo de Doncaster.
 - b) Realizar un barrido total al microscopio.

12. Cálculos

1. Para determinar los rpm de la centrifuga utilizada, la fórmula es:

$$rpm = \sqrt{\frac{Kg}{r}}$$

Donde:

g: fuerza relativa de centrifugación

K: constante cuyo valor es 89,456

r: radio de la centrifuga (spindle to the centre of the bracker) en cm

La fórmula para calcular g es:

$$g = \frac{r(rpm)^2}{K}$$

Para expresar los resultados en número de huevecillos por litro es importante tomar en cuenta el volumen y tipo de la muestra analizada.

13. Formato

No aplica.

14. Bibliografía

1. APHA, AWWA, WPCF, 1992 Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater, 18th ed., Washington.
2. CETESB, São Paulo, 1989 Helminhos e Protozoários Patogénicos Contagem de Ovos e Cistos en Amostras Ambientais.
3. Schwartzbrod, J., 1996 Traitement des Eaux Usees de Mexico en Vue d'une Reutilisation a des Fins Agricoles. Reunión de Expertos para el Análisis del Proyecto de Saneamiento del Valle de México. Instituto de Ingeniería UNAM, 86 p.

8.0. CARACTERIZACION DE LAS DESCARGAS.

Un estudio para conocer las características de las descargas de agua residual en una industria incluye diversas actividades como son: hacer una inspección global de la industria, establecer los sitios de muestreo, medir los gastos de las descargas, coleccionar muestras de agua y analizarlas.

Inspección global de la industria. Al hacer un reconocimiento de la industria se deberá poner especial atención a los siguientes aspectos:

- a) Los usos que se le da al agua de abastecimiento, así como la cantidad y calidad de la misma. Esto permitirá tener en cuenta, al final del estudio, la posibilidad de usar el agua residual tratada.
- b) Los sitios en que se generan descargas de agua residual, para establecer en ellos los puntos de muestreo.
- c) Los productos elaborados en cada proceso y las materias primas. Esto dará una idea de los contaminantes que se pueden encontrar en las aguas residuales, y se podrán incluir en los parámetros a analizar.
- d) Los períodos de trabajo en la industria, que pueden ser por turnos de 8 horas, o continuos las 24 horas; esto es con el fin de determinar las variaciones de flujo en las descargas, algunas pueden ser intermitentes o casuales, y se deberán tomar en cuenta al establecer el programa de monitoreo.
- e) Investigar si los productos elaborados son siempre los mismos, o si se cambia la producción, como en el caso de la industria de enlatado de productos naturales, que van de acuerdo a la época de su cosecha. Esto indicará la necesidad de ampliar el tiempo de muestreo para abarcar otras condiciones de trabajo en la industria.

Al evaluar los resultados de las características de las aguas residuales, y antes de decidir el tipo de tratamiento, conviene saber si la industria tiene planes de expansión o de renovación de equipo para actualizar la tecnología de sus procesos, pues estos cambios pueden influir tanto en el volumen como en la calidad de las aguas residuales.

8.1. TÉCNICAS DE MUESTREO

Cuando se desea realizar un estudio de las aguas residuales de una industria, es necesario hacer una planificación y selección adecuada de los puntos de muestreo; elegir la frecuencia para la toma de muestras, el tipo de muestras, establecer aforos, decidir los análisis a realizar y los métodos de conservación de las muestras. De acuerdo a estos puntos, se elabora un programa de monitoreo que satisfaga los

objetivos del estudio; además, debe de estar dentro de las limitaciones de tiempo, dinero y potencial humano disponible.

Con el programa de monitoreo se pretende obtener las características de flujo y calidad de las aguas residuales, así como sus variaciones con respecto al tiempo.

En los estudios se debe emplear el número mínimo de muestras que representen adecuadamente las características de las aguas residuales.

El período, la frecuencia y el tipo de muestras del monitoreo, debe de ser establecido de acuerdo a la finalidad del estudio, del tipo de industria, el número de descargas, la capacidad de análisis del laboratorio y la operación de los procesos.

Tipo de muestras. Las muestras que serán tomadas durante el monitoreo pueden ser simples o compuestas. Muestra simple es una cantidad de agua residual representativa (2.5 litros) del total, tomada a determinado momento durante un mínimo período de tiempo, necesario para obtener el volumen adecuado, conocer sus características en ese momento.

Una muestra compuesta se forma por varias muestras simples tomadas a diferentes tiempos. Estas muestras se obtienen mezclando muestras simples en volúmenes proporcionales al gasto o flujo de descarga medido en el sitio y momento de muestreo.

El intervalo entre la toma de cada muestra simple, para formar una muestra compuesta debe ser el suficiente para determinar la variación de los contaminantes del agua residual durante 24 horas, para poder obtener el promedio de las variaciones de los contaminantes.

Ejemplo. En una descarga de aguas residuales se colectaron muestras simples e instantáneas cada 4 horas, durante un período de 24 horas, y se desea preparar una muestra compuesta.

Los datos de los caudales en cada muestreo son los siguientes:

No. de muestra	Tiempo (h)	Caudal (lps)
1	4	5
2	8	10
3	12	15
4	16	17
5	20	4

Solución:

suma de caudales $Q_T = 63$ lps

Se calcula el porcentaje de caudales para cada tiempo con respecto al caudal total.

La muestra compuesta se prepara con volúmenes de cada muestra simple, en una cantidad proporcional al gasto. Por ejemplo, si se desea preparar un litro de muestra se tomarán de cada muestra simple las siguientes cantidades.

Para $t = 4$ h, $Q_1 = 5$ lps, % de $Q_T = 7.94$, y % $V = 79.40$ ml

Los resultados obtenidos son los siguientes:

No. de muestra	Tiempo (h)	Q (lps)	% Q_T	Volumen (ml) muestra compuesta*
1	4	5	7.84	79.40
2	8	10	15.88	158.80
3	12	15	23.81	238.10
4	16	17	26.98	269.80
5	20	14	22.2	222.20
6	24	2	3.17	31.70

* Muestra compuesta de 1000 (ml)

Material y equipo para muestreo. Los recipientes empleados para las muestras deben ser de un material inerte al contenido del agua residual, se recomiendan los de polietileno o vidrio, deben tener una capacidad mínima de 2 litros; sus tapas deben ser de material afín a ellos y proporcionarles un cierre hermético.

Los volúmenes de muestra usuales para los análisis fisicoquímicos varían entre 2 y 5 litros y para los bacteriológicos con 1 00 ml es suficiente.

Los recipientes utilizados para muestras de análisis bacteriológicos además de las características mencionadas, deben ser de boca ancha y resistentes a las temperaturas de esterización (160-170 °C).

En general el equipo usual para muestrear comprende lo siguiente:

- Muestreador manual o automático.
- Muestreador para oxígeno disuelto.
- Caja de madera para reactivos.
- Medidor de oxígeno de campo o reactivos y botellas para la determinación de oxígeno disuelto.
- Potenciómetro de campo o papel pH.
- Conductímetro de campo.
- Termómetro con cubierta metálica.
- Pipetas graduadas de 1 0 ml.
- Pipetas volumétricas de 1 00 ml.

- Bureta de 15 ml.
- 3 matraces Erlenmeyer de 250 ml.
- Pizeta con agua destilada.
- Soporte universal.
- Botellas de plástico de 2 a 5 litros de capacidad para muestras de análisis fisicoquímicos.
- Botellas de vidrio ambar con tapón esmerilado o de plástico, de 125 ml. con boca ancha, estériles, para muestras de análisis bacteriológicos.
- Frascos de vidrio de boca ancha, de un litro de capacidad para muestra de grasas y aceites.
- Embudos de plástico.
- Cubetas de plástico.
- Cable para los muestreadores.
- Hielera y hielo.
- Guantes y botas de hules.
- Conservadores químicos específicos

Preparación de los recipientes. Los recipientes para las muestras de análisis fisicoquímicos deben estar perfectamente limpios. La limpieza puede hacerse utilizando mezcla crómica o con detergente, cuidando de enjuagarlos bien. En caso de emergencia bastará con enjuagar varias veces el recipiente con el agua residual que se va a muestrear.

Algunos envases requerirán de tratamiento especial, como es el caso de los de grasas y aceites, que además de estar limpios se deben de enjuagar con un solvente y secarlos con aire; para fosfatos, el recipiente se debe de enjuagar con agua acidulada caliente y posteriormente con agua destilada.

Los recipientes para las muestras de análisis bacteriológicos deben de estar bien lavados, enjuagándolos posteriormente con agua caliente para remover las trazas de compuestos residuales de lavado y finalmente enjuagarlos con agua destilada varias veces. Al final del lavado el material debe de estar libre de alcalinidad o acidez para lo cual se aconseja el uso del papel pH para comprobarlo. Las botellas de vidrio se deben esterilizar a una temperatura de 170 °C durante una hora, o en autoclave a 121 °C por 15 minutos, si el tapón es de vidrio esmerilado se le coloca una tirita de papel para facilitar la apertura. Encima de la tapa, cubriendo a su vez el cuello del frasco, se le coloca un capuchón de papel aluminio o kraft.

Muestreo para análisis fisicoquímicos. Se muestrea según sean las condiciones del lugar, sumergiendo el envase en el sitio de muestreo o si es necesario se puede utilizar algún muestreador y verter su contenido en la botella o directamente según el tipo de muestreador. Es importante que los recipientes estén limpios en su exterior y procurar muestrear a contracorriente para evitar adulterar la muestra con contaminantes externos a la descarga.

En el caso de descargas de aguas residuales que fluyan libremente, en forma de chorro, se toma la muestra directamente en la descarga. Si la descarga fluye en canales o colectores, se recomienda tomar la muestra en el centro del canal o colector, de preferencia en lugares donde el flujo sea turbulento, a fin de asegurar un buen mezclado.

La elección de los puntos de muestreo está en función de los objetivos del estudio y la experiencia de quien lo realice.

Oxígeno disuelto. La toma de muestras para la determinación de oxígeno disuelto deberá efectuarse con cuidado evitando el burbujeo o agitación. En aguas poco profundas se puede muestrear directamente con una botella de boca angosta con tapón esmerilado. En el caso de muestrear a más de un metro de profundidad existen los muestreadores Winkler (específicos para oxígeno disuelto) y el Kemmerer, tomando las precauciones debidas para evitar burbujeos al introducir la muestra a la botella de DBO de 300 ml, donde se realizará el análisis. Es recomendable registrar la temperatura de la muestra lo más preciso posible en el momento de tomarla y efectuar el análisis inmediatamente, por lo menos fijar el oxígeno y después realizar la titulación con los reactivos químicos del método empleado.

Actualmente existen en el mercado medidores de oxígeno analógicos o digitales, que bien calibrados y tomando las precauciones adecuadas, permiten realizar las determinaciones de este parámetro sin complicaciones.

Grasas y aceites. Es muy importante cuidar que la muestra sea representativa, ya que una característica de las grasas y aceites que se agrupan en la superficie de los cuerpos de agua, formando natas en determinadas zonas, por lo cual la muestra se toma superficialmente en frascos de un litro evitando derramarlos. En caso de aceites emulsionados, la muestra se toma a 20 ó 30 cm. de profundidad, cuando no haya mucha turbulencia para asegurar una mayor representatividad.

Cuando el análisis no puede efectuarse inmediatamente, se conserva la muestra a un pH de 2 o menos adicionando 5 ml. de HCl concentrado y refrigerándola a 4 °C, se recomienda no almacenarla por más de 24 horas.

Muestreo para análisis bacteriológicos. Cuando se toma la muestra directamente, se procede de la siguiente manera: Tomar la botella cerca de su base, aflojar ligeramente el tapón, sumergirla cerrada (15-20 cm), con el cuello hacia abajo, colocándolo finalmente en sentido contrario a la corriente para evitar que el agua que entre a la botella toque primero las manos, después se destapa la botella y se gira de modo que el cuello quede ligeramente más elevado que la base, se deja que se llene, las 3/4 partes, dejando un espacio suficiente para facilitar el mezclado previo al análisis.

Identificación de las muestras y registro de campo. Después de coleccionar la muestra, es necesario tomar las precauciones necesarias para que en cualquier momento sea posible identificarlas. Se deben identificar con una etiqueta pegada o colgada, o numerar y anotar la fecha en los frascos con un material que no sufra alteraciones con el agua (marcadores comerciales) anotando la información en una hoja de registro.

En el caso de utilizar etiquetas, éstas deben ser de papel que no sufra alteraciones con el agua y llevar anotada con tinta indeleble la siguiente información:

- Identificación de la descarga.
- Número de la muestra.
- Fecha y hora de muestreo.
- Análisis a efectuar.

Durante el muestreo se debe llevar una hoja de registro -con la suficiente información que permita identificar el sitio de toma de la muestra, condiciones en que se efectuó el muestreo, observaciones, etc. Esta hoja debe de contener la siguiente información:

- Resultados de los análisis de campo realizados en el sitio.
- Temperatura ambiental y del agua, gasto, pH.
- Localización de la estación de muestreo.
- Descripción cualitativa de olor y color de las aguas residuales al momento del muestreo.
- Observaciones generales.

Conservación de las muestras. Las técnicas de conservación de las muestras retardan durante cierto tiempo los cambios químicos y biológicos que se producen después de su toma. En general, mientras más corto sea el tiempo que transcurra entre la toma de la muestra y su análisis más confiables serán los resultados.

En la tabla 8.1. se presenta una lista de conservadores que se usan comúnmente en muestras de agua, se indica su acción, y a qué tipo de análisis son aplicables.

En la tabla 8.2. se enlistan los parámetros más frecuente en los análisis de agua y aguas residuales, tipo de envase que debe utilizarse para la muestra, volumen mínimo requerido para cada análisis, conservación de la muestra y tiempo máximo de almacenamiento recomendado.

Transporte y almacenamiento de las muestras. Las muestras deben conservarse durante el muestreo en una hilera y transportarse al laboratorio debidamente etiquetadas o marcadas, acompañadas de su registro de campo.

En el laboratorio las muestras se conservarán en refrigeración a 4 °C, hasta haberseles efectuado los análisis correspondientes.

Se recomienda que el tiempo de almacenamiento de las muestras para análisis fisicoquímicos y bacteriológicos sea el mínimo posible y no exceda de los límites indicados en la Tabla 8.2.

Tabla 8.1
Acción y aplicación de algunos de los conservadores
usados más comúnmente en el muestreo de aguas residuales

Conservador	Acción	Aplicable a
HgCl ₂	Inhibidor bacteriano	Nitrógeno y fósforo en todas sus formas.
Acido (HNO ₃)	Solvente de metales	Metales
	Prevenir la precipitación	
Acido (H ₂ SO ₄)	Inhibidor bacteriano o Formador de sales con bases orgánicas	Muestras orgánicas (DQO, aceites, grasas y carbón orgánico).
Alcali (NAOH)	Formador de sales con compuestos	Cianuro, ácidos orgánicos.
Refrigeración	Inhibidor bacteriano	Acidez, alcalinidad material orgánico, DBO, color, análisis bacteriológicos, fósforo y nitrógeno orgánico, carbono y microorganismos.

Tabla 8.2
Recomendaciones para el muestreo de aguas residuales

Parámetros	Tipo de envases	Volumen mínimo requerido ml.	Conservador	Tiempo máximo de almacenamiento recomendado
Acidez	Vb, P	100	Refrigerar	24 h
Alcalinidad	V, P	200	Refrigerar	24 h
Análisis				
Bacteriológicos	V, Pr	100	Refrigerar	6 H
COT	V	100	Analizar inmediatamente	7 días

P - Plástico (polietileno o equivalente)

Pr. - Plástico resistente al calor, esterilizado y de una capacidad de 120 ml.

Va - Pa - Enjuagado con una solución de HNO_3 1:1

Vb. - Vidrio Boro silicato

Vs - Vidrio enjuagado con solventes orgánicos

Refrigerar - Almacenamiento a 4°C

Refrigeración - Almacenamiento a 4°C en la obscuridad

TFE - Tetra fluoro etileno

8.2 MEDICIÓN DE GASTOS

Cuando se colectan las muestras en los sitios de muestreo uno de los parámetros a medir en ese momento es el gasto de la descarga, sin ese dato prácticamente son inútiles los datos que reporte el laboratorio al analizar las muestras, porque la concentración de los contaminantes generalmente se reporta en mg/l y sin el flujo de la descarga no se podrá calcular la carga total de contaminantes.

En el mercado se puede obtener una variedad de equipos para la Medición de gastos, sin embargo, es importante referirse a los métodos más sencillos y económicos para medir caudales como son el uso de vertedores y la hidráulica de los conductos tubulares.

Vertedores. Se le llama vertedor a un dispositivo hidráulico que consiste en una escotadura a través de la cual se hace circular el agua. Hay diferentes clases de vertedores según la forma que adopte la vena líquida siendo los más comunes: rectangular, trapecial, triangular y circulares.

Los vertedores que se usan para medir descargas o flujos relativamente pequeños son de pared delgada, cuando la longitud de la cresta del vertedor en dirección a la corriente es apreciable, se denominan vertedores de las presas para control de avenidas.

Para conocer el gasto que circula por estos dispositivos se miden los siguientes parámetros.

- Cresta. Es la pared horizontal de la escotadura en contacto con el líquido, su longitud se denomina L.
- Carga. La carga del vertedor es la altura del chorro del agua desde el nivel de la cresta hasta la superficie, medida a una distancia mínima d antes de la cresta, para evitar que la medida esté afectada por el abatimiento del manto sobre la cresta. Esta distancia d puede variar entre 0.6 y 1.0 metros (de 5 a 10 veces la carga).

- Carga sobre la cresta. Es el espesor del chorro medido sobre la cresta en el plano del vertedor. La diferencia entre la carga sobre la cresta y la carga del vertedor tiene un valor aproximado de 31 % de la carga del vertedor.
- Cuando la longitud de la cresta L es relativamente pequeña comparada con el ancho B del canal de conducción, la vena del chorro sufre contracciones laterales que no se presentan cuando la longitud de la cresta es igual al ancho del canal.

Las fórmulas para el cálculo de caudales en vertedores tienen origen empírico, en esta ocasión, se presentan algunas de las fórmulas más comunes para calcular el caudal en vertedores.

Vertedor rectangular. En la Figura. 8.1 se presenta un vertedor rectangular. La fórmula de Francis (1852) para calcular el caudal es la siguiente:

Fórmula general:

$$Q = \alpha(L - n\beta H) H^{3/2} \text{ en el sistema inglés.}$$

Siendo $\alpha = 3.33$

$$\beta = 0.1$$

n = número de contracciones (en un lado o en los dos).

L = longitud de la cresta del vertedor.

H = Carga del vertedor.

Cuando el chorro no tiene contracciones laterales ($n = 0$) se tiene:

$$Q = \alpha L H^{3/2}$$

En el sistema métrico la fórmula general es:

$$Q = 1.84(L - 0.1 nH) H^{3/2}$$

Cuando el chorro no tiene contracciones:

$$Q = 1.84 L H^{3/2} \text{ en el sistema métrico}$$

Otro factor que puede influir en el gasto es la velocidad de llegada (v), lo cual origina un aumento en la carga del vertedor, denominada carga de presión (H_o). La ecuación general del gasto en este caso es la siguiente:

$$Q = 1.84(L - 0.1 nH)(H + H_o)^{3/2}$$

siendo $H_o = (v^2) / (2g)$.

Los valores de n utilizados comúnmente son los siguientes: para tubería de arcilla vitrificada bien tendida, conductos de concreto terminados suavemente, tubos de hierro fundido y tuberías de asbesto-cemento, 0.013. Arcilla vitrificada tendida pobremente, tubos de hierro fundido, alcantarillas de tabique bien tendidas y conductos de concreto comunes, 0.015. Tubería de metal corrugado, 0.021. Zanjas, 0.020. Canales recubiertos con piedra, 0.030.

El nomograma de la Figura 8.4, está basado en la fórmula de Manning en la que $n = 0.013$. Los valores están dados para tuberías trabajando a tubo lleno.

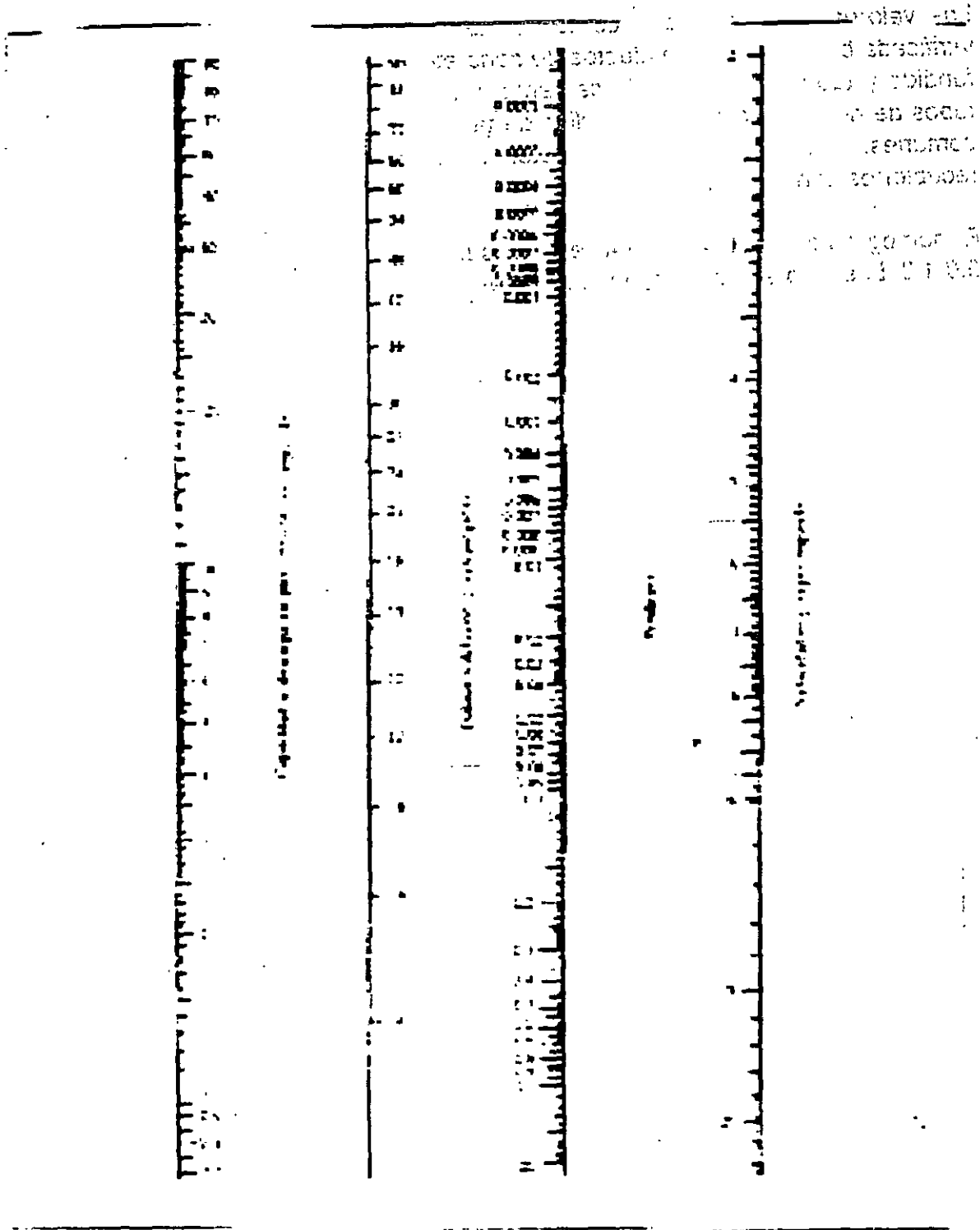


Figura. 8.4. Nomograma basado en la formula de Manning en que $n = 0.013$



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO EN MANEJO INTEGRAL DE
AGUAS MUNICIPALES**

**MÓDULO IV
CA 086**

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

TEMA

FILTRACIÓN

**EXPOSITOR: M. EN C. EDUARDO IZURIETA RUIZ
PALACIO DE MINERÍA
JULIO DEL 2002**

FILTRACION

Es el proceso u operación unitaria mediante el cual se separa del agua la materia en suspensión, haciéndola pasar por un medio poroso, generalmente arena y/o antracita.

En otras palabras, es la parte fundamental de un tren de procesos de tratamiento para remover impurezas suspendidas en el agua.

El objetivo básico de la filtración es separar las partículas y microorganismos objetables, que no han quedado retenidos en los procesos de coagulación y sedimentación. En consecuencia el trabajo que los filtros desempeñan, depende directamente de la mayor o menor eficiencia de los procesos preparatorios.

La filtración puede efectuarse en muchas formas: Con baja carga superficial (filtros lentos) o con alta carga superficial (filtros rápidos), en medios porosos (pastas arcillosas, papel de filtro) o en medios granulares (arena, antracita, granate o combinados), con flujo ascendente de abajo hacia arriba o descendente de arriba hacia abajo y mixto (parte ascendente y parte descendente). Por último, el filtro puede trabajar a presión o por gravedad, según sea la magnitud de la carga hidráulica que exista sobre el lecho filtrante. La Tabla VIII-1 presenta una clasificación de los filtros basada en estas ideas.

La filtración se identifica por la velocidad de pasaje del agua a través del manto filtrante o del manto poroso, medida como rata¹ o carga superficial, q_F , o sea el cociente entre el caudal, Q , y el área filtrante A_F :

$$q_F = \frac{Q}{A_F} \quad (\text{VIII-1})$$

En donde,

A = Área superficial

Q = Caudal que entra al filtro

Obsérvese que si desarrollamos la expresión (VIII-1) se obtiene (ver figura VIII-1) que la rata q_F es justamente la velocidad de filtración v_F :

¹ La palabra rata (del latín: rata, ratione) fue aceptada por el diccionario de la Real Academia Española (Anexo 1970) con el sentido de parte proporcional, variación en el tiempo.

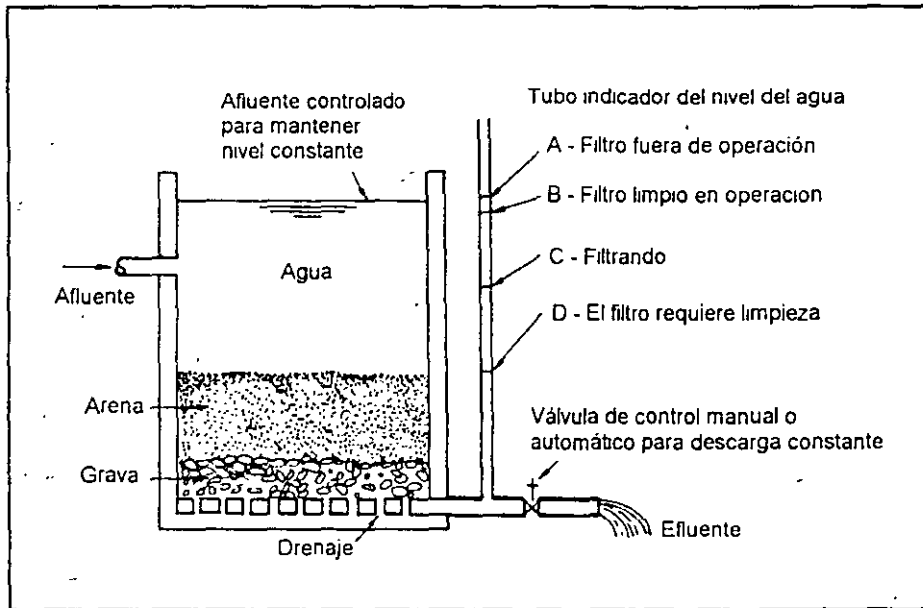


Figura 6.4 Filtro lento de arena.

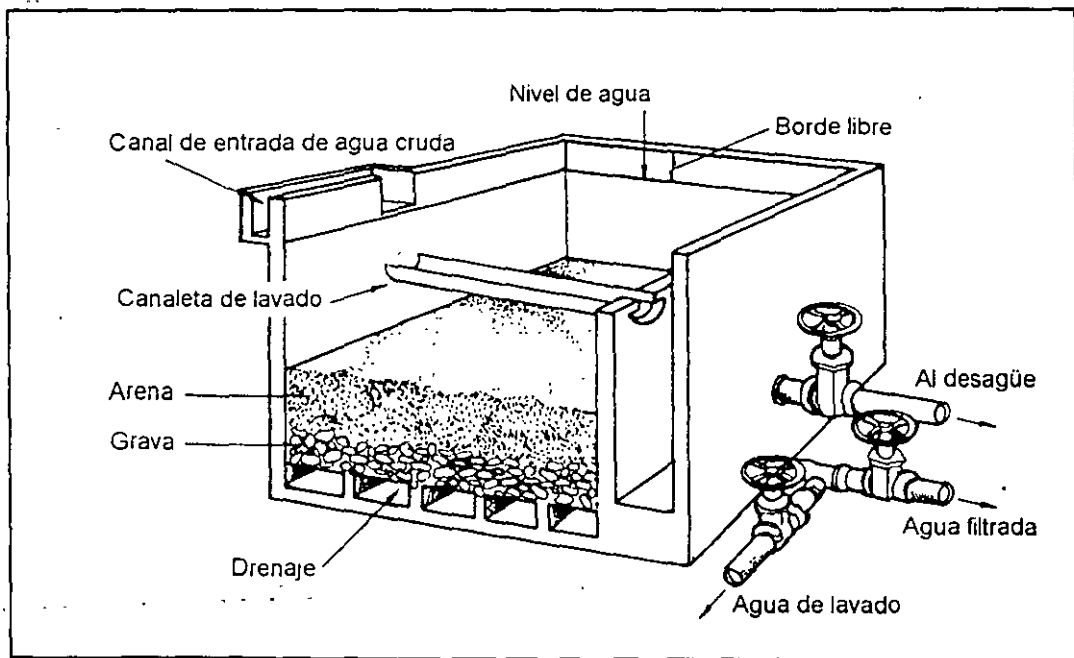


Figura 6.5 Filtro rápido de arena.

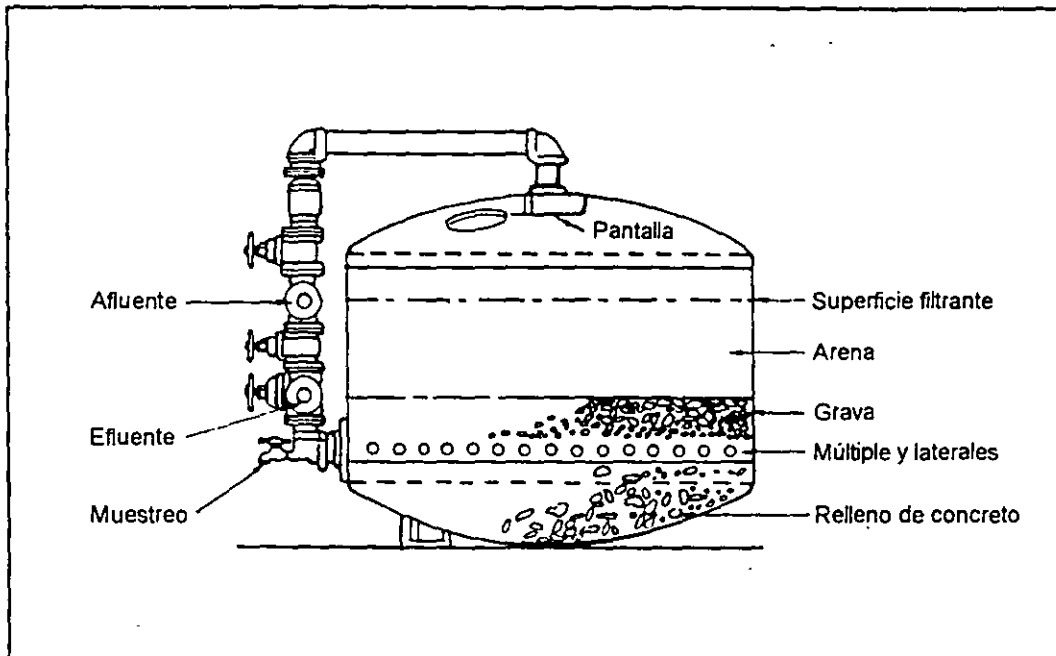


Figura 6.6 Corte a través de un filtro de presión.

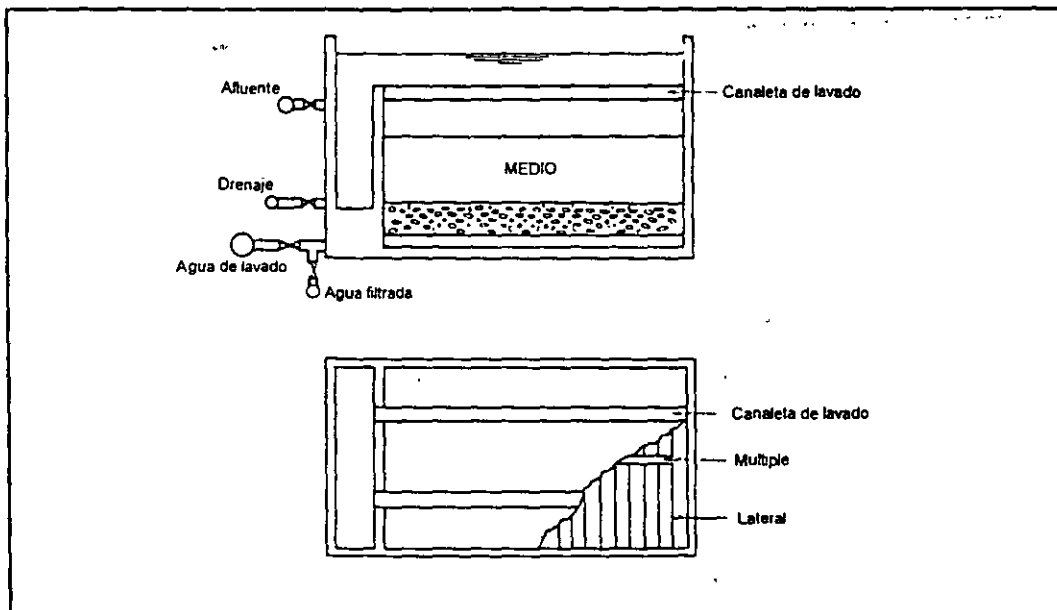


Figura 6.7 Esquema de un filtro rápido convencional.

Principales características de filtros

Característica	Filtros lentos de arena	Filtros rápidos de arena	Filtros de alta tasa
Tasa de filtración	2-5 (<12 m/d)	120 m/d	180 - 480 m/d
Medio	Arena	Arena	Arena y antracita
Distribución del medio	No estratificado	Estratificado: fino a grueso	Estratificado: grueso a fino
Duración carrera	20-60 días	12-36 horas	12 - 36 horas
Pérdida de carga	Inicial: 0,6 m final: 1,2 m	Inicial: 0,3 m final: 2,4-3 m	Inicial: 0,3 m final: 2,4-3 m
Agua de lavado	No usa	2-4% del agua filtrada	6% del agua filtrada
Profundidad del medio	0,6 - 1,0 m	0,60-0,75 m	Antracita 0,4 - 0,6 m arena 0,15 - 0,3 m
Profundidad de grava	0,30 m	0,30-0,45 m	0,30 - 0,45 m
Drenaje	Tubería perforada	Tubería perforada Falsos fondos	Tubería perforada Falsos fondos

Método de control

La tasa de filtración puede expresarse así (8):

$$\text{Tasa de filtración} = \frac{\text{Fuerza impulsora}}{\text{Resistencia del filtro}} \quad (6.1)$$

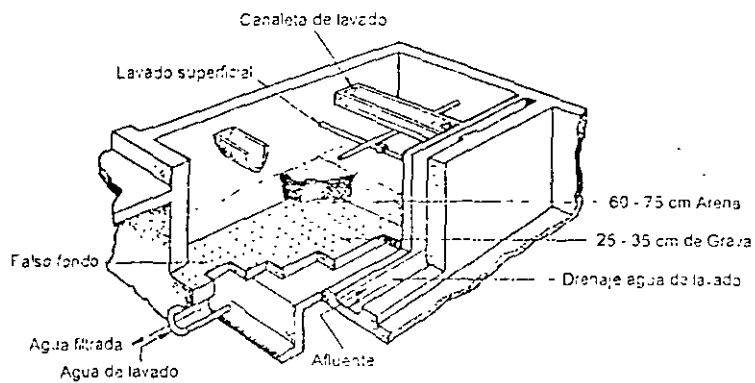


Figura 6.8 Filtro rápido de arena

En la ecuación anterior la fuerza impulsora representa la pérdida de presión en el filtro, la cual empuja el agua a través del filtro. Al comenzar la carrera de filtración, el filtro está limpio; la fuerza impulsora requerida es mínima pues sólo se requiere vencer la resistencia del lecho filtrante limpio y del sistema de drenaje. A medida que se efectúa la filtración, los sólidos suspendidos removidos se acumulan dentro del medio filtrante; la fuerza impulsora debe vencer la resistencia ofrecida por el lecho tapado y el sistema de drenaje. Por lo tanto, si se desea mantener una tasa constante de filtración, la fuerza impulsora debe aumentar proporcionalmente al aumento en la resistencia del filtro; de lo contrario, el caudal a través del filtro declina y la filtración será de tasa declinante.

Los principales métodos usados para controlar la tasa de filtración son los siguientes:

1. Pérdida de carga constante, filtración de tasa constante, figura 6.9 a. Es el tipo de control que se pretende en los filtros rápidos convencionales con controlador de flujo. El controlador variable mantiene una pérdida de carga constante al abrirse gradualmente a medida que el lecho filtrante se tapona. Al comienzo de la carrera del filtro, éste se halla limpio y tiene

poca resistencia. Si la fuerza impulsora se aplicara totalmente al filtro, el caudal sería muy grande. Para mantener constante la tasa de filtración o un nivel del agua, parte de la fuerza impulsora se consume por una válvula de control de caudal efluente.

Al iniciar la carrera la válvula de control está casi cerrada para proveer la resistencia adicional requerida para mantener el caudal o el nivel de agua deseado; a medida que la filtración procede y aumenta la resistencia, la válvula se abre lentamente.

Cuando la válvula está abierta completamente se debe terminar la carrera puesto que cualquier incremento en pérdida de carga no puede balancearse con la correspondiente disminución en la oposición del controlador. Como desventajas principales de este sistema de control se señalan los costos altos de capital y operación de los controladores, los daños continuos en dichos aparatos y los requerimientos de mantenimiento. Además, el funcionamiento defectuoso de los controladores causa cambios súbitos en la tasa de filtración lo cual produce deterioro de la calidad del agua filtrada.

2. Pérdida de carga variable, filtración de nivel constante, figura 6.9 b.

Este tipo de filtro requiere el uso de un aditamento hidráulico, sifón, o una válvula de mariposa operada por un flotador, para mantener un nivel constante de agua en el filtro. Se requiere un orificio y otra restricción a la salida del filtro para prevenir las velocidades excesivas de filtración al comienzo de la carrera del filtro. La pérdida de carga en el orificio debe ser igual a la diferencia entre la pérdida de carga en el filtro limpio y el nivel de operación establecido sobre el filtro.

3. Filtración con afluente igualmente distribuido, figura 6.9 c.

En estos filtros, el caudal es distribuido por igual mediante un orificio o vertedero de entrada sobre cada filtro. Las ventajas de este sistema son (8, 52).

- Se obtiene filtración de tasa constante sin controladores de caudal, si el caudal total de la planta permanece constante.
- Cuando se saca un filtro de servicio para lavado o se reincorpora a servicio después de lavado, el nivel del agua sube o baja gradualmente en los filtros en operación hasta que se obtiene la energía requerida para impulsar el flujo. Por lo tanto, los cambios en la tasa de filtración son muy suaves y no se disturba la operación del filtro ni se daña la calidad del efluente.

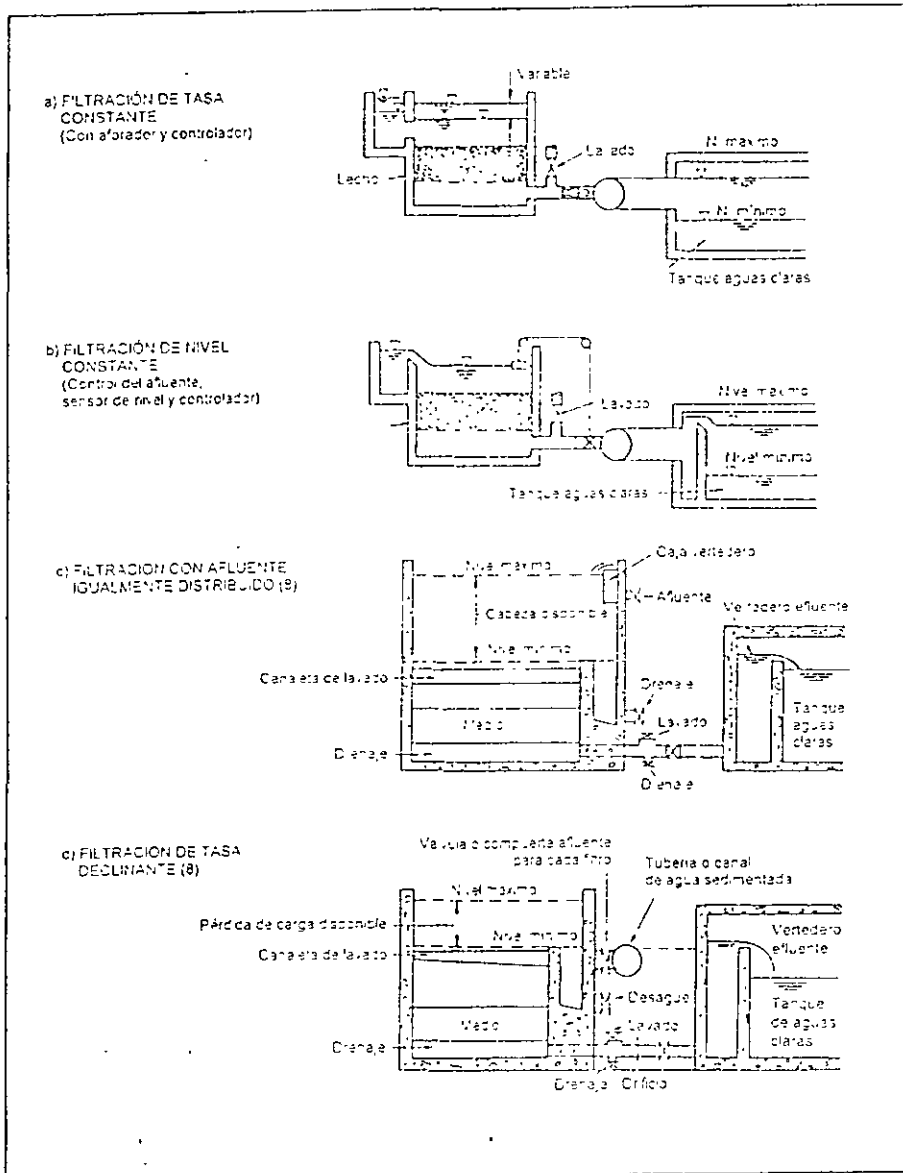
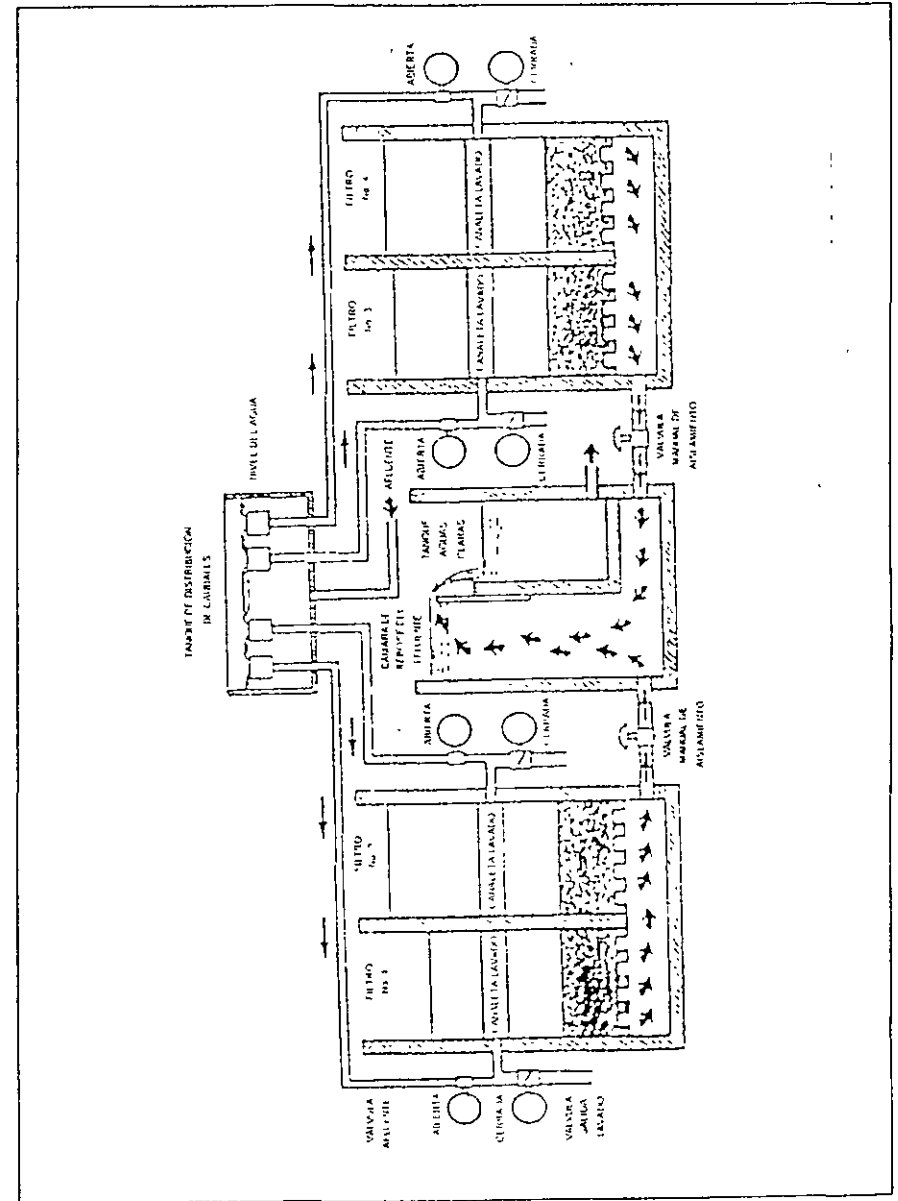


Figura 6.9 Sistemas de control de filtros



— La pérdida de energía en cada filtro es evidente por simple observación del nivel de agua en la caja de filtración. Cuando el agua alcanza un nivel máximo desdeado el filtro debe lavarse.

— El vertedero de control debe quedar a un nivel superior al de la arena para prevenir el desague accidental del filtro. De esta manera se elimina la posibilidad de presiones negativas en el filtro y el reconocido problema de entrapamiento de aire debido a los gases que escapan de la solución.

Estos filtros tienen como desventaja la de requerir una profundidad mayor para permitir la descarga sobre el vertedero de control; además, la altura del filtro sobre dicho vertedero debe ser suficiente para proveer una energía de filtración adecuada.

4. Pérdida de carga variable, nivel variable, tasa declinante con vertedero de control, figura 6 9 d.

El esquema corresponde al tipo de filtro recomendado por Claraby y Bannan (8, 50). El afluyente entra al filtro por debajo del nivel de la canaleta de lavado. Cuando el nivel del agua en los filtros es inferior al nivel de la canaleta de lavado, la instalación opera como la de afluyente igualmente distribuido. Cuando el nivel del agua es superior al nivel de la canaleta de lavado la instalación es de tasa declinante. En general, el nivel del agua sólo estará por debajo de la canaleta de lavado cuando se laven todos los filtros en secuencia rápida o cuando la planta haya sido sacada de servicio y se haya suspendido el afluyente. En la mayoría de los casos, la pérdida de energía en la tubería, el medio y el drenaje, será del orden de 0,9 a 1,2 m y mantendrá el nivel mínimo del agua por encima de la canaleta de lavado. El nivel del agua es, esencialmente, el mismo en todos los filtros, para lo cual se provee una tubería o canal afluyente común a todos ellos, con pérdida de carga despreciable, o sea sin restricciones de entrada. La tubería, o canal y válvula afluyente, deberá ser capaz de entregar el caudal que cada filtro pueda tomar en cualquier momento.

Se recomienda colocar un orificio o válvula sobre la tubería efluente para prevenir las altas tasas de filtración que ocurrirían cuando el filtro está limpio; dicho orificio se calcula para que no deje pasar un caudal mayor del promedio desdeado.

Cada filtro acepta, en cualquier momento, la proporción del caudal total que el nivel común del agua sobre todos los filtros le permite manejar. A medida que la filtración procede, el flujo a través del filtro más sucio tiende a disminuir más rápidamente. Esto hace que el caudal se redistribu-

buya automáticamente y los filtros más limpios acepten la capacidad per-

La redistribución de caudal ligera para impulsar en los filtros más limpios el caudal disminuido de los filtros más sucios. El filtro más limpio acepta el mayor incremento de caudal en la redistribución. A medida que el nivel del agua se eleva, se afecta parcialmente el caudal disminuido de los filtros más sucios y, como resultado, el caudal no disminuye tan rápidamente como era de esperarse.

La variación de la pérdida de energía en el lecho filtrante debida al tapo-namiento, h_2 , de la pérdida debida a la fricción en el lecho limpio y en la tubería de drenaje, h_3 , de la cabeza total disponible, h_1 , del caudal y del nivel del agua en un filtro de tasa declinante, sin restricciones, se presenta en la figura 6.10 (29).

Las ventajillas señaladas para la operación de filtros en tasa declinante son las siguientes (8, 50):

- Para aguas que muestren tendencia a deteriorar su calidad al final de la carrera de filtración, los filtros de tasa declinante proveen un efluente mejor que los de tasa constante.
- Los filtros de tasa declinante requieren menos pérdida de carga que los de tasa constante porque el caudal a través del filtro es menor hacia el final de la carrera de filtración. La pérdida de carga en el drenaje y en la tubería efluente disminuye (es proporcional al cuadrado del caudal) y la disminución soporta un período adicional de carrera, lo cual no es posible con los de tasa constante. De la misma manera, la pérdida de carga a través del lecho taponado disminuye finalmente con el caudal decreciente.

Según las referencias mencionadas (8, 50), las razones anteriores indican que el tipo de operación más apropiado para filtros rápidos por gravedad es el de la tasa declinante, a menos que la energía disponible de diseño sea bastante alta, por ejemplo mayor de 3 m, en cuyo caso los filtros de tasa constante o los filtros de presión pueden ser más económicos. En resumen se puede decir que todos los sistemas de control de filtros tienen por objeto minimizar las variaciones bruscas en la tasa de filtración y prevenir las altas velocidades de flujo al inicio de la carrera de los filtros, para impedir las fugas de turbiedad y la consecuente pérdida de calidad en el efluente. Por otra parte, el costo y la dificultad de mantenimiento de los controladores convencionales de tasa de filtración han hecho que se impusiera la utilización de filtros de tasa declinante.

TEORIA Y PRACTICA DE LA PURIFICACION DEL AGUA

Los más comunes en plantas de tratamiento municipales son los de flujo descendente, a saber:

1. Filtros rápidos de arena sola o antracita sola.
2. Filtros de lecho mixto: de arena y antracita o arena, antracita y granate o ilmenita que son los que predominan en las Américas.
3. Filtros lentos biológicos convencionales.

Una comparación entre las características de diseño de estos diferentes tipos de filtros, se incluye en la Tabla IX-1.

Tabla IX-1 Comparación entre diferentes tipos de filtros

ARROLEDA

Características	Filtro Rápido con Lecho Mixto (Arena y Antracita)			Filtro Rápido con Lecho simple			Filtro ^{lento} Rápido con Lecho simple			
	gpm/p ²	4	6	10	1.5	2	3	0.12	0.16	0.21
Rata o carga superficial de filtración	m ³ /m ² /d	235	350	590	87.5	117.5	176	7.00	9.33	14.00
	m ³ /m ² /h	9.8	14.6	24.6	3.6	4.9	7.3	0.3	0.39	0.58
	cm/seg	0.27	0.405	0.683	0.101	0.136	0.203	0.0081	0.0108	0.0162
Profundidad del lecho filtrante	30 - 40 cms de grava 45 - 60 cms de antracita 15 - 30 cms de arena			30 - 45 cms de grava 60 - 75 cms de arena			30 cms de grava 90 - 110 cms de arena			
Drenaje	Falsos fondos o similares			Tuberías metálicas perforadas o placas porosas, falsos fondos, etc			Tuberías perforadas de gres o cemento			
Lavado	Invertiendo el flujo con agua proveniente de un tanque elevado o una bomba. Velocidad de lavado 0.60-1.00 m/min 0.60=1.00 m ³ /m ² /min			Invertiendo el flujo a presión con agua proveniente de un tanque de lavado o una bomba. Velocidad de lavado 0.80-1.20 m/min o 0.80=1.2 m ³ /m ² /min			Raspando la superficie de la arena			
Pérdida de carga	De 20 cms hasta 2.70 m max.			De 30 cms hasta 2.70 m max.			De 16 cms hasta 1.20 m max.			
Tiempo entre limpiezas	12 - 48 horas			24 - 48 - 72 horas			20 - 30 - 60 días			
Penetración del floc	Profunda			5 cm superiores (mayor cantidad)			Superficial			
Cantidad de agua usada en el lavado	1 - 3 % del agua filtrada			1 - 6 % del agua filtrada			0.2 - 0.6 % del agua filtrada			
Tratamiento previo del agua	Coagulación, floculación y sedimentación			Coagulación, floculación y sedimentación			Ninguno o prefiltración (rara vez floculación y sedimentación)			
Costo de Construcción	Más bajo que el de los filtros rápidos de arena			Más bajo que el de los filtros lentos			Alto			
Costo de operación	Igual al de los filtros rápidos de arena			Más alto que el de los filtros lentos			Bajo			
Area ocupada por los filtros	1/2 a 1/5 de la de los filtros rápidos de arena			Menor que el de los filtros lentos			Más grande que la de los filtros rápidos de arena (aprox 12 veces mayor)			
Turbiedad y color del afluente	< 10 UT 80 % del tiempo < 20 U.C			< 5 UT 80 % del tiempo < 10 U.C			< 20 UT 80 % del tiempo < 10 U.C			

Características generales de construcción y operación de los filtros lentos y rápidos de arena convencionales

	<i>Filtros lentos de arena</i>	<i>Filtros rápidos de arena</i>
Velocidad de filtración	0.1 a 0.2 a 0.4 m/h	4 a 5 a 21 m/h
Tamaño del lecho	Extenso, 2,000 m ²	Pequeño, 40 a 400 m ²
Profundidad del lecho	30 cm de grava, 90 a 110 cm de arena, usualmente reducido mediante raspado a no menos de 50-80 cm.	30 a 45 cm de grava, 60 a 70 cm de arena; no reducida mediante el lavado.
Tamaño de la arena	Tamaño efectivo 0.25 a 0.3 mm; coeficiente de uniformidad 2 a 2.5 a 3.	Tamaño efectivo 0.55 mm y mayores; coeficiente de uniformidad 1.5 y menor, dependiendo del sistema de drenaje inferior.
Distribución del tamaño de grano de la arena en el filtro	No estratificado	Estratificado, con los granos más pequeños o ligeros en la parte superior y los más gruesos o pesados en el fondo.
Sistema de drenaje inferior	<ol style="list-style-type: none"> 1. Laterales de arcilla de juntas abiertas colocados sobre piedra gruesa descargando en conductos de drenaje maestros de concreto o arcilla 2. Laterales de tubos perforados descargando en cañerías principales. 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Laterales de tubos perforados descargando en cañerías principales. 2. De tipo de fondo falso; con orificios. 3. Varios, generalmente patentados;
Caída de presión	Inicial de 6 cm, final de 120 cm	Inicial de 30 cm; final de 240 a 275 m
Duración del ciclo de filtración entre limpiezas	20 a 30 a 60 días	12 a 24 a 72 horas
Penetración de la materia suspendida	Superficial	Profunda, particularmente con medios filtrantes dobles o mezclados.
Método de limpieza	Raspando la capa superficial de arena y lavado y almacenando la arena lavada para recambio periódico del lecho	Desalojando y removiendo la materia suspendida mediante flujo ascendente o retrolavado que fluidifica el lecho. Posible uso de sistemas auxiliares de lavado.
Cantidad de agua utilizada en la limpieza de la arena	0.2 a 0.6% del agua filtrada	1 a 4 a 6% del agua filtrada.
Tratamiento preparatorio del agua	Generalmente ninguno cuando la turbiedad del agua cruda es < 50 UTN	Coagulación, floculación y sedimentación
Tratamiento suplementario del agua	Cloración	Cloración
Costo de construcción	Relativamente bajo	Relativamente alto
Costo de operación	Relativamente bajo donde la arena se limpia en el sitio de la planta	Relativamente alto
Costo de depreciación	Relativamente bajo	Relativamente alto

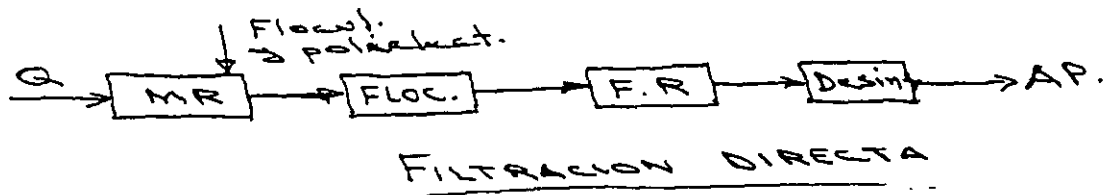
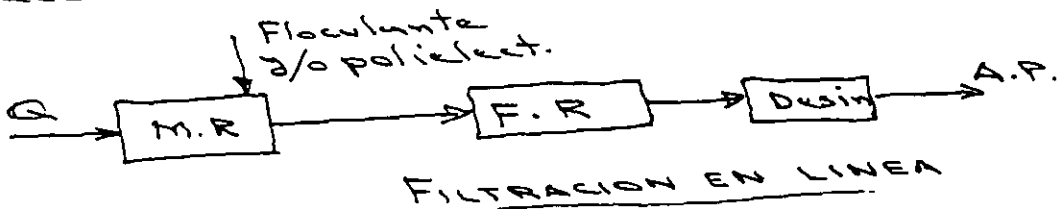
Fuente: Adaptada de Fair, Geyer y Okun, 1968.

POMERO ROJAS

Variables principales en el diseño de filtros

VARIABLE	SIGNIFICADO
1. Características del medio filtrante a. Tamaño del grano b. Distribución granulométrica c. Forma, densidad y composición del grano d. Carga del medio	Afecta la eficiencia de remoción de partículas y el incremento en pérdida de carga.
2. Porosidad del lecho filtrante	Determina la cantidad de sólidos que pueden almacenarse en el filtro.
3. Profundidad del lecho filtrante	Afecta la pérdida de carga y la duración de la carrera.
4. Tasa de filtración	Determina el área requerida y la pérdida de carga. Afecta la calidad del efluente.
5. Pérdida de carga disponible	Variable de diseño.
6. Características del afluente a. Concentración de sólidos suspendidos b. Tamaño y distribución del flóculo c. Resistencia del flóculo d. Carga eléctrica del flo e. Propiedades del fluido	Afectan las características de remoción del filtro.

Bajo ciertas condiciones del agua cruda, como turbiedad estable menor de 50 UT y color menor de 60 UC, la filtración puede llevarse sin necesidad de la coagulación convencional:



CONSIDERACIONES:

- Condiciones locales
- Características del terreno (Topografía, Mecánica de Suelos)
- Tamaño de la planta
- Calidad del agua { cruda, potable }
- Pretratamiento (procesos que anteceden)
- Tipo de filtro a utilizar.
- Tipo de sistema de lavado
- Tipo de lecho filtrante { arena, dual-arena-ántrax }
- Tipo de control de tasa filtrac. { múltiple }
- Modificaciones o ampliaciones futuras.

Condiciones locales. -

La tecnología seleccionada debe ser congruente con el nivel cultural y social local. Evitar equipos y controles sofisticados donde no existe mano de obra calificada; utilizar mejor tecnología sencilla, fácil de operar y mantener.

Cubrir instalaciones en regiones frías o de mucho viento y polvo o basura.

TERRENO. -

El sitio ideal deberá ser parejo, con pendiente suave de 2 a 3%, sin nivel freático que afecte las estructuras, no rocoso y con buena capacidad de carga.

Aspecto muy importante es que se disponga, en distancia cercana, un cauce natural, alcantarilla, etc. donde descargar demasías o drenajes de la planta (filtros)

Si es un suelo plano, sin pendiente, tendrá que levantarse la infraestructura de los procesos que preceden para que el filtro no quede demasiado sumergido, teniendo en cuenta que la pérdida de carga total en una planta potabilizadora típica varía de 3.5 a 6.0 m., y aún más. En caso necesario tendrá que instalarse bombas, que encarecen obra y operación.

Tamaño de la planta. -

Es fundamental, porque dicta No. de filtros, tamaño, necesidad de instrumentación y control, y también tipo de filtro a utilizar.

Calidad del agua y pretratamiento. -

Un agua de baja turbiedad y color podrá requerir solo filtración en línea o directa, que utilizará lecho filtrante grueso ($T.E > 0.65 \text{ mm}$). Agua subterránea con problema de Fe y Mn utilizará cloro, permanganato de potasio u otro oxidante fuerte, y para retener los óxidos conviene un filtro de presión para preservar la presión del bombeo del pozo. Agua con baja turbiedad, pero con contenido de algas, requerirá también un medio grueso de filtración, o en su defecto, un tipo de filtro de flujo ascendente.

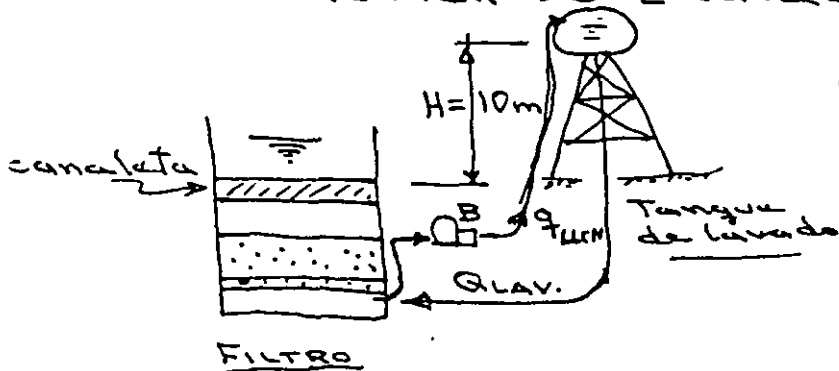
Tipo de sistema de lavado:

Existen 3 esquemas básicos por los que puede optar el diseñador:

a) De tanque elevado. -

La elevación del tanque será de 10m. mínimo arriba de las canalatas.

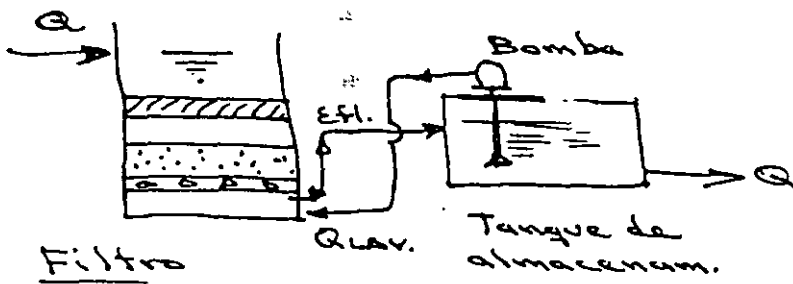
Volumen \approx 2 lavados de filtro.



Es aconsejable cuando en el predio de la planta se dispone de una loma.

$$Q_{LLEN} \ll Q_{LAV}$$

b) Por bombeo directo.



La bomba es de alto gasto y requiere alt HP.

Se recomienda para filtros pequeños de lecho dual o que utili en lavado agua-aire.

c) Autolavables.

Para lavar un filtro se utiliza el efluente que están produciendo los demás de la misma batería.

Los filtros deben estar interconectados con un número mínimo de 4, y de área relativamente pequeña para menor caudal de lava

Respecto del lavado mismo:

- Lavado con agua (retrolavado)
- Lavado agua-aire.
- con o sin lavado superficial.

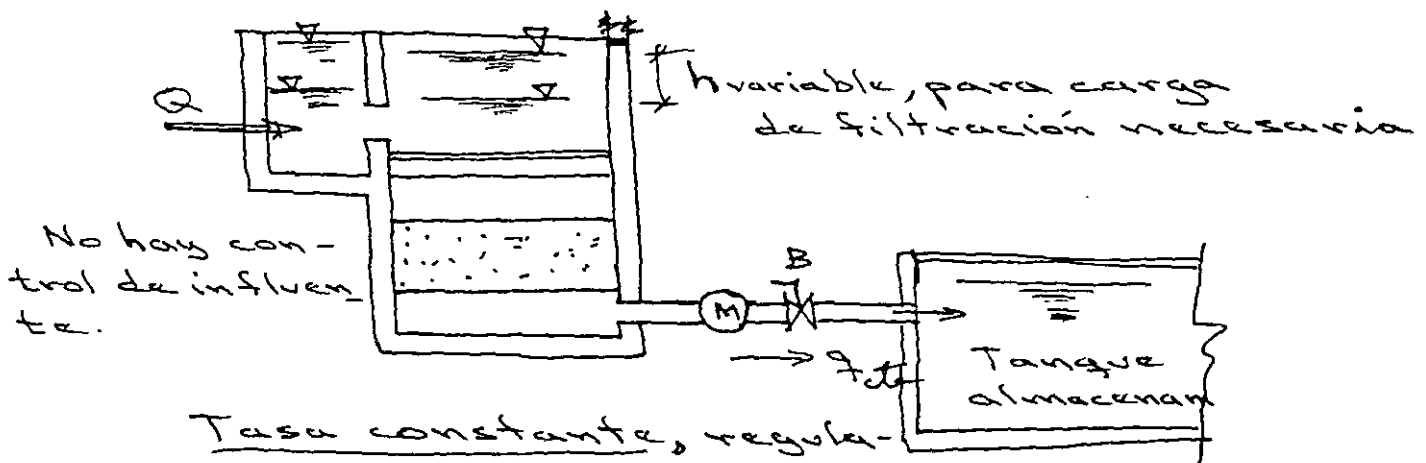
Explicar operación de lavado en las distintas modalidades.

Control de la tasa (velocidad) de filtración.

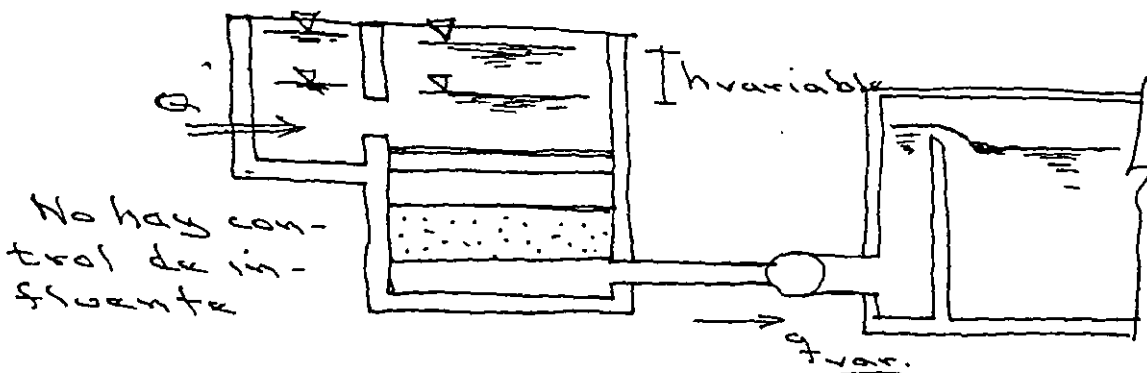
Son 2 los modos básicos de filtración

- Tasa constante
- Tasa declinante

Ambos son adecuadas, aunque en países desarrollados se prefiere el de tasa constante y, por el contrario, en los no desarrollados el de tasa declinante.



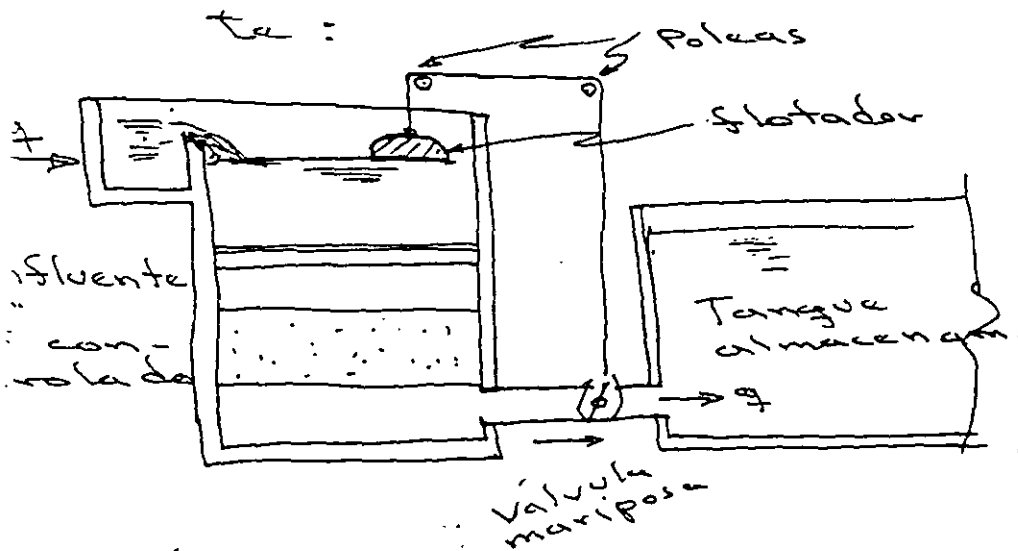
Tasa constante, regulada o controlada con un medidor de flujo y una válvula que abre o cierra, según la señal del medidor, para que Q sea constante.



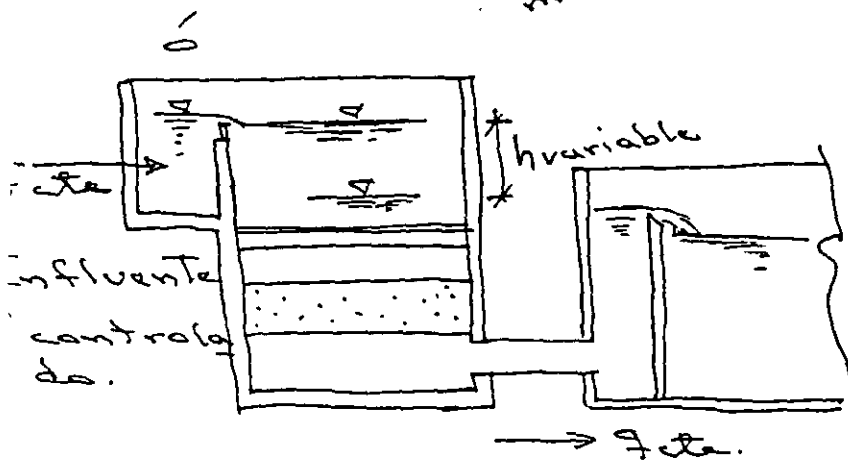
Tasa declinante. - Lo que regula es la altura del vertedor, que es fijo. Cuando

el promedio, y va disminuyendo conforme el lecho se ensucia. Como el canal de alimentación es común a toda la batería de filtros, el caudal filtrado es declinante del más limpio al más sucio, según el programa de lavado secuencial que se lleva.

Otras variantes de tasa constante:



Tasa constante con flotador y válvula que abre o cierra, accionada por el flotador.



Tasa constante con vertedor como controlador de caudal.

En todos los casos pueden ser lavados lavados los filtros con el agua efluente de los demás, simplemente interconectando las descargas de los demás filtros en operación, cuidando que sea suficiente el caudal para el tamaño del filtro en fase de lavado, y que exista carga para garanti

Tipo de Lecho filtrante. -

Práctica en México { Arena
Arena-Antracita

Hay antracita nacional, pero es de mejor calidad la de importación. También nacional se puede encontrar carbón activo granular pero es muy caro. La mejor arena del País se extrae de bancos en Tarandacuar, Gto. y de cerca de Minatitlán Ver., siendo mejor la primera pero casi se ha agotado. También se importa.

Tanto la arena, como los demás materiales, tienen que seleccionarse para poderse utilizar, además de cubrir ciertos requisitos de peso, calidad, pero sobre todo de forma y tamaño.

<u>Material</u>	<u>Gravedad Específica.</u>
Granate ———	4.0 a 4.1
Arena ———	2.6 a 2.7
Antracita ———	1.55 a 1.70
Carbón activado granular ———	1.35 a 1.40
Resina sintética —	1.3

La arena debe ser cuargosa preferentemente, aunque esta condición no es necesaria en los filtros lentos.

La forma es importante porque nos da idea, en el acomodo de las partículas, el espacio para retener y almacenar sólidos suspendidos, y se da como una relación de esfericidad, que a su vez es función del área superficial correspondiente a una esfera A_0 (gran referencia) y el área superficial del grano real A .

$$\psi = \frac{A_0}{A}$$

Tabla VIII-2 Algunos Modelos Matemáticos de Filtración

Autor	Año	Expresión	Variables
Iwasaki	1937	$\frac{dl}{d2} = + \lambda l$	$l =$ Concentración por cm^2
Ives	1962	$\frac{dC}{dL} = - \lambda C$ $= \lambda_i + K \sigma - \frac{0 \sigma^2}{p_o - \sigma}$	σ, C, p_o
Ives	1969	$\lambda = \lambda_i \left(1 + \frac{\beta \sigma}{p_o}\right)^y \left(1 + \frac{\sigma}{p_o}\right)^z \left(1 + \frac{\sigma}{\sigma_v}\right)^x$	σ, p_o, σ
Deb	1970	$c = \frac{v}{p_o - \sigma} \frac{dC}{dL} + \frac{dC}{dt}$	$C, p_o =$ Coeficiente expresado en t
Adin y Rebhun	1970	$\frac{d\sigma}{dt} = K_1 C (F - \sigma) - K_2 \sigma J$	$F =$ Capacidad del filtro $J =$ Gradiente hidráulico $K_1, K_2 =$ Coeficiente de adherencia y desprendimiento σ, C
Ginn y otros	1992	$\frac{dC}{dZ} = - 1.5 \left(\frac{1 - p_o}{d_c}\right) \alpha n_o C$	$d =$ Diámetro del grano $n_o =$ Eficiencia de remoción del colector. $\alpha =$ Factor de eficiencia de las colisiones

Ecuaciones para determinar la pérdida de carga en el lecho filtrante

Al pasar un flujo Q a través de un lecho filtrante granular de profundidad L , la fricción que el fluido sufre al atravesar los poros, produce una pérdida de carga h , como lo indica la figura VIII-14.

Al comenzar la operación del filtro, los granos del lecho están limpios y la pérdida de carga se deberá solamente al tamaño, forma y porosidad (características hidráulicas) del medio filtrante y a la viscosidad y velocidad del agua. Si el fluido no tuviera partículas en suspensión o disolución, esta pérdida de carga inicial será constante a través de todo el período de trabajo o carrera del filtro. Pero si, como sucede ordinariamente, contiene sólidos, éstos irán recubriendo los granos del lecho incrementando su diámetro d_p en un valor Δd , y disminuyendo su porosidad inicial p_o en un valor Δp , con lo que la pérdida de carga irá incrementándose por la disminución del área de paso del flujo.

Resulta de aquí que deben considerarse dos clases de pérdida de carga:

- Una pérdida de carga inicial, que es la mínima que puede producir el filtro y que llamaremos h_o .
- Una pérdida de carga por colmatación que será función del tiempo $h \varphi(t)$. Por tanto:

$$hf = h_o + h \varphi(t) \quad (\text{VIII-17})$$

O en forma diferencial:

$$\frac{dh}{dL} = \left[\frac{dh_0}{dL} \right] + \left[\frac{dh}{dL} \right]_t \quad (\text{VIII-18})$$

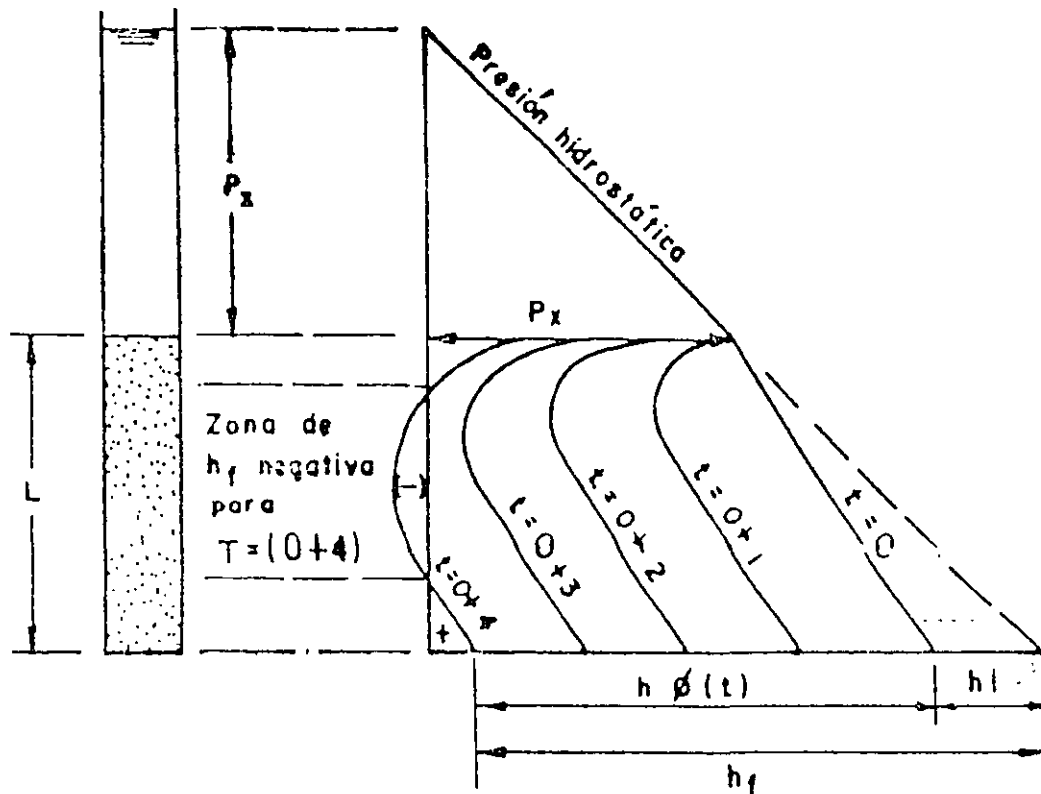


Fig VIII-14 Pérdida de carga vrs profundidad del filtro

Análisis granulométrico de materiales granulares

El material granular para los filtros se selecciona por medio del cernido en tamices. La serie estándar americana y la Tyler se presentan en las Tablas VIII-3 y VIII-4.

Para analizar la muestra, se pesa una cantidad de ella, se cierne en tamices consecutivos y se va obteniendo el tanto por ciento del peso retenido en cada tamiz con relación al total, como se describe en el capítulo X. Los resultados se grafican en papel semilogarítmico como se indica en la figura VIII-15.

Allen Hazen sugirió en 1892 como parámetros básicos para caracterizar los medios granulares, lo que él denominó "Coeficiente de Uniformidad y Diámetro Efectivo".

El coeficiente de uniformidad (que mejor debiera llamarse de desuniformidad, pues su valor incrementa a medida que la arena es menos uniforme), es la razón del 60 al 10 %, así:

$$C_u = \frac{\text{Abertura del tamiz que dejaría pasar el 60\% (mm)}}{\text{Abertura del tamiz que dejaría pasar el 10\% (mm)}}$$

El diámetro efectivo, E , es la abertura del cedazo ideal que deja pasar el 10%. Este parámetro fue sugerido por Allen Hazen en 1892, debido a que había observado trabajando con filtros lentos, que la resistencia del lecho filtrante no estratificado al paso del agua era la misma, cualquiera que fuera el tamaño del

TEORIA DE LA FILTRACION DEL AGUA

Tabla VIII-3 Serie americana de Tamices (Estados Unidos)

Número de Serie (*)	Tamaño de Aberturas		Máxima Variación de Tamaño	Diámetro del Alambre, mm
	mm	pulg.		
1/4 in.	6.3	0.250	± 0.20 mm	1.82
No. 3 1/4	5.6	0.223	± 0.18 mm	1.68
No. 4	4.75	0.187	± 0.15 mm	1.54
No. 5	4.00	0.157	± 0.13 mm	1.37
No. 6	3.35	0.132	± 0.11 mm	1.23
No. 7	2.80	0.111	± 0.095 mm	1.10
No. 8	2.36	0.0937	± 0.080 mm	1.00
No. 10	2.00	0.0787	± 0.070 mm	0.900
No. 12	1.70	0.0661	± 0.060 mm	0.810
No. 14	1.40	0.0555	± 0.050 mm	0.725
No. 16	1.18	0.0469	± 0.045 mm	0.650
No. 18	1.00	0.0394	± 0.040 mm	0.580
No. 20	850 µm	0.0331	± 35 µm	0.510
No. 25	710 µm	0.0278	± 30 µm	0.450
No. 30	600 µm	0.0234	± 25 µm	0.390
No. 35	500 µm	0.0197	± 20 µm	0.340
No. 40	425 µm	0.0165	± 19 µm	0.290
No. 45	355 µm	0.0139	± 16 µm	0.247
No. 50	300 µm	0.0117	± 14 µm	0.215
No. 60	250 µm	0.0098	± 12 µm	0.180
No. 70	212 µm	0.0083	± 10 µm	0.152
No. 80	180 µm	0.0070	± 9 µm	0.131
No. 100	150 µm	0.0059	± 8 µm	0.110
		0.0049	± 7 µm	0.001

(*) El número de serie corresponde aproximadamente al número de alambres del tamiz por pulgada.

Tabla VIII-4 Serie Tyler de tamices

Número de Serie	Tamaño de Aberturas		Número de Serie	Tamaño de Aberturas	
	mm	pulg.		mm	pulg.
3	6.680	0.263	28	0.589	0.023
4	4.699	0.185	35	0.417	0.016
6	3.327	0.131	48	0.295	0.012
8	2.362	0.093	65	0.208	0.008
10	1.651	0.065	100	0.147	0.006
14	1.168	0.046	150	0.104	0.004
20	0.833	0.033	200	0.074	0.003

grano, (hasta un $C_u = 5$) cuando el 10 % era el mismo. Como ejemplo de la figura VIII-15 se pueden obtener los siguientes valores: para tamaño del 10%, $E = 0.60$ mm y tamaño del 60% de 1.20 mm, el coeficiente de uniformidad C_u sería:

$$C_u = \frac{1.20}{0.60} = 2.0$$

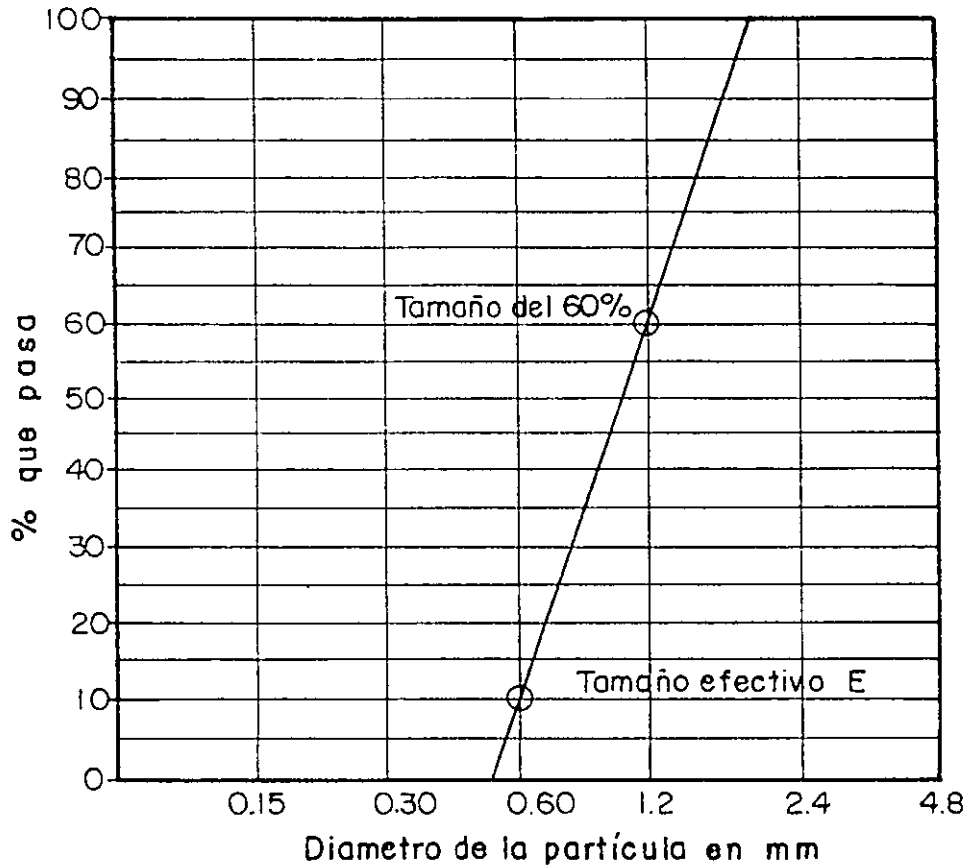


Fig. VIII-15 Determinación de tamaños de medios filtrantes y coeficiente de uniformidad así como tamaño efectivo.

Pérdida de carga inicial

Las primeras ecuaciones para calcular la pérdida de carga inicial, h_o , fueron establecidas en 1904 por Hazen y en 1972 por Carman. En 1933, G.M. Fair y L.P. Hatch propusieron otra expresión matemática que parte de la conocida fórmula de Poisculle que dice:

$$h_o = K \frac{L v}{D^2} \frac{v_i}{g} \quad (VIII-19)$$

En donde,

h_o = Pérdida de carga inicial

v_i = Velocidad del flujo en el conducto

K = Coeficiente de fricción

L = Longitud del conducto

Tabla 8-3

Análisis granulométrico de una muestra de arena

Cedazo No. fondo	Abertura (mm)	% al Peso que pasa por cada tamiz	% acumulado
100	0.149	1.7	1.7
70	0.210	4.7	6.4
50	0.297	10.7	17.1
40	0.420	28.0	45.1
30	0.595	4.1	49.2
20	0.841	6.4	55.6
16	1.19	7.1	62.7
12	1.68	7.0	69.7
8	2.38	11.9	81.6
6	3.36	5.4	87.0
4	4.76	6.2	93.2
1/4"	6.36	6.8	100.0

A partir de los datos anteriores hemos obtenido el gráfico que se indica en la página siguiente. La línea llena indica la arena analizada.

Allen Hazen sugirió en 1892, como parámetros básicos para caracterizar los medios granulares, lo que él denominó "Coeficiente de Uniformidad y Diámetro Efectivo".

El coeficiente de uniformidad (que mejor debiera llamarse de desuniformidad, pues su valor incrementa a medida que la arena es menos uniforme) es la razón del 60 al 10 %, así:

$$C_u = \frac{\text{Abertura del tamiz que dejaría pasar el 60 \% (mm)}}{\text{Abertura del tamiz que dejaría pasar el 10 \% (mm)}}$$

El diámetro efectivo E es la abertura del cedazo ideal que deja pasar el 10 %. Este parámetro fue sugerido por Allen Hazen en 1892 debido a que había observado, trabajando con filtros lentos, que la resistencia del lecho filtrante no estratificado al paso del agua era la misma, cualquiera fuera el tamaño del grano, (hasta un $C_u = 5$) cuando el 10 % era el mismo. Ejemplo Fig. 8-1

$$C_u = \frac{1.05}{0.225} = 4.65$$

$$E = 0.225 \text{ mm}$$

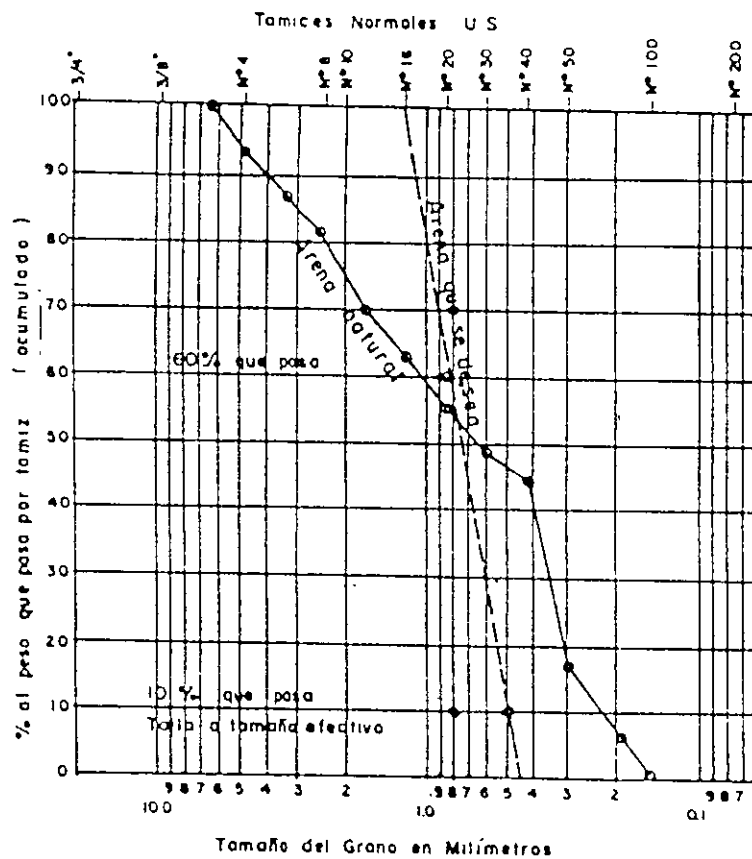


Fig. 8-1 Análisis granulométrico

Si se desea una arena de $C_u = 1.7$ y $E = 0.5$ se trazaría una línea que pase por 0.5 para 10 % y $1.7 \times 0.5 = 0.85$ para 60 %.

Medios Filtrantes

a) Arena

La arena que se usa en los filtros rápidos es de menos de 2.0 mm de diámetro y está compuesta de material silíceo con una dureza de 7 en la escala de Moh* y un peso específico no menor de 2.60. Deberá estar limpia: sin barro ni materia orgánica, y no más del 1 % podrá ser material laminar o micáceo.

(*) La escala de Moh determina comparativamente la dureza de los minerales por la capacidad que cada uno de ellos tiene para rayar al otro. Va de uno a diez, así: 1-Talco, 2-Yeaso, 3-Calcita, 4-Fluorita, 5-Apatita, 6-Ortoclaz, 7-Quarzo, 8-Topacio, 9-Corindón, 10-Diamante. Dureza de 7 significa que debe rayar a la ortoclaz pero dejarse rayar por el topacio.

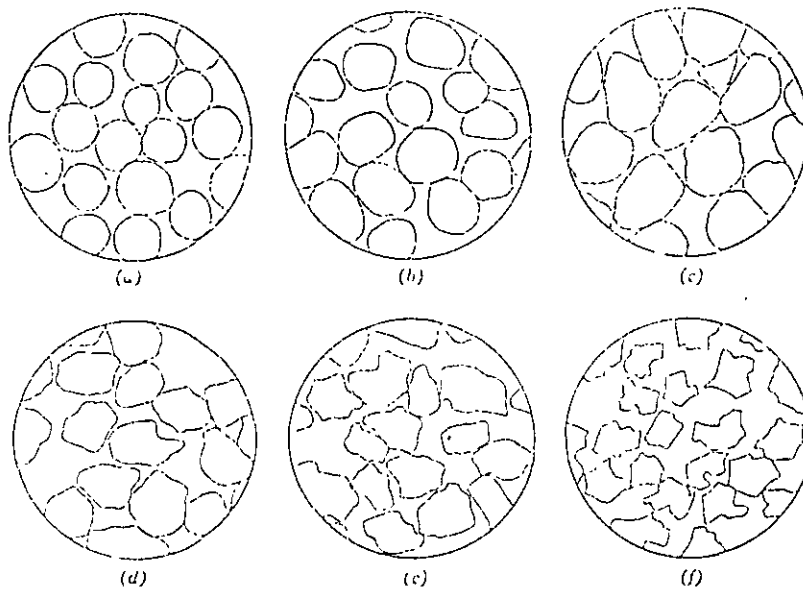


Fig. 27-1. Factores de esfericidad y forma de los materiales granulares (de forma no laminar) y porosidades típicas asociadas a ellos en lechos estratificados de filtros rápidos de arena.

Description	Esfericidad, ψ	Factor de forma, S	Porosidad típica, f
a) Esféricos	1.00	6.0	0.38
b) Redondeados	0.98	6.1	0.38
c) Degastados	0.94	6.4	0.39
d) Agudos	0.81	7.4	0.40
e) Angulares	0.78	7.7	0.43
f) Triturados	0.70	8.5	0.43

$\frac{A}{V} = \frac{6\psi}{d}$ Por consiguiente, los símbolos de forma para las esferas son una esfericidad $\psi = 1.0$ y un factor de forma $S = 6.0/\psi = 6.0$. Estos son respectivamente, el valor posible más alto de ψ y el valor posible más pequeño de S . Las magnitudes de ψ y S debajo de la Fig. 27-1 incluyen las mediciones efectuadas por Carman.

La magnitud de ψ para una muestra determinada de materiales tamizados se puede calcular a partir de la Fig. 27-1, o bien derivar de las velocidades de sedimentación de granos representativos, cuando la tempera-

Suponiendo un recipiente de volumen "V" con "n" esferas dentro de porosidad "f"

$$\text{Área total de las esferas} = n\pi d^2$$

$$\text{Volumen de las esferas (sólidas)} = V_s = (1-f)V = n \frac{\pi d^3}{6} = \frac{V_s}{1-f}$$

$$\text{El volumen de vacíos } V_v = fV = \frac{f}{1-f} V_s$$

Lo importante del concepto es que las propiedades hidráulicas de un lecho filtrante dependen de la relación del área superficial al volumen de vacíos, y no al material filtrante.

Observar que mientras menos esférico es el material del lecho, mas es la porosidad en el modo y mayor el volumen de vacíos. Sin embargo no son buenos ni la forma esférica (rápida acumulación) ni la triturada (pasa de sólidos y bacterias), y normalmente en los filtros rápidos se recomienda " ψ " de 0.8 y " f " de 0.40.

Tamaño de partícula. -

Este se fija por cribado en una serie de mallas estándar, que pueden ser: US ó Taylor, prueba de la cual se obtiene una curva, que tiene la característica de ser normal geométrica. Esta curva, dibujada en papel logarítmico es una recta (casi).

Los parámetros mas importantes que interesan de la curva son:

Tamaño efectivo TE ó Diámetro efectivo E que corresponde al percentil 10 (P_{10}) de dicha curva tamaño - frecuencia, y que significa el tamaño de la partícula, en milímetros, para el que el 10% de las partículas en peso son menores y el 90% son mayores.

Coefficiente de Uniformidad CU ó U (de hecho de no uniformidad), que nos define la distribución de tamaños, y que se determina por la relación del percentil 60 (P_{60}) a percentil 10 (P_{10}).

$E = \text{diámetro efectivo} = P_{10}$

$U = \text{coeficiente de uniformidad} = \frac{P_{60}}{P_{10}}$

En una mina o banco de arena es necesario seleccionar el material que se va a utilizar en función de los parámetros anteriores

El porcentaje de arena utilizable sería:

El porcentaje abajo del cual el lote es demasiado fino:

$$P_{\text{muy fina}} = P_{10} - 0.1 P_{\text{utiliz.}}$$

$$= P_{10} - 0.2 (P_{60} - P_{10})$$

El porcentaje arriba del cual el lote es demasiado grueso:

$$P_{\text{muy gruesa}} = P_{\text{utiliz.}} + P_{\text{muy fina}}$$

$$= P_{10} + 1.8 (P_{60} - P_{10})$$

La arena que se define como muy fina y muy gruesa, en relación con la seleccionada requerida, se desecha del lote de arena del banco.

Una clasificación, de idea, de la arena utilizable podría ser:

fina $\rightarrow E = 0.35$ a 0.45 mm.

Media $\rightarrow E = 0.46$ a 0.60 mm.

Gruesa $\rightarrow E = 0.61$ a 0.80 mm.

La práctica del diseño en México generalmente acostumbra:

En filtros lentos $\left\{ \begin{array}{l} E = 0.25 \text{ a } 0.35 \text{ mm.} \\ U = 2 \text{ a } 3 \\ \text{arena no estratificada} \end{array} \right.$

En filtros rápidos convencionales $\left\{ \begin{array}{l} E = 0.45 \text{ a } 0.65 \text{ mm.} \\ U = 1.4 \text{ a } 1.5 \\ \text{Arena estratificada} \end{array} \right.$

En filtración directa, en línea y filtros de alta tasa. $\left\{ \begin{array}{l} E = 0.65 \text{ a } 0.8 \text{ mm.} \\ U = 1.35 \text{ a } 1.45 \\ \text{Arena estratificada} \end{array} \right.$

En filtros de lecho dual arena - antracita $\left\{ \begin{array}{l} E = 0.35 \text{ a } 0.50 \\ U = 1.4 \text{ a } 1.5 \\ \text{Arena estratificada.} \end{array} \right.$

UNIFORMITY COEFFICIENT COMPARISON

ANTHRACITE MEDIA

ES = 1.01 mm (D₁₀)

D₇₅ UC = 1.29 mm ($\frac{D_{60}}{D_{10}}$)

UC D₉₀ = 1.55 mm

ANTHRACITE MEDIA

ES = 1.02 mm (D₁₀)

D₇₅ UC = 1.59 mm ($\frac{D_{60}}{D_{10}}$)

UC D₉₀ = 2.1 mm

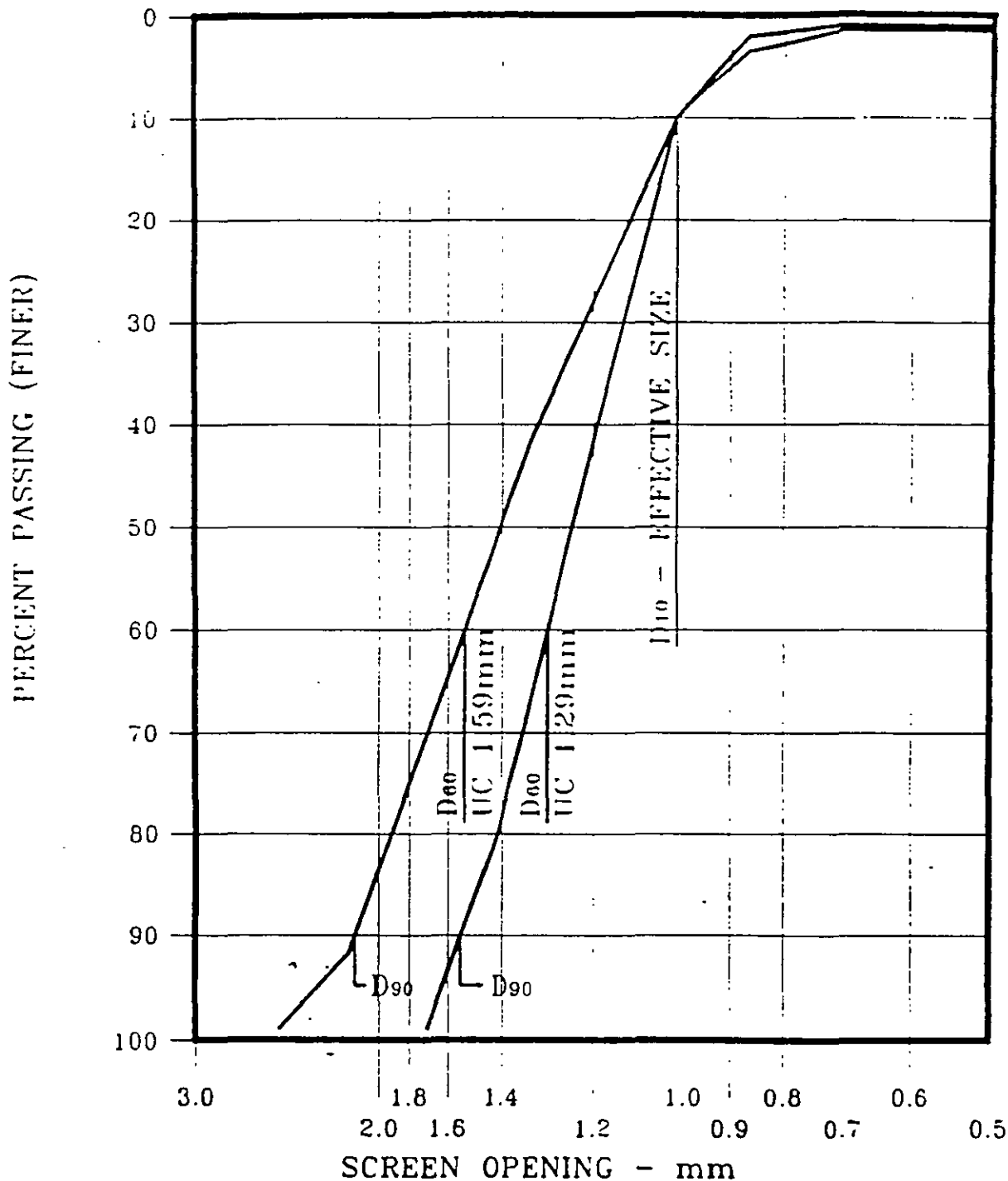


Figure 2

Al considerar un lecho de medio dual o múltiple, habrá que dar mucha atención al tamaño de grano y gravedad específica de cada medio, respecto de su comportamiento al retrolavarse y potencial pérdida de material por arrastre.

En el caso de un medio dual, cuyos diámetros efectivos son d_1 y d_2 , y densidades ρ_1 y ρ_2 , se recomienda la siguiente relación para asegurar una misma velocidad terminal

$$\frac{d_1}{d_2} = \left(\frac{\rho_2 - \rho}{\rho_1 - \rho} \right)^{0.657}$$

ρ = densidad del agua.

$$d_1 > d_2$$

$$\rho_2 > \rho_1$$

Obviamente, el tamaño efectivo del medio filtrante también afecta la velocidad de filtración o carga superficial del filtro.

En filtros lentos, con arena fina, la tasa de filtración es generalmente de 0.5 m/h (12 m³/m² x día) y menor (6 a 9 m/d)

Filtros rápidos, con arena media, trabajan con velocidades de 5 a 7.5 m/hr (120 a 180 m³/m² x d)

Filtros rápidos de alta tasa, con lecho dual, múltiple o de arena gruesa con mayor espesor, soporta tasas de filtración de 12.5 a 25 m/hr (300 a 600 m³/m² x día), cuidando el que no se fugue la turbiedad.

Para lechos de arena principalmente, pero también para dar idea en filtros duales y múltiples, Hudson propuso la siguiente relación para fijar el espesor del

lecho:

$$l \geq \frac{Q d^2 h}{\rho}$$

l = espesor lecho (pulgadas)
 Q = vel. filt. (gpm/ft²)
 h = T.E.

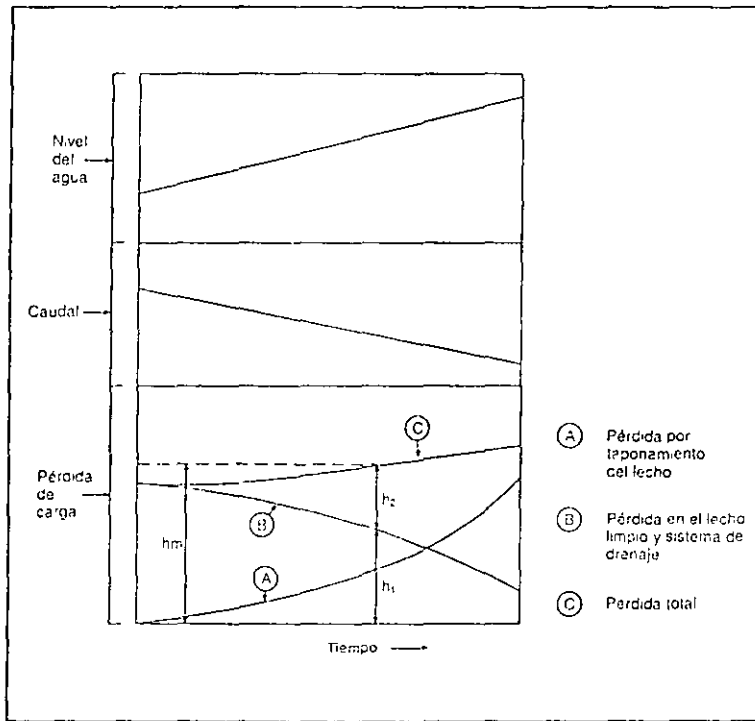


Figura 6.10 Variables de un filtro de tasa declinante sin restricciones

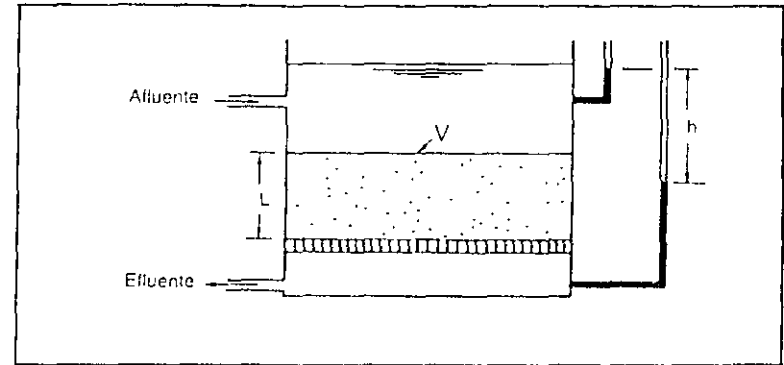


Figura 6.11 Esquema de flujo de un filtro.

- donde: h = Pérdida de carga en el lecho, m
 L = Profundidad del lecho, m
 v = Velocidad superficial, m/s
 k = Coeficiente de permeabilidad, m/s

Por lo tanto, la tasa de filtración es directamente proporcional a la cabeza o energía disponible de filtración y a la permeabilidad del lecho, e inversamente proporcional al espesor del medio. Mediante análisis dimensional e investigación experimental Rose estableció una ecuación que permite determinar analíticamente la pérdida de carga por fricción a través de lechos de material granular, granos de arena esféricos de tamaño uniforme, la cual tiene aplicación en el cálculo de pérdida de energía a través de un filtro limpio. La ecuación de Rose es la siguiente (33).

$$h = 1,067 C_D \frac{1}{e^4} \frac{L v^2}{d g} \quad (6.3)$$

$$C_D = \frac{24}{N_{RE}} + \frac{3}{\sqrt{N_{RE}}} + 0,34 \quad (6.4)$$

$$N_{RE} = \frac{\rho v d}{\mu} = \frac{v d}{\nu} \quad (6.5)$$

6.4 HIDRÁULICA DE LA FILTRACIÓN

Muchas son las ecuaciones utilizadas para determinar la pérdida de carga en un filtro limpio, entre las más conocidas las de Carmen Kozeny, Fair y Hatch, Rose y Hazen.

El flujo de agua a través de un filtro, a las tasas empleadas en tratamiento de agua, obedece a la ley de Darcy (ver figura 6.11).

$$v = k \frac{h}{L} \quad (6.2)$$

- donde: h = Pérdida de carga a través del lecho, m
 C_D = Coeficiente de arrastre
 e = Porosidad del lecho (volumen de vacíos/volumen del lecho)
 L = Profundidad del lecho, m
 ρ = Densidad del agua, kg/m³
 d = Diámetro característico de los granos, m
 v = Velocidad de filtración, m/s
 g = Aceleración de la gravedad, m/s²
 N_{RE} = Número de Reynolds
 μ = Viscosidad dinámica, Pa s
 ν = Viscosidad cinemática, m²/s

La ecuación 6.3 es de fácil aplicación si se supone un lecho de filtración de tamaño uniforme. Sin embargo, para aplicarla a lechos filtrantes estratificados como los de los filtros rápidos, se debe reemplazar adecuadamente el término del diámetro de los granos. Haciendo (33):

- α = Factor de forma de área superficial
 β = Factor de forma de volumen
 A = Área superficial real del grano
 V = Volumen real del grano
 d = Diámetro medido del grano
 ψ = Factor de esféricidad
 d_o = Diámetro del grano esférico de volumen equivalente
 A_o = Área superficial de la esfera de diámetro d_o

Se tiene: $A = \alpha d^2$
 $V = \beta d^3$

$$d = \frac{\alpha}{\beta} \cdot \frac{V}{A} \tag{6.6}$$

$$\psi = \frac{A_o}{A} = \frac{\pi d_o^2}{\alpha d^2} = 4,84 \frac{\beta^{2/3}}{\alpha}$$

Para partículas esféricas de diámetro d :

$$\frac{A}{V} = \frac{\pi d^2}{\frac{\pi d^3}{6}} = \frac{6}{d}$$

$$\frac{\alpha}{\beta} = 6,0 ; d = \frac{6V}{A}$$

Por lo tanto, reemplazando en la ecuación 6.3 se tiene:

$$\frac{h}{L} = 0,178 \frac{C_D v^2 A}{g e^4 V} \tag{6.7}$$

La aplicación de la ecuación 6.7 es directa, excepto por la evaluación del término A/V . Si todos los granos del medio filtrante son de tamaño y forma uniforme, el valor de A/V para un solo grano es el mismo que para el lecho total y se cumple la ecuación 6.6:

$$d = \frac{\alpha}{\beta} \cdot \frac{V}{A}$$

Si los granos varían en tamaño, pueden estar empaquetados homogéneamente dentro del lecho, caso de los filtros lentos, o pueden estar estratificados por tamaño, caso de los filtros rápidos. Suponiendo que las partículas o granos entre tamices adyacentes son de tamaño uniforme, se puede encontrar el valor de la relación A/V en términos de la componente o proporción en peso retenida entre tamices.

Para lechos estratificados, filtros rápidos,

$$\frac{A}{V} = \frac{\alpha}{\beta} \sum C_{Di} \frac{P_i}{d_i} \tag{6.8}$$

- donde: P_i = Fracción en peso de partículas de tamaño d_i
 d_i = $(d_1 d_2)^{1/2}$, tamaño promedio geométrico de las aberturas de los dos tamices adyacentes.
 C_{Di} = Coeficiente de arrastre para los granos de tamaño promedio d_i

Por lo tanto, la ecuación de Rose para filtros rápidos será:

$$\frac{h}{L} = 0,178 \frac{v^2}{g e^4} \cdot \frac{\alpha}{\beta} \sum C_D \frac{P_i}{d_i} \quad (6.9)$$

Para lechos empacados homogéneamente, caso de los filtros lentos,

$$\frac{A}{V} = \frac{\alpha}{\beta} \sum \frac{P_i}{d_i} \quad (6.10)$$

Por lo tanto, para filtros lentos la ecuación de Rose será:

$$\frac{h}{L} = 0,178 \frac{C_D v^2}{g e^4} \cdot \frac{\alpha}{\beta} \sum \frac{P_i}{d_i} \quad (6.11)$$

Valores determinados de α , β y ψ se incluyen en el cuadro 6.4 (33)

Cuadro 6.4
Valores aproximados de factores de forma para arena

Tipo de arena	β	$\alpha\beta$	ψ
Angular	0,64	6,9	0,81
Afilada	0,77	6,2	0,85
Erosionada	0,86	5,7	0,89
Redondeada	0,91	5,5	0,91
Estérrea	0,52	6,0	1,00

3.5 EJEMPLO

Encontrar la pérdida de carga en el filtro de arena de las características dadas en las 3 primeras columnas del cuadro 6.5. La arena se va a usar en un filtro lento de 0,75 m de lecho y operado a una tasa de 9,3 m/d, así como en un filtro rápido de 0,75 m de lecho operado a una tasa de 116,6 m/d. La arena tiene densidad relativa de 2,65, tamaño efectivo de 0,255 mm, coeficiente de uniformidad de 1,63 y un factor $\alpha/\beta = 6,0$. La porosidad del lecho no estratificado es de 0,394 y la del lecho estratificado 0,414. La temperatura mínima del agua es de 4°C y la viscosidad cinemática $1,568 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ (33).

Cuadro 6.5
Cuadro de cálculo para el ejemplo 6.5

Número tamiz	Tamaño promedio d_i , cm	Arena retenida P_i , %	NRE	C _D	$\frac{P_i}{d_i}$	$\frac{C_D P_i}{d_i}$
1	2	3	4	5	6	7
14-20	0,100	0,92	0,86	31,5	9,2	289,8
20-28	0,070	4,71	0,60	44,2	67,3	2974,7
28-32	0,054	14,67	0,46	56,9	271,7	15459,7
32-35	0,046	17,9	0,40	65,1	389,1	25330,4
35-42	0,038	17,5	0,33	78,3	450,5	36057,2
42-48	0,032	19,8	0,28	91,7	618,8	56744,0
48-60	0,027	15,4	0,23	110,9	570,4	63257,4
60-65	0,023	7,1	0,20	127,0	308,7	39204,9
65-100	0,018	2,0	0,15	168,1	111,1	18675,9
					2305,8	257993,9
1 Dato			4 Ecuación 6.5	7 Columna 5 x columna 6		
2 Dato			5 Ecuación 6.4			
3 Dato			6 Columna 3/columna 2			

Solución:

Para el filtro rápido, de la ecuación 6.9 se obtiene:

$$h = 0,178 \left[\frac{116,6}{86,400} \right]^2 \times \frac{1}{9,8} \times \frac{1}{(0,414)^4} \times 6,0 \times 257.993,9 \times 0,75 = 1,31 \text{ m}$$

Para el filtro lento, de la ecuación 6.10 se deduce

$$\frac{A}{V} = 6 \times 2306,8 = 16840,8 \text{ m}^{-1}$$

De la ecuación 6.6

$$d = 6 \times \frac{1}{16840,8} = 3,56 \times 10^{-4} \text{ m}$$

Según la ecuación 6.5:

$$N_{RE} = \frac{3,56 \times 10^{-4} \times 9,3}{1,568 \times 10^{-6} \times 86.400} = 2,44 \times 10^{-2}$$

De la ecuación 6.4

$$C_D = \frac{24}{2,44 \times 10^{-2}} + \frac{3}{\sqrt{2,44 \times 10^{-2}}} + 0,34 = 1003$$

Finalmente, aplicando la ecuación de Rose para filtros lentos, ecuación 6.11, se obtiene:

$$h = 0,178 \times \frac{1003}{9,8} \times \left[\frac{9,3}{86.400} \right]^2 \times \frac{1}{(0,394)^4} \times 6 \times 2806,8 \times 0,75 = 0,11 \text{ m}$$

Como puede observarse en el ejemplo, el uso de una arena tan fina en un filtro rápido produciría una pérdida de carga excesiva.

6.6 FLUJO A TRAVÉS DE LECHOS EXPANDIDOS

Las ecuaciones de Rose sirven para calcular la pérdida de carga a través de un lecho limpio, es decir, un lecho de espacios libres sin obstrucciones. Sin embargo, cuando los lechos son usados para remover el material suspendido del agua, la porosidad del lecho está cambiando continuamente debido a la recolección de las partículas en los vacíos del lecho, la pérdida de carga aumenta con el tiempo y la capacidad de flujo debe ser restablecida periódicamente. La restauración de la capacidad de flujo del lecho se hace mediante remoción de las porciones obstruidas del lecho o mediante arrastre del material acumulado en los vacíos por expansión líquida del lecho.

En los filtros lentos la penetración de los sólidos es superficial y la limpieza se hace mediante remoción de la capa superior del medio a intervalos de un mes o unos pocos meses, lavado y reemplazo. En filtros rápidos, los sólidos se tapan mucho más rápidamente debido a su carga hidráulica más altas, los sólidos penetran profundamente dentro del lecho y la limpieza se hace mediante lavado, en sentido inverso al de flujo, a una tasa aproximadamente igual a 10 veces la tasa de filtración normal.

En los filtros rápidos, el flujo del agua hacia arriba expande el lecho produciendo una condición *fluidizada* de las partículas, es decir, soportadas por el fluido, en la cual el material acumulado es arrastrado de las partículas por el agua de lavado. El arrastre con aire comprimido antes del lavado hídrico mejora la limpieza y reduce el consumo de agua.

La figura 6.12 ilustra el comportamiento de un lecho poroso bajo la acción del lavado. Una vez que el agua de lavado es admitida en el fondo del filtro, el lecho comienza a expandirse y existe una pérdida de carga inicial. A medida que el lecho se expande, la tasa de incremento de la pérdida de carga disminuye y cuando todo el lecho está justamente fluidizado, es decir, suspendido en el fluido, la pérdida de carga se hace constante. En este punto la fuerza de lavado hacia arriba es equivalente a la fuerza gravitacional, hacia abajo, de las partículas del lecho en el agua.

Un incremento adicional en el caudal de lavado aumenta la expansión pero no la pérdida de carga. Una expansión excesiva no es deseable puesto que las partículas serían forzadas a separarse, la acción de frote sería reducida y el consumo de agua de lavado sería mayor.

De conformidad con la figura 6.13, la cual muestra un lecho en condiciones de lavado, la expansión es igual a:

$$\frac{L_e - L}{L}$$

Dicha expansión es del orden del 5-25% en Inglaterra y hasta de un 50% en los Estados Unidos, generalmente.

Cuando un lecho de partículas de tamaño uniforme alcanza el punto de fluidización, el peso efectivo de las partículas, o sea la fuerza gravitacional, está equilibrado por la fuerza hacia arriba del agua; o sea,

fuerza hacia arriba del agua = peso efectivo del medio

$$\Delta p \cdot S = LS (1 - e) (\rho_s - \rho)g \quad (6.12)$$

$$h_f = L(1 - e) \frac{(\rho_s - \rho)}{\rho} \quad (6.13)$$

$$h_f = L(1 - e) (S_s - 1) \quad (6.14)$$

B es un índice de fuga con los sig. valores:

<u>Tratam. greiro</u>	<u>B</u>
Pobre	4×10^{-4}
Regular	1×10^{-3}
Buena	2×10^{-3}
Excelente	4×10^{-3}

Otro criterio, recomendada por Kawamura, sería:

(MESOR
MAS MODERNO)

$$l/T.E \geq 1000$$

Lechos comunes de arena y de arena-antracita.

$$l/T.E \geq 1250$$

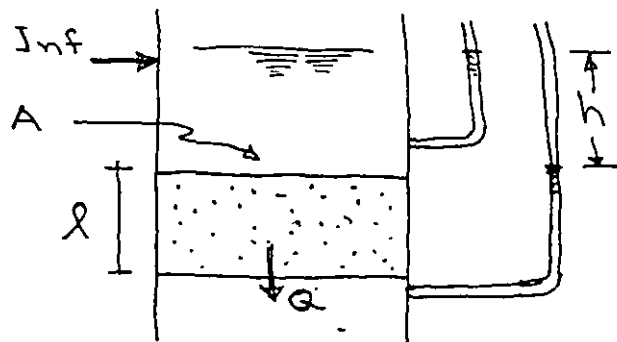
Lechos múltiples o de arena gruesa ($1.5\text{mm} > T.E > 1.0\text{mm}$)

l = espesor del lecho en mm.

Hidráulica de la filtración. -

Interesa para 3 diferentes situaciones:

- 1.- Lechos estratificados (F. Rápidos)
- 2.- Lechos no estratificados (F. Lentos)
- 3.- Lechos fluidizados (Retrolavado)



De la Ley de Darcy:

$$v = \frac{K_s}{\rho} = K \frac{h}{l}$$

K = coef. de permeabil.

La expresión de resistencia a la filtración en un

lecho limpio se da por la Ecuación de Kozeny, que se da por

de la Ecuación de Darcy. También puede

derivarse del análisis de sedimentación

de partículas.

(Ver 27-8 a 27-11 de
Fric Green... Okon)

Es demostrable que en un lecho estratificado, con "n" número de capas de espesor proporcional al peso fraccional " f_i " del tamaño " d_i " (d_i corresponde a la media geométrica: $d_i = \sqrt{d_{i+1} \cdot d_{i-1}}$), la pérdida de carga total es igual a la suma de las pérdidas de carga en cada capa, resultan-

$$\frac{h}{l} = \frac{k}{g} \nu \nu \frac{(1-f)^2}{f^3} \left(\frac{6}{\psi} \right)^2 \sum_{i=1}^n \frac{f_i}{d_i^2}$$

Ec. de KOZENY
PARA LECHO
ESTRATIFICADO

$k = 5$ (coef. de Kozeny)

$\nu = \frac{\mu}{\rho}$ (viscosid. cinemát)

Igualmente, para un lecho no estratificado colocada homogéneamente, cada fracción componente " f_i " del tamaño " d_i " contribuye al total general, y:

$$\frac{h}{l} = \frac{k}{g} \nu \nu \frac{(1-f)^2}{f^3} \left(\frac{6}{\psi} \sum_{i=1}^n \frac{f_i}{d_i} \right)^2$$

Ec. de KOZENY
PARA LECHO
NO ESTRATIFICA-
DO.

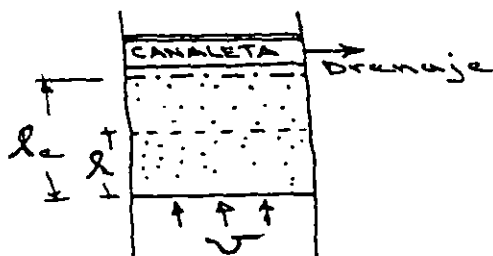
Para los lechos fluidizados su hidráulica difiere de la de filtración por el aumento en el volumen de vacíos de la arena expandida, condición en la que los granos de arena se encuentran suspendidos, y la pérdida de carga entre el fondo y la parte superior de lecho expandido " l_e " debe ser igual al peso en agua del material suspendido. En esta condición:

$$\frac{h}{l_e} = \frac{k_e}{g} \nu \nu \frac{(1-f_e)^2}{f_e^3} \left(\frac{6}{\psi} \frac{1}{d} \right)^2$$

Ec. de KOZENY
PARA LECHO FLUIDI-
ZADO.

$k_e = 4$

$l_e =$ espesor del lecho expandido.



y también:

$$l_e = l (1-f) \sum_{i=1}^n \frac{f_i}{1-f_{ci}}$$

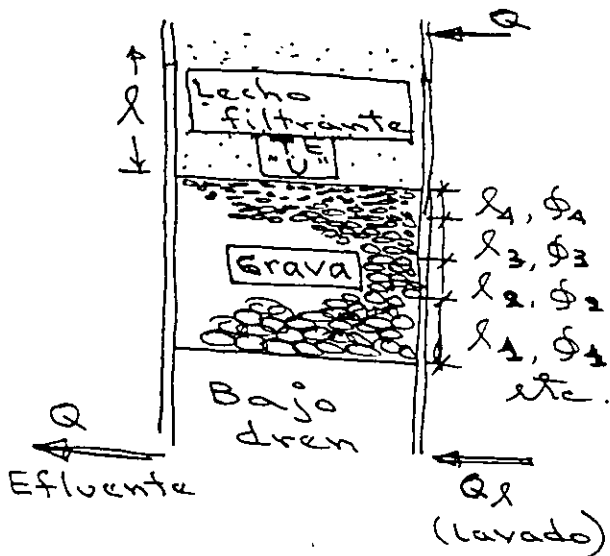
El nivel del lecho expandido no debe llegar a la base de canaleta.

La respuesta de estas ecuaciones de Kozeny para la hidráulica de la filtración, tanto en filtración como en lavado, es función de la arena o medio seleccionado (TE, U, V, etc), así como de la velocidad, entre otros aspectos, y se obtiene del análisis granulométrico en laboratorio.

(Como no se hizo esta prueba, consultar el Fair, Geyer y Otton).

LECHO DE GRAVA. -

Se utiliza como medio de soporte del lecho filtrante (arena, antracita, etc.), para evitar que los granos entren y bloqueen el sistema de bajo dren del filtro, pero también para propiciar una mejor distribución del agua de retrolavado. La grava no debe desplazarse en la operación (no se mueve ni expande) sea esta con agua o con agua-aire.



Criterio rector de selección:

Gravedad específica. - Similar a la de la arena.

Nunca menor de 2.5

a) Grava lo más uniforme en cada capa $\rightarrow \frac{\phi_{\max}}{\phi_{\min}} \leq 2$

b) ϕ_{\min} en la capa superior = 4 a 4.5 el tamaño del grano retener.

c) En capas adyacentes, el ϕ_{\max} de la capa más gruesa ≤ 4 el ϕ_{\min} de la capa más fina.

d) El ϕ_{\min} de la capa inferior = 2 a 3 tamaño de orificios en el bajo dren, y será lo suficientemente grande para que no se mueva

La grava por la energía del chorro.

e) Espesor de la capa $\geq 3\phi_{max}$. Nunca menor de 7 cm (3"). Esta capa rodeará y/o cubrirá completamente el bajo dren.

Ejemplo: Lecho de grava

Capa No.	Arena		Arena	
	Graduación Grava (mm)	Espesor (mm)	Graduación (mm)	Espesor (mm)
4^a (4 ^a)	1.7 - 3.4	75	(5 ^a) 2 - 4.8	75
3^a (3 ^a)	3.4 - 6.3	75	(4 ^a) 4.8 - 9.5	75
2^a (2 ^a)	6.3 - 12.5	75	(3 ^a) 9.5 - 19	75
1^a (1 ^a)	16.0 - 25.0	75 - 100	(2 ^a) 19 - 37.5	75 - 125
 	—	—	(1 ^a) 37.5 - 63	125 - 200

El espesor del lecho es mínimo de 30 cm., y en bajo-drenes de múltiple con laterales el espesor es de 45 cm.

Puede ayudar el siguiente modelo para estimar el espesor total y parcial de cada capa:

$$l_n = R(\log d + 1.4)$$

l_n = espesor para el tamaño "d", pulg.

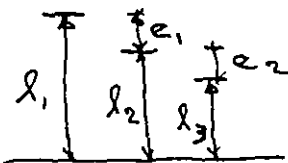
d = tamaño grava de la capa n pulg.

$$R = cte = 10 \text{ a } 14$$

El espesor para d_1 (1^a capa), d_2 (2^a capa), d_3 (3^a capa), d_i ... será:

$$e_i = (l_1 - l_2), (l_2 - l_3) \text{ etc.}$$

320

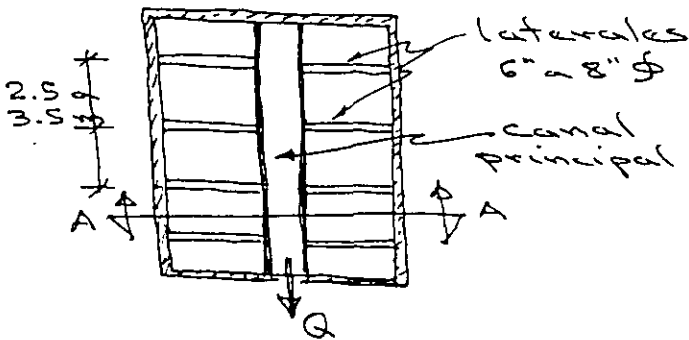


SISTEMAS DE BAJO-DREN. -

Se ubican en la parte inferior de los filtros, siendo su función:

- En filtros lentos. - Recolectar y conducir al effluente el agua filtrada.
- En filtros rápidos. - La anterior función, pero también introducir y distribuir el agua ~~para~~ para retrolavado del filtro, función que se complementa con las canalas de lavado.

En FILTROS LENTOS el sistema común es un canal principal con tubos laterales, los cuales no van perforados, pero no se juntan, solo si el tubo es poroso.



Laterales:

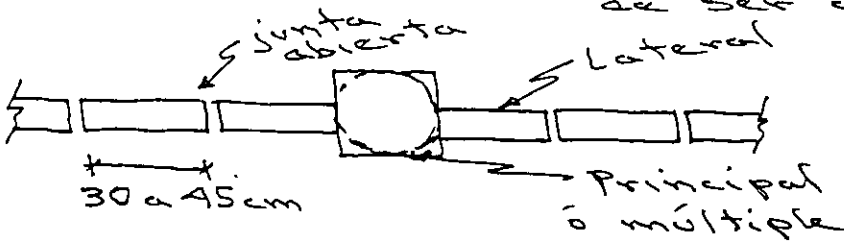
φ : 15 a 20 cm.

Longitud de tramos : 30 - 45 cm.

Separación @ : 2.5 a 3.5 m

Múltiple ó principal:

El tamaño depende de las pérdidas de carga que se tengan y que deben limitarse. Puede ser cuadrado, rectangular o circular.



321

Los laterales no llevan pendiente.

La pérdida de carga en el lateral sin juntar, por fricción = $\frac{1}{3}$ de la pérd. ~~por fric~~ como si fuera tubo lisa.

$$h_f = \frac{1}{3} h_{f_t}$$

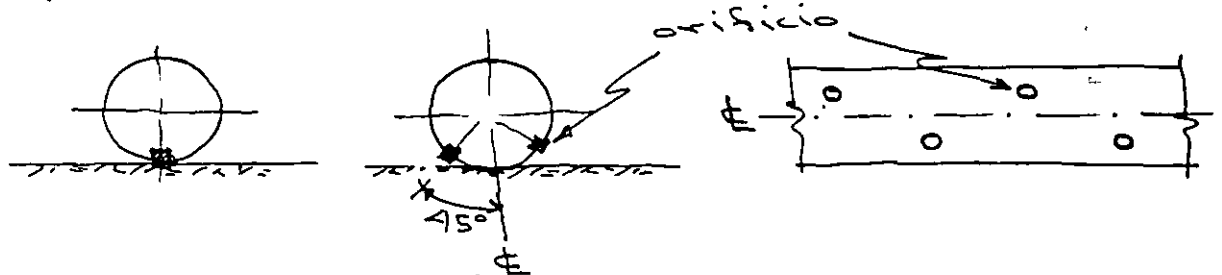
$$\left. \begin{matrix} \leq h \\ \text{grava laterales} \\ \text{principal} \end{matrix} \right\} \leq \frac{1}{4} \text{ pérdida de carga en el lecho filtrante limpio}$$

En FILTROS RÁPIDOS habrá que considerar que en operación de lavado, el dren maneja 4 a 5 veces el caudal de operación de filtrado, y la hidráulica del sistema depende de la velocidad de lavado.

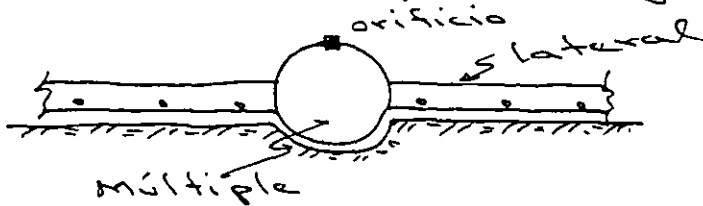
Hay diferentes sistemas de bajo-drenos:

Sistemas { laterales con orificios y múltiple
 Falsos fondos { losa porosa
 Vigas Leopold "Λ"
 Wheeler
 Universal Leopold
 Losa con toberas
 etc.

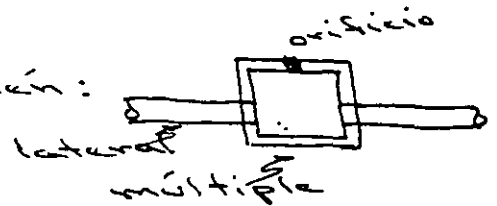
El sistema de laterales y múltiple se diseña como tuberías a presión con orificios, en los que estos se ubican directamente sobre el piso ó a 45° de la vertical del piso y en tresbolillo (mejor opción); en el múltiple los orificios van en la parte superior



El múltiple recoge las tuberías laterales.



También:



Las tuberías son de acero galvanizado, asbesto-cemento, PVC reforzado.

Lo importante en la hidráulica de los bajo-drenos es valorar las pérdidas de carga.

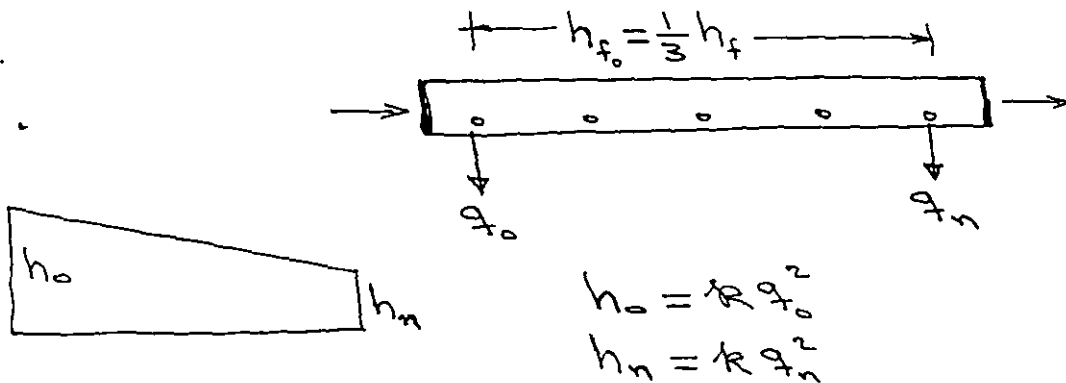
El gasto en un orificio:

$$q = c a_0 \sqrt{2gh}$$

$$c = \text{coef. de desc.} = 0.75$$

La pérdida de carga por fricción en una tubería con orificios es $\frac{1}{3}$ la pérdida sin orificios.

Por otro lado:



$$h_0 = k q_0^2$$

$$h_n = k q_n^2$$

Es deseable cumplir, para una buena equirrepartición:

$$\frac{q_n}{q_0} = m = 0.9 \text{ a } 0.99$$

$$\therefore \underline{q_n = m q_0} \quad \rightarrow \quad \underline{h_n = m^2 h_0}$$

P. ej., si se adopta $m = 0.9$
 $h_n = 0.81 h_0$

Considerando que:

$$h_0 = h_n + h_f$$

$$\therefore \underline{h_f = h_0(1 - m^2)}$$

Se recomienda que, para un buen diseño:
 "La pérdida de carga en el sistema de bajo dren (incluye el múltiple) sea igual o menor a $\frac{1}{4}$ de la carga disponible para lavado del filtro".

$$h_{\text{sist. de bajo-dren}} = \frac{1}{4} H_{\text{Lavado filtro}}$$

Generalmente se tiene que H_t varía alrededor de 0.5 kg/cm^2 , por lo que, para un estimado, es válido tomar este valor para sacar la altura del tanque elevado ó la carga de la bomba que se requiere (adicionar las demás pérdidas de carga).

Tasas usuales de retrolavado:

- Filtros rápidos de arena: 0.6 a 0.8 m/min.
(15 a 18 gpm/ft²)
- Filtros rápidos de lecho dual o múltiple: 0.7 a 0.9 m/min.
(17 a 22 gpm/ft²)

Recomendaciones para diseño de múltiple con laterales en filtros rápidos.

- 1.- Relación de área de orificios al área del lecho servido (área de filtración):

$$\frac{A_o}{A_f} = \frac{(2 a S) \times 10^{-3}}{1}$$

- 2.- Relación de área de ~~laterales~~ laterales a área de orificios:

$$\frac{A_l}{A_o} = \frac{2 a A}{1} \begin{cases} 2:1 & \text{para } \phi_o = \frac{3}{4}'' \\ 3:1 & \text{para } \phi_o = \frac{1}{2}'' \\ 4:1 & \text{para } \phi_o = \frac{1}{4}'' \end{cases}$$

- 3.- Relación del área del principal al área de laterales servidos:

$$\frac{A_p}{A_l} = \frac{1.5 a 3}{1}$$

- 4.- Relación de longitud de lateral a su diám.

$$\frac{L_l}{\phi_l} \leq 60$$

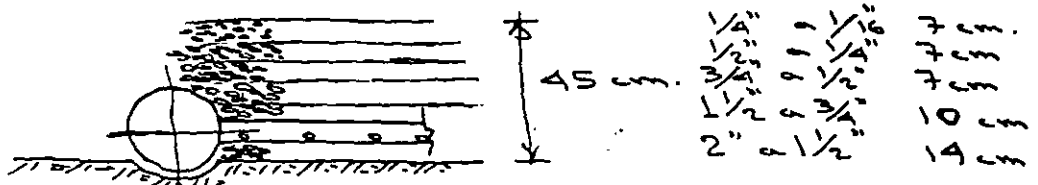
- 5.- Diámetro de orificios: 0.6 a 1.8 cm.
($\frac{1}{4}''$ a $\frac{3}{4}''$)

- 6.- Espaciamiento de orificios:

§ 0.6 cm	—	7.5 cm	
§ 1.2 cm	—	20 cm	@
§ 1.8 cm	—	30 cm	

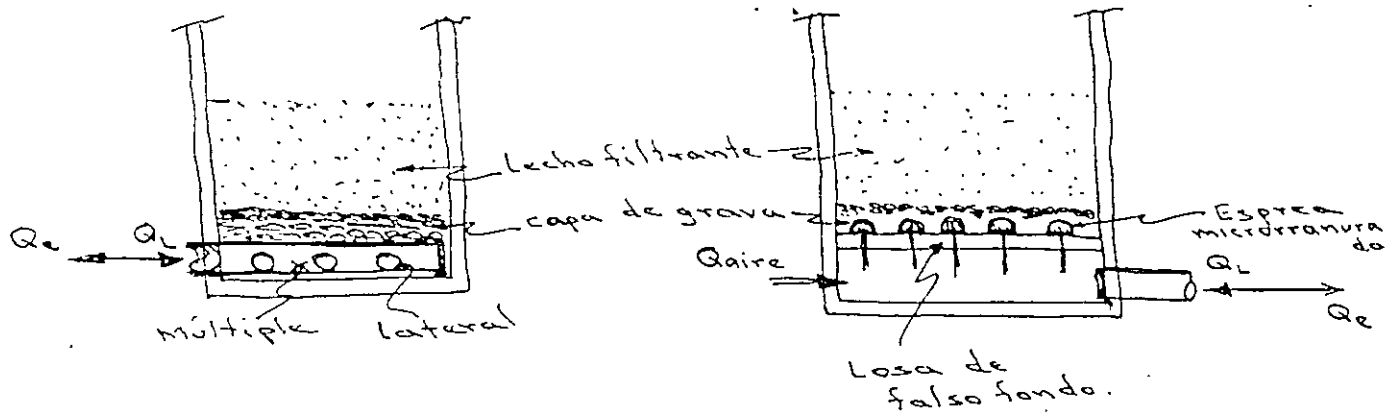
- 7.- Espaciamiento de laterales ≤ 30 cm @

El espesor de la grava se recomienda sea de 45 cm.



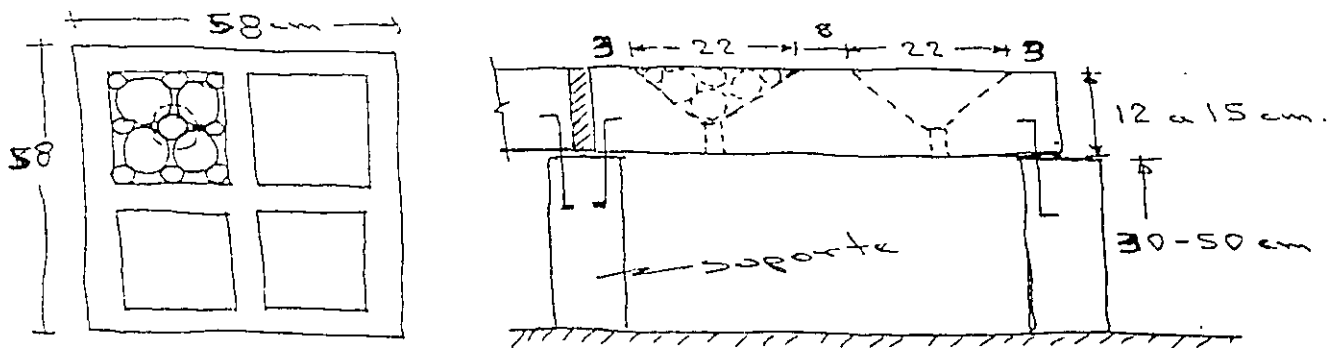
FALSOS FONDOS

Los múltiples con laterales se soportan en el piso (losa de fondo) del filtro, a diferencia de otros sistemas de distribución que constituyen o se soportan en "falsos fondos".



Entre los que constituyen o utilizan falso fondo: Wheeler, losa con espumas o toberas, losa porosa, Vigas Leopold, Universal Leopold, etc., pueden ser para lavado solo con agua (espumas de corta, vigas Leopold), o con agua-aire (espumas de cola larga, Universal Leopold, Losa porosa), aunque estas últimas pueden trabajar solo con agua.

Ej. - Fondos Wheeler:



325

Esferas de parcelana:

- 5 de 3" 5/8"
- 1 de 1 3/8"
- 8 de 1 1/4"

Lecho de grava: h = m

- 6 cm 1/4" a 1/16"
- 7 " 1/2" a 1/4"
- 7 " 3/4" a 1/2"
- 10 " 1 1/2" a 3/4"

- Velocidades en lavado ascendente (ver tabla)

Lavado solo con agua, para una expansión de lecho de 30 a 50%:

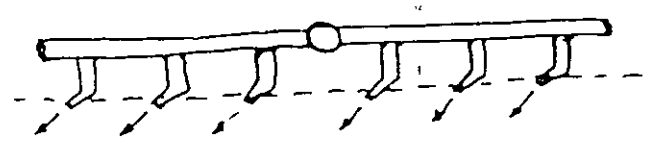
T.E (mm)	V (lps/m ²)
0.35 a 0.45	10 a 11
0.45 a 0.55	11 a 13
0.55 a 0.65	13 a 15
0.65 a 0.80	15 a 17

La presión a la entrada del filtro es aproximadamente de 0.45 Kg/cm²

El lavado ascendente, en plantas grandes, generalmente se complementa con una agitación superficial del lecho filtrante, y/o con inyección de aire ascendente.

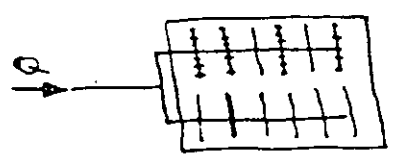
. Agitación o lavado superficial:

a) Sistema fijo (Boyles)

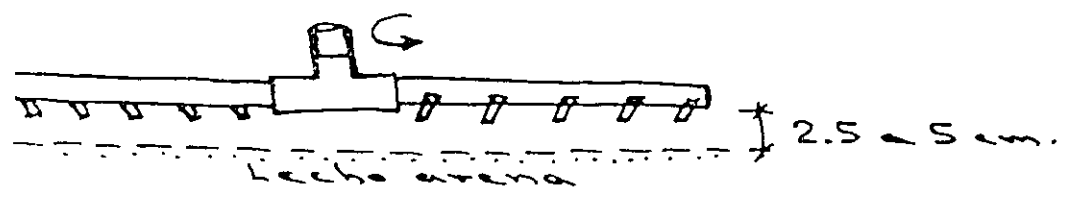


$Q = 2.7 - 5.3 \text{ lps/m}^2$

Presión = 1.5 a 1.8 Kg/cm² (en la descarga de chiflones)



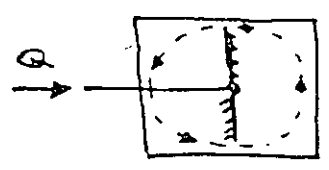
b) Sistema móvil rotatorio (Palmer)



$Q = 0.34 - 0.68 \text{ lps/m}^2$

Presión = 3.5 - 5.3 Kg/cm²

Tiempo de lavado = 1 a 3 minutos, a partir de los cuales se continúa con el lavado común.



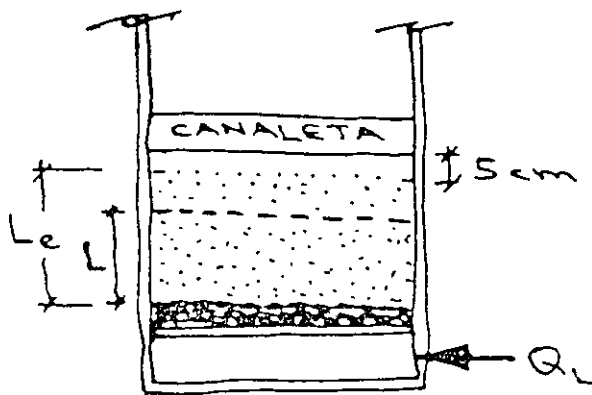
Para el lavado aire-agua :

$$Q_{\text{aire}} = 0.9 \text{ a } 1.5 \text{ m}^3/\text{m}^2 \times \text{min}$$

$$Q_{\text{agua}} = 0.4 \text{ a } 0.7 \text{ m}^3/\text{m}^2 \times \text{min.}$$

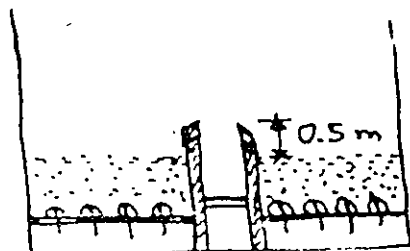
Las canaletas recolectoras del agua de lavado deben estar dispuestas de forma tal, que provean una velocidad ascensional uniforme en todo el lecho, y no se tire material filtrante (arena o antracita), sino únicamente impurezas.

En lavado de lechos fluidizados (lechos expandidos con agua, de arena o arena-antracita) generalmente se sigue el criterio: "El fondo de la canaleta estará 5 cm. arriba de la superficie del lecho expandido".



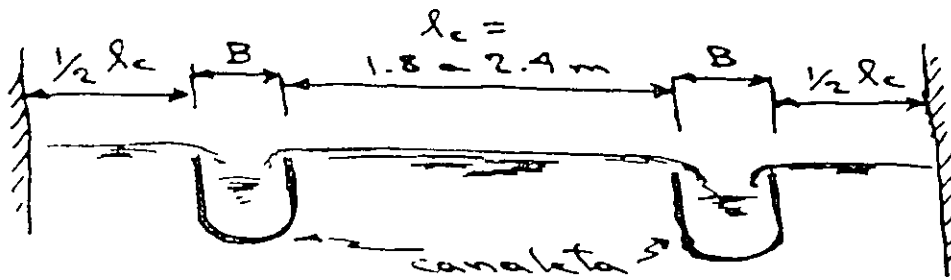
Otras recomendaciones indican que la cresta colectora de la canaleta deberá estar 0.8 a 1.2 m arriba del lecho filtrante de arena, y en caso de medio arena-antracita la distancia será de 1.1 a 1.2 m.

En el caso de lavado de lechos semi-fluidizados (lavado aire-agua) no se requiere de canaletas, pero la parte superior del muro del canal de drenaje estará 0.5 m. arriba del lecho filtrante.

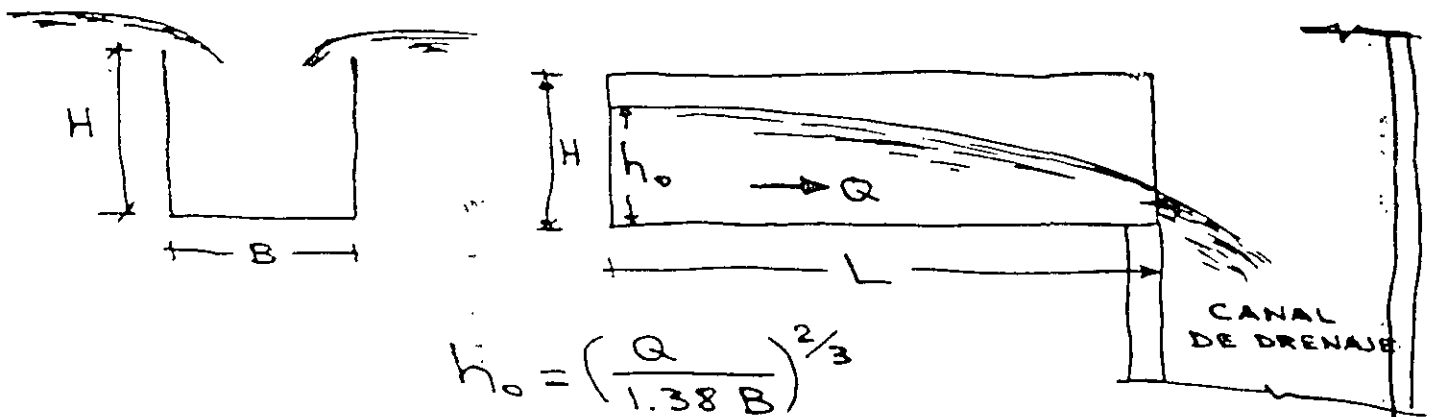


La separación libre entre canales se recomienda de 1.8 a 2.4 m. en lechos de arena, y de 1.8 a 3 m. en lechos de arena-antracita.

Las canales deben diseñarse para desalojar el caudal máximo de lavado esperado.



Para el dimensionamiento de la canaleta:



$$h_0 = \left(\frac{Q}{1.38 B} \right)^{2/3}$$

$$Q = \text{m}^3/\text{seg}$$

$$h_0 \text{ y } B = \text{m}$$

$$\underline{H = h_0 + 0.1}$$

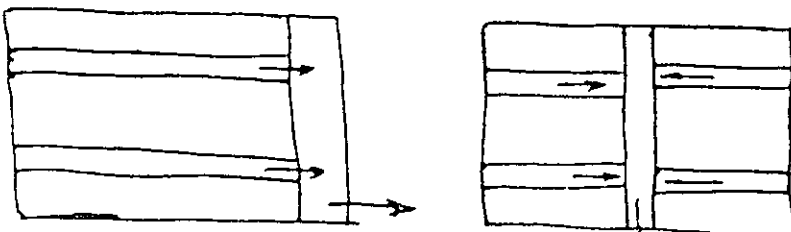
En la caída a la canaleta:

$$h_c = \left(\frac{q^2}{g} \right)^{1/3}$$

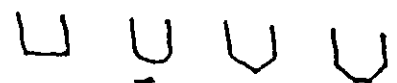
$$\text{donde: } q = \frac{Q}{2nL}$$

$n = \text{núm. de canales}$

Disposición:



FORMA:



Más usual

SISTEMAS DE DRENAJE

El objeto de los drenes que se colocan en el fondo del filtro es doble:

1. Recolectar y extraer el agua filtrada
2. Distribuir uniformemente el agua de lavado en el lecho filtrante y el aire cuando este se usa. Cuando los drenes están mal diseñados y no distribuyen uniformemente el agua de lavado, desestratifican la grava causando pérdidas del medio granular y deficiente limpieza de los granos.

Los sistemas de drenajes podríamos clasificarlos en tres tipos, así:

Tipo	Clase o Nombre	Se usa para:
Tuberías perforadas	Para trabajo con grava Bloques Wagner Boquillas Patterson-Cand.	Agua sola (alta rata) Agua sola (alta rata) Agua y aire (baja rata)
Falsos fondos	Fondo Weeler Fondo Leopold (cerámico) Fondo Leopold (plástico) Boquillas	Agua sola (alta rata) Agua sola (alta rata) Agua y aire (alta rata) Agua y aire (baja, alta rata, según diseño)
Placas porosas	Bloques carbonados Concreto poroso	Agua sola (alta rata) Agua o agua y aire (alta rata)

Aunque el cuadro anterior no incluye todos los sistemas, vamos a estudiar los enumerados a título de ejemplo

Tuberías perforadas para trabajo con grava:

Es el sistema más antiguo de drenaje de los filtros. En la actualidad se lo puede fabricar en tubería de plástico para evitar la corrosión.

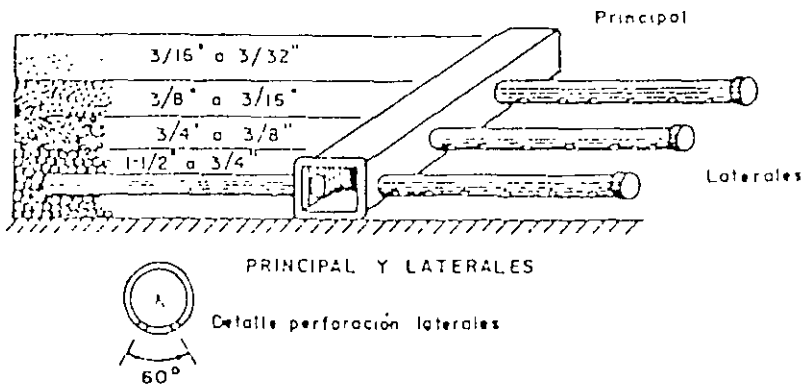


Fig. IX-23 Principal y laterales

Consiste en una tubería principal o matriz, a lado y lado de la cual se le pegan una serie de tubos laterales perforados. La superficie total de los orificios debe ser del 0.2 al 0.33 % del área filtrante y el diámetro de cada uno varía entre 6.5 y 15.8 mm colocados a distancias entre 7.5 y 25 cm unos de otros. La distancia entre laterales es de 20 a 30 cm centro a centro y las perforaciones forman 30 a

lado y lado de la vertical. La altura de los tubos sobre el fondo del filtro debe ser de 3.5 cm. La relación de longitud de los laterales a su diámetro no debe exceder de 60. Por eso para una longitud de 1.0 m se usa $\phi = 2''$, para 1.5 m, $\phi = 2\ 1/2''$; para 2.0, $\phi = 3''$, y para 2.5 m $\phi = 3''$

El inconveniente mayor de este sistema es la alta pérdida de carga (1.80 a 2.8 m) con que hay que diseñarlos para que distribuyan de manera uniforme el agua de lavado

Las tablas IX-12 y IX-13, suministradas por Azevedo Netto, facilitan notablemente el diseño de este tipo de drenes, el cual se usa solo para lavado con agua, a velocidad alta

Tabla IX-12 Pérdida de carga para diferentes diámetros de orificios y espaciamiento de laterales (Velocidad de lavado de 90 cm/min) (Según Azevedo Netto)

Orificios	Distancia entre orificios (cm)	Espaciamiento entre laterales (eje a eje)									
		20 cm			25 cm			30 cm			
		N.º de orificios	Gasto por orificio	Pérdida de carga	N.º de orificios	Gasto por orificio	Pérdida de carga	N.º de orificios	Gasto por orificio	Pérdida de carga	
6.3	1.4	7.5	66	0.23	2.6	53	0.28	3.8	44	0.34	6.0
9.5	3.8	15.0	33	0.45	2.1	29	0.58	3.4	29	0.75	6.0
12.7	1.2	20.0	25	0.69	1.3	20	0.75	1.8	15	0.94	2.5
15.8	5.8	25.0							13	1.15	1.6

Tabla IX-13 Datos de diseño de la tubería principal de un dren por filtro (Según Azevedo Netto)

Área de los Filtros (m ²)	Gasto Máximo de Lavado l/s	Diámetro		Área (m ²)	Velocidades en el tubo (m/s)
		mm	pulg.		
2.5	38	200	8	0.031	1.21
5.0	75	230	10	0.049	1.52
7.5	113	300	12	0.071	1.61
10.0	150	330	14	0.095	1.55
15.0	225	450	18	0.159	1.41
20.0	300	500	20	0.185	1.52
25.0	375	550	22	0.238	1.58
30.0	450	600	24	0.283	1.52
35.0	525	700	28	0.385	1.33
40.0	600	800	32	0.503	1.19
45.0	675	870	32	0.523	1.21
50.0	750	800	32	0.523	1.22

Tuberías perforadas para trabajo con bloques y grava

El más conocido de estos sistemas es el llamado bloque de Wagner⁴. Este tipo de bloque es fabricado con concreto en varias dimensiones, para ser intercalados

4. Los bloques Wagner son patente de Infilco Inc

entre los laterales como indica la figura IX-24. El tamaño más pequeño es el de 10-3/8" x 9-5/8" que pesa 10 kilos por unidad. Se puede fundir en el sitio.

El objeto de los bloques Wagner es el de reemplazar el tipo de grava gruesa (2" a 3/4") y producir una más eficiente distribución de los chorros de agua proveniente de los laterales durante el lavado. Este sistema no se puede usar para lavado con aire.

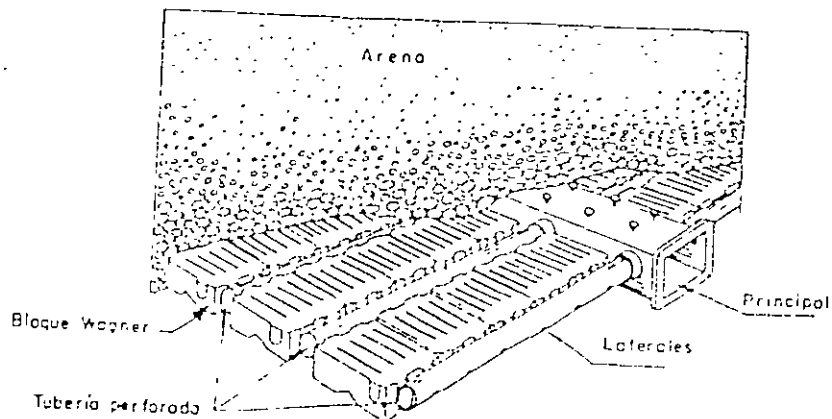


Fig. IX-24 Fondo de tubería con Bloques Wagner (Cortesía de Infilco Inc.)

Boquillas plásticas Patterson Candy

En un sistema de colector principal y laterales se puede colocar boquillas plásticas cada 15 cm centro a centro, para que trabajen con aire o con aire y agua⁵. Los tubos pueden ser de arcilla vitrificada o plásticos. Todos confluyen a un colector principal como indica la figura IX-25. Se usa para lavado de baja rata, primero aire y después agua.

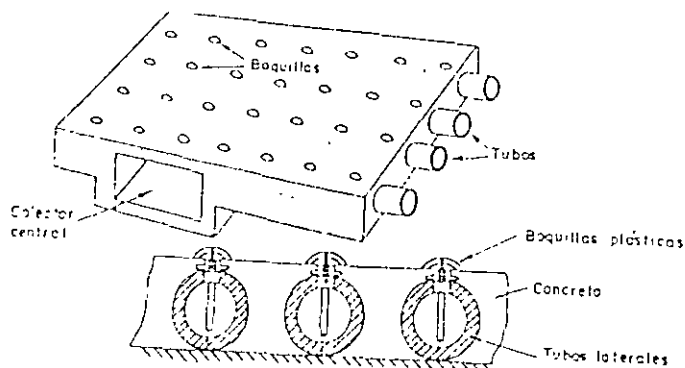


Fig. IX-25 Sistema de tuberías y boquillas (cortesía de Patterson Candy Inc.)

⁵ Este tipo de fondo es patente de Patterson Candy Inc.

Fondo Weeler:

El fondo Weeler⁶ ha venido instalándose desde 1913. Consiste en una losa de concreto fundida a 10-50 cm sobre el fondo del filtro, provista de orificios troncocónicos por donde pasa el agua. Existen dos tipos básicos: (a) con losas prefabricadas y (b) monolítico fundido en el sitio. El primero consiste en losas prefabricadas de concreto de 0.60 x 0.60 y 0.10 m de espesor, las cuales tienen 9 depresiones troncopiramidales de 15 x 15 cm, en las que van colocadas 5 esferas de porcelana de 1-1/2" de diámetro. Requiere los cuatro lechos convencionales de grava. Las losas se pueden colocar sobre soportes de concreto anclados en ellas de 10 a 50 cm de altura.

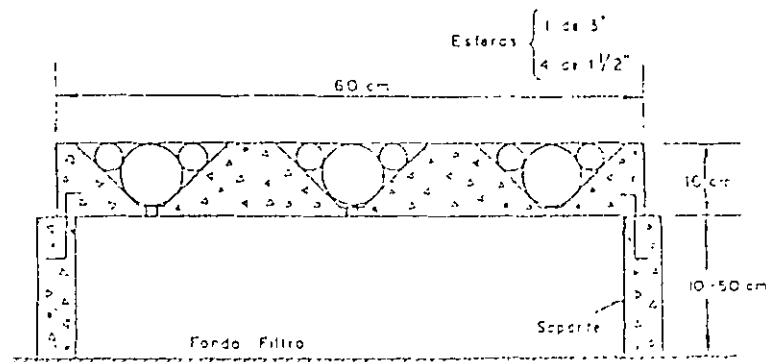
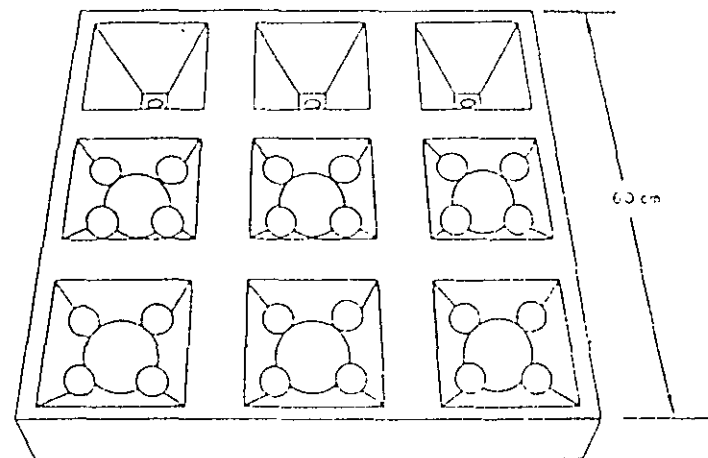


Fig. IX-26 Fondo Wheeler (losas)

⁶ El fondo Wheeler es patente de la compañía Boulder Providence Inc.

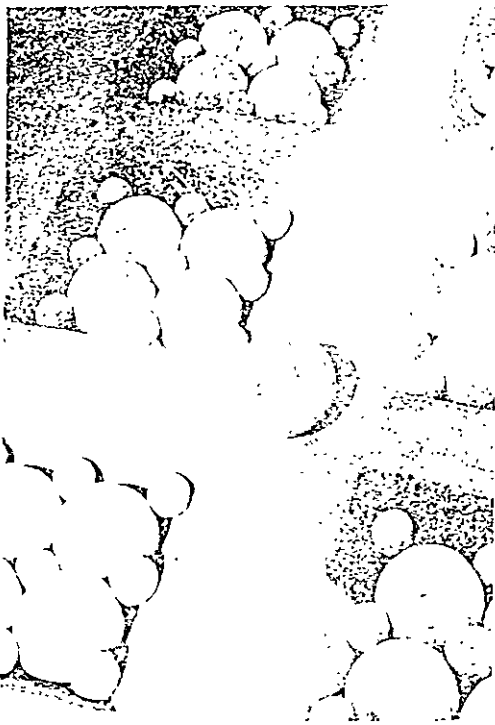


Fig. IX-26.a Fondo Wheeler (puede observarse el desgaste de las losas por uso prolongado)

El segundo modelo para fundir en el sitio se hace con moldes suministrados por la compañía y es en todo semejante al prefabricado, sólo que el espesor de la losa es de 7" (17.6 cm) y las depresiones troncopiramidales son de 0.224 x 0.224 m con 14 esteras de porcelana: 5 de 3" (7.5 cm) y 8 de 1-1/2" (3.8 cm). Se usa para lavado con agua a alta tasa. No sirve para lavado con aire.

Fondo Leopold:

Existen dos tipos. El cerámico y el plástico. El primero⁷, ha venido instalándose desde 1926. Consiste en bloques de arcilla vitrificada refractaria a la corrosión, de 11" (27.9 cm) de ancho que están divididos en dos compartimientos. El inferior que sirve de conducto de distribución similar al sistema de principal y laterales, y el superior que se comunica con

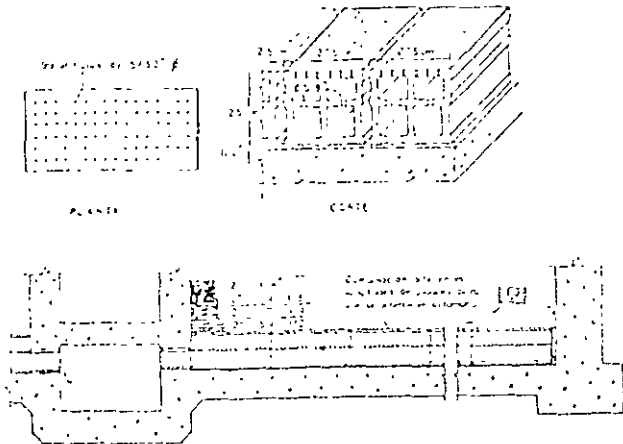


Fig. IX-27 Fondo Leopold (Cortesía de Leopold Co., Inc.)

el de abajo por un hueco de 1" (2.54 cm) de diámetro. En la cara que queda en contacto con la grava, hay 99 agujeros por bloque de 5/32", espaciados 3/4" centro a centro, que actúan a manera de criba para distribuir el agua de lavado. Con este tipo de drenes se puede disminuir el espesor de la grava dejando sólo los lechos más finos. Todas las filas de bloques se orientan a un conducto central de repartición. Los bloques se sientan sobre mortero. Al lado de cada fila se colocan varillas de 1/4" dejando 1" de holgura alrededor de cada pieza. El espacio se rellena con concreto o mortero, para hacer las uniones. Este fondo se usa exclusivamente para agua con alta tasa.

El segundo es el Leopold Plástico, de reciente introducción que se lo usa para aire y agua a alta tasa con posibilidad de inyección simultánea de ambos fluidos.

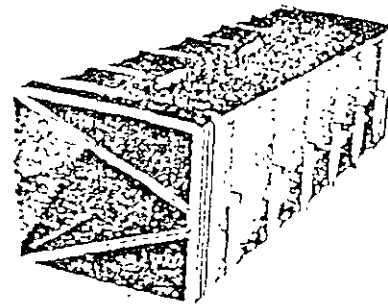


Fig. IX-28 Fondos Leopold de plástico para agua y aire (Cortesía de Leopold Co., Inc.)

Su principio de funcionamiento es similar al de cerámica. Consiste en un elemento trapezoidal que divide en tres compartimientos la caja, cuyas dimensiones son 10 5/8" (27 cm) por 12" (30.5 cm) y 3" (9.0 cm) de largo. El agua o el aire entran a la zona céntrica y pasan a los lados, a través de orificios (pequeños para el aire en la parte superior y grandes para el agua en la inferior) desde donde asciende hacia las boquillas plásticas que se encuentran en la tapa superior del bloque. Estos fondos producen menos pérdida de carga que los cerámicos pero son mucho más costosos. En consecuencia solo se pueden usar cuando se requiere lavado con agua y aire.

La pérdida de carga que producen los fondos Leopold se pueden calcular con la siguiente fórmula:

$$H = K Q^M$$

En donde,

H = Pérdida de carga, en pulgadas

Q = Flujo de lavado, en gpm-p²

K y M = Constantes cuyo valor es:

Longitud del lateral en pies

	55	45	35	25	15
K (Plástico)	0.107	0.0989	0.100	0.0726	0.0651
K (Cerámica)	0.359	0.379	0.519	0.359	1.059
M (Plástico)	1.952	1.938	1.991	1.972	1.958
M (Cerámica)	1.850	1.730	1.550	1.369	1.219

7. El fondo Leopold es patente de F. B. Leopold Co., Inc., Zelienople, Pennsylvania (E. U. S.).

Boquillas:

Existe una gran variedad de boquillas, generalmente de plástico. Se colocan en el falso fondo del filtro según las instrucciones del fabricante. Se usan preferentemente para lavados con aire y agua y son por eso el sistema preferido por las compañías europeas. Producen altas pérdidas de carga y se las usa para baja rata, aunque las hay para alta rata. Las boquillas para baja rata no se las puede usar para alta rata porque producen unas pérdidas altísimas de carga.

En algunas de ellas, como se ve en la figura IX-28 b, el aire hace bajar el nivel de agua en el falso fondo o los laterales y puede así penetrar por el orificio o ranura, dejado en el vástago. Cuando se lava con agua la misma boquilla sirve para distribuir el flujo. Muchas boquillas son especialmente diseñadas para reducir o evitar los lechos de grava. Las boquillas tienen el inconveniente de obstruirse con facilidad debido a incrustaciones que se producen con el tiempo y que bloquean las finas ranuras de distribución, lo cual induce su rotura con las consiguientes molestias para su reemplazo.

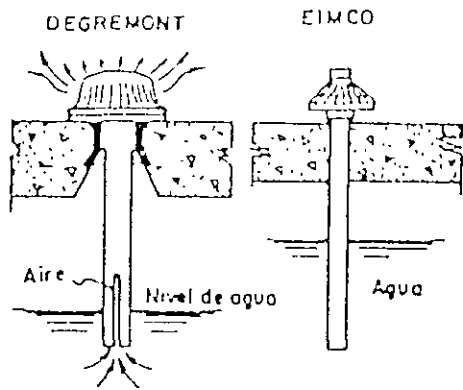


Fig. IX-28.b Modelos de boquillas

niples y se proyecte sobre la grava gruesa de 2" (tres filas de 2" y uno encima de 1") lo cual debe en lo posible ser especialmente seleccionada por su redondez y regularidad de forma. Bolas de vidrio porcelana o esferas plásticas llenas con mortero 1-1, podría también usarse ventajosamente cuando se obtienen a un precio razonable.

Según el espaciamiento entre orificios se produce más o menos pérdida de carga, como lo muestran las curvas de la figura IX-29, obtenidas en el laboratorio Nacional de Hidráulica de Lima, Perú

Los prefabricados para aire y agua consisten en viguetas con boquillas hechas con niples de 1" de diámetro de PVC provistos de un tapón hembra en uno de sus extremos, el cual lleva dos o cuatro perforaciones de 1/4". El aire entra por la ranura de 1 mm de ancho practicada en su extremo interior y el agua a través de los niples para ser distribuida por los orificios del tapón. Conviene dejar bajo las viguetas un anillo de tuberías perforadas para introducción del aire. El cálculo de pérdidas de carga debe ser hecho en forma cuidadosa. Este sistema de drenaje se usa para baja pérdida de carga y alta rata de lavado.

Fondos prefabricados

Se pueden también hacer fondos de concreto prefabricados para agua sola o para aire y agua, los primeros consisten en viguetas en forma de V invertidas, apoyadas a cada lado del filtro y atravesadas por segmentos de tubo o niples plásticos de 1/4" a 3/4" colocados cada 10 a 20 cm centro a centro. El espesor de las viguetas depende de la luz que haya que cubrir.

La parte interior de las pirámides se cierra con mortero para conseguir que toda el agua salga por los

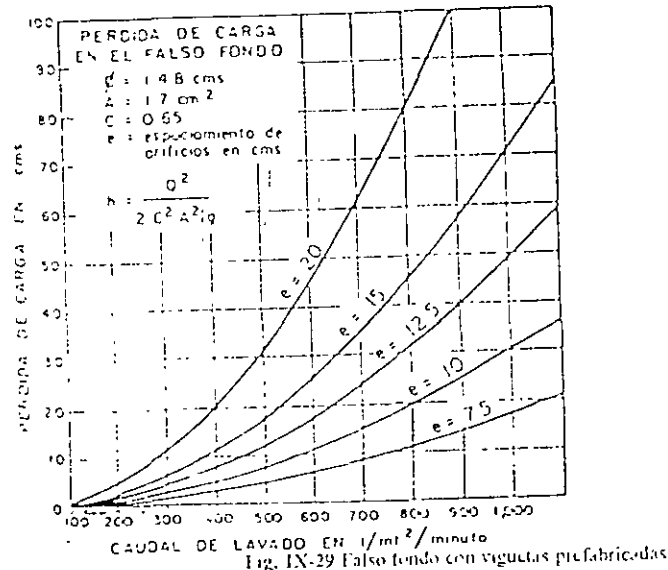
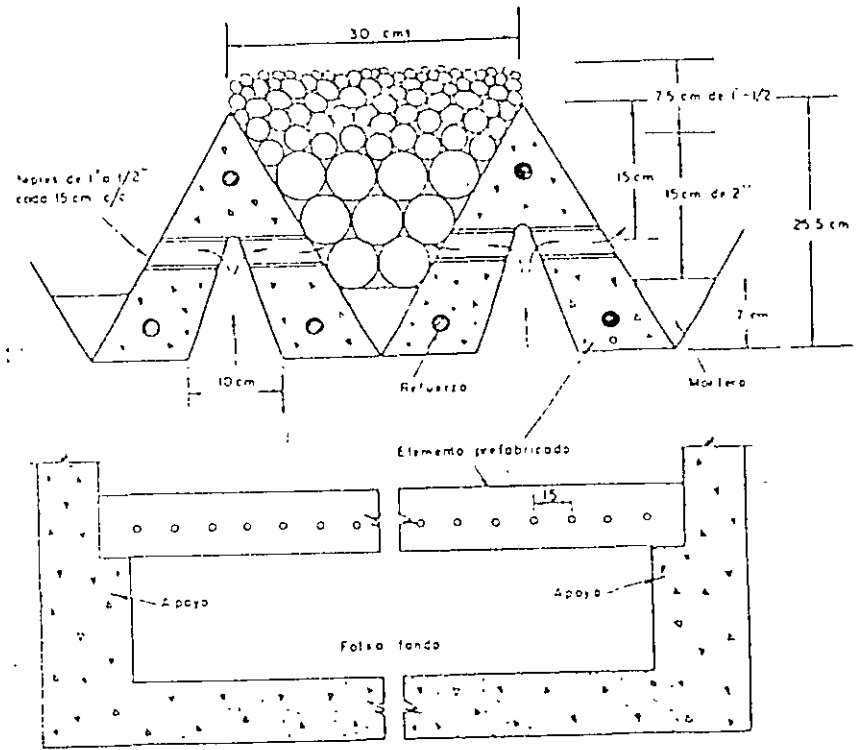
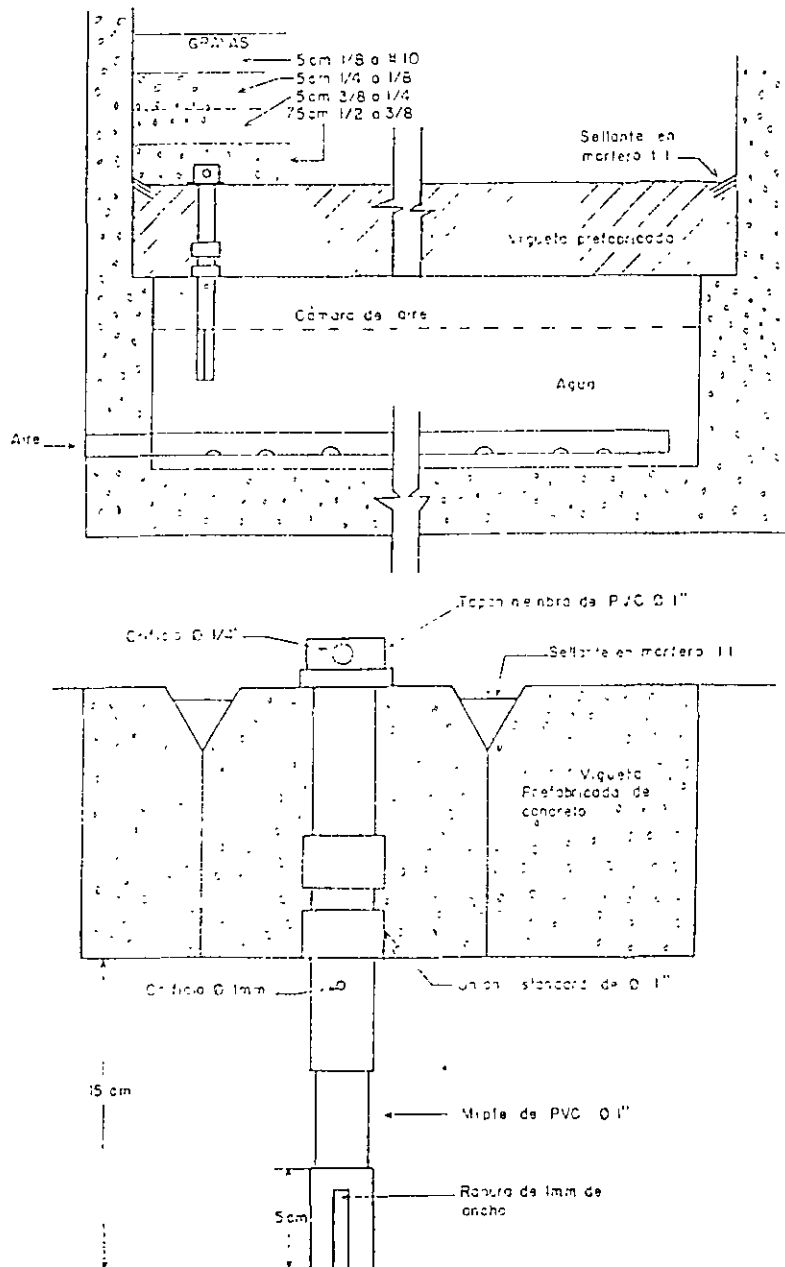


Fig. IX-29 Falso fondo con viguetas prefabricadas

Tanto las viguetas para lavado con agua de alta velocidad como para lavado con aire y agua, se deben utilizar exclusivamente para baja pérdida de carga debido

a que no van ancladas a las paredes del filtro. Nunca se deben usar viguetas para lavado con bomba o con tanque elevado, porque la presión las puede descolocar, a no ser que se tomen precauciones especiales. (Véase la figura IX-30).

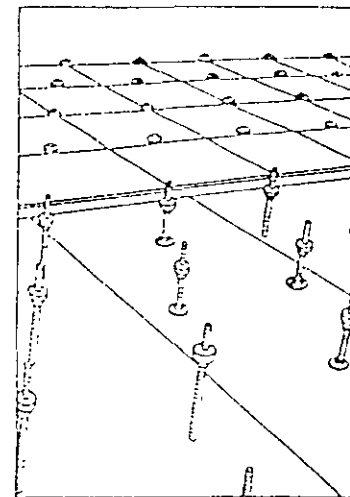


g. IX-30 Sistema de drenaje prefabricado para aire y agua

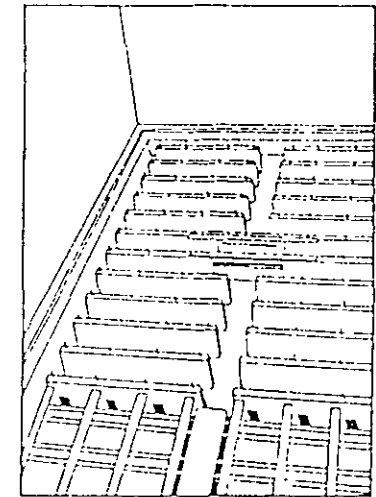
Placas porosas

Las hay de dos tipos. Las Carborundum y las de concreto poroso.

Las placas carborundum son bloques prefabricados con granos relativamente grandes de óxido de aluminio, mezclados con cerámica y fundidos a 1200 C. Dichas placas que vienen utilizándose desde 1934 se pueden obtener en varias dimensiones (la más común es de 30 x 30 cm) y se colocan sobre soportes metálicos o de concreto a una altura de 20 a 60 cm, como indica la figura IX-31. Como la porosidad de las placas es similar a la de la arena torpeda, no es necesario usar grava, lo que evita la desestratificación de los lechos de soporte y la consiguiente pérdida del medio filtrante. Su principal desventaja es su fragilidad y la posibilidad de obstrucción de los poros con el tiempo, lo que ha sido su principal inconveniente, motivo por el cual poco se usan en la actualidad. Estos sistemas de drenaje se usan sólo para lavado con agua de alta velocidad.



a) Sistema de tres soportes



b) Soportes en vigas de concreto

Fig. IX-31 Falso fondo con placas porosas (Cortesía de Carborundum Co.)

Las placas de concreto poroso son, en cambio, una solución alternativa. Consisten en lozetas prefabricadas de concreto hechas con grava de 1/4" a 1/8" y cemento Portland, sin arena ni finos de ningún tipo. El espesor de las lozetas es de 4.5 cm y si se fabrica adecuadamente producen pérdidas de carga inferiores a 6 cm para velocidades de flujo de 0.6 m/min. Para esto debe emplearse poca agua en el fraguado (mezcla seca) y evitar que en la formaleta se produzcan costras de cemento en la cara inferior de la lozeta, lo que los vuelve parcialmente impermeables.

La manufactura debe ser realizada, por eso, con un estricto control de calidad. Como la permeabilidad de estos elementos es muy variable deben colocarse sobre placas sólidas de concreto reforzado, perforados con orificios de 1/2" que produzcan alrededor de 0.30 cm de pérdida por fricción como muestra la figura y que les sirvan de soporte, pues las lozetas no pueden resistir carga estructural.

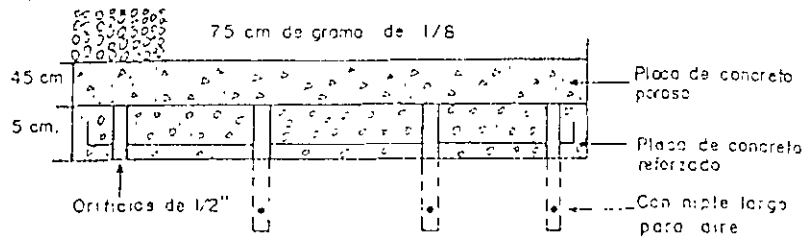


Fig. IX-32 Lozetas pretabricadas porosas

Siendo la pérdida en los orificios mucho más grande que en las lozetas porosas, la variación en la permeabilidad no afecta mayormente la distribución del agua de lavado. Este sistema de drenaje se usa con solo 7.5 cm de grava de 1/8" lo que disminuye la altura de la caja del filtro. No deben emplearse con aguas altamente corrosivas a no ser que se emplee para su construcción cemento especial resistente al ataque por ácidos.

En los orificios pueden colocarse tubos de plástico de 1/2" con sus respectivos orificios, si se quieren usar para lavado con aire y agua. De lo contrario deben utilizarse para agua sola.

Hidráulica de la distribución del agua

La teoría de los múltiples debe aplicarse al cálculo de los sistemas de drenaje en forma similar a la explicada para la extracción de lodos en los sedimentadores. La diferencia con dicho caso es que los drenes del filtro se diseñan no para succionar agua de manera uniforme por todos los orificios, sino para inyectar el flujo de lavado. La igualdad con la cual distribuyan dicho flujo va a depender de la velocidad y sección que se da al ducto distribuidor. Véase la figura IX-33.

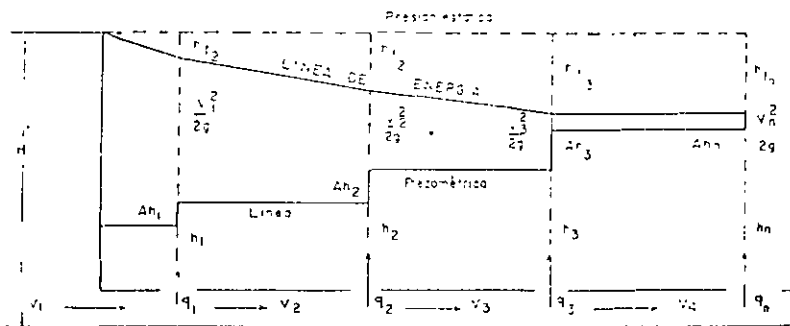


Fig. IX-33 Presiones en un múltiple distribuidor de agua

Considerando una carga H sobre un múltiple en cada orificio distribuidor se cumplirá que:

$$H = h + \frac{v^2}{2g} + hf$$

En donde,

h = Altura piezométrica hasta donde teóricamente (excluida la resistencia del aire) subiría el chorro de agua si se los dejara fluir libremente

$v^2/2g$ = Carga de velocidad

hf = Pérdida por fricción

Como a medida que va saliendo por los orificios los caudales q_1, q_2, q_3, q_n , las velocidades v_1, v_2, v_3, v_n ... van a ir disminuyendo en el ducto, las alturas piezométricas h_1, h_2, h_3, h_n ... van a ir aumentando en un valor de $\Delta h_1, \Delta h_2, \Delta h_3, \Delta h_n$... a lo largo del múltiple.

Esto implica que el gasto y la presión de salida en los orificios va a ser mayor en los del extremo opuesto a la entrada del flujo que en los del comienzo, a no ser que las pérdidas h y las cargas de velocidad $v^2/2g$ se balanceen hasta producir una línea horizontal.

Para solucionar este problema existen tres alternativas:

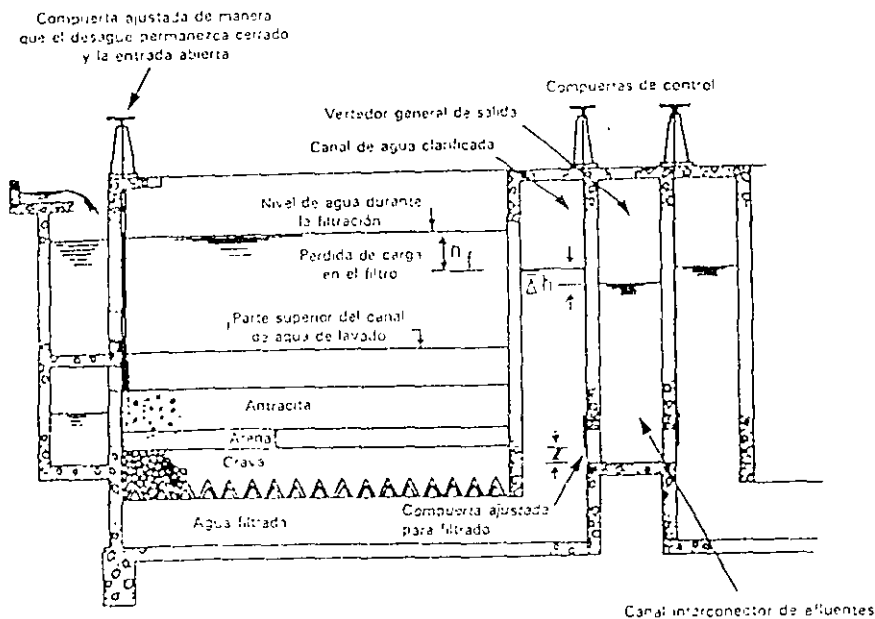
- a. Ir disminuyendo el diámetro de los orificios distribuidores a lo largo del múltiple. Lo que no siempre es práctico dado el gran número de orificios que hay en un sistema de drenaje de un filtro.
- b. Incrementar en tal forma las pérdidas de carga en los orificios distribuidores que las pérdidas por fricción en el ducto no tengan un influjo mayor en la equirepartición de los flujos (Ver figura IX-34 (b)). O sea hacer:

$$h \gg \frac{v^2}{2g} + hf$$

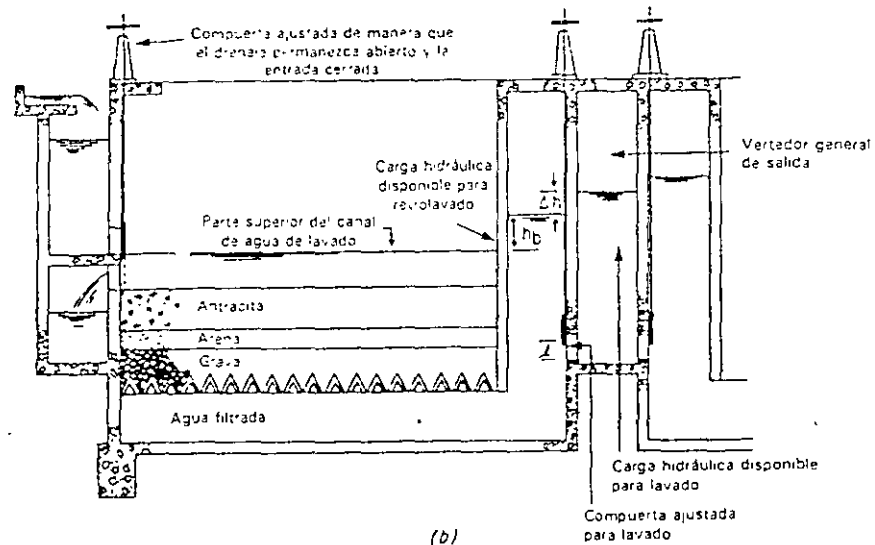
Esta es la solución adoptada en la mayoría de los drenes patentados que producen pérdidas de carga entre 0.90 y 1.80 m. En este caso el área total de los orificios debe ser del orden de 0.4 el área del múltiple distribuidor.

- c. Disminuir la velocidad de transporte del agua en el ducto de tal manera que la carga de velocidad $v^2/2g$ y la fricción hf sean muy pequeñas, tanto que aunque las pérdidas en los orificios sean bajas (0.25 a 0.35 m) los h y las fricciones en el ducto sean poco significativas, con lo que se garantiza una relativa horizontalidad de la línea piezométrica. Este es el sistema utilizado en los filtros de lavado mutuo que deben trabajar con baja pérdida de carga durante el lavado para no aumentar la profundidad de la caja del filtro. (Ver figura IX-34 (c)).

La correcta distribución del flujo ascendente es esencial para evitar el movimiento y la desestratificación de las gravas de soporte del lecho. Cuando estas se desplazan la arena se cuele por entre ellas y se pasa al dren lo que crea diversos inconvenientes que pueden conducir (según su cantidad) a la reconstrucción total del filtro.



(a)



(b)

Figura 8.25 Celda típica de filtración con control de compuerta de salida mostrando lo que sucede durante: a) filtración y b) retrolavado. Fuente: Arboleda, 1973.

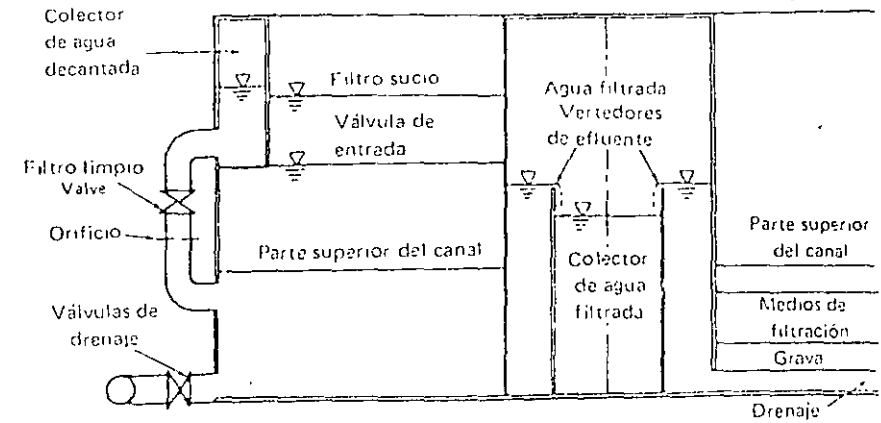


Figura 8.26 Sistema de filtración de velocidad declinante con influente controlado en la planta de Cali, Colombia. Fuente: Hudson, 1981.

rir hasta 300 vueltas del volante y varios minutos para abrirse totalmente. Por lo tanto, es más conveniente una válvula de mariposa.

Hudson (1981) diseñó un sistema de filtración de lavado interno de velocidad declinante en el cual se restringe el gasto a la entrada y en lugar de compuertas se utilizan válvulas de mariposa. Este diseño se utilizó para la planta de tratamiento en Cali, Colombia. En la figura 8.26 se muestra un esquema de una celda de filtración típica. Los filtros reciben agua de un canal de entrada relativamente profundo, cada uno con una válvula de mariposa y un orificio reductor. Igualmente, cada celda cuenta con una válvula de drenaje. El agua filtrada se descarta sobre un vertedor efluente común. Hudson afirma que las ventajas de este tipo de sistema son las siguientes:

1. La reducción en la entrada permite que se aplique un gasto variable al sistema y proporciona además una velocidad de filtración declinante a través de cada filtro a medida que progresa la filtración.
2. La estructura valvular sólo se requiere a la entrada para regular el suministro de agua para la operación de retrolavado.
3. Las válvulas de mariposa son más simples y más rápidas de operar que las compuertas y requieren poco mantenimiento. Además, generalmente son menos caras.

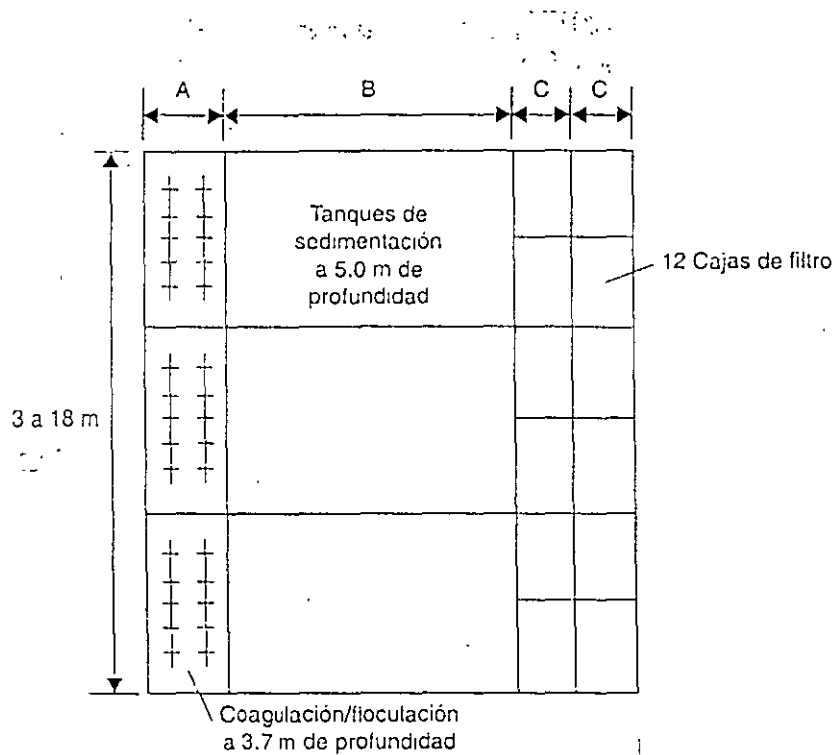


Figura 11-7

$$\frac{2749}{18 \times 5.0} = 30.6 \text{ m}$$

Cada filtro maneja un doceavo del gasto total, o 5,729 L/mm. Por tanto, el área necesaria en cada filtro es

$$\frac{5729}{110.0} = 52.1 \text{ m}^2$$

y la longitud de cada caja de filtro (C) es

$$\frac{52.1}{9.0} = 5.9 \text{ m}$$

Comentario: En la práctica se acostumbra prever la satisfacción de la máxima demanda diaria con cualquiera de las unidades fuera de servicio. En este caso probablemente se construiría un cuarto conjunto de tanques en paralelo. Como alternativa, cada uno de los tres conjuntos de tanques se pudo haber proyectado para dar cabida al 50% de la máxima demanda diaria. La disposición de las unidades es compacta y simétrica por varias razones:

- Para asegurar un flujo uniforme con el menor número de cambios de dirección y por tanto la menor turbulencia posible
- Para permitir la construcción económica de paredes comunes y simplificar la inclusión de la planta en un edificio
- Para permitir la fácil interrupción de una corriente en paralelo para su mantenimiento mientras las otras unidades abastecen la demanda
- Para facilitar la futura expansión de la planta

Ejemplo

La figura 11-7 es un plano de una planta de tratamiento de agua propuesta para la ciudad de 100,000 habitantes del ejemplo 11.1. El tiempo de retención para la coagulación/floculación es de 25 min, y el tanque (A) tiene una profundidad de 3.7 m. El tiempo de retención en el tanque de sedimentación (B) es de 2 h, y la profundidad del tanque es de 5.0 m. El gasto a través de los filtros (C) es de $1.1 \text{ L/min} \cdot \text{m}^2$. Seleccione las dimensiones apropiadas para las unidades. Los tres conjuntos paralelos de tanques proporcionan flexibilidad de operación.

Solución: La rapidez de procesamiento que se requiere es la tasa diaria máxima para la ciudad del ejemplo 11.2, o $99 \times 10^6 \text{ L/día}$. Cada tanque maneja un tercio de este flujo, o $33 \times 10^6 \text{ L/día}$ ($22,916 \text{ L/min}$). En consecuencia, la capacidad que se requiere para el tanque de coagulación/floculación es de

$$\begin{aligned} 25 \text{ min} \times \frac{22,916 \text{ L}}{\text{min}} &= 572.9 \times 10^3 \text{ L} \\ &= 572.9 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

De modo que el ancho del tanque de coagulación/floculación (A) es

$$\frac{572.9}{18 \times 3.7} = 8.6 \text{ m}$$

La capacidad necesaria del tanque de sedimentación (B) es

$$120 \text{ min} \times \frac{22,916 \text{ L}}{\text{min}} = 2749.9 \times 10^3 \text{ L} = 2749.9 \text{ m}^3$$

Por tanto, la longitud del tanque de sedimentación (B) es



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO EN MANEJO INTEGRAL DE
AGUAS MUNICIPALES**

**MÓDULO IV
CA 086**

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

TEMA

SEDIMENTACIÓN

**EXPOSITOR: M. EN C. EDUARDO IZURIETA RUIZ
PALACIO DE MINERÍA
JULIO DEL 2002**

SEDIMENTACION

Es un proceso de separación sólido-líquido, es decir es la operación por la cual se remueven las partículas más pesadas que el líquido, se separa de una suspensión mediante la fuerza de gravedad; en algunos casos se le llama: clarificación, decantación o espesamiento.

Dos son las formas de sedimentación usadas en la purificación del agua: Sedimentación simple y la sedimentación después de la coagulación y floculación o ablandamiento.

La sedimentación simple es generalmente un tratamiento primario para reducir la carga de sólidos sedimentables antes de la coagulación, en estos casos se le conoce como pre sedimentación.

La sedimentación después de la adición de coagulantes y de la floculación se usa para remover sólidos sedimentables que han sido producidos por el tratamiento químico, como en el caso de remoción de color o de turbiedad o en el ablandamiento con cal.

Se manejan dos tipos de partículas en la potabilización

- DISCRETAS: - No cambian formas ni dimensiones al desplazarse
- FLOCULENTAS: - Cambian forma, tamaño y peso al chocar en su desplazamiento (flóculo de la coagulación)

DENSIDAD DE PARTICULAS

$$\text{ARENAS } \rho_s = 2.65$$

$$\text{FLOALUMINIO } \rho_s = 1.13 \text{ (base seca)}$$

$$\text{FLOC HIERRO } \rho_s = 1.37 \text{ (base seca)}$$

Con un 95% de agua el floc de Al^{+3} y Fe^{+3} se tiene

$$\rho_s = 1.03$$

El movimiento de sedimentación de flóculos corresponde a zona laminar y el modelo por utilizar es el de la expresión de Stokes.

En el caso de reducción de sólidos, en desarenadores y presedimentadores el movimiento corresponde a zona intermedia y el modelo por utilizar es el cálculo por tanteos.

Tabla V.4.a Velocidades de Sedimentación de Partículas

Material	Densidad Relativa	Diámetro d (cm)	Temperatura del agua °C	Viscosidad $10^{-1} \text{ cm}^2/\text{s}$	Velocidad de sedimentación cm/s	Carga superficial $\text{m}^3/\text{m}^2/\text{d}$	Zona
Microfloc Liviano	1.01	0.0001	10	1.310	4.16×10^{-7}	0.00036	Laminar
			15	1.176	4.63×10^{-7}	0.00040	Laminar
FLOC	1.03	0.001	10	1.310	1.25×10^{-4}	0.108	Laminar
			15	1.176	1.39×10^{-4}	0.120	Laminar
FLOC	1.03	0.01	10	1.310	1.25×10^{-2}	10.80	Laminar
			15	1.176	1.39×10^{-2}	12.00	Laminar
Partículas Orgánicas	1.5	0.01	10	1.310	2.08×10^{-1}	179.7	Laminar
			15	1.176	2.31×10^{-1}	199.5	Laminar
Arena Fina	2.6	0.01	10	1.310	6.11×10^{-1}	528 *	Intermedia
			15	1.176	6.75×10^{-1}	583	Intermedia
Arena	2.6	0.2	10	1.310	27.76	23980	Intermedia
			15	1.176	28.16	24330	Intermedia

* Nota - Obsérvese que arena fina de $d = 0.01 \text{ cm}$ puede sedimentar con cargas superficiales relativamente altas, del orden de $500 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$ en condiciones estáticas. En condiciones dinámicas este valor debe multiplicarse por un factor menor que la unidad.

Tabla V.4.b Velocidades de Sedimentación de Partículas (Diámetros corresponden a cribas us standards)

DIAMETRO (cm)	VISCOSIDAD ν (Cm^2/s)		
	1.31×10^{-2}	1.176×10^{-2}	1.010×10^{-2}
	VELOCIDAD DE SEDIMENTACION (Cm/s)		
0.1820	26.42	26.83	27.37
0.1680	24.93	25.34	25.89
0.1540	23.36	23.78	24.34
0.1370	21.35	21.78	22.35
0.1230	19.58	20.02	20.60
0.1100	17.84	18.28	18.87
0.1000	16.42	16.87	17.47
0.0900	14.94	15.38	15.98
0.0810	13.52	13.97	14.57
5	12.12	12.56	13.16

Tabla V.4.b (cont.) Velocidades de Sedimentación de Partículas (Diámetros corresponden a cribas ~~us standards~~ **US standards**)

DIAMETRO (cm)	VISCOSIDAD ν (Cm^2/s)		
	1.31×10^{-2}	1.176×10^{-2}	1.010×10^{-2}
	VELOCIDAD DE SEDIMENTACION (Cm/s)		
0.0650	10.83	11.26	11.85
0.0580	9.56	9.99	10.57
0.0510	8.25	8.65	9.21
0.0450	7.08	7.47	8.00
0.0390	5.89	6.24	6.74
0.0340	4.88	5.20	5.66
0.0290	3.88	4.16	4.57
0.0247	3.03	3.27	3.63
0.0215	2.43	2.63	2.94
0.0180	1.80	1.97	2.21
0.0152	1.35	1.47	1.67
0.0131	1.03	1.13	1.29
0.0110	0.75	0.83	0.94
0.0001	6.86×10^{-1}	7.64×10^{-1}	8.89×10^{-1}

DECANTACION DE PARTICULAS AISLADAS EN UN FLUIDO EN MOVIMIENTO

Las ecuaciones que se han presentado en las secciones anteriores son válidas solo para un fluido estático. Cuando este se halla en movimiento el comportamiento de las partículas es un poco diferente. Pueden entonces considerarse tres casos: a- Cuando el fluido se mueve con velocidad constante horizontal, b- Cuando el fluido se mueve con velocidad constante vertical y c- Cuando el fluido se mueve en dirección oblicua.

a- El fluido se mueve con velocidad horizontal constante

Este es el caso de los sedimentadores horizontales convencionales.

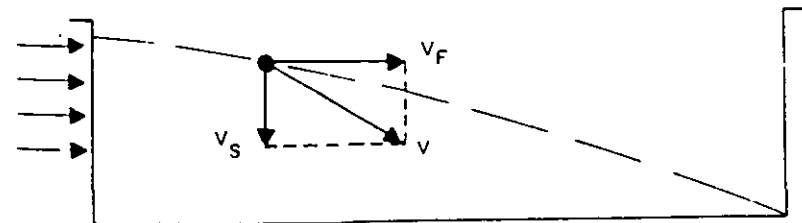


Fig. V-5

Tabla 3.2 Efecto del tamaño decreciente de las esferas sobre la tasa de sedimentación

Diámetro de partícula (mm)	Orden de tamaño	Área superficial total ^a	Tiempo requerido para sedimentarse ^b
10	Grava	3.14 cm ²	0.3 seg
1	Arena gruesa	31.4 cm ²	3 seg
0.1	Arena fina	314 cm ²	38 seg
0.01	Arenilla	0.314 m ²	33 min
0.001	Bacterias	3.14 m ²	55 h
0.0001	Partículas coloidales	31.4 m ²	230 días
0.00001	Partículas coloidales	0.283 ha	6.3 años
0.000001	Partículas coloidales	2.83 ha	63 años mínimo

Fuente: Adaptada de AWWA (1971), pág. 70.

^a Área para partículas del tamaño indicado producidas a partir de una partícula de 10 mm de diámetro con un peso específico de 2.65.

^b Cálculos basados en una esfera con un peso específico de 2.65 para sedimentarse 30 cm.

En las plantas de filtración rápida, el pretratamiento puede mejorar el rendimiento de los procesos unitarios por las siguientes razones: 1) es probable un mejor funcionamiento de los procesos unitarios debido a que la calidad del agua cruda es menos variable; 2) se produce menos lodo y por consiguiente se requiere limpieza menos frecuente de los tanques de una gran cantidad de sólidos suspendidos, en el tratamiento subsecuente se utilizan menos productos químicos.

La selección del tipo más adecuado de pretratamiento para un diseño particular se debe hacer con base en investigaciones de campo, en las cuales se toman muestras de todos los regímenes del río a fin de determinar las variaciones en las características del agua cruda.

5.1 INTRODUCCIÓN

Se designa por sedimentación la operación por la cual se remueven las partículas salidas de una suspensión mediante la fuerza de gravedad; en algunos casos se denomina clarificación o espesamiento. Dos son las formas de sedimentación usadas en la purificación del agua: sedimentación simple y sedimentación después de coagulación y floculación o ablandamiento.

La sedimentación simple es generalmente un tratamiento primario para reducir la carga de sólidos sedimentables antes de la coagulación; en esos casos se le conoce como presedimentación. La sedimentación después de la adición de coagulantes y de la floculación se usa para remover los sólidos sedimentables que han sido producidos por el tratamiento químico, como en el caso de remoción de color y turbiedad o en el ablandamiento con cal. La sedimentación puede ser precedida por presedimentación y aireación; generalmente va seguida de la filtración. En el tratamiento de aguas residuales, la sedimentación se usa principalmente para remover sólidos suspendidos sedimentables, tratamiento primario, y para la remoción de material orgánico y biomasa preformada en los sistemas de tratamiento secundario y para espesamiento de lodos.

5.2 TIPOS DE SEDIMENTACIÓN

La sedimentación ocurre de maneras diferentes, según la naturaleza de los sólidos, su concentración y su grado de floculación.

En el agua se pueden encontrar partículas llamadas discretas, las cuales no cambian su tamaño, o forma o peso cuando se sedimentan, y partículas floculentas y precipitantes en las cuales la densidad y el volumen cambia

La partícula cae con velocidad v constante en trayectoria parabólica la cual resulta de la descomposición del vector v en v_F y v_s . El valor v_s es la velocidad caída de la partícula en un fluido en reposo y v_F la velocidad de arrastre horizontal producida por el fluido.

b- El fluido se mueve con velocidad vertical constante.

En este caso, que es el corriente en sedimentadores de manto de lodos, si $v_s > v_F$ la partícula se mueve hacia abajo (sedimenta respecto a la tierra). Pero si $v_s < v_F$ la partícula es arrastrada por el fluido (no sedimenta respecto a la tierra). En cambio si $v_s = v_F$ la partícula se mantiene en suspensión en el fluido. Cuando las partículas están relativamente juntas, se forma un manto de lodos y entonces la velocidad v_F debe entenderse como la velocidad intersticial v_a / p en donde v_a es la velocidad de aproximación y p es la porosidad del manto a través del cual evolucionan las partículas. Este aspecto se estudiará en detalle posteriormente en este capítulo

c- El fluido se mueve con flujo oblicuo

Este es el caso de los sedimentadores de flujo laminar o de placas inclinadas que estudiaremos mas adelante. Dentro de las placas o celdas el flujo puede ser ascendente o descendente.

En ambos casos la partícula se mueve con una velocidad constante, en trayectoria parabólica. La velocidad tendrá componentes según un sistema de ejes cartesianos x, y en el que el eje x está en dirección del flujo. El vector v_s se descompondrá en v_x y v_y como se verá posteriormente.

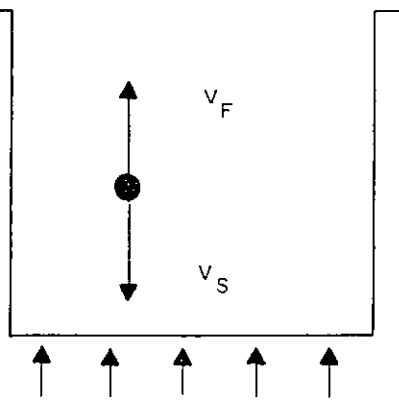


Fig. V.6

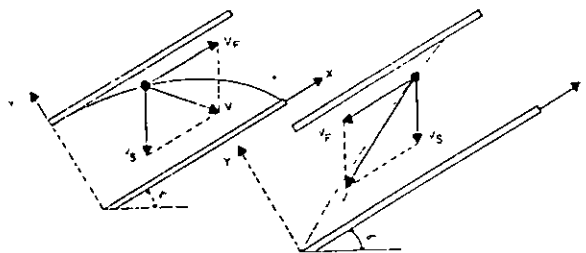


Fig. V.7

**SEDIMENTACION CONVENCIONAL:
MODELO HAZEN Y CAMP**

Antes de desarrollar la metodología de diseño de sedimentadores de flujo horizontal es conveniente introducir un modelo teórico que describa el funcionamiento de un sedimentador con clarificación tipo 1 ya que ayuda a definir conceptos y establecer parámetros que son, como se verá más adelante, aplicables también al caso de partículas aglomerables.

El modelo fue desarrollado por Hazen en 1904 y luego retomado por Camp en 1946 y se basa en la concepción de un tanque de sedimentación ideal Camp, lo definió como "el decantador hipotético en el cual la sedimentación se realiza exactamente en la misma manera que en un recipiente de igual profundidad que contenga un líquido en reposo".

El modelo responde a las siguientes características (ver figura V.8).

1. Se identifican en el tanque de sedimentación cuatro zonas independientes: de Entrada, de Salida, de Sedimentación y de Retención de partículas sedimentadas.
2. Hay una distribución uniforme de partículas en la entrada. La concentración de partículas de cada tamaño es por lo tanto la misma en todos los puntos de la sección transversal de entrada.
3. En la zona de sedimentación la dirección del flujo es horizontal y la velocidad es la misma en todos los puntos, por lo que responde a un modelo de flujo tipo pistón.
4. Toda partícula que entra a la zona de lodos queda atrapada y se considera removida.
5. Las partículas, aún siendo de diferentes tamaños, se comportan como partículas discretas y aisladas en la zona de sedimentación, o sea se produce clarificación tipo 1.

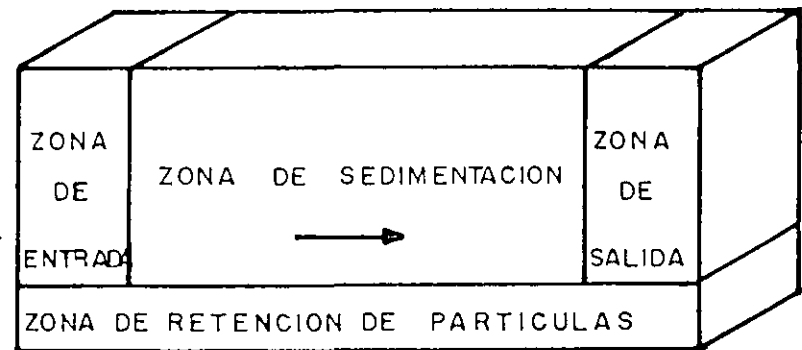


Fig. V.8

El comportamiento de partículas de diferentes velocidades de sedimentación corresponde a trayectorias rectas en la zona de sedimentación debido a la composición de los dos movimientos, el de desplazamiento con el fluido de velocidad v_F y el de sedimentación respecto al fluido de velocidad v_s , como se explicó antes.

Según sea pequeña o alta la velocidad de sedimentación, v_s , de las partículas se pueden producir las situaciones indicadas en la figura V.9.

la partícula en el agua, W , y una fuerza vertical hacia arriba, F o fuerza de arrastre debida a la fricción.

El peso de la partícula discreta en el agua es igual a:

$$W = V(\rho_s - \rho_w)g \quad (5.1)$$

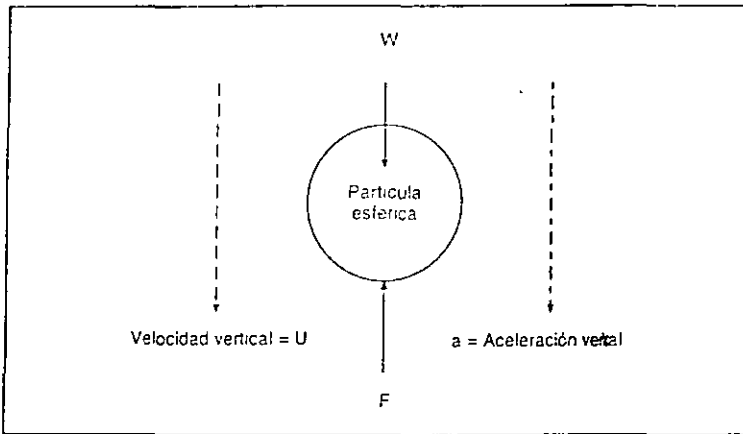


Figura 5.2 Sedimentación de la partícula discreta en reposo

- donde: W = Peso de la partícula en el agua, N
 V = Volumen de la partícula, m^3
 ρ_s = Densidad de la partícula, kg/m^3
 ρ_w = Densidad del agua, kg/m^3
 g = Aceleración de la gravedad, $9,8 m/s^2$

La fuerza vertical de arrastre o fricción es función de la rugosidad, de la forma, tamaño y velocidad vertical de la partícula, así como de la densidad y viscosidad del agua. Empíricamente se ha encontrado que para partículas discretas:

$$F = \frac{CA_n \rho_w U^2}{2} \quad (5.2)$$

- donde: F = Fuerza de arrastre vertical, N
 C = Coeficiente de arrastre de Newton, adimensional

- A_n = Área de la sección transversal de la partícula normal a la dirección de asentamiento, m^2
 U = Velocidad de asentamiento, m/s
 ρ_w = densidad del agua, kg/m^3

El valor del coeficiente de arrastre, C , es función del número de Reynolds:

$$N_{RE} = \frac{DU}{\nu} \quad (5.3)$$

- donde: D = Diámetro de la partícula, m
 U = Velocidad de asentamiento, m/s
 ν = Viscosidad cinemática, m^2/s

Para partículas esféricas y $N_{RE} < 10000$, Fair y Geyer han encontrado que:

$$C = \frac{24}{N_{RE}} + \frac{3}{(N_{RE})^{0.5}} + 0,34 \quad (5.4)$$

Inicialmente la partícula se acelerará hasta que la fuerza de fricción o de arrastre del fluido se haga igual a la fuerza impulsora de asentamiento. Cuando las fuerzas verticales están en equilibrio, de acuerdo con la segunda ley de Newton, la aceleración se hace cero y la velocidad se vuelve constante. Por lo tanto, para partículas esféricas:

$$V(\rho_s - \rho_w)g = \frac{CA_n \rho_w U^2}{2}$$

$$U^2 = \frac{2V(\rho_s - \rho_w)g}{CA_n \rho_w} = \frac{2Vg}{CA_n} (S_s - 1) \left(\frac{\pi D^3 / 6}{\pi D^2 / 4} \right)$$

$$U = \sqrt{\frac{4g(S_s - 1)D}{3C}} \quad (5.5)$$

donde:

- S_s = Densidad relativa de la partícula

a medida que ellas se adhieren unas con otras mediante mecanismos de floculación, precipitación, arrastre o barrido. La existencia de diferentes tipos de partículas en concentraciones distintas hace que sea necesario considerar tipos desiguales de sedimentación, de acuerdo con la clase de concentración de partículas, como lo describe Fitts en la figura 5.1 (5).

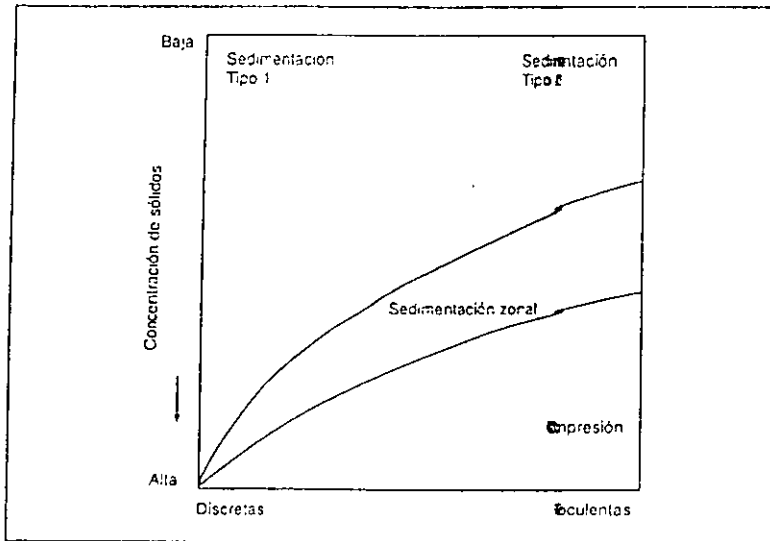


Figura 5.1 Diagrama Paragenético

Dichos tipos de sedimentación son:

- Sedimentación tipo 1:
Se refiere a la remoción de partículas discretas o floculentas en una suspensión diluida. En estas condiciones se dice que la sedimentación es no interferida y es función solamente de las propiedades del fluido y de las características de la partícula. Es el tipo de sedimentación que ocurre con partículas de características floculentas mínimas en suspensiones diluidas, como sería el caso de sedimentación de materiales pesados inertes.
- Sedimentación tipo 2:
Se refiere a la sedimentación de suspensiones diluidas de partículas floculentas, en las cuales es necesario considerar las propiedades floculentas de la suspensión junto con las características de asentamiento

de las partículas. Ocurre generalmente en el tratamiento de aguas residuales, dada la naturaleza de los sólidos en ellas presentes, y en la purificación de aguas potables cuando los sedimentadores están precedidos de floculadores y coagulación

- Sedimentación zonal:
Describe la sedimentación másica y se refiere al proceso de sedimentación de suspensiones de concentración intermedia de material floculento, en las cuales se presenta un asentamiento interferido debido a la cercanía entre partículas. Dicha cercanía permite a las partículas, gracias a las fuerzas entre ellas, tener una posición relativa fija de unas con otras; se forma una matriz porosa soportada por el fluido que desplazan, y como resultado la masa de partículas se desplaza hacia el fondo como un solo bloque, creando una interfase clara de separación entre el sobrenadante clarificado y el lodo, en un régimen descrito como sedimentación zonal.
- Compresión:
Ocurre cuando la concentración aumenta a un valor en que las partículas están en contacto físico unas con otras y el peso de ellas es sostenido parcialmente por la masa compactada. Se presenta en operaciones de espesamiento de lodos cuando las partículas se acumulan en el fondo del tanque de sedimentación, su peso es soportado por la estructura de la masa en compactación y el asentamiento es función de la deformación de las partículas o flóculos.
En la práctica, durante una operación de sedimentación, es común que se presente más de un tipo de sedimentación al mismo tiempo y es posible que coincidan todos los cuatro tipos.

5.3 SEDIMENTACIÓN TIPO 1

Como se dijo previamente, la sedimentación tipo 1 se refiere a la sedimentación de partículas discretas, de aquellas partículas que no cambian su forma, tamaño o peso a medida que se sedimentan; en otras palabras, es el tipo de sedimentación libre, no interferida, función solamente de las propiedades del fluido y de la partícula.

Cuando se coloca una partícula discreta en un fluido en reposo, la partícula se mueve verticalmente debido a la gravedad, si su densidad difiere de la del fluido. Las fuerzas verticales que actuarán sobre una partícula discreta en el agua serán: una fuerza vertical hacia abajo igual al peso de

al cizallamiento del fluido (lo espeso). En una amplia gama de condiciones, la fuerza de fricción puede correlacionarse con el número de Reynolds.

La mayoría de las situaciones en que hay sedimentación de partículas implican condiciones de "flujo deslizante" o laminar (Reynolds < 1). En este caso, la fuerza de fricción de Stokes puede utilizarse

$$F_D = 3\pi\mu D_p V_r$$

Donde: μ = viscosidad del fluido y V_r es la velocidad de la partícula con respecto al fluido (velocidad de sedimentación)

Entonces

$$\begin{aligned} F_{\text{hacia abajo}} &= F_g - F_b - F_D \\ &= \rho_p \frac{\pi}{6} D_p^3 g - \rho_f \frac{\pi}{6} D_p^3 g - 3\pi\mu D_p V_r \\ &= (\rho_p - \rho_f) \frac{\pi}{6} D_p^3 g - 3\pi\mu D_p V_r \end{aligned}$$

La partícula responderá a esta fuerza según la Ley de Newton, que establece que: la fuerza es igual a la masa multiplicada por la aceleración

$$\begin{aligned} F_{\text{hacia abajo}} &= \rho_p \times \text{aceleración} \\ &= m p x \frac{dv_r}{dt} \end{aligned}$$

La solución indica que, en casi todos los casos de interés ambiental, el tiempo final es muy corto (mucho menos de 1 segundo), por esta razón solo se considera la velocidad de "sedimentación final" o "terminal".

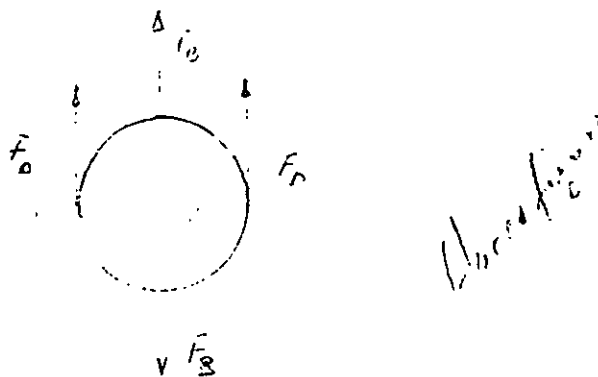
Cuando la partícula alcanza su velocidad terminal, ya no se acelera, de manera que por lo tanto $F_{\text{hacia abajo}} = 0$. Haciendo que $F_{\text{hacia abajo}}$ sea igual a cero y viendo que V_r es igual a la velocidad de sedimentación, V_s igual a velocidad terminal, obtenemos

$$0 = (\rho_p - \rho_f) \frac{\pi}{6} D_p^3 g - 3\pi\mu D_p V_r$$

LEY DE STOKES

Sedimentación o decantación gravitacional

El movimiento de una partícula en un fluido está determinado por un balance de las fuerzas viscosas de fricción que se oponen al movimiento de las partículas con fuerzas gravitacionales o de otro tipo que causan el movimiento.



Considerando la partícula señalada en la figura, a fin de determinar la velocidad a la que cae (sedimentación), se efectuará un balance de fuerzas. Actúan tres fuerzas: la fuerza gravitacional que la empuja hacia abajo (F_g), una fuerza de flotación que la empuja hacia arriba (F_b) y una fuerza de fricción que la empuja hacia arriba (F_d)

F_g es igual a la constante de gravedad g multiplicada por la masa de la partícula m_p . En términos de densidad, ρ_p , y diámetro D_p de las partículas, m_p es igual a $(\rho_p/6D_p^3)$, por lo tanto

$$F_g = \rho_p \frac{\pi}{6} D_p^3 g$$

F_b es una fuerza neta que empuja hacia arriba como resultado del aumento de presión conforme hay mayor profundidad. La fuerza de flotación es igual a la constante de la gravedad multiplicada por la masa del fluido desplazado por la partícula

$$F_b = \rho_f \frac{\pi}{6} D_p^3 g \quad (\rho_f = \text{densidad del fluido})$$

La única fuerza que queda por determinar es la de fricción F_d . Esta fuerza es el resultado de la resistencia que opone el fluido al paso de la partícula y depende de la velocidad a la que la partícula cae a través del fluido, el tamaño de la misma y la viscosidad o resistencia

$$(\rho_p - \rho_f) \frac{\pi}{6} D_p^3 g = 3\pi\mu D_p V_s$$

$$V_s = \frac{g(\rho_p - \rho_f)}{18\mu} D_p^2$$

Velocidad de sedimentación, llamada LEY DE STOKES

Ejemplo

Para diseñar un desarenador rectangular, utilizado para eliminar partículas grandes (grava o arena) debe determinarse la velocidad de sedimentación de las partículas

Datos

$D_p = 100 \mu\text{m}$; Densidad $\rho_p = 2.65 \text{ gr/cm}^3$; viscosidad del agua $0.01185 \text{ gr/cm}^2 \cdot \text{seg}$ y la densidad $\rho_f = 1.06 \text{ gr/cm}^3$

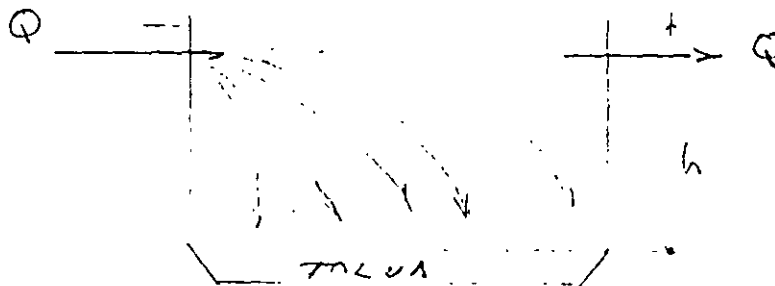
Se pregunta ¿Cuál es la velocidad de sedimentación?

$$V_s = \frac{(2.65 \text{ gr/cm}^3 - 1.00 \text{ gr/cm}^3)(980 \text{ cm/seg}^2)(100 \times 10^{-4} \text{ cm})^2}{(8 \times 0.01185 \text{ gr/cm} \cdot \text{seg})}$$

$$= 0.76 \text{ cm/seg} = 27 \text{ m/hora}$$

Métodos para determinar el tamaño mínimo de una partícula removida en una cámara no turbulenta

1.º Flujo descendente



Alimentación

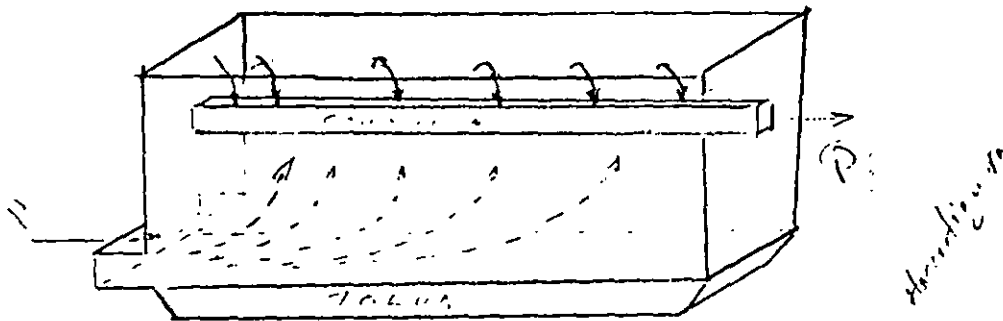
Para que una partícula sea eliminada del flujo debe caer en la tolva durante el tiempo que pasa en la cámara. Lo mas lejos que una partícula tiene que caer es la altura de la cámara

Para que una partícula sea eliminada del flujo debe caer en la tolva durante el tiempo que pasa en la cámara. Lo mas lejos que una partícula tiene que caer es la altura de la cámara h . La partícula debe caer a esta distancia dentro del tiempo de retención de la cámara

$t_r = V/Q$ por lo tanto la velocidad de sedimentación vertical de la partícula que se

requiere es: $V_s \geq \frac{h}{t_r}$, lo que equivale a $V_s \geq \frac{hQ}{V} \geq \frac{Q}{A}$

2º. Flujo ascendente



Aquí se determina la "velocidad de sedimentación mayor que la tasa de derrame", la velocidad vertical se conoce como tasa de derrame (TD) la velocidad de sedimentación es la velocidad a la que una partícula cae con respecto al fluido, la velocidad real hacia abajo de una partícula en esta cámara es igual a $(V_s - TD)$. La partícula sedimentará tan pronto como su velocidad de sedimentación sea mayor que la tasa de derrame $TD = \frac{Q}{A}$

Donde A = área superficial en la parte superior, por lo tanto la partícula será removida si: $V_s \geq TD$ que equivale a: $V_s \geq \frac{Q}{A}$ que es el mismo valor que el encontrado en el flujo descendente

EJEMPLO (Desarenador)

Se tiene un desarenador con 2 metros de profundidad y el tiempo de retención (t_r) del agua en la cámara es 1 hora ¿cuál es el tamaño mínimo de partículas que se removería completamente por sedimentación?, considerando que cualquier partícula que va al fondo se elimina.

$$h = 2 \text{ m,}$$

$$t_r = 1 \text{ hora}$$

$$\text{Densidad arena } 2.65 \text{ g/cm}^3$$

$$\mu = 0.01185 \text{ gr/cm.s}$$

Solución

Es necesario que la distancia recorrida por las partículas durante el paso a través del desarenador sea igual a la profundidad del mismo. Esto es una velocidad de sedimentación mínima para remover el 100%

$$V_s > \frac{2\text{m}}{1\text{h}} \times \frac{h}{3600\text{s}} \times \frac{100\text{cm}}{\text{m}} = 5.6 \times 10^{-2} \text{ cm/seg.}$$

Considerando la Ley de Stokes para la velocidad de sedimentación

$$V_s = \frac{(980 \text{ cm/seg})(2.65 - 1.00 \text{ g/cm}^3)}{18(0.01185 \text{ gr/cm.s})} D_p^2 > 5.6 \times 10^{-2} \text{ cm/seg}$$

Despejando D_p^2

$$D_p^2 > 7.39 \times 10^{-6} \text{ cm.}$$

$$D_p > 2.7 \times 10^{-3} \text{ cm} > 0.0027 \text{ cm} > 27 \mu \text{ m}$$

EJEMPLO

Eliminación de sólidos suspendidos en sedimentadores

Datos

- $Q_m = 1.2 \times 10^4 \text{ m}^3/\text{día}$

- $Q_{\text{max semanal}} = 3.3 \times 10^4 \text{ m}^3/\text{día}$

- Dos sedimentadores primarios en paralelo = $2,000 \text{ m}^3$, con área superficial total de 600 m^2

- Tres sedimentadores secundarios = 4600 m^3 , con área superficial total de 1070 m^2

Determinar para el gasto máximo semanal en cada sedimentador:

- Tiempo de retención (en horas) (Tr)

- Tasa de derrame $\text{m}^3/\text{m}^2 \text{ día}$ (TD)

Soluciones :

Para el sedimentador primario

$$t_r = \frac{V}{Q} = \left[\frac{2000 \text{ m}^3}{3.2 \times 10^4 \text{ m}^3/\text{día}} \right] \frac{24 \text{ h}}{\text{día}} = 1.5 \text{ horas}$$

$$TD = \frac{Q}{A} = \frac{3.2 \times 10^4 \text{ m}^3/\text{día}}{600 \text{ m}^2} = 53 \text{ m}^3/\text{m}^2 \text{ día}$$

Para el sedimentador secundario

$$t_r = \frac{V}{Q} = \left[\frac{4600 \text{ m}^3}{3.2 \times 10^4 \text{ m}^3/\text{día}} \right] \frac{24 \text{ h}}{\text{día}} = 3.4 \text{ h}$$

$$TD = \frac{Q}{A} = \frac{3.2 \times 10^4 \text{ m}^3/\text{día}}{1070 \text{ m}^2} = 30 \text{ m}^3/\text{m}^2 \text{ día}$$

15 EJEMPLO

Se quiere duplicar la capacidad de sedimentación de una planta que trata 116 L/s (10.000 m³/d) con dos sedimentadores de flujo horizontal convencionales, manteniendo las mismas condiciones de sedimentación. Cada sedimentador tiene 24 m de largo, 8 m de ancho y 3 m de profundidad. Para tal propósito, se colocan placas de 1,2 m x 2,4 m x 0,01 m.

Calcular:

- a) Carga superficial actual
- b) Área de sedimentación de tasa alta
- c) Número de placas requeridas
- d) Carga superficial para zona de sedimentación de tasa alta
- e) Tiempo de retención en el tanque de sedimentación
- f) Velocidad promedio de flujo en el sedimentador

Solución:

- a) Carga superficial actual:

$$CS = \frac{10.000}{2 \times 24 \times 8} = 26,0 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$$

En sedimentadores convencionales $v_{sc} = CS = 26 \text{ m/d}$

- b) Área de sedimentación de tasa alta: de acuerdo con la ecuación 5.32, la velocidad crítica de sedimentación está dada por:

$$v_{sc} = \frac{S_c v_o}{\text{Sen } \theta + L \text{ Cos } \theta} \quad (5.32)$$

La velocidad promedio de flujo en el sedimentador de tasa alta será

$$v_o = \frac{Q}{A \text{ Sen } \theta}$$

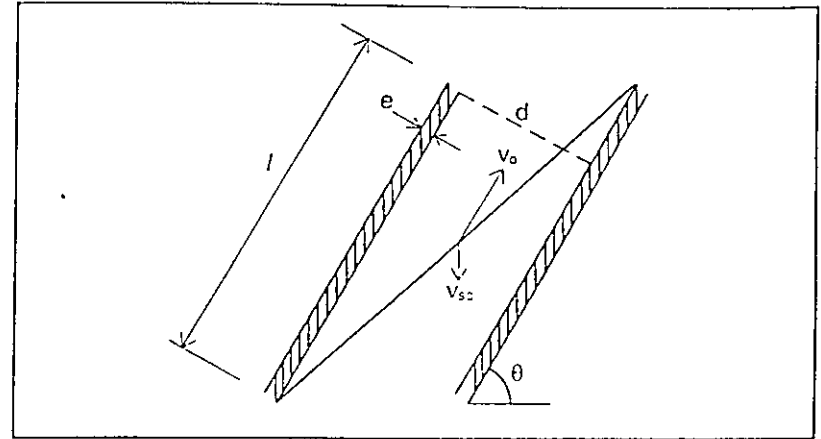


Figura 5.35 Dimensiones sedimentador de placas paralelas

Por lo tanto, según la ecuación 5.32:

$$v_{sc} = \frac{S_c Q}{A \text{ Sen } \theta (\text{Sen } \theta + L \text{ Cos } \theta)}$$

$$A = \frac{S_c Q}{v_{sc} \text{ Sen } \theta (\text{Sen } \theta + L \text{ Cos } \theta)}$$

Para : $\theta = 60^\circ$; $S_c = 1.0$; $d = 6 \text{ cm}$

$$L = \frac{l}{d} = \frac{120}{6} = 20$$

$$A = \frac{1 \times 10.000}{26 \times \text{Sen } 60 (\text{Sen } 60 + 20 \text{ Cos } 60)} = 41 \text{ m}^2$$

Como el ancho de cada sedimentador es de 8 m, para tres filas de placas de 2,40 m de longitud, la longitud de sedimentación acelerada es:

$$L_s = \frac{41}{2,4 \times 3} = 5,7 \text{ m}$$

Se adopta una longitud de sedimentación acelerada de 6,0 m al final de cada tanque de sedimentación existente.

c) El número de placas N será (ver figura 5.34):

$$L_s = \frac{d}{\text{Sen } \theta} (n-1) + N \frac{e}{\text{Sen } \theta}$$

$$N = \frac{L_s \text{ Sen } \theta + d}{d+e}$$

$$N = \frac{6,0 \text{ Sen } 60 + 0,06}{0,06 + 0,01} = 75 \text{ placas por fila de } 2,4 \text{ m}$$

Como en cada sedimentadora hay 3 filas de placas

$$N = 75 \times 3 \times 2 = 450 \text{ placas}$$

Para la zona de sedimentación de tasa alta:

$$v = \frac{Q}{A \text{ Sen } \theta} = \frac{10.000}{8 \times 6 \text{ Sen } 60} = 241 \text{ m/d} = 0,8 \text{ m/min}$$

$$N_{RE} = \frac{v_o d}{\nu} = \frac{241 \times 0,06}{8630 \times 1,139 \times 10^{-6}} = 14$$

El tiempo de retención en el sedimentador de tasa alta:

$$t = \frac{l}{v_o} = \frac{4,20}{0,17} = 24,7 \text{ min}$$

d) La carga superficial para el área de sedimentación de tasa alta:

$$CS = \frac{Q}{A} = \frac{1000}{86} = 11,6 \text{ m}^3/\text{d}$$

e) El tiempo de retención en el tanque de sedimentación:

$$t = \frac{24 \times 8 \times 3 \times 24 \times 60}{10.000} = 83 \text{ minutos}$$

f) La velocidad promedio del flujo en el tanque de sedimentación:

$$v = \frac{10.000}{8 \times 3 \times 1.440} = 0,29 \text{ m/min} = 0,48 \text{ cm/s}$$

El diseño anterior se verifica así:

Se calcula la longitud relativa para la región de transición por la ecuación de Schultze:

$$L' = 0,013 N_{RE} \tag{5.34}$$

$$L' = 0,013 \times 147 = 1,91$$

$$L' < L$$

$$L_c = L - L' = 20 - 1,91 = 18,09$$

De acuerdo con la ecuación 5.36:

$$v_{sc} = \frac{S_c v_o}{\text{Sen } \theta + L_c \text{ Cos } \theta}$$

$$v_{sc} = \frac{1 \times 241}{\text{Sen } 60 + 18,09 \text{ Cos } 60}$$

$$v_{sc} = 24 \text{ m/d} < 26 \text{ m/d}$$

Por lo tanto, el diseño es aceptable y mantiene las mismas condiciones de sedimentación.

5.16 EJEMPLO

Los datos experimentales de un ensayo de sedimentación en columna, para una suspensión de partículas floculentas, se incluyen en el cuadro 5.9.

Se adopta una longitud de sedimentación acelerada de 6,0 m al final de cada tanque de sedimentación existente.

c) El número de placas N_{pl} (ver figura 5.34):

$$L_s = \frac{d}{\text{Sen } \theta} (n-1) + N_{pl} \frac{e}{\text{Sen } \theta}$$

$$N_{pl} = \frac{L_s \text{ Sen } \theta + d}{d + e}$$

$$N_{pl} = \frac{6,0 \text{ Sen } 60 + 0,06}{0,06 + 0,01} = 75 \text{ placas por fila de } 2,4 \text{ m}$$

Como en cada sedimentador caben 3 filas de placas

$$N = 75 \times 3 \times 2 = 450 \text{ placas}$$

Para la zona de sedimentación de tasa alta:

$$v_o = \frac{Q}{A \text{ Sen } \theta} = \frac{10.000}{8 \times 6 \text{ Sen } 60} = 241 \text{ m/d} = 0,17 \text{ m/min}$$

$$N_{RE} = \frac{v_o d}{V} = \frac{241 \times 0,06}{8.400 \times 1,139 \times 10^{-6}} = 14$$

El tiempo de retención en el sedimentador de tasa alta:

$$t = \frac{l}{v_o} = \frac{1,20}{0,17} = 7 \text{ min}$$

d) La carga superficial para el área de sedimentación de tasa alta:

$$CS = \frac{Q}{A} = \frac{10.000}{8 \times 6} = 208 \text{ m/d}$$

e) El tiempo de retención en el tanque de sedimentación

$$t = \frac{24 \times 8 \times 3 \times 60}{10.000} = 83 \text{ minutos}$$

f) La velocidad promedio del flujo en el tanque de sedimentación:

$$v = \frac{10.000}{8 \times 3 \times 1.440} = 0,29 \text{ m/min} = 0,48 \text{ cm/s}$$

El diseño anterior se verifica así:

Se calcula la longitud relativa para la región de transición por la ecuación de Schulze:

$$L' = 0,013 N_{RE} \quad (5.34)$$

$$L' = 0,013 \times 147 = 1,91$$

$$L' < L$$

$$L_c = L - L' = 20 - 1,91 = 18,09$$

De acuerdo con la ecuación 5.36:

$$v_{sc} = \frac{S_c v_o}{\text{Sen } \theta + L_c \text{ Cos } \theta}$$

$$v_{sc} = \frac{1 \times 241}{\text{Sen } 60 + 18,09 \text{ Cos } 60}$$

$$v_{sc} = 24 \text{ m/d} < 26 \text{ m/d}$$

Por lo tanto, el diseño es aceptable y mantiene las mismas condiciones de sedimentación.

5.16 EJEMPLO

Los datos experimentales de un ensayo de sedimentación en columna, para una suspensión de partículas floculentas, se incluyen en el cuadro 5.9.

Cuadro 5.9
Datos ensayo de sedimentación ejemplo 5.16

Tiempo min.	% Remoción de sólidos		
	0,6 m	1,2 m	1,8 m
15	31	22	15
20	46	31	24
40	63	42	35
60	71	60	45
90	73	61	55
120	75	67	65

Determinar la remoción total de sólidos si el tiempo de retención es de 60 minutos y la profundidad 1,8 m.

Solución:

- Se dibujan las trayectorias de sedimentación para la suspensión flocculenta como se indica en la figura 5.36.
- Se determina el porcentaje de remoción por la ecuación del ejemplo 5.8:

$$\text{Remoción} = \frac{\Delta h_1}{h_j} \times \frac{R_1 + R_2}{2} + \frac{\Delta h_2}{h_j} \times \frac{R_2 + R_3}{2} + \frac{\Delta h_3}{h_j} \times \frac{R_3 + R_4}{2} + \frac{\Delta h_4}{h_j} \times \frac{R_4 + R_5}{2}$$

- Para las curvas de la figura 5.36 los cálculos son los del cuadro 5.10.

Cuadro 5.10
Cálculos para ejemplo 5.16

$\frac{\Delta h_n}{h_j}$	x	$\frac{R_n + R_{n+1}}{2}$	=	% Remoción
$\frac{0,2}{1,8}$.	$\frac{100 + 2}{2}$	=	1,72
$\frac{0,3}{1,8}$.	$\frac{75 + 67}{2}$	=	1,67
$\frac{0,4}{1,8}$.	$\frac{65 + 55}{2}$	=	1,33
$\frac{0,9}{1,8}$.	$\frac{55 + 45}{2}$	=	1,00
				5,72

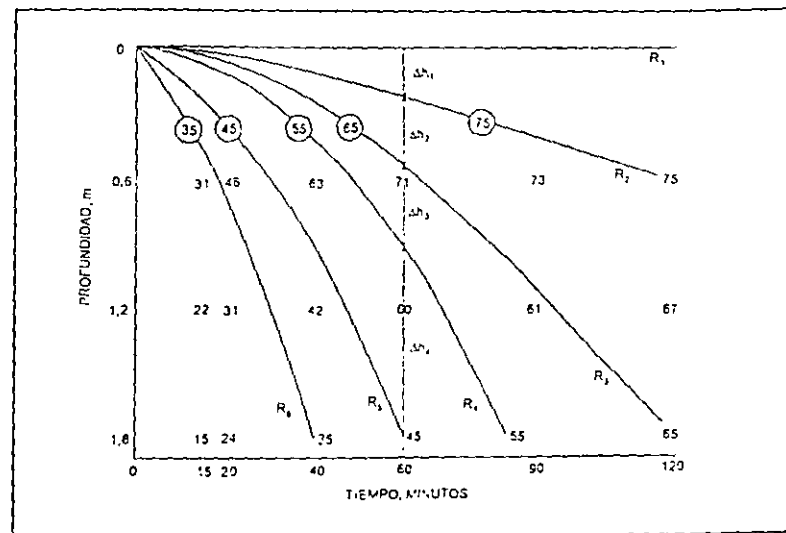


Figura 5.36 Trayectorias de sedimentación. Ejemplo 5.16

- La remoción total es del 59,7%
- La remoción anterior corresponde a una carga superficial de:

$$\frac{1,8 \times 1.440}{60} = 43,2 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{d}$$

y a un tiempo de sedimentación de 60 minutos. Para diseño del sedimentador, con un factor de seguridad de 1,5 se tomaría una carga superficial de diseño de 28 m³/d y un tiempo de retención de 1,5 horas.

5.17 EJEMPLO

Se ha hecho un análisis de sedimentación para una suspensión de partículas de arena. Los siguientes son los resultados de las muestras tomadas a una profundidad de 1,5 m.

Tiempo de sedimentación, min	0,5	1,0	2,5	5,0	6,9	10,0
Fración en paso remanente	0,55	0,46	0,35	0,21	0,11	0,03

Determinar la remoción total, para una carga superficial de 4.000 m³/m².d.

Solución:

— Se calculan las velocidades de sedimentación:

U _p , m/min	3,0	1,5	0,60	0,30	0,22	0,15
------------------------	-----	-----	------	------	------	------

- Se elabora un gráfico de la fracción de partículas remanentes contra la velocidad de asentamiento, figura 5.37.
- Se calcula la velocidad de sedimentación U_o de las partículas que serán removidas completamente cuando la tasa de clarificación sea de 4.000 m³/m².d.

$$U_o = 4.000 \text{ m}^3/\text{d} = 2,78 \text{ m/min}$$

- De la curva se obtiene que 0,54 de las partículas en la suspensión tienen una velocidad menor que 2,78 m/min. La fracción de dichas partículas que serán removidas se determina por integración gráfica del segundo término de la ecuación 5.15, entre los límites X=0 y X = 0,54, indicada por los rectángulos en la figura 5.7 y en la tabulación hecha en el cuadro 5.11.

Cuadro 5.11
Cálculos para el ejemplo 5.17

dx	U _p	U _p · dx
0,025	0,10	0,0025
0,025	0,15	0,0038
0,050	0,20	0,0100
0,075	0,25	0,0188
0,075	0,34	0,0255
0,050	0,40	0,0200
0,050	0,53	0,0265
0,050	0,72	0,0360
0,050	1,10	0,0550
0,050	1,65	0,0825
0,040	2,40	0,0960
SUMA		0,3766

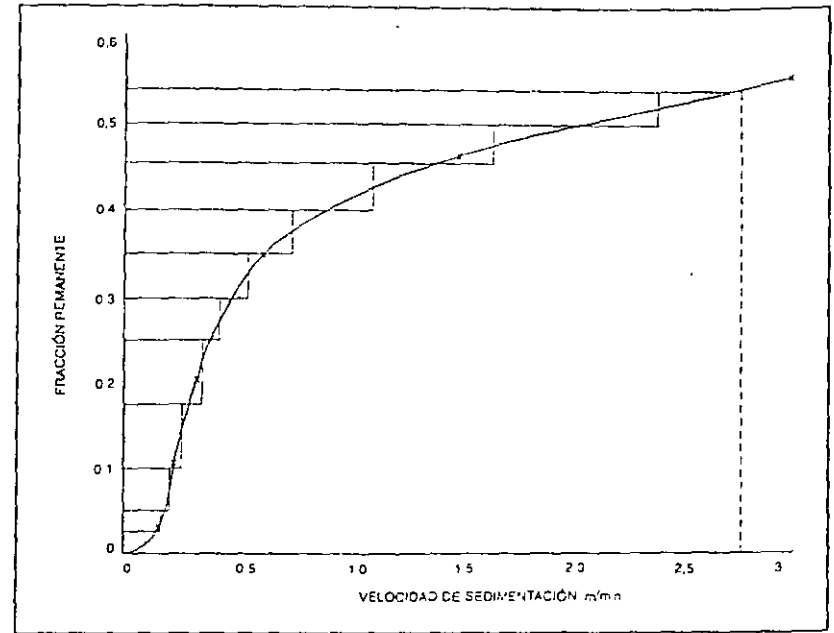


Figura 5.37 Curva de velocidad de sedimentación Ejemplo 5.15

— La fracción total removida será, según la ecuación 5.15:

$$X_T = (1 - X_o) + \frac{1}{U_o} \int_0^{X_o} U_p dx$$

$$X_T = (1 - 0,54) + \frac{1}{2,78} \times 0,3766 = 0,60$$

Por lo tanto un 60% de las partículas serán removidas.

5.18 EJEMPLO

Para un caudal de 10.000 m³/d, aproximadamente 116 L/s, determinar las características principales del sedimentador de placas planas, suponiendo carga superficial de 180 m³/d, placas planas de 2,40 m × 1,20 m × 0,006 m separadas cada 0,06 m e instaladas con un ángulo de inclinación con

la horizontal, ancho del sedimentador de 4,8 m, viscosidad cinemática $1,17 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.

Solución:

— El área de sedimentación acelerada, A es:

$$A = \frac{Q}{CS} = \frac{10.000}{180} = 55,56 \text{ m}^2$$

— La longitud del área de sedimentación acelerada, L_a , para un tanque de 4,8 m de ancho, es:

$$L_a = \frac{A}{b} = \frac{55,56}{4,8} = 11,57 \text{ m}$$

— La velocidad de flujo en los sedimentadores de placas, v_o , es:

$$v_o = \frac{Q}{A \text{ Sen } \theta} = \frac{10.000 \times 100}{86.400 \times 55,56 \text{ Sen } 60} = 0,24 \text{ cm/s}$$

— El rendimiento es inversamente proporcional al número de Reynolds y se deben utilizar $N_{RE} < 500$:

$$N_{RE} = \frac{v_o d}{\gamma} = \frac{0,24 \times 10^{-2} \times 0,06}{1,17 \times 10^{-6}} = 123$$

— La longitud relativa de sedimentación es:

$$L = \frac{l}{d} = \frac{120}{6} = 20$$

— La longitud relativa de la región de transición, según la ecuación 5.34:

$$L' = 0,013 N_{RE} = 0,013 \times 123 = 1,6$$

— Como $L' < L$, la longitud relativa corregida de sedimentación, según la ecuación 5.37, es:

$$L_c = L - L' = 20 - 1,6 = 18,4$$

— De acuerdo con la ecuación 5.36, la velocidad crítica de sedimentación es:

$$v_{cr} = \frac{1 \times 180}{\text{Sen } 60 + 18,4 \text{ Cos } 60} = 17,9 \text{ m/d}$$

El valor anterior es ampliamente apropiado para el floculo de alumbre o de hierro.

— El tiempo de retención, según la ecuación 5.40:

$$t = \frac{l}{v_o} = \frac{120}{0,24} = 500 \text{ s} = 8,3 \text{ min}$$

— El número de placas N, por módulo o fila de 2,4 m de ancho, es según la figura 5.38 o 5.34:

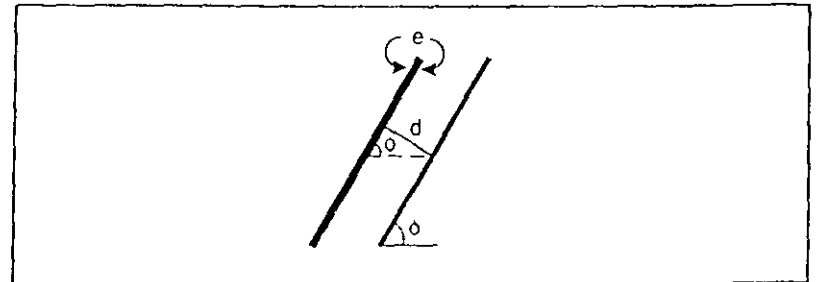


Figura 5.38 Esquema sedimentador de placas paralelas.

$$\frac{d}{\text{Sen } \theta} (N - 1) + N \frac{e}{\text{Sen } \theta} = L_c \tag{5.46}$$

$$N = \frac{L_c \text{ Sen } \theta + d}{d + e} \tag{5.47}$$

$$N = \frac{11,57 \text{ Sen } 60 + 0,06}{0,06 + 0,006} = 153 \text{ placas}$$

Las placas se soportan por vigas de concreto longitudinales, apoyadas en columnas o en vigas transversales.

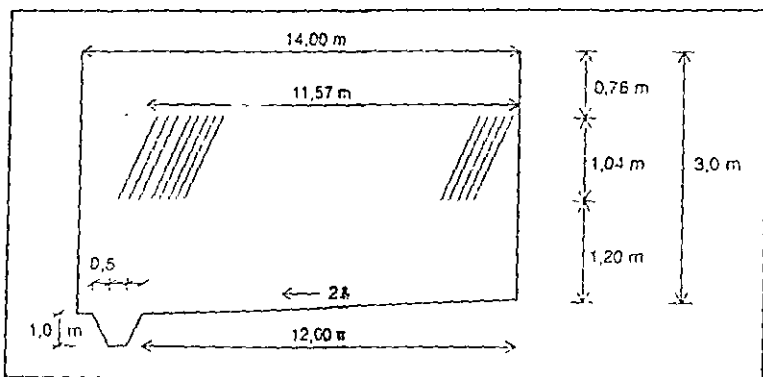


Figura 5.39 Esquema del ejemplo 5.18.

EJEMPLO

Para un caudal de 10.000 m³/d aproximadamente 116 L/s, determinar las características principales del sedimentador de flujo horizontal convencional, suponiendo carga superficial de 20 m³/d para un floculo de alumbre, tiempo de retención de 2 horas y relación longitud/anchura = 3/1.

Solución.

— El volumen de sedimentación es:

$$V = Q \cdot t = \frac{10.000 \times 2}{24} = 833 \text{ m}^3$$

— El área superficial es:

$$A = \frac{V}{t} = \frac{10.000}{20} = 500 \text{ m}^2$$

— Para un tanque rectangular, relación longitud/anchura = 3/1, se tiene:

$$\text{ancho} = \left(\frac{500}{3}\right)^{1/2} = 13 \text{ m}$$

$$\text{longitud} = \frac{500}{13} = 38,5 \text{ m}$$

— La profundidad del agua es:

$$p = \frac{833}{13 \times 38,5} = 1,66 \text{ m}$$

— La profundidad del tanque es:

Profundidad tanque = prof. del agua + borde libre + altura de todos

$$\text{Profundidad del tanque} = 1,66 + 0,34 + 0,50 = 2,50 \text{ m}$$

— La velocidad de flujo es:

$$v = \frac{10.000 \times 100}{86.400 \times 13 \times 1,66} = 0,54 \text{ cm/s} < 1,5 \text{ cm/s}$$

— La unidad de entrada se supone constituida por una pantalla permeable, con orificios cuadrados.

El área de flujo para una velocidad de paso de 15 cm/s es:

$$\text{área} = \frac{10.000}{86.400 \times 0,15} = 0,77 \text{ m}^2 = 7.716 \text{ cm}^2$$

Con orificios cuadrados de 10 × 10 cm se requiere un total de 77 orificios.

— La longitud del vertedero de salida, para una carga típica de reboso para floculo de alumbre (ver cuadro 5.8) de 2 L/s.m es, por lo menos:

$$\text{Longitud} = \frac{10.000 \times 1.000}{86.400 \times 2} = 57,9 \text{ m}$$

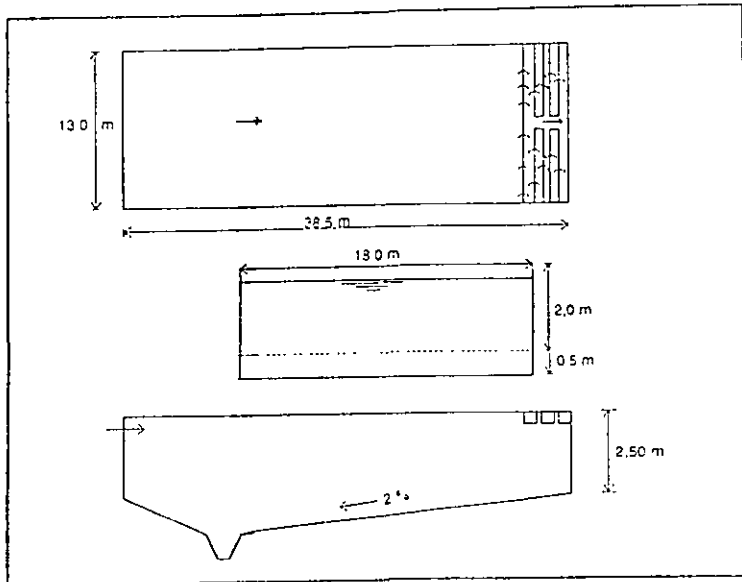


Figura 5.40 Esquema del ejemplo 5.19

0 EJEMPLO

Una suspensión de partículas discretas, con la distribución granulométrica indicada a continuación, es sedimentada en un tanque con una carga superficial de 30 m³/d.

Tamaño partícula, mm	0,10	0,08	0,07	0,06	0,04	0,02	0,01
Fración, en masa	0,10	0,15	0,40	0,70	0,90	0,99	1,00

La densidad relativa de las partículas es 1,2 y la viscosidad del agua 1,03 x 10⁻³ Pa.s

Determinar:

1. Cuando la ley de Stokes para calcular las velocidades de sedimentación y la metodología del problema de sedimentación tipo I, el porcentaje de remoción total de partículas.

Solución:

1. Se calculan las velocidades de sedimentación por la ley de Stokes; ecuación 5.7

$$U = \frac{g(S_p - 1) D^2}{18 \gamma} = \frac{9,8 (1,2 - 1) D^2}{18 \times 1,03 \times 10^{-6}} = 105.717 D^2$$

2. Se calculan los números de Reynolds por la expresión 5.3:

$$N_{RE} = \frac{UD}{\gamma} = \frac{105.717 D^3}{1,03 \times 10^{-6}} = 1,0264 \times 10^{11} D^3$$

3. Los resultados son los siguientes:

Fración remanente	0,90	0,85	0,60	0,30	0,10	0,01	0,00
U, mm/s	1,06	0,68	0,52	0,39	0,17	0,04	0,01
N _{RE}	0,10	0,05	0,04	0,02	0,01	0,001	0,0001

Como puede observarse, el cálculo de las velocidades es válido porque todos los valores del N_{RE} son menores de 0,5.

4. Se construye en la figura 5.41 el gráfico de velocidad de sedimentación:

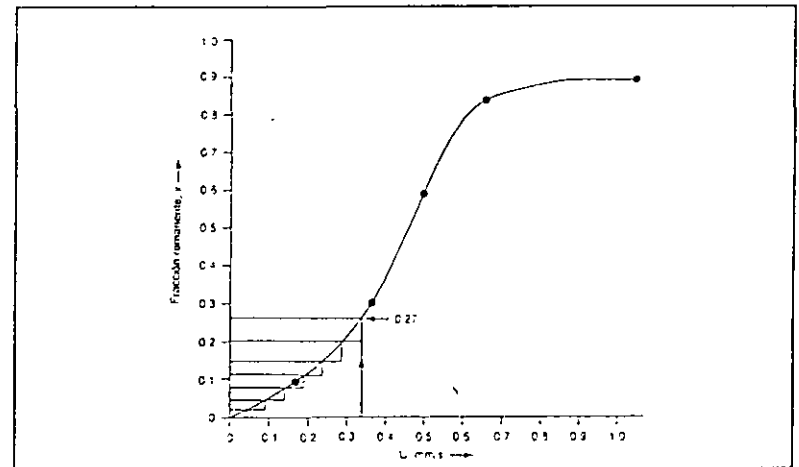


Figura 5.41 Gráfico de velocidad de sedimentación para el ejemplo 5.20

prefabricados compuestos de tubos cuadrados inclinados a 60° en los últimos 12.5 m del tanque. Los módulos son de 61 cm de alto y el área transversal de cada tubo es de 5.1×5.1 cm.

Solución. 1) Tasa de carga superficial para cada tanque sin sedimentadores de tubos

1. Tasa de carga superficial (de la ec. 7.3),

$$q = \frac{114,000}{(18.3)(24.4)(2)} = 25 \text{ m}^3/\text{día}$$

- 2) Tasa de carga superficial para cada tanque con sedimentadores de tubos instalados

1. Factor de eficiencia para el sistema de sedimentación de tubo cuadrados:

$$K = 1.38$$

Nota: $K = 1.33$ para tubos circulares,
 $= 1.0$ para placas paralelas

2. Longitud relativa del sedimentador (de la ec. 7.6)

$$L_r = 61/5.1 = 12.0 \text{ m}$$

3. Profundidad efectiva relativa (de la ecuación 7.7)

$$L_e = 12.0 - (0.013)(280) \\ = 8.36 \text{ m}$$

4. Área de sedimentación de alta velocidad:

$$A = (12.5)(18.3) = 229 \text{ m}^2$$

5. Tasa de carga superficial para el área de sedimentación de alta velocidad:

$$q = 114,000/(229)(2) = 249 \text{ m}^3/\text{día}$$

6. Tasa de carga superficial de los sedimentadores de tubo (de la ec. 7.5):

$$q_s = \frac{(1.38)(249)}{0.66 + (8.36)(0.5)} = 68 \text{ m}^3/\text{día}$$

B-4. MÓDULOS DE SEDIMENTADORES DE TUBOS EN TANQUES DE SEDIMENTACIÓN CON FLUJO HORIZONTAL

Problema

Una planta de tratamiento de agua con una capacidad de 114,000 m³/día incluye dos tanques de sedimentación de flujo horizontal, cada uno de los cuales es de 24.4 m de largo, 18.3 m de ancho y 3.7 m de profundidad. Calcular: 1) la tasa efectiva de carga superficial (velocidad de sedimentación) de los tanques, y 2) la tasa de carga superficial (velocidad de sedimentación) que se obtendrían, si se instalaran módulos

345

Sin embargo, no es posible en la práctica colocar las placas horizontalmente ($\theta = 0^\circ$) o con muy poco espaciamiento, (que sería de acuerdo con la expresión (V-60) la más indicada) por la imposibilidad de mantenerlas limpias. Debe por tanto, dárseles a ellas una inclinación que sea lo suficientemente grande como para que los lodos escurran hacia el fondo por su propio peso, pero no tan pronunciada que disminuya el rendimiento del decantador.

Ejemplo I:

Se trata de diseñar un decantador acelerado para un flujo de $0.25 \text{ m}^3/\text{s}$ con placas de asbesto-cemento de $1.20 \times 2.40 \text{ m}$ y 0.006 m de espesor espaciadas 0.05 m y colocadas con un $\theta = 60^\circ$ para que trabaje con una carga de $185 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$. Encontrar el área que deberá cubrirse con placas, el número de ellas y la carga equivalente del decantador. Sen $\theta = 0.866$ y $\cos \theta = 0.01$ ($T = 20^\circ \text{ C}$).

Respuesta:

Velocidad del flujo entre las placas:

$$v_0 = \frac{185}{0.866} = 213.6 \text{ m/día}$$

Factor ϵ (ecuación V-48)

$$\epsilon = \frac{e_p}{e + e_p} = \frac{0.006}{0.05 + 0.006} = 0.107$$

Área que deberá cubrirse con placas (ecuación V-50):

$$A_T = \frac{86.400 \times 0.25}{213.6 \times 0.866 (1 - 0.107)} = 130.76$$

Considerando cuatro filas de placas de 2.40 m de largo, el ancho neto (sin contar espesor de muros y canaletas) es igual a $2.40 \times 4 = 9.6$

Longitud del decantador:

$$\frac{130.8}{9.6} = 13.6$$

Número de Reynolds ($T = 20^\circ$)

$$N_R = \frac{2 \times 213.6 \times 100 \times 5}{0.01 \times 86.400} = 247.5$$

Carga superficial equivalente (ecuación V-51)

$$v_{sc} = \frac{213.6}{0.866 + \left(\frac{1.20}{0.05} - 0.013 \times 247.2 \right) 0.5} = 19 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$$

Número de placas (ecuación V-46)

$$n = \frac{130.8 \times 0.866}{2.40 (0.05 + 0.006)} = 840$$

Por cada fila:

$$\frac{840}{4} = 210$$

Ejemplo II:

Averiguar la carga superficial equivalente con que trabaja un decantador que tiene un área $A_T = 196.8 \text{ m}^2$ y 1268 placas de $1.20 \times 2.40 \times 0.006 \text{ m}$ colocadas a $\theta = 60^\circ$ y $e = 5 \text{ cm}$, si el flujo es igual a $Q = 0.3 \text{ m}^3/\text{s}$.

Respuesta:

Velocidad de flujo entre placas (ecuación V-52):

$$v = \frac{0.3 \times 86.400}{196.8 \times 0.866 - 1268 \times 0.006 \times 2.40} = 170 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$$

Número de Reynolds:

$$N_R = \frac{2 \times 170 \times 100 \times 5}{0.01 \times 86.400} = 196.8$$

$$v_{sc} = \frac{170}{0.866 + \left(\frac{1.20}{0.05} - 0.013 \times 196.8 \right) 0.5} = 14.67 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$$

RELACION ANGULO - EFICIENCIA

Al desarrollar matemáticamente la ecuación (V-60) se puede observar que para la misma carga superficial aparente (por ejemplo $200 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$) determinada como Q/A_0 en donde A_0 es el área perpendicular neta) las cargas equivalentes aumentan al incrementar el ángulo θ . Esto quiere decir que aunque se tenga el mismo flujo Q entrando al sistema y el mismo tamaño de tanque, con solo variar la inclinación de las placas se cambia la eficiencia del sedimentador, cosa que se puede comprobar al comparar la curva teórica, con los valores prácticos obtenidos por Culp, Ky-Hsiung y Conley (1969), como se observa en la figura V-21.

A partir de un ángulo de 45° la disminución en el porcentaje de turbiedad removida empieza a acentuarse. Cuando $\theta = 60^\circ$ esta disminución puede alcanzar de 15 a 30 % con respecto a la calidad producida con un $\theta = 45^\circ$ y si se llega a $\theta = 75^\circ$ la disminución alcanzaría de un 26% a un 46%. Como un ángulo de 60° , según se ha observado, es suficiente para estimular la autolimpieza de las placas, no parece necesario exceder este valor. Por otra parte, por debajo de 45° la curva se hace muy plana y poco es lo que se gana al bajar la pendiente. Por tanto la inclinación de las placas debe variar entre 45° y 60° con la tendencia a éste último valor (en especial cuando se trata de agua floculada) por cuanto garantiza un más fácil escurrimiento de los fangos. Cuando las placas se las utiliza en presedimentadores puede hacerse igual a 45° .

B-5. SEDIMENTADORES DE PLACAS INCLINADAS EN TANQUES DE SEDIMENTACIÓN FLUJO HORIZONTAL

Problema

Se desea aumentar la capacidad de sedimentación de una planta de tratamiento de agua, de 19,000 m³/día a 48,400 m³/día. Existen tres tanques de sedimentación de flujo horizontal, cada uno de los cuales es de 23.5 m de largo, 12.0 m de ancho y 4 m de profundidad. Se deben colocar placas paralelas con una separación entre ellas de 5 cm a un ángulo de 60° respecto a la horizontal. Las placas son de 2.4 m de largo, 1.0 m de ancho y 1.0 cm de espesor. El agua se trata principalmente en cuanto a remoción de color, por lo tanto la tasa de carga superficial no debe exceder de 30 m³/día. Calcular el área requerida para una sedimentación de alta velocidad.

Solución:

1. Longitud relativa del sedimentador (de la ec. 7.6):

$$L_{r1} = 100/5.0 = 20$$

2. Profundidad relativa efectiva (de la ec. 7.7):

$$L_{re} = 20 - (0.013)(280) = 16.4$$

3. Área total requerida para la sedimentación de alta velocidad (de las ecs. 7.5 y 7.8):

$$A = \frac{QK}{v_w (\sin \theta + L_{re} \cos \theta)} = \frac{(48,400)(1)}{30[0.866 + (16.4)(0.5)]} = 178 \text{ m}^2$$

4. Área requerida por tanque:

$$178/3 = 59.3 \text{ aproximando } 60 \text{ m}^2; \text{ ó } 12 \text{ m} \times 5 \text{ m}$$

5. Número de placas necesarias:

$$5/0.5 = 100 \text{ placas por hilera de } 2.4 \text{ m de ancho}$$

346

Cálculos hidráulicos para procesos unitarios seleccionados

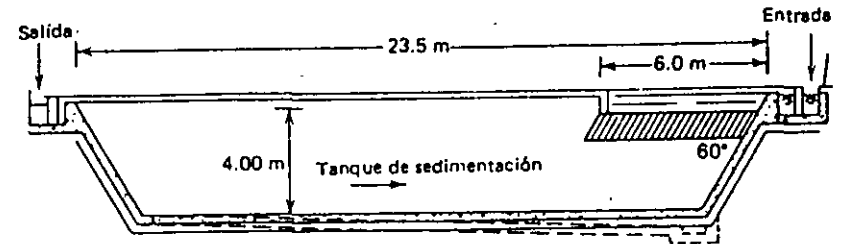


Figura B.2 Instalación de sedimentadores de placas inclinadas en un tanque de sedimentación con flujo horizontal.

6. Hileras de placas necesarias por ancho de tanque:

$$12/2.4 = 5 \text{ hileras}$$

7. Longitud total del tanque que será cubierta por las placas:

$$100(0.01) + 5.0 = 6.0 \text{ m}$$

En la figura B.2 se indica un diagrama que muestra la instalación de sedimentadores de placas paralelas en el tanque de flujo horizontal.

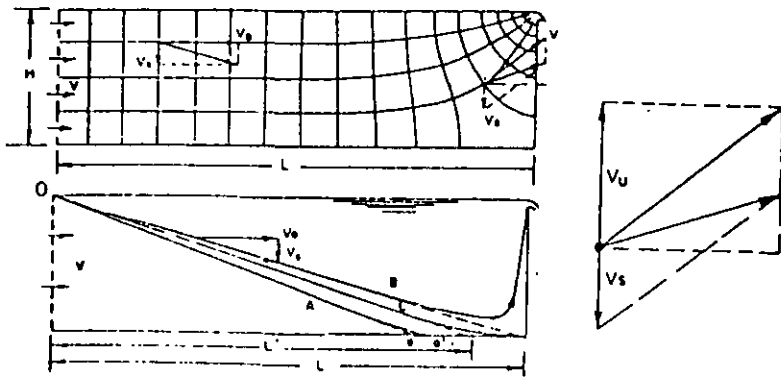


Fig. VI-4 Efecto del vertedero de salida en las líneas de flujo en un sedimentador (según Ingersoll y Co.)

Ahora bien, la velocidad v es proporcional a la carga unitaria del vertedero por unidad de longitud, de forma que ésta debe conservarse dentro de ciertos límites. Generalmente, se especifica que la longitud del vertedero de salida debe ser tal que el gasto esté comprendido entre 6 y 12 m³/hora (1.67-3.3 l/s) por metro de vertedero. Entre mas baja sea la carga, dentro de lo económico, más eficiente es el vertedero.

Estructura de salida

Existe una gran variedad de estructuras de salida, las cuales podríamos clasificarlas en:

(a) Vertederos de reboso	Lisos
	Dentados
(b) Canaletas de reboso	Lisas
	Dentadas
(c) Orificios	Con orificios
	Circulares
	Cuadrados

La figura VI-5 describe algunos de ellos. Los vertederos de reboso, cualquiera sea su forma, en lo posible no deben dejar zonas muertas, como las que se presentan en el caso (b), pues la trayectoria de las partículas se tiene que curvar aumentando las posibilidades de arrastre. Los deflectores del viento que se incluyen en los casos (a), (d) y (e) penetran a poca profundidad dentro del agua, y tienen por objeto evitar el oleaje que el viento produce y que puede acarrear considerable cantidad de floc hasta las canaletas o vertederos de salida.

Las canaletas de reboso (c) y (d) se diseñan con el propósito de disminuir la carga lineal sobre ellas. Algunos proyectistas prefieren prolongar su longitud hasta 1/3 y aún 1/2 de la extensión total del tanque sedimentador.

Pueden colocarse transversales al flujo, caso (c), o paralelas al flujo, caso (d). En ambos tipos existe una cierta distorsión de las líneas de flujo por constricción de la sección inmediata antes de que la partícula alcance el borde de la canaleta, lo que induce un acarreo del floc más liviano. Para nivelarlas con más precisión, se puede dejar una tira metálica, ajustable por medio de pernos, en los flancos externos de las canaletas.

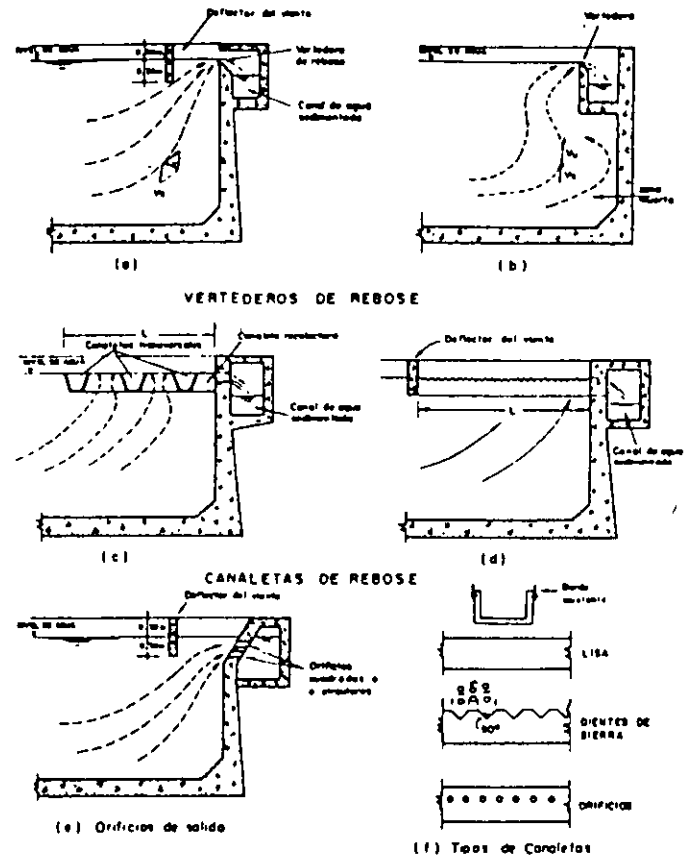


Fig. VI-5 Estructuras de salida en Sedimentadores Rectangulares

El nivel del agua en el decantador debe controlarse cuidadosamente; pues, cuando las canaletas trabajan ahogadas, el floc suele resuspenderse en gran cantidad por el aumento de la velocidad de salida, ya que el flujo queda controlado por los huecos de unión entre las canaletas y el canal de agua sedimentada.

Por otra parte, las estructuras que se proyectan dentro del tanque pueden ocasionalmente crear movimientos rotacionales de la masa líquida que revuelven los lodos del fondo.

La salida por orificios tiene la ventaja de no crear distorsión de las líneas de flujo en el sedimentador de ser una solución sencilla, y de producir un mínimo de pérdida de carga. Se pueden perforar una o dos o tres hileras de huecos circulares o cuadrados a todo lo ancho del tanque como lo indica la figura VI-5 (e), siempre y cuando el vertedero cumpla con las cargas lineales que no deben ser mayores de 12 m³/hora/ml.

Ya sea que se proyecten orificios o vertederos en "ve" debe dejarse una carga de agua sobre ellos relativamente alta, de 5 a 10 cm, con el objeto de asegurar una

extracción uniforme del flujo en el caso en que la nivelación entre los extremos de las canaletas no sea perfecta. No conviene por eso, diseñar canaletas efluentes con bordes lisos ya que pequeñas diferencias en la nivelación producen sectores privilegiados en la extracción del agua.

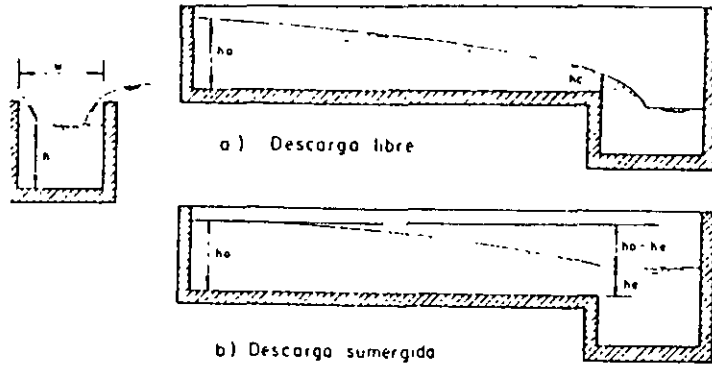


Fig. VI-6 Canaletas para el agua decantada

Hidráulica de la zona de salida

Cuando la salida se hace por orificios, generalmente éstos se encuentran sumergidos y, por tanto, se puede calcular el caudal con la fórmula:

$$Q = CA \sqrt{2g \Delta h}$$

$$Q = 4.43 CA \sqrt{\Delta h}$$

En donde,

A = Arca del orificio en m

Δh = Pérdida de carga en el orificio o diferencia de nivel en m

C = Coeficiente que varía entre 0.6 y 0.8

Cuando se usan canaletas de recolección, éstas pueden trabajar con descarga libre o con descarga sumergida, como lo indica la figura VI-6.

En el primer caso la altura crítica h_c , cuando la pendiente es igual a cero, es:

$$h_c^3 = \frac{Q^2}{gw^2} \quad (VI-3)$$

Para descarga libre:

$$h_0 = 1.73 h_c \quad (VI-4)$$

Reemplazando (VI-3) en (VI-4):

$$Q = \frac{\sqrt{g}}{2.275} w h_0^{3/2} = 1.386 w h_0^{3/2} \quad (VI-5)$$

Donde,

w = Ancho de la canaleta, en m

h_0 = Máximo nivel del agua en la canaleta, en m

Q = Caudal, en m³/s

Cuando la descarga es ahogada, y h_e es altura de ahogamiento, la expresión queda así:

$$h_0 = \sqrt{h_e^2 + \frac{2Q^2}{g w^3 h_e}} \quad (VI-6)$$

$$Q = \frac{1}{2} \sqrt{g w^3 (h_0^2 - h_e^2) h_e} \quad (VI-7)$$

Zona de lodos $Q = \frac{1}{4} \sqrt{8 w^2 h_0^2 h_e - b c^2}$

Si la velocidad del agua en el fondo del sedimentador es muy grande, las partículas asentadas pueden ser resuspendidas en el flujo y acarreadas en el efluente.

Existe pues una velocidad v_s , la cual puede calcularse considerando al sedimentador como un canal rectangular en el cual la fuerza tractora que tiende a transportar una partícula depositada en el fondo, es igual a la componente paralela a dicho fondo, del peso de agua por unidad de área superficial, multiplicado por la pérdida de carga por unidad de longitud.

El peso por unidad de área a γ_a la fuerza tractora promedio por unidad de longitud, T, es igual a:

$$\tau = \frac{\gamma_a}{p} h_f \quad (VI-8)$$

En donde,

γ = Peso específico del líquido

a = Area de la sección transversal

p = Perímetro mojado

h_f = Pérdida de carga

Como a/p = Radio medio hidráulico

$$\tau = \gamma R h_f \quad (VI-9)$$

Para flujo uniforme en un canal y por extensión en un sedimentador: h_f = pendiente del fondo, la cual se puede calcular con la fórmula de Weisbach-Darcy, asumiendo que $C_p = f/4$ ($f = 0.03$ para concreto).

$$h_f = \frac{f}{4R} \frac{v_a^2}{2g}$$

Reemplazando esta ecuación en (VI-9):

$$\tau = \gamma R \frac{f}{4R} \frac{v_a^2}{2g} = \frac{\gamma f^2}{8g} v_a^2 \quad (VI-10)$$

A esta fuerza se opone la de roce de la partícula de dirección contraria a la anterior y que es función de la adherencia β . Basándose en los experimentos de Shields, Camp (1946), considera que al comenzar el movimiento de los sedimentos:

$$\gamma_c = \beta (\gamma_s - \gamma) d$$

En donde γ_s y γ son los pesos específicos del sólido y del agua respectivamente y d es el diámetro de la partícula que se supone esférica.

Para que apenas se inicie el movimiento: $T = T_c$, y por tanto,

$$\frac{\gamma_f}{8g} v_a^2 = \beta (\gamma_s - \gamma) d$$

Despejando v_a de la ecuación anterior se encuentra la velocidad a partir de la cual teóricamente pueden empezar a ser arrastradas las partículas del fondo de un sedimentador:

$$v_a = \sqrt{\frac{8K}{f} g (S_s - 1) d} \quad (VI-11)$$

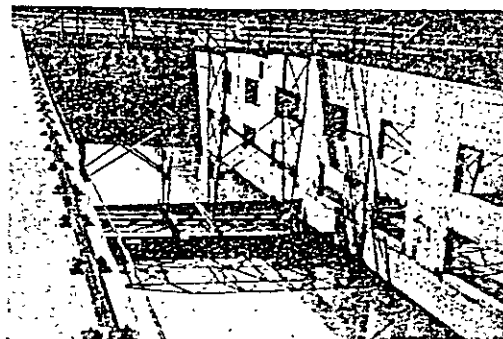
El coeficiente K varía entre 0.04, para sedimentadores de partículas discretas, y 0.06, para sedimentos de sólidos flocculentos.

Por la fórmula (VI-11) se ve que cuanto mayor sea el peso específicos S_s y el diámetro de las partículas, mayor velocidad se necesita para levantarlas. Generalmente, las velocidades de arrastre varían entre 0.5 cm/s y 3 cm/s. En sedimentadores horizontales éstas pueden alcanzarse cuando se proyectan con una relación L/h muy grande, combinada con altas cargas superficiales o cuando el flujo en el fondo se acelera por corrientes de densidad o cinética, las cuales pueden aumentar varias veces la velocidad horizontal promedio del decantador. En decantadores de placas, se producen cuando no se provee un sistema de remoción de lodos periódico y se deja acumular por varios días o semanas los sedimentos.

SEDIMENTADORES DE FLUJO VERTICAL Y MANTO DE LODOS

Desarrollo de los sedimentadores de flujo vertical

Ya desde 1869, Sillar y Wigner habían observado que el lodo recientemente coagulado al ser agregado a un agua turbia, tenía el poder de hacer precipitar las



Puente Barricados de los sedimentadores de la planta de tratamiento de Fibró, Bogotá, Colombia

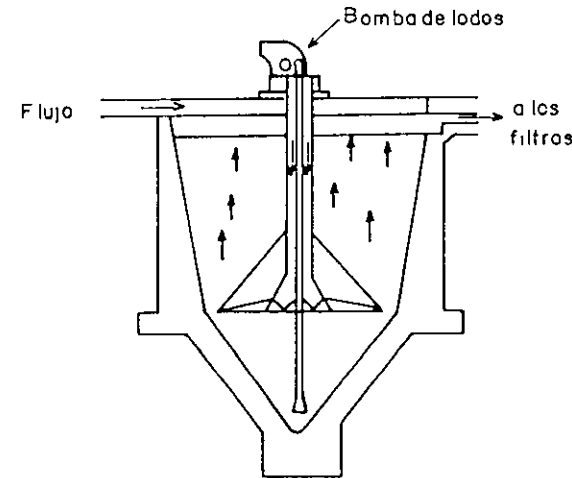


Fig. VI-7 Tanque Dortmund (1880)

partículas en suspensión, y que este proceso podía "repetirse cinco o seis veces". La primera aplicación de este descubrimiento, cuya explicación racional se desconocía, fue hecha por Mueller-Nohnsen, en 1880, en un tanque de sedimentación que construyó en Dortmund, en la zona del Rin, en Alemania. Este tipo de unidad que vino a ser bastante usada, en especial en la industria del papel, y que nunca fue patentada, se conoció con el nombre de tanque de Dortmund.

Esencialmente consistía en una estructura de fondo cónico, a la cual entraba el agua cruda por la parte inferior y ascendía atravesando un manto de partícula en suspensión, hasta llegar a las canaletas superiores en las que se recogía el agua sedimentada. Para poder conservar las partículas del manto en suspensión, el flujo se hacía pulsante, inyectándolo cada cierto intervalo de tiempo.

Este tipo de unidad fue de uso común en Europa, hasta principios de siglo (1910). Desde el comienzo, los constructores se dieron cuenta de que la recirculación de los lodos sedimentados, mejoraba el proceso de separación de sólidos y, así, aparecieron los primeros equipos patentados de esta clase, como el "Precipitador acelerado" de Archbut y Deeley (1892) y el "Acelerador por lodos" de Declerq (1905), en los que los sedimentos del fondo eran succionados con bombas de vacío e inyectados de nuevo al agua que entraba. Sin embargo, a partir de 1910, debido a diversos problemas de operación, los sedimentadores de manto de lodo fueron usándose cada vez menos, en especial en los Estados Unidos, donde el tanque de flujo horizontal, no obstante ser más grande, se generalizó con preferencia al de flujo vertical.

Sin embargo, el interés por este último resurgió en 1934, cuando Spaulding obtuvo una patente para un "precipitador" que seguía los lineamientos generales de sus predecesores europeos. El "precipitador" era, según lo describía impropriadamente Spaulding en su solicitud de patente, "un método de ablandamiento del agua".

Posteriormente los fabricantes empezaron a obtener patentes para una gran variedad de sedimentadores de manto de lodos, que no son sino modificaciones de los diseños básicos de los tanques de fines del siglo pasado.

En la zona de asentamiento viscoso, intervalo de Stokes, $N_{RE} < 0,5$, la relación entre el número de Reynolds y el coeficiente de arrastre se puede tomar igual a:

$$C = \frac{24}{N_{RE}} = \frac{24 v}{DU} \quad (5.6)$$

Sustituyendo en la ecuación 5.5 se tiene:

$$U = \sqrt{\frac{4}{3} \cdot \frac{g D U}{24 v} (S_s - 1) D} = \sqrt{\frac{g D^2 (S_s - 1) U}{18 v}} \quad (5.7)$$

$$U = \frac{g D^2 (S_s - 1)}{18 v}$$

La ecuación anterior se conoce como Ley de Stokes y ha sido comprobada experimentalmente.

En el intervalo de Newton, $1.000 < N_{RE} < 100.000$, el valor de C es aproximadamente constante e igual a 0,4, por lo tanto,

$$U = \sqrt{\frac{10 g (S_s - 1) D}{3}} \quad (5.8)$$

Vale la pena señalar que en la discusión anterior se supone que $W = F$, lo cual implica la satisfacción de las siguientes condiciones:

- Relación V/A_n constante; corresponde a partículas discretas esféricas.
- Ausencia de viento y corrientes de densidad o térmicas.
- Ausencia de cortocircuitos.
- C constante y por consiguiente viscosidad y temperatura constantes.

Obviamente, en la práctica no es posible satisfacer todas estas condiciones simultáneamente.

5.4 TANQUE DE SEDIMENTACIÓN IDEAL - SEDIMENTACIÓN TIPO 1

Para propósitos teóricos, se acostumbra dividir el tanque de sedimentación en 4 zonas: zona de entrada, zona de salida, zona de lodos y zona de asentamiento, como se indica en la figura 5.3.

La zona de entrada tiene como función suministrar una transición suave entre el flujo de entrada y el flujo uniforme permanente deseado en la zona de sedimentación. En un tanque ideal de flujo horizontal, convencional, distribuye uniformemente el caudal afluyente sobre toda la sección transversal del tanque para que el flujo siga trayectorias horizontales a través de la zona de asentamiento.

La zona de salida provee una transición suave entre la zona de asentamiento o sedimentación y el flujo efluente.

La zona de lodos tiene como función recibir el material sedimentado e impedir que interfiera con el asentamiento de partículas en la zona de sedimentación; se supone que toda partícula que alcanza esta zona es removida efectiva y realmente de la suspensión.

La zona de sedimentación suministra el volumen de tanque necesario para el asentamiento libre de interferencia proveniente de las otras tres zonas. Idealmente, cada zona debe efectuar sus funciones sin interferencia de las otras, para lograr la mejor eficiencia del tanque de sedimentación.

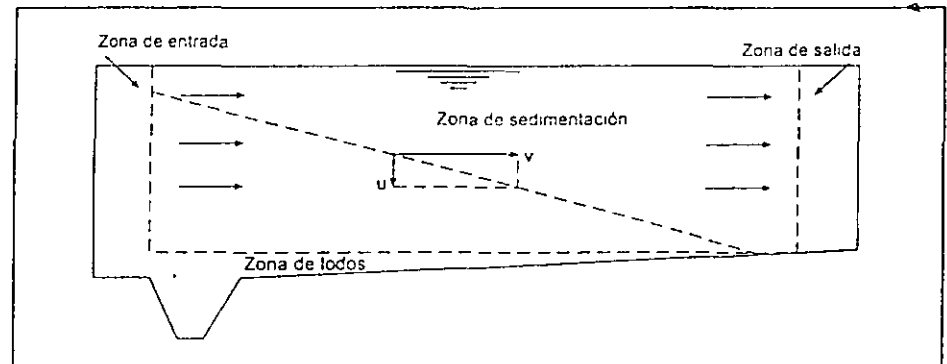
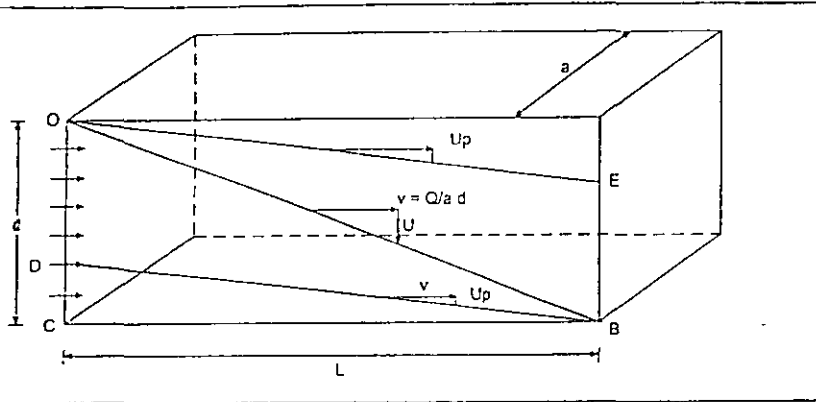


Figura 5.3 Zonas hipotéticas en un tanque de sedimentación rectangular

Hazen (1904) y Camp (1946), suponiendo sedimentación de partículas discretas en un tanque ideal de sedimentación, desarrollaron algunos conceptos fundamentales de la sedimentación. En dicho tanque, las trayectorias de todas las partículas discretas son rectas y todas las partículas de igual

velocidad de asentamiento se moverán en trayectorias paralelas como se indica en la figura 5.4.



Sedimentación de partículas discretas.

Una partícula con velocidad de asentamiento U y transportada horizontalmente con velocidad v , seguiría una trayectoria rectilínea inclinada como resultado de la suma del vector de velocidad de flujo y del vector de velocidad de asentamiento, indicada por la recta OB .

Por triángulos semejantes, como se deduce de la figura 5.4:

$$\frac{U}{v} = \frac{d}{L}$$

Por lo tanto, en función del caudal, Q , y del área superficial, A ,

$$U = \frac{vd}{L} = \frac{Qd}{Ad} = \frac{Q}{A}$$

$$U = \frac{Q}{A} = \text{carga superficial} \quad (5.9)$$

La relación Q/A , carga superficial, tiene las dimensiones de velocidad, generalmente m/d , e indica que, teóricamente, la sedimentación es función del área superficial del tanque e independiente de la profundidad.

Todas las partículas discretas con velocidad de asentamiento igual o mayor que U serán completamente removidas, es decir que el 100% de remoción ocurriría cuando todas las partículas en la suspensión tuviesen velocidades de asentamiento por lo menos iguales a U .

Por el contrario, si consideramos una partícula con velocidad de asentamiento U_p menor que U , solamente una fracción de ellas será removida. En efecto, como se ve en la figura 5.4, solamente las partículas con velocidad $U_p < U$ que alcancen el tanque dentro de la altura DC serán removidas.

Ahora bien, si el área del triángulo con catetos OC y L representa el 100% de remoción de partículas, entonces la relación de remoción R , fracción removida de partículas con velocidad de asentamiento U_p , será:

$$R = \frac{DC}{OC} = \frac{U_p}{U} = \frac{A U_p}{U} = \frac{aL U_p}{Q} \quad (5.10)$$

La ecuación 5.10 fue descubierta por Hazen en 1901 y demuestra que para cualquier caudal Q , la remoción de material suspendido es función del área superficial del tanque de sedimentación e independiente de la profundidad. En otras palabras, que la remoción y, por consiguiente, el diseño de sedimentadores dependen sólo de la carga superficial.

Según Rich (5), a la conclusión anterior se llega también si se formula la tasa máxima a la cual puede clarificarse un líquido, mediante la figura 5.5. En la figura 5.5 una suspensión diluida de partículas discretas ocupa un volumen rectangular. Bajo condiciones tranquilas, las partículas se sedimentan con velocidad U y el líquido, a cualquier profundidad z , se clarificará tan pronto como aquellas partículas localizadas en el nivel superior pasen a través del nivel z . La tasa de clarificación se puede calcular así:

$$Q = \frac{z}{t} A = UA \quad (5.11)$$

- donde:
- Q = Tasa volumétrica de clarificación, m^3/s
 - z = Distancia a través de la cual las partículas se sedimentan en el tiempo t , m
 - t = Tiempo de sedimentación, s
 - A = Área superficial perpendicular a la dirección de asentamiento, m^2

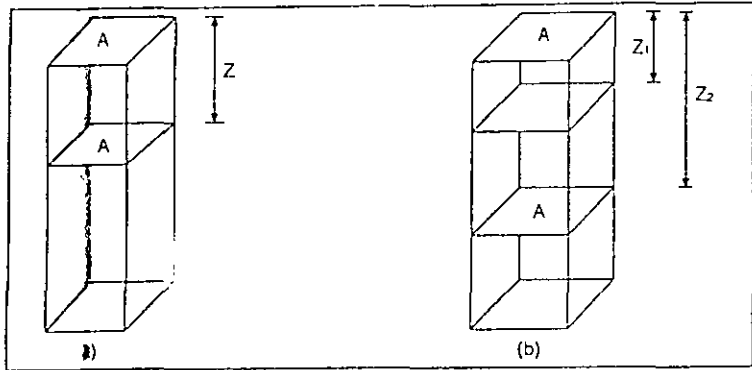


Figura 5.5 Volúmenes rectangulares de una suspensión de partículas no floculentas en sedimentación bajo condiciones tranquilas
 (a) Partículas con velocidades uniformes.
 (b) Partículas con dos velocidades de asentamiento

De nuevo, la ecuación 5.11 hace evidente que la capacidad de tratamiento en un tanque de asentamiento en el cual se presente sedimentación tipo I es, teóricamente, independiente de la profundidad del tanque y solamente función del área superficial del tanque y de la velocidad de asentamiento de las partículas.

Observando la figura 5.5 (b) y aplicando la ecuación 5.11 se tiene que:

$$Q_1 = U_1 A$$

$$Q_2 = U_2 A$$

La fracción en peso de partículas removidas con velocidad de asentamiento U_1 , será:

$$X_1 = \frac{Z_1}{Z_2} = \frac{U_1}{U_2} \tag{5.12}$$

Según Camp, para cualquier tasa de clarificación Q , la remoción total de partículas discretas de una suspensión diluida de partículas discretas, con velocidades de asentamiento diferentes, se puede predecir con un análisis de sedimentación realizado en columnas de sedimentación semejantes a la de la figura 5.6.

En los ensayos de columna de sedimentación, la suspensión se coloca en la columna y se deja asentar bajo condiciones tranquilas. A intervalos diferentes de tiempo, se extraen muestras de una profundidad determinada

y se cuantifica la concentración de partículas en cada muestra. Cada muestra estará libre de partículas con velocidades de asentamiento lo suficientemente grandes como para permitirles que recorran durante el tiempo de sedimentación una distancia mayor que la profundidad del muestreo. La velocidad máxima de sedimentación de las partículas, en cada muestra, será aproximadamente:

$$U_n = \frac{z_n}{t} \tag{5.13}$$

donde: z_n = Profundidad de muestreo, m

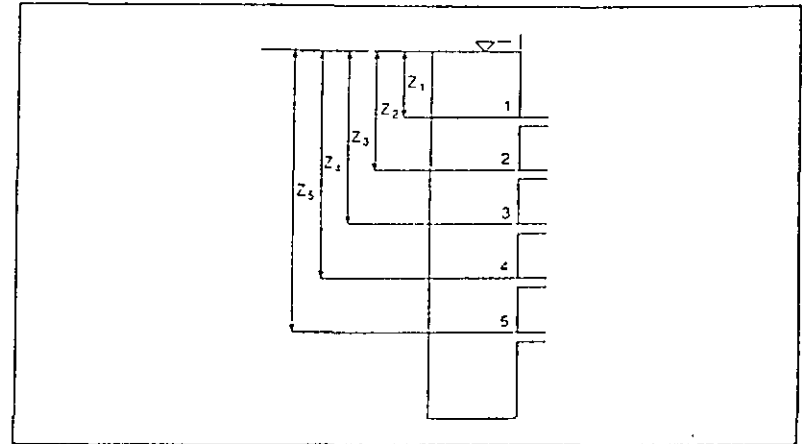


Figura 5.6 Columna para análisis de sedimentación.

Con los resultados experimentales se puede elaborar la curva de velocidad de asentamiento de la suspensión y determinar la remoción total de partículas. La curva característica que se obtiene es como la de la figura 5.7. Para una tasa de clarificación determinada, Q_0 , se tiene:

$$Q_0 = U_0 A \tag{5.14}$$

Todas las partículas con velocidad de asentamiento $U_p \geq U_0$ serán completamente removidas. Tales partículas constituyen $1 - X_0$ del total de partículas originalmente existentes en la suspensión clarificada.

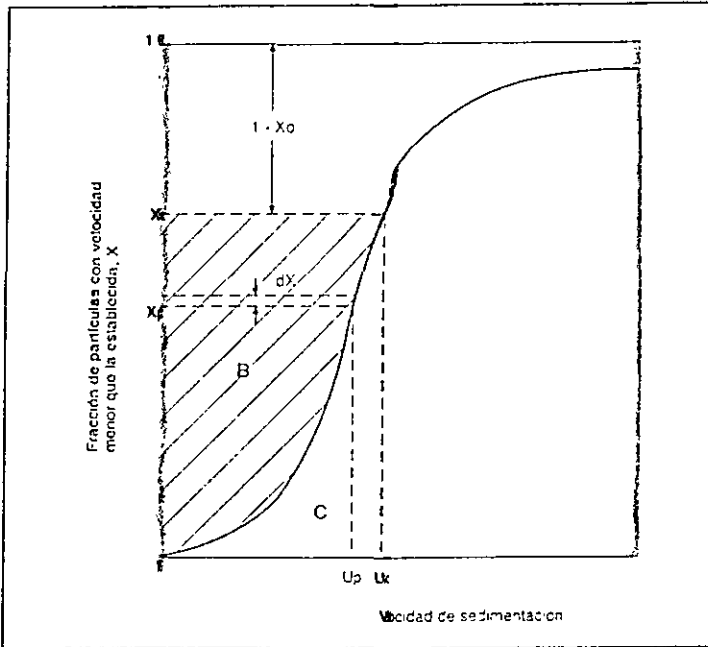


Figura 5.7 Curva para análisis de la velocidad de asentamiento de partículas discretas

La fracción en peso de partículas removidas con velocidad $U_p \leq U_o$ será, según la ecuación 5.12, o según la ecuación 5.10 de Hazen, igual a:

$$\int_0^{X_o} \frac{U_p}{U_o} dx$$

Por lo tanto, la remoción total en el líquido clarificado será:

$$X_T = (1 - X_o) + \frac{1}{U_o} \int_0^{X_o} U_p dx \quad (5.15)$$

donde:

- X_T = Fracción total removida
- $1 - X_o$ = Fracción de partículas con velocidad U_p mayor que U_o .

$$\frac{1}{U_o} \int_0^{X_o} U_p dx = \text{Fracción de partículas removidas con velocidad } U_p \text{ menor que } U_o$$

El último término de la ecuación 5.15 se cuantifica mediante integración gráfica de la curva para análisis de sedimentación de partículas discretas entre los límites 0 y X_o , es decir en el área sombreada de la figura 5.7. En términos de las áreas B y C de la figura 5.7, lo anterior es equivalente a:

$$X_T = (1 - X_o) + \frac{BX_o}{B+C} = (1 - X_o) + \frac{B}{U_o}$$

La remoción es la función de la U_o , o sea de la carga superficial, única variable de control por parte del diseñador. Para un caudal específico, a mayor área superficial, menor carga superficial, mayor eficiencia de remoción. Este hecho conduce al diseño de los sedimentadores de tubos

5.5 EJEMPLO DE SEDIMENTACIÓN TIPO 1

Los resultados del análisis en columna de sedimentación para una suspensión de partículas discretas, sobre muestras a una profundidad de 1,2 m, se incluye a continuación (5).

Determinar, para una tasa de clarificación de $2160 \text{ m}^3/\text{m}^2 \text{ d}$, la remoción total.

TIEMPO DE SEDIMENTACIÓN, m/n	0,5	1,0	2,0	4,0	6,0	8,0
Fracción en peso remanente	0,56	0,43	0,37	0,19	0,05	0,02

Solución:

— Se calculan las velocidades de sedimentación.

U_p , m/min	2,40	1,20	0,60	0,30	0,20	0,15
---------------	------	------	------	------	------	------

— Se elabora un gráfico de la fracción de partículas remanentes contra la velocidad de asentamiento, figura 5.8.

- Se calcula la velocidad de sedimentación, U_o , de las partículas que serán removidas completamente, cuando la tasa de clarificación es de $2160 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$

$$U_o = 2160 \text{ m/d} = 15 \text{ m/min}$$

- Se obtiene X_o trazando una recta vertical desde U_o sobre la abscisa hasta cortar la curva y encontrar la ordenada correspondiente.
- De la curva se obtiene que 0,51 de las partículas en la suspensión tienen una velocidad menor que 1,5 m/min, es decir que 49% de las partículas (en masa) se sedimentan con velocidad mayor a 1,5 m/min, o sea que 49% más alguna fracción del 51% restante se asentará. La fracción de dichas partículas que serán removidas se determina por integración gráfica del segundo término de la ecuación 5.15, entre los límites $x = 0$ y $x = 0,51$, indicada por los rectángulos en la figura 5.8 y en la tabulación hecha en el cuadro 5.1.

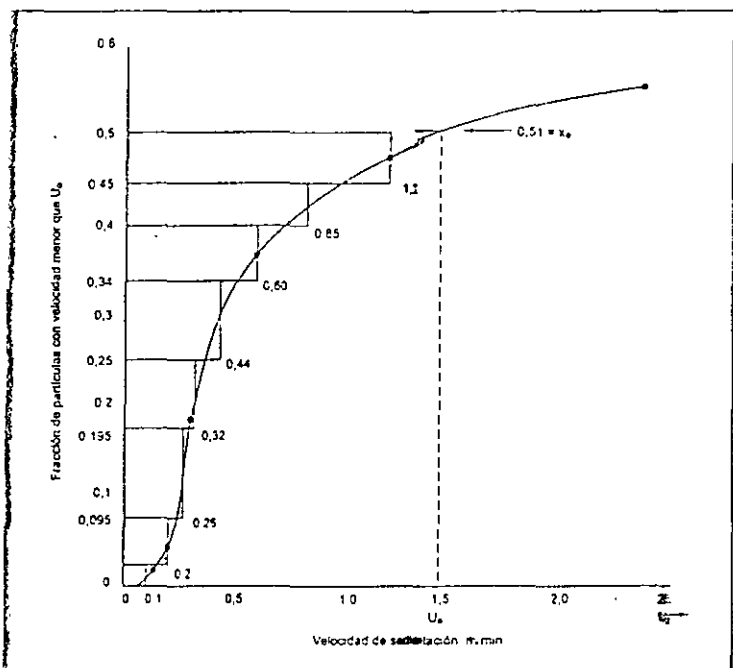


Figura 5.8 Curva de velocidad de sedimentación, ejemplo 5.5.

Cuadro 5.1
Cálculos para el ejemplo 5.5

dX	U_p	$U_p \cdot dX$
0,025	0,10	0,0025
0,050	0,20	0,0100
0,100	0,26	0,0260
0,075	0,32	0,0240
0,090	0,44	0,0396
0,060	0,60	0,0360
0,050	0,85	0,0425
0,060	1,20	0,0720
Σ	---	0,2526

$$= \int_0^{x_o} U_p \, dx$$

- La fracción total removida será, según la ecuación 5.15:

$$X_T = (1 - X_o) + \frac{1}{U_o} \int_0^{x_o} U_p \, dx$$

$$X_T = (1 - 0,51) + \frac{1}{1,5} \times 0,2526 = 0,66$$

Por lo tanto, un 66% de las partículas serán removidas.

5.6 SEDIMENTACIÓN TIPO 2

En este tipo de sedimentación se deben tener en cuenta las propiedades floculentas de la suspensión además de las características de sedimentación de las partículas.

Dos partículas que se aglomeran durante su asentamiento pierden su velocidad individual de sedimentación y, por consiguiente, se sedimentan con otra velocidad característica de la nueva partícula formada, generalmente mayor que las velocidades originales. Este tipo de sedimentación, conocido como sedimentación floculenta, es el tipo de sedimentación más común en purificación y tratamiento de aguas

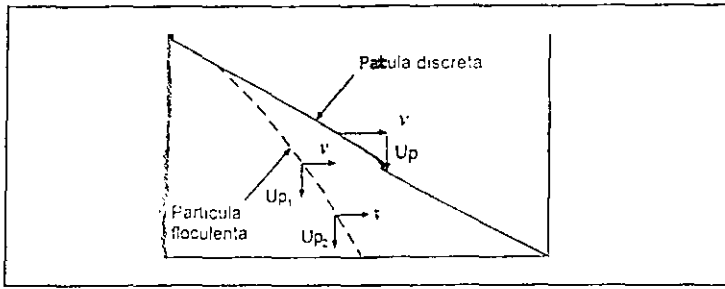


Figura 5.9 Trayectorias de sedimentación

En aguas turbias de ríos, el material suspendido consiste principalmente en partículas finas de sílice, arcilla y limo; la densidad relativa de dichas partículas varía entre 2,6 para granos finos de arena hasta 1,03 para partículas de lodo floculado con 95% de agua. Las partículas vegetales suspendidas tienen según su contenido de agua, densidades relativas entre 1,0 y 1,5. El floculo de alumbre y de hierro varía en densidad según el contenido de agua y el tipo de sólido atrapado en él, con densidades relativas para el floculo de alumbre entre 1,002 y 1,18 y de 1,002 a 1,34 para el floculo de hierro.

En plantas de tratamiento el floculo de cal y soda ash tiene densidades relativas variables alrededor de 1,2. En desarenadores de aguas negras la densidad relativa de las partículas por remover varía entre 1,2 y 2,7; en sedimentadores primarios de aguas residuales, el material orgánico suspendido por remover tiene densidades relativas entre 1,0 y 1,2. En tanques de sedimentación secundaria, de floculbiológico de filtros percoladores o de lodos acidificados, las partículas suspendidas, compuestas de material orgánico y microorganismos, sedimentan rápidamente a pesar de su densidad relativa baja (27).

Por conveniencia, en muchos casos, se supone que la sedimentación de una suspensión del tipo de partículas discretas, con el objeto de predecir más sencillamente las velocidades de asentamiento y la remoción de material suspendido; sin embargo, para suspensiones de partículas floculentas es necesario el análisis de sedimentación para tener en cuenta dicho efecto sobre el proceso de asentamiento.

En la sedimentación tipo 2, tanto la densidad como el volumen de las partículas cambia a medida que ellas se adhieren unas a otras mediante el mecanismo de floculación y la precipitación química. Consecuentemente el peso de la partícula en el agua, W_p , la fuerza de arrastre, F , cambian

y el equilibrio de fuerzas verticales se rompe. Como resultado, las velocidades de asentamiento de las partículas cambian con el tiempo y la profundidad, es decir que la remoción es función no sólo de la carga superficial sino también de la profundidad y el tiempo de retención. Hasta el presente, no existe formulación matemática que evalúe exactamente todas las variables que afectan la sedimentación de partículas floculentas y por ello es necesario efectuar los análisis con columnas de sedimentación.

En la práctica se reconoce que, para una velocidad de sedimentación determinada, tanto el tiempo de retención como la profundidad afectan el grado de remoción, puesto que en un tanque de mayor profundidad se requiere un tiempo mayor para que la partícula alcance el fondo. Esto significa que, para una velocidad de sedimentación fija, la relación del tiempo de retención a la profundidad determina el número de partículas que alcanza el fondo (27).

De la ecuación 5.10:

$$R = \frac{U_p}{U} = \frac{U_p}{\frac{Q}{A}} = \frac{U_p}{\frac{V}{tA}} = \frac{U_p}{\frac{V}{tAL}} = \frac{U_p}{\frac{aLd}{tAL}}$$

Por lo tanto,

$$R = \frac{t}{d} U_p \tag{5.16}$$

Desde 1904 Hazen proponía subdividir horizontalmente los tanques de sedimentación para aumentar su capacidad de tratamiento. En 1946 Camp presentó el diseño de sedimentadores con bandejas horizontales y, en forma semejante, otros diseños intentaron hacer uso de los principios teóricos vistos en repetidas ocasiones. Sin embargo, los tanques con varios compartimientos horizontales nunca se hicieron populares principalmente por fallas en su limpieza y por otras causas no conocidas realmente. En 1968, Culp, Hansen y Richardson (29), observando que una partícula que se sedimenta con una velocidad de 2,5 cm/min requiere 2 horas para caer al fondo de un tanque convencional de 3 m de profundidad y que requeriría sólo 2 minutos para caer al fondo de un tanque de 5 cm de profundidad, idearon los sedimentadores de tubos de diámetro pequeño que impulsaron los hoy conocidos sedimentadores de tasa alta o sedimentadores de poca profundidad.

ANQUE DE SEDIMENTACIÓN IDEAL - SEDIMENTACIÓN TIPO 2

La remoción de partículas en un tanque de sedimentación ideal, para suspensiones diluidas de partículas floculentas, puede determinarse a partir de un análisis con columnas de sedimentación. La suspensión se coloca en una columna semejante a la mostrada en la figura 5.6 y se deja sedimentar en condiciones tranquilas. Se determina la concentración de partículas sobre muestras tomadas a diferentes profundidades con intervalos de tiempos diferentes y se calculan las fracciones en peso de partículas removidas en cada profundidad y cada intervalo de tiempo.

Con dichos valores se construye un gráfico de la fracción de remoción de partículas floculentas en función del tiempo y la profundidad de sedimentación. En dicho gráfico se unen los puntos de igual fracción de remoción para obtener las curvas de isoconcentración. Las curvas de isoconcentración representan la trayectoria de sedimentación máxima para la remoción indicada y la relación profundidad/tiempo igual a la velocidad promedio mínima de sedimentación para dicha remoción.

El procedimiento para determinar la remoción total de partículas floculentas en un tanque específico es similar al utilizado para partículas discretas y se ilustra en el ejemplo siguiente.

EMPLEO DE SEDIMENTACIÓN TIPO 2

Los datos experimentales de un ensayo de sedimentación para una suspensión de partículas floculentas (59) se incluyen en el cuadro 5.2.

Cuadro 5.2
Datos del ensayo para el ejemplo 5.8

Tiempo Min.	% Remoción de sólidos		
	0,6m	1,2m	1,8m
5	—	—	26
10	27	36	40
20	39	28	35
40	50	44	38
60	60	48	50
120	70	64	60

Determinar la remoción total de sólidos si el tiempo de retención es de 60 minutos y la profundidad, 1,8 m.

Solución:

- Se dibujan las trayectorias de sedimentación para la suspensión floculenta como se indica en la figura 5.10.
- Se determina el porcentaje de remoción (32):

$$\% \text{ REMOCIÓN} = \frac{\Delta h_1}{h_3} \times \frac{R_1 + R_2}{2} + \frac{\Delta h_2}{h_3} \times \frac{R_2 + R_3}{2} + \frac{\Delta h_3}{h_3} \times \frac{R_3 + R_4}{2}$$

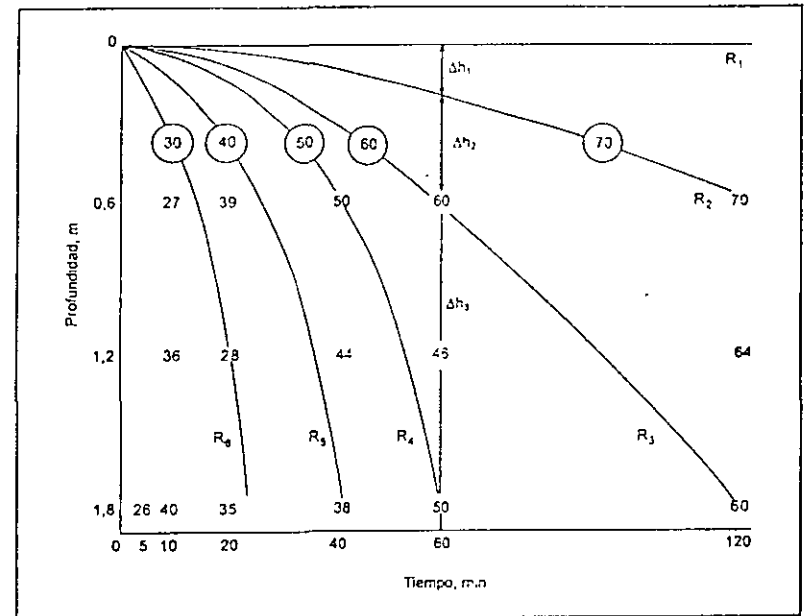


Figura 5.10 Trayectorias de sedimentación, ejemplo 5.8

- Para las curvas de la figura 5.10 los cálculos son los del cuadro 5.3.

Cuadro 5.3
Cálculos para el ejemplo 5.8

$\frac{\Delta h_p}{h_j}$	x	$\frac{R_n + R_{n+1}}{2}$	=	% Remoción
$\frac{0,2}{1,8}$	x	$\frac{100 + 70}{2}$	=	9,44
$\frac{0,4}{1,8}$	x	$\frac{70 + 60}{2}$	=	14,44
$\frac{1,2}{1,8}$	x	$\frac{60 + 50}{2}$	=	36,67
				60,55

- La remoción total es del 60,6%.
- La remoción anterior corresponde a una carga superficial de 43,2 m³/m² d (1,8 × 1440/60) y un tiempo de sedimentación de 60 minutos. Para dimensionamiento del sedimentador, con un factor de seguridad de 1,5, se tomaría como carga superficial de diseño 628 m³/d y un tiempo de retención de 1,5 horas.

SEDIMENTACIÓN DE TASA ALTA

Por sedimentación de tasa alta, sedimentadores de poca profundidad, se entiende sedimentación en elementos poco profundos, en módulos de tubos circulares, cuadrados, hexagonales, octogonales, de placas planas paralelas, de placas onduladas o de otras formas, en tanques poco profundos, con tiempos de retención menores de 15 minutos. La característica principal de un sedimentador de alta tasa es su poca profundidad, usualmente del orden de centímetros. En los pequeños conductos usados como sedimentadores de alta tasa se puede desarrollar flujo laminar. La distribución de velocidad dista mucho de ser uniforme; por lo tanto, las trayectorias de las partículas no son líneas rectas como en el modelo ideal de Camp.

En el modelo de Hazen y Camp para tanques de sedimentación convencionales con flujo uniforme, la carga superficial del tanque de sedimentación representa la velocidad crítica de asentamiento de las partículas suspendidas; teóricamente, toda partícula con velocidad de asentamiento mayor o igual que la velocidad crítica será removida en el tanque. En el

modelo de Yao (21), se generaliza la teoría de sedimentación de Camp a los sedimentadores inclinados, suponiendo sedimentación de partículas discretas en tanques de alta tasa con flujo laminar y unidimensional. Para una partícula, la ecuación de movimiento sería:

$$m \frac{dv_p}{dt} = (\rho_p - \rho) Vg - F \tag{5.17}$$

- donde: m = Masa de la partícula
- v_p = Velocidad de la partícula
- t = Tiempo
- ρ_p = Densidad de la partícula
- ρ = Densidad del fluido
- g = Aceleración gravitacional
- V = Volumen de la partícula
- F = Fuerza resistente del fluido

Para flujo laminar, Stokes demostró que la fuerza de arrastre es:

$$F = 3 \pi \mu d_p (v_p - v) \tag{5.18}$$

- donde: μ = Viscosidad dinámica del fluido
- d_p = Diámetro hidráulico de la partícula
- v_p = Velocidad de la partícula
- v = Velocidad del fluido

Ignorando el efecto de la fuerza de inercia, $m \frac{dv_p}{dt} = 0$, se tiene:

$$(\rho_p - \rho) Vg = F = 3 \pi \mu d_p (v_p - v) \tag{5.19}$$

$$v_p - v = \frac{(\rho_p - \rho) Vg}{3 \pi \mu d_p} = v_s$$

- donde: v_s = Velocidad de asentamiento de la partícula, o velocidad vertical de caída de la partícula

La figura 5.11 representa el sistema de coordenadas usado por Yao. El eje X es paralelo a la dirección de flujo, θ es el ángulo entre el eje X y el

clinación θ . Como lo demuestra Yao (21), L probablemente debe ser igual a 20 y en general menor de 40.

Por razones prácticas, para permitir la remoción continua del lodo, θ es generalmente igual a 60° .

En los sedimentadores de tasa alta se supone régimen de flujo laminar. En la práctica se acostumbra dejar el primer cuarto de la longitud del tanque de sedimentación libre de elementos de sedimentación de tasa alta para permitir buenas condiciones de entrada del fudal. Sin embargo, a la entrada existirá una región de transición en la cual el flujo uniforme se convierte gradualmente en flujo completamente laminar debido a la influencia de los contornos sólidos. La longitud relativa, L' , para la región de transición en tubos, según Streeter y Yao (21) es:

$$L' = 0,058 \frac{v_o d}{\nu} \quad (5.33)$$

donde: ν = Viscosidad cinemática del fluido.

La ecuación 5.33, según Yao (21), puede aplicarse a otros tipos de sedimentadores. Sin embargo, esta ecuación da valores muy altos y se prefiere la ecuación recomendada por Schulze (56):

$$L' = 0,013 N_{RE} \quad (5.34)$$

$$L' = \frac{0,013 V_o d}{\nu} \quad (5.35)$$

La existencia de la región de transición obliga a tener en cuenta, para los cálculos, la longitud de la zona de transición y tomar como valor de L en la ecuación 5.32 un valor de longitud relativa efectiva de sedimentación, en flujo laminar, L_c , igual a L corregida en la longitud de transición L' , con lo cual se provee un factor de seguridad en el diseño.

Por lo tanto, para verificar un diseño, la ecuación 5.32 se convierte en:

$$v_{sc} = \frac{S_f v_o}{\text{Sen } \theta + L_c \cos \theta} \quad (5.36)$$

$$L_c = L - L' \quad (5.37)$$

donde: L_c = Longitud relativa del sedimentador de tasa alta en flujo laminar, corregida en la longitud de transición.

Según Yao (21), en los casos en que L sea mayor que L_c se sugiere tomar como valor de longitud relativa del sedimentador un valor igual a $2L_c$, o sea:

$$L = 2L_c \quad (5.38)$$

y aumentar el valor de la longitud del sedimentador, I , al nuevo valor de L .

Algunos autores recomiendan verificar el número de Reynolds para garantizar flujo laminar en los sedimentadores de tasa alta. En general se recomienda:

$$\begin{aligned} N_{RE} &< 500 \quad (18) \\ N_{RE} &< 250 \quad (26) \quad \Delta \cdot L \cdot L_c \\ N_{RE} &< 200 \quad (51) \\ N_{RE} &= 280 \quad (56) \end{aligned}$$

con:

$$N_{RE} = \frac{v_o d}{\nu} \quad (5.39)$$

donde: v_o = Velocidad promedio de flujo en el sedimentador

d = Ancho del sedimentador o conducto

ν = Viscosidad cinemática

El tiempo de retención se calcula por la expresión:

$$t = \frac{1}{v_o} \quad (5.40)$$

En general el tiempo de retención es de 3 a 6 minutos en sedimentadores de tubos y de 15 a 25 minutos en sedimentadores de placas.

5.10 TIPOS DE TANQUES DE SEDIMENTACIÓN

En general los tanques de sedimentación son estanques rectangulares o circulares de aproximadamente 3 m de profundidad, con pantallas de entrada y vertederos efluentes. Recientemente se han introducido, con mucha frecuencia, los sedimentadores de placas planas, de tubos, de flujo ascensional, y otros tipos de sedimentadores de tasa alta, con el objeto de obtener el mismo grado de clarificación que en sedimentadores convencionales, pero con menor uso de terreno.

Los sedimentadores convencionales usados en purificación de aguas son generalmente rectangulares, circulares o cuadrados. En tanques rectan-

Para flujo laminar entre placas paralelas, como los de la figura 5.12, según Streeter:

$$\frac{U}{v_0} = 6 (Y - Y^3) \quad (5.26)$$

Sustituyendo 5.26 en 5.25 e integrando, se tiene:

$$3Y^2 - 2Y^3 - \frac{v_1}{v_0} Y \text{ Sen} \theta + \frac{v_1}{v_0} X \text{ cos} \theta = C_1 \quad (5.27)$$

La ecuación 5.27 es la ecuación general para la trayectoria de partículas suspendidas (T_1, T_2, T_3), en flujo laminar, a través de dos placas paralelas. Para el punto B de la figura 5.12:

$$\begin{aligned} X &= L \\ Y &= 0 \end{aligned}$$

X e Y expresadas adimensionalmente.

Donde, por definición:

$$L = \frac{1}{d} = \text{longitud relativa del sedimentador}$$

Reemplazando dichos valores en la ecuación 5.27 se obtiene:

$$C_1 = \frac{v_1}{v_0} L \text{ cos} \theta \quad (5.28)$$

Reemplazando la ecuación 5.28 en la ecuación 5.27 se tiene:

$$3Y^2 - 2Y^3 - \frac{v_1}{v_0} Y \text{ Sen} \theta + \frac{v_1}{v_0} (X-L) \text{ cos} \theta = 0 \quad (5.29)$$

La ecuación 5.29 es la ecuación de la familia de trayectorias de las partículas; la trayectoria real que tomará una partícula dependerá de la magnitud de la relación v_1/v_0 para la partícula. Entre la familia de trayectorias existe una trayectoria límite que se inicia en B', la parte superior del canal en su entrada, y representa la trayectoria superior de la familia. Dicha trayectoria superior representa físicamente la trayectoria limitante puesto que ella define la velocidad crítica de asentamiento de la partícula v_{1c} para un sistema determinado. Toda partícula suspendida con una velocidad de asen-

tamiento mayor que, o igual a, dicha velocidad crítica de asentamiento sería completamente removida en el sedimentador.

Como las coordenadas del punto B', en la figura 5.12, son:

$$\begin{aligned} X &= 0 \\ Y &= 1 \end{aligned}$$

reemplazando nuevamente, en la ecuación 5.29, se obtiene:

$$\frac{v_{1c}}{v_0} (\text{sen} \theta + L \text{ cos} \theta) = 1 \quad (5.30)$$

La ecuación 5.30 indica que la eficiencia de un sedimentador de alta tasa está caracterizada por un parámetro S:

$$S = \frac{v_1}{v_0} (\text{sen} \theta + L \text{ cos} \theta) \quad (5.31)$$

El valor crítico de S, S_c , para sedimentadores de placas paralelas es 1,0 como lo indica la ecuación 5.30. Por lo tanto, teóricamente, cualquier partícula suspendida, con un valor de S mayor o igual que 1, en un sedimentador de placas paralelas, será removida.

En general, para sedimentadores de tasa alta, la velocidad crítica de asentamiento está dada por (21):

$$v_{1c} = \frac{S_c v_0}{\text{Sen} \theta + L \text{ Cos} \theta} \quad (5.32)$$

donde: v_0 = Velocidad promedio del fluido en el elemento de sedimentación de alta tasa o carga superficial en el área de sedimentación de tasa alta.

θ = Ángulo de inclinación del elemento de sedimentación de alta tasa.

L = Longitud relativa del sedimentador de alta tasa, en flujo laminar.

$S_c = 1,0$ para sedimentadores de placas paralelas

$S_c = 4/3$ para tubos circulares

$S_c = 11/8$ para conductos cuadrados

La ecuación 5.32 indica que la eficiencia de un sedimentador de alta tasa es función de la longitud relativa del sedimentador L y del ángulo de in-

gulares, figura 5.13, el flujo va esencialmente en una dirección, paralelo a la longitud del estanque, y se llama flujo rectilíneo. En tanques circulares de dosificación central, figura 5.14, el agua fluye radialmente desde el centro al perímetro externo; esto se conoce como flujo radial. Otros tanques circulares tienen dosificación perimetral con flujo en espiral o flujo radial. Algunos tipos de tanques de sedimentación, así como otras características de su construcción, se muestran en las figuras que aparecen a continuación.

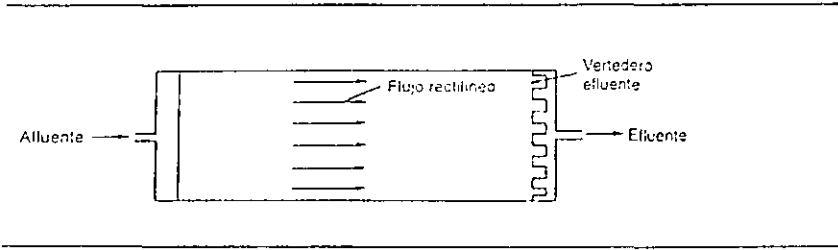


Figura 5.13 Tanque de sedimentación rectangular, flujo rectilíneo

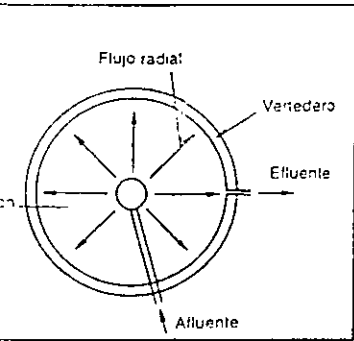


Figura 5.14 Tanque de sedimentación, dosificación central, flujo radial

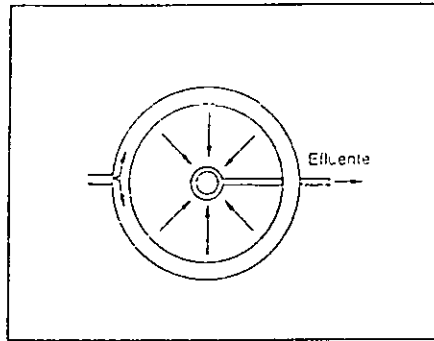


Figura 5.15 Tanque de sedimentación, dosificación perimetral, flujo radial

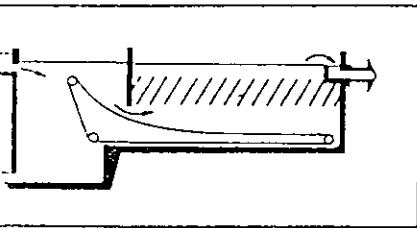


Figura 5.16 Sedimentador rectangular

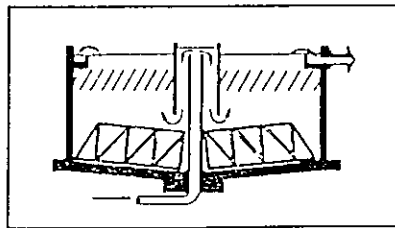


Figura 5.17 Sedimentador circular

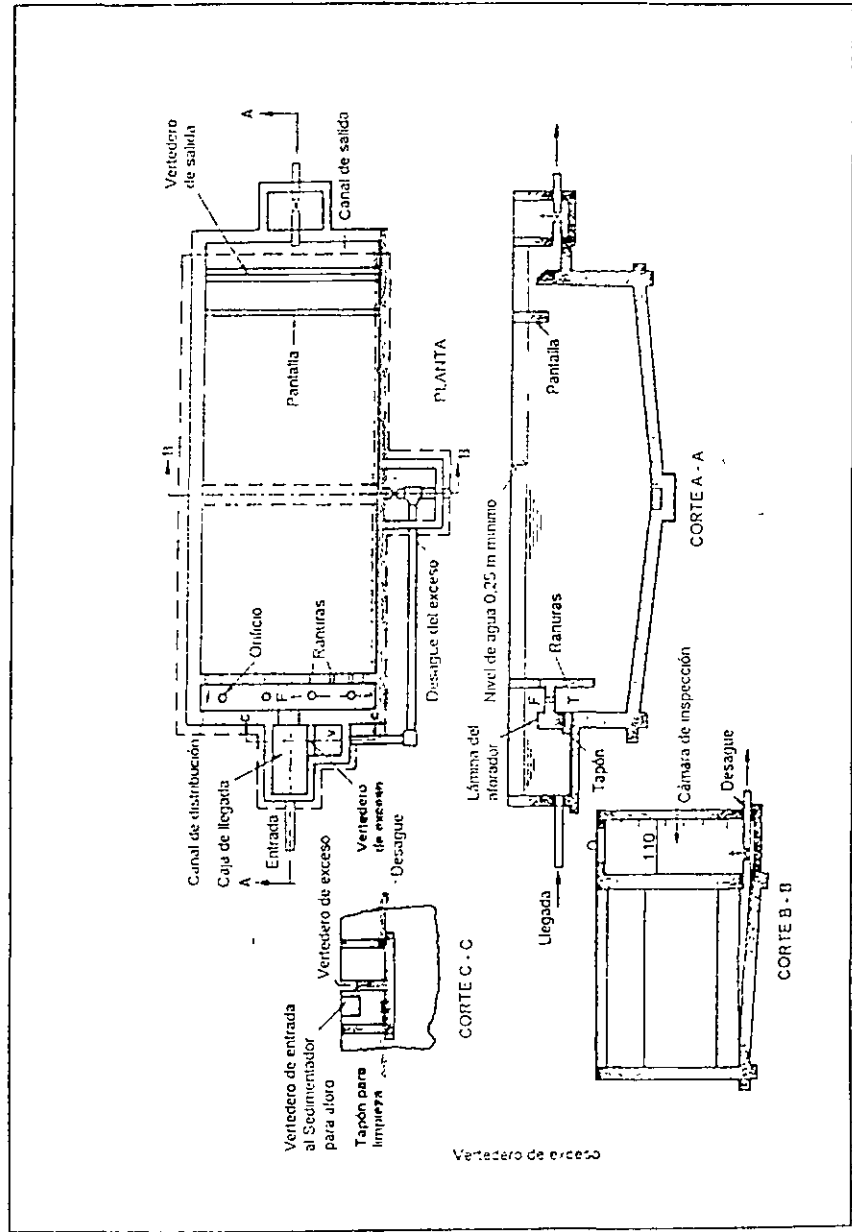


Figura 5.18 Sedimentador similar (2)

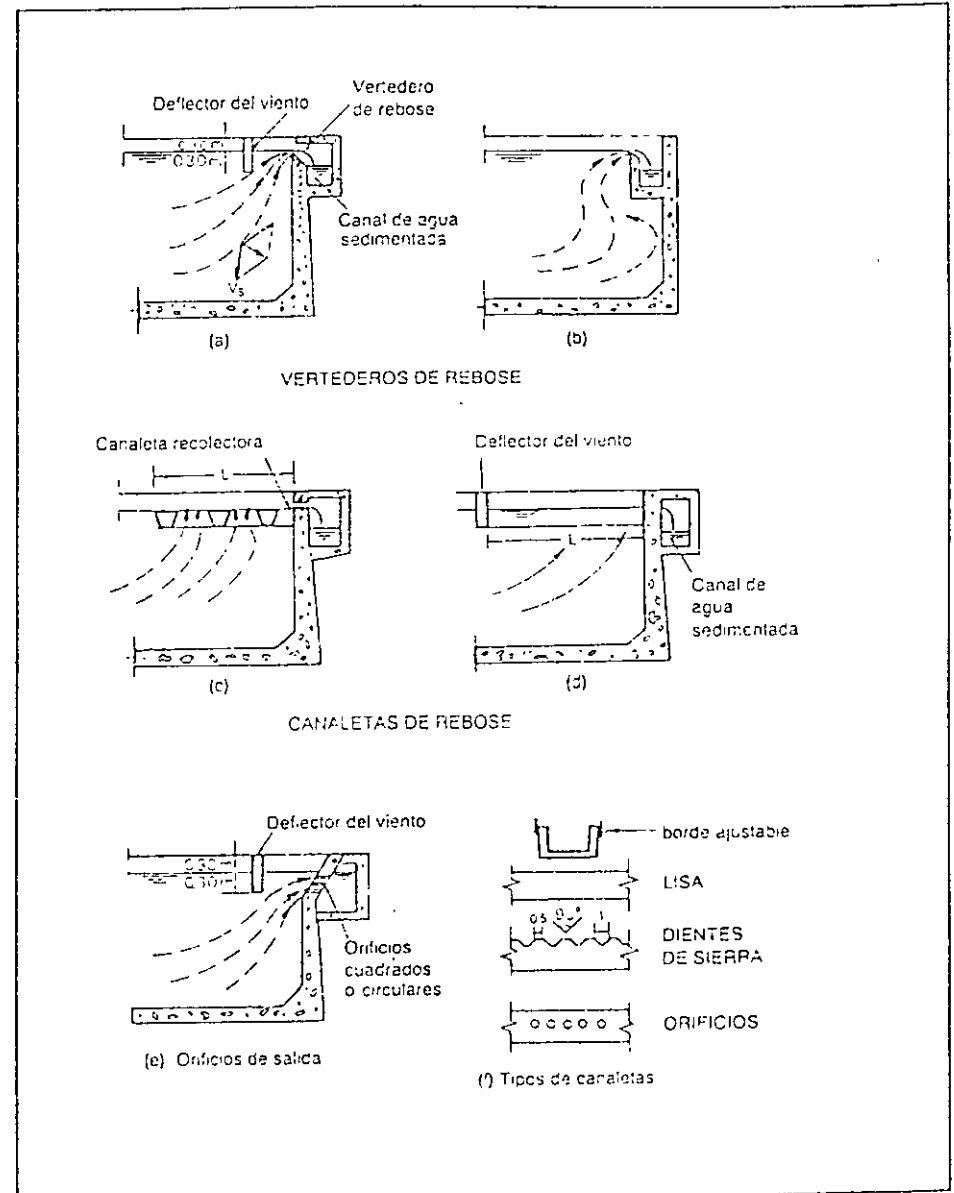
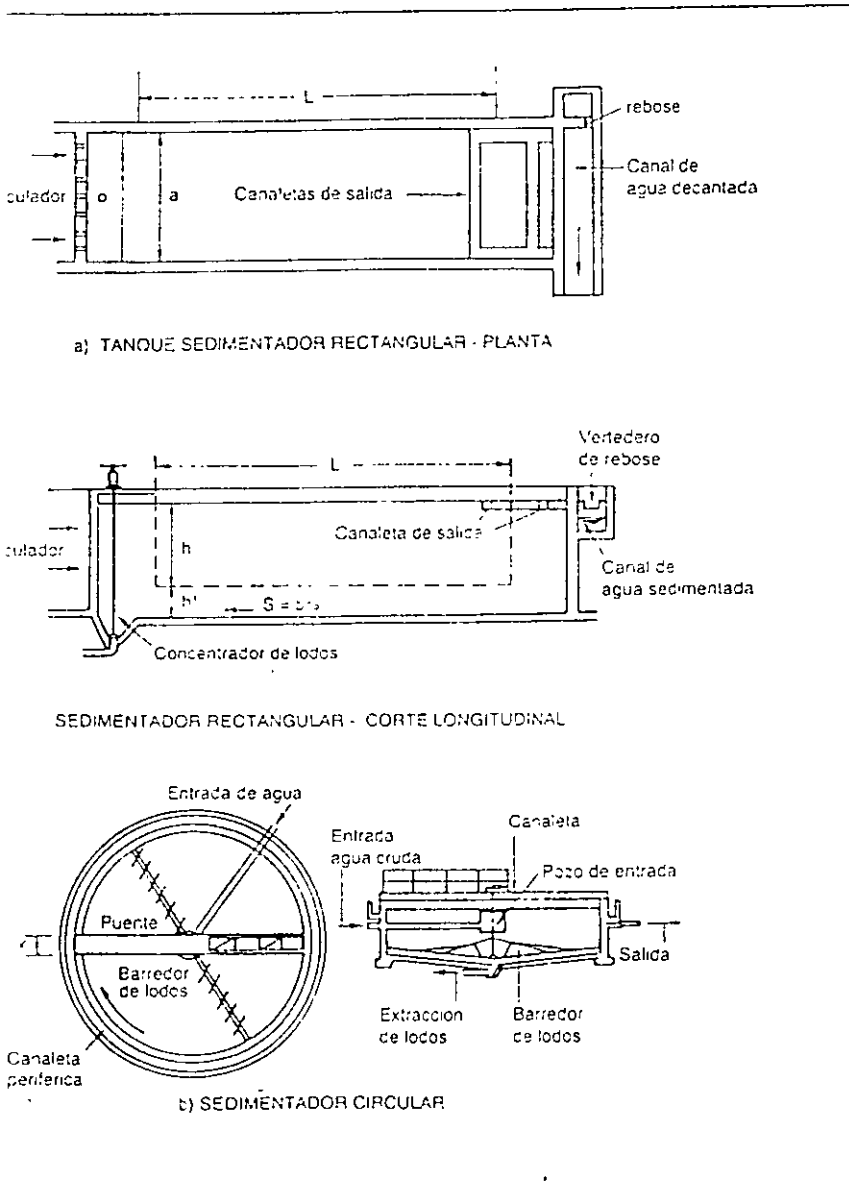
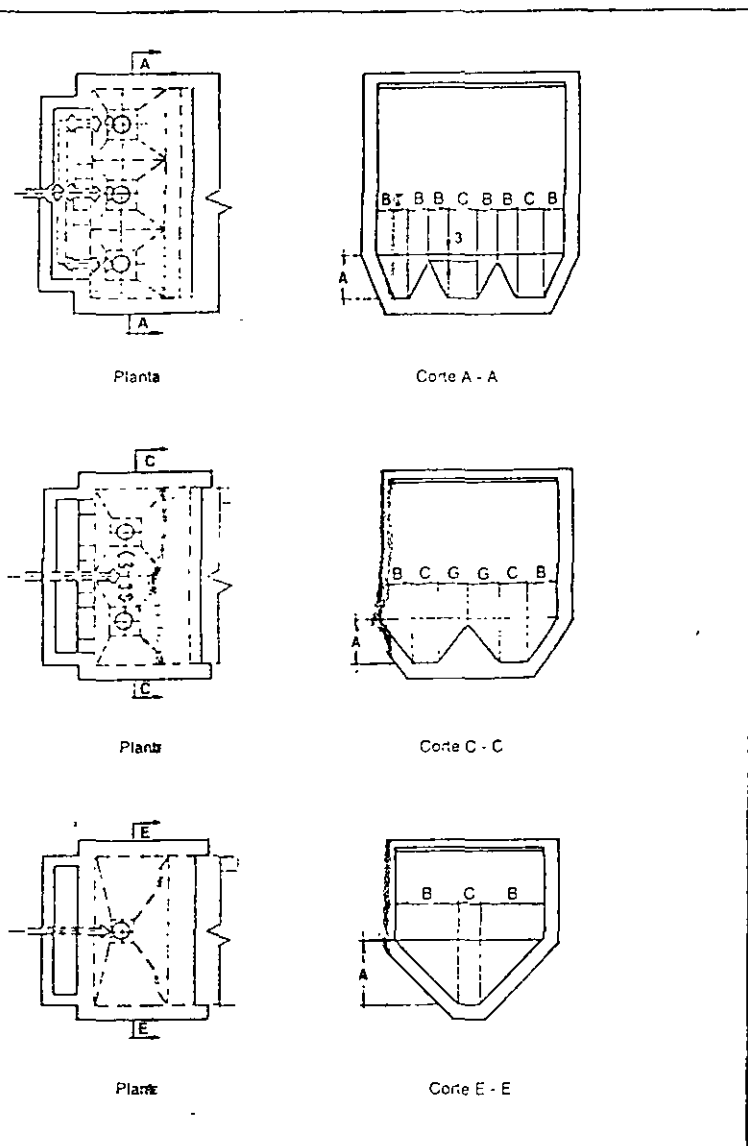


Figura 5.20 Estructuras de salida en sedimentadores rectangulares.



Distribución típica de las tolvas de lodos para tanques de sedimentación rectangulares. Es recomendable que cada tolva esté dotada de su tubería de desagüe independiente con el fin de que se guarde separadamente.

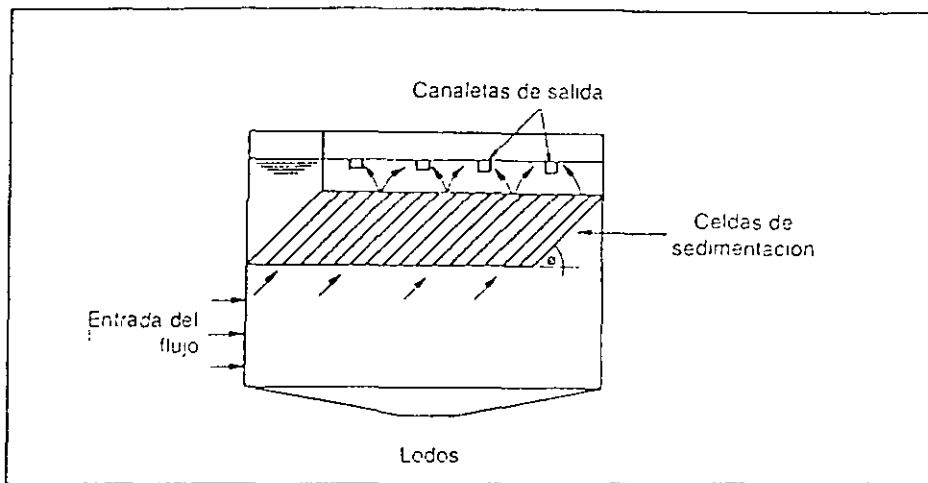


Figura 5.22 Descripción del sistema de alta tasa

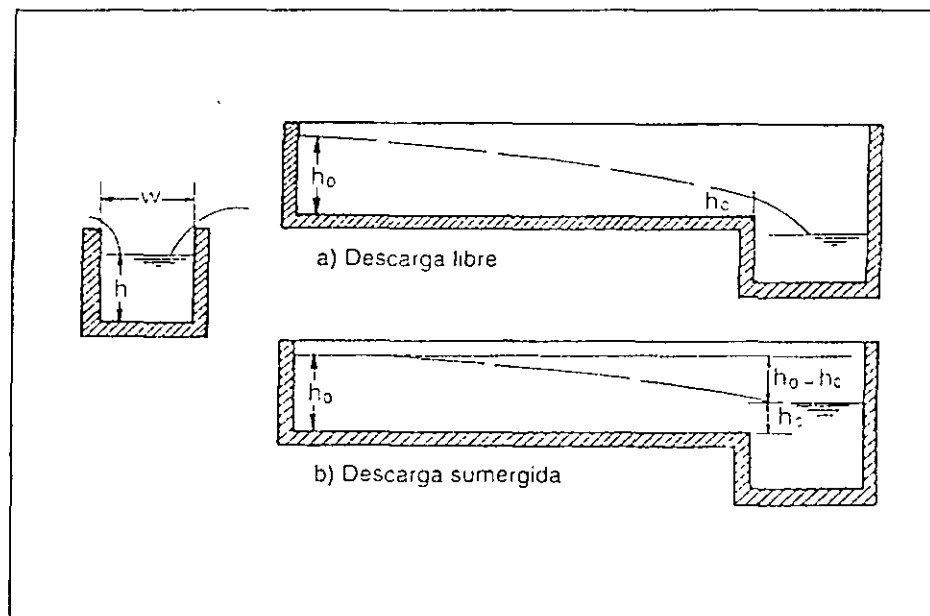
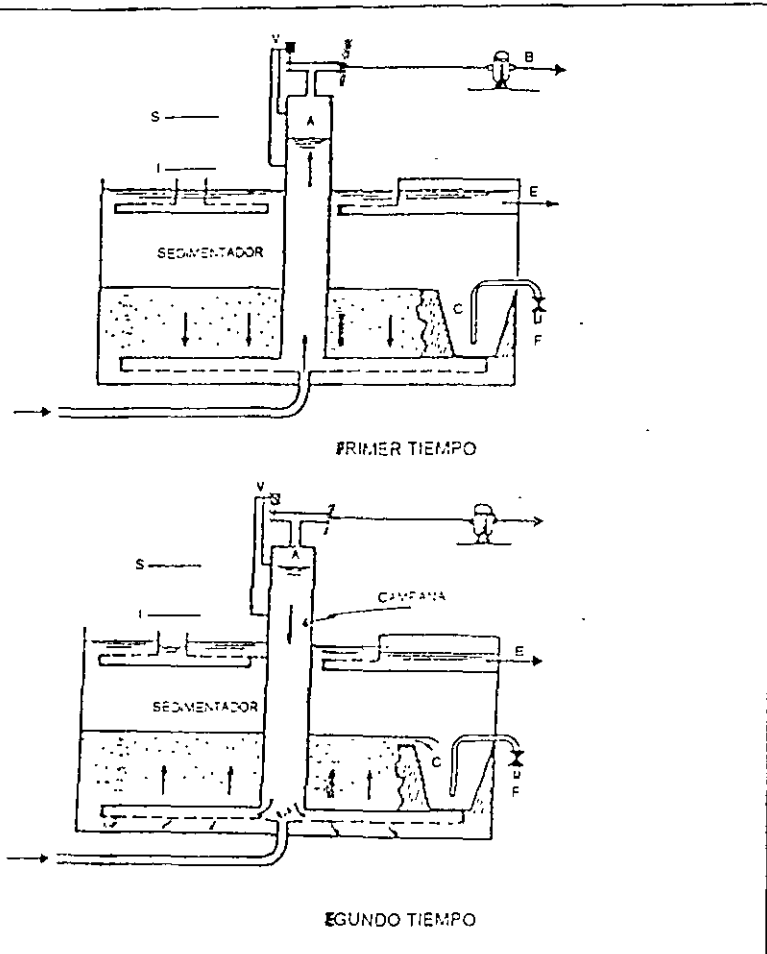


Figura 5.23 Canaletas para el agua decantada



Sedimentador de todos pulsante.

CRITERIOS DE DISEÑO

Los criterios de diseño de sedimentadores para clarificación del agua se basan en valores obtenidos a través de la experiencia en la operación de prototipos de plantas y plantas piloto de tratamiento del agua.

— Propiedades de asentamiento de los sólidos suspendidos.

La ecuación 5.7 o ley de Stokes:

$$U = \frac{g D^2}{18 \nu} (S_s - 1)$$

indica que existen varias propiedades del agua y de sus sólidos suspendidos que afectan la sedimentación: la temperatura del agua, la densidad de las partículas y el tamaño y la forma de las mismas. La velocidad de asentamiento de una partícula varía inversamente con la viscosidad cinemática, la cual es función de la temperatura, como puede verse en el cuadro 5.4.

Cuadro 5.4
Viscosidad cinemática del agua a diferentes temperaturas

T °C	$\nu \times 10^5, m^2/s$
0	1,725
5	1,519
10	1,306
15	1,139
20	1,003
25	0,893
30	0,800

Por ejemplo, cambiando la temperatura del agua de 10°C a 30°C, la velocidad de asentamiento de una partícula se incrementa:

$$\frac{1,306}{0,800} = 1,63 \text{ veces}$$

A la vez, reduciendo la temperatura del agua de 10°C a 0°C se reduce la velocidad de asentamiento en

$$\frac{1,306}{1,725} = 0,73 \text{ veces}$$

Por lo tanto, la temperatura tiene un efecto importante en la sedimentación, y con aguas frías debería reducirse la carga superficial de diseño. La velocidad de asentamiento de una partícula variará también directamente con el valor de la diferencia $S_s - 1$. Por ello, a mayor densidad de

la partícula mayor será su velocidad de asentamiento, o sea mayor la carga superficial de diseño.

El efecto de la variación en la densidad relativa de la partícula, S_r , para partículas discretas, puede determinarse con la ley de Stokes, pero para partículas flocculentas, en las cuales cambia su tamaño y densidad, la ecuación mencionada no es aplicable y es necesario recurrir a los análisis de columna de sedimentación como se vio previamente. En las partículas discretas el efecto del tamaño de la partícula se visualiza con los valores del cuadro 5.5 (1).

Cuadro 5.5
Velocidades de asentamiento para algunas partículas

Diámetro Partícula mm	Clasificación	U mm/s	CS $m^3/d.m^2$
10,0	grava	1 000	85 400
1,0		100	8 640
0,6		63	5 443
0,4	arena gruesa	42	3 629
0,2		21	1 814
0,1		8	691
0,06		3,8	328
0,04		2,1	181
0,02	arena fina	0,62	54
0,01		0,154	13
0,004	lodo	0,0247	2

— Carga superficial o tasa de sedimentación superficial.

Una de las principales características del tanque de sedimentación es su área superficial, la cual depende de la carga o tasa de sedimentación superficial, ecuación 5.9. La carga superficial es el parámetro más usado en la práctica para diseño y clasificación de sedimentadores.

En un tanque ideal de sedimentación convencional, la carga superficial podría hacerse igual a la velocidad de asentamiento de las partículas que se desean mover. Sin embargo, como no existen en la práctica tanques ideales, acostumbra reducir la carga superficial y aumentar los tiempos teóricos de retención.

Los valores del cuadro 5.6 resumen algunos criterios de carga superficial usados para el diseño de sedimentadores convencionales.

Cuadro 5.6
Cargas superficiales típicas en sedimentadores convencionales

Tipo de agua	Tratamiento	Carga superficial $m^3/d.m^2$ C255
Superficial	Flóculo de alumbre	14-22 (1)
	Flóculo de polímero	18-27 (9)
Superficial o Subterránea	Ablandamiento con cal	22-44 (1) 82 (1)
	Unidades de flujo Ascensional	37 (1) <58 (1) 108 (1)
	Unidades de flujo Ascensional	58-88 (1) 22-58 (1) Agua fría 58-88 (1) Agua caliente
	Ablandamiento en Unidades de flujo Ascensional	147 (1) 22-88 (1) 88-132 (1) 73 (1) 106 (1)

Según Fair, Geyer y Okun, la velocidad de asentamiento del flóculo de hierro y aluminio a 10°C es de 5 cm/min, es decir una carga superficial de 72 $m^3/m^2.d$. Según la EPA (6), las cargas superficiales típicas para diseño de sedimentadores de aguas residuales con precipitación química son:

- Alumbre : 20 - 24,5 $m^3/d.m^2$
- Hierro : 28,5 - 32,5 $m^3/d.m^2$
- Cal : 57 - 65 $m^3/d.m^2$

Según Insfopal (24) la carga superficial depende de la clase de tratamiento y oscila entre 15 y 90 m/d. Según Azevedo Netto (cita en la referencia 26), la carga superficial para sedimentadores convencionales oscila entre 20 y 60 m/d.

Para sedimentadores de tasa alta tampoco existe un criterio unificado de valores de carga superficial; algunos de los intervalos o valores recomendados en la literatura se incluyen en el cuadro 5.7.

Cuadro 5.7
Cargas superficiales típicas en sedimentadores de tasa alta

Cs, m/d	Referencia	Observaciones
120 - 300	(26)	
120 - 240	(22)	Flujo convencional
150 - 240	(22)	Flujo horizontal, T < 4°C, turbiedad < 100
150 - 180	(22)	Flujo horizontal, T < 4°C, turbiedad 100-1000
150 - 240	(22)	Flujo horizontal, T > 10°C, turbiedad < 100
150 - 180	(22)	Flujo horizontal, T > 10°C, turbiedad 100 - 1000
60 - 240	(12)	Valor promedio 180m/d
150	(51)	Floculada alumbre, aguada
216	(09)	Sedimentadores tubulares
180 - 300	(19)	Sedimentadores Tubulares

— Profundidad.

La eficiencia del tanque de sedimentación es afectada por el grado de floculación de los sólidos suspendidos, el cual, a la vez, depende del tiempo de retención. El volumen del tanque de sedimentación es igual al producto de su área superficial A por la profundidad d:

$$V = A \cdot d$$

El tiempo de retención es igual al volumen del tanque dividido por el caudal:

$$\tau = \frac{V}{Q} = \frac{A \cdot d}{Q} \quad (5.41)$$

Por consiguiente, el tiempo de retención teórico es directamente proporcional a la profundidad; por ello, la eficiencia de remoción de partículas floculentas dependerá de la profundidad del tanque. Sin embargo, la eficiencia de remoción no está relacionada linealmente con el tiempo de retención; así, por ejemplo, si el 80% de los sólidos suspendidos son removidos con un tiempo de retención de dos horas, es posible que con 3 horas de retención sólo se remuevan 90%. Además, como los tanques profundos son más costosos, no es deseable tenerlos excesivamente profundos (1). En general, la profundidad de los tanques de sedimentación es mayor de 3 metros.

— Tiempo de retención.

El tiempo de retención depende del propósito del sedimentador. Para tanques o dársenas de sedimentación simple, el tiempo de retención debe ser lo suficientemente largo como para permitir el asentamiento de partículas con velocidad de asentamiento muy baja; en este caso el tiempo de retención puede ser de varios días.

En tanques convencionales usados para sedimentación de los sólidos provenientes de coagulación o ablandamiento de aguas, un tiempo de retención de 2 a 4 horas es generalmente suficiente como preparación del agua para su filtración subsecuente. Cuando el agua va a ser usada sin filtración se proveen tiempos de retención hasta de 12 horas (1). En sedimentadores tubulares de alta tasa el tiempo de retención es de 3 a 6 minutos; en los de placas inclinadas, de 15 a 25 minutos (51).

— Velocidad horizontal.

La velocidad de flujo a través del tanque de sedimentación no será uniforme en toda la sección transversal del tanque perpendicular a la dirección de flujo, aunque la entrada y salida sean diseñadas para distribución uniforme, debido a la existencia de corrientes de densidad, corrientes de inercia, cortocircuito y operación de mecanismos de remoción de lodos. La corriente de densidad es el flujo de un fluido dentro de otro, relativamente quieto, con una densidad diferente. Una corriente de densidad mayor que la del cuerpo principal del fluido se hundirá y circulará a lo largo del fondo del tanque a una velocidad mayor. Si la corriente de densidad es más liviana, correrá a lo largo del techo del tanque. Las diferencias de densidad se deben a diferencias de temperatura, contenido de sales o contenido de material suspendido.

El cortocircuito se presenta cuando una porción del fluido atraviesa el tanque en un tiempo menor que el tiempo de retención, debido a diferencias en las velocidades y longitudes de las trayectorias de corriente. El cortocircuito se incrementa mediante mezcla del contenido del tanque, altas velocidades de entrada, por corrientes de densidad; por ello se presenta en todos los tanques tales.

Para minimizar las interferencias mencionadas, la velocidad a través de un tanque de sedimentación debe mantenerse entre 0,5 y 1,5 cm/s (1). Para tanques de alta tasa se recomiendan valores de velocidad promedio de flujo menores de 1 cm/s (51).

Según Smethurst, la velocidad media en el tanque de sedimentación debe ser menor de 2 cm/s (9).

— Unidades de entrada y salida del sedimentador.

La entrada al sedimentador se diseña para distribuir el agua uniformemente sobre la sección transversal del tanque entre el coagulador y el sedimentador. Es más importante que la unidad de salida para controlar corrientes de densidad e inercia, y afecta por ello en mayor grado la eficiencia del sedimentador. La mejor unidad de entrada es una que permita el paso del agua al sedimentador sin tuberías o canales. La velocidad en los canales debe ser lo suficientemente baja para evitar que el flóculo se rompa, generalmente entre 5 y 60 cm/s. El principal propósito de la unidad de entrada es el de proveer una transición suave entre la velocidad relativamente alta de la tubería afluente y la velocidad baja uniforme deseable en la zona de asentamiento para minimizar su interferencia con este proceso. El canal de entrada debe extenderse todo lo ancho del tanque para asegurar la distribución uniforme sobre toda la sección transversal.

El propósito de la unidad de salida es similar al de la unidad de entrada, o sea proveer una transición suave entre la velocidad de flujo en el sedimentador y la velocidad en la tubería efluente; generalmente el nivel del agua en el sedimentador se controla a la salida. Las salidas pueden ser vertederos o aberturas sumergidas con control manual ejercido por las válvulas de control de nivel de entrada a los filtros.

A menudo los vertederos de salida son del tipo de abertura en V, algunas veces con facilidades para ajustar verticalmente su altura y controlar el caudal de salida.

Cargas típicas para vertederos de salidas se muestran en el cuadro 5.8.

Cuadro 5.8
Cargas típicas de rebalse sobre vertederos

Tipo de servicio	CARGA, L/s.m	Referencia
Clarificación	<7,25	(1)
Flóculo de alumbre liviano	1,7 - 2,1	(1)
Flóculo de alumbre pesado	2,1 - 3,1	(1)
Flóculo de ablandamiento	3,1 - 3,7	(1)
Flóculo de coagulación	<2,9	(25)
Flóculo de coagulación	2 - 7	(24)

— De conformidad con estudios realizados por Kawamura (10) se deben tener en cuenta, además, los siguientes aspectos:

- La mejor localización de la pantalla difusora de entrada al sedimentador es a 2 - 2,5 m aguas abajo del muro de entrada.
- El tipo de difusor más efectivo tiene distribuidos uniformemente orificios de 125 mm con una relación de abertura del 6 - 8% para tanques con relación longitud/ancho y ancho/profundidad aproximadamente igual a 4/1.
- La velocidad máxima del flujo a través de los orificios debe ser 150 mm/s para prevenir rotura del flóculo.
- La pérdida de carga óptima en los orificios de entrada es igual a 2-3 mm.
- En tanques sujetos a vientos severos, corrientes de densidad o variaciones de caudal, son recomendables dos paredes difusoras intermedias.
- En tanques sujetos a vientos benignos, corrientes de densidad o variaciones de caudal, una pared difusora intermedia es recomendable.

— Almacenamiento de lodos.

Al diseñar el sedimentador hay que tener en cuenta el volumen destinado al almacenamiento de lodos. Los lodos generalmente se mueven hidráulicamente hacia una tolva de lodos de donde son extraídos mediante una tubería de desagüe. El tanque tendrá, por consiguiente, en su fondo una pendiente suave hacia la tolva de lodos. Para el arrastre de los lodos se pueden también usar mecanismos de arrastre de lodos, de movimiento lento para no alterar el proceso de sedimentación o la resuspensión de los

lodos; por esta razón, la velocidad del mecanismo de arrastre de los lodos debe ser menor de 0,5 cm/s.

Según Sánchez Montenegro (2), la pendiente longitudinal varía entre 2 y 3%, la pendiente transversal del 10 al 12% y el diámetro mínimo del desagüe 30 cm. Otros autores (51) recomiendan pendientes mayores de 0,4% y diámetro mínimo del desagüe de 15 cm. En general la pendiente más usada para el fondo de tanques rectangulares es del 1% y de 1,2/1 a 2/1 para las tolvas de lodos.

— Criterios adicionales para diseño de sedimentadores.

- Los sedimentadores deben tener capacidad suficiente para permitir la sedimentación adecuada de los caudales extremos en la planta.
- El número de tanques se determina mediante el caudal total, el grado de flexibilidad de operación y la economía del diseño. Debe proveerse un mínimo de dos tanques, para poder sacar una unidad de servicio para mantenimiento y limpieza. Según Sánchez Montenegro (2), si hay varias unidades rectangulares adosadas, el costo mínimo se produciría cuando se cumple la ecuación:

$$\frac{a}{L} = \frac{n + 1}{2n} \quad (5.42)$$

donde: a = Ancho de cada sedimentador
 L = Longitud de cada sedimentador
 n = Número de sedimentadores

Los sedimentadores estarían adosados según la dimensión L, o sea que el ancho total es n.a

En plantas grandes, sin embargo, el número de tanques será determinado por el tamaño máximo práctico posible de un solo tanque y por la efectividad de la sedimentación.

- La carga superficial y el tiempo de retención se seleccionan de conformidad con las propiedades de asentamiento de los sólidos suspendidos, como se vio previamente.
- Si se usa equipo mecánico de recolección de lodos se ajusta la pendiente (generalmente es 0,17%) y la relación longitud/ancho de tal forma que permita acomodar satisfactoriamente el equipo.

- En tanques rectangulares se usa comúnmente una relación longitud/ancho entre 3/1 y 5/1. En general se prefieren tanques de menos de 75 m de longitud (1).
- Los lodos pueden recogerse en una, dos o tres tolvas de lodos; en cada caso, cada tolva debe equiparse con tubería separada de drenaje. Se debe poder desocupar el tanque en un tiempo de 30-60 minutos. Para calcular la tubería de desagüe se puede usar la fórmula siguiente (2):

$$S = \frac{A}{4850 t} \sqrt{d} \quad (5.43)$$

donde: S = Sección del desagüe, m²
 A = Área superficial del sedimentador, m²
 t = Tiempo de vaciado en horas
 d = Altura del agua sobre la boca del desagüe, m

La descarga de desagüe para la altura máxima d está dada por (2):

$$Q = 0,61S \sqrt{2gd} \quad (5.44)$$

donde: Q = Descarga en m³/s
 g = Aceleración de la gravedad, m/s²

Para prevenir asentamientos de lodo en la tubería de desagüe, la velocidad de flujo debe ser mayor de 1,4 m/s (9).

- La longitud del vertedero de salida se determina para la carga sobre el vertedero escogido. Cuando un solo vertedero, a lo ancho del extremo del tanque, no satisface la longitud requerida, se provee la longitud necesaria usando varios vertederos colocados en el tercio extremo de salida del tanque o agregando vertederos en V a las canaletas de recolección de agua clarificada. El nivel del agua en el tanque de sedimentación se controla por las canaletas y, en la actualidad, no se recomiendan pantallas permeables sobre la estructura de salida del sedimentador.
- En un tanque de sedimentación real, en la mayoría de los casos, el flujo es turbulento y debe evitarse que ocurra arrastre del material sedimentado. La velocidad requerida para iniciar el arrastre de las partículas puede calcularse por la expresión desarrollada por Camp (27), a partir de estudios hechos por Shields:

$$v_a = \sqrt{\frac{8 \beta}{f}} g(S_s - 1)D \quad (5.45)$$

- donde: v_a = Velocidad de arrastre o velocidad horizontal de flujo, m/s
 β = 0,04 - 0,1
 0,04 - 0,06 (15), constante que depende del tipo de material sedimentado
 f = Factor de fricción de Darcy - Weisbach, 0,03 para arena, 0,02 - 0,03 (15).
 g = Aceleración de la gravedad, m/s²
 D = Diámetro promedio de las partículas, m.
 S_s = Densidad relativa de las partículas

La ecuación anterior indica que la velocidad requerida para iniciar el arrastre es independiente del tamaño y profundidad del tanque y sólo es función del factor de fricción, el tamaño promedio de las partículas y su densidad relativa.

Según el Insfopal (24), la velocidad de flujo en un sedimentador debe ser menor de 1,25 cm/s, la relación longitud/ancho, de 3 a 5, la relación longitud/profundidad, de 7 a 30 y la carga de rebose sobre el vertedero, menor o igual a 7 L/s.m.

EJEMPLO

En una planta de tratamiento existen dos sedimentadores de flujo horizontal de 24,4 m de longitud por 18,3 m de ancho y 3,7 m de profundidad. La planta trata 114.000 m³/d de agua.

Calcular:

- a) La carga superficial de los sedimentadores; b) la carga superficial que se obtendrá si se instalan módulos cuadrados de 5,1 cm × 5,1 cm de sección, longitud de 61 cm, con un ángulo de inclinación de 60° en los últimos 12,2 m de longitud de los sedimentadores. Suponer temperatura del agua de 15°C, $\nu = 1,139 \times 10^{-6}$ m²/s.

Solución:

- a) Carga superficial actual:

$$CS = \frac{Q}{A} = \frac{114.000}{24,4 \times 18,3 \times 2} = 128 \text{ m}^3/\text{d}$$

- b) Carga superficial después de instalados los módulos:

$$v_{sc} = \frac{S_c v_o}{\text{Sen } \theta + L_c \cos \theta} \quad (5.36)$$

Para tubos cuadrados:

$$S_c = 11/8$$

$$L = \frac{l}{d} = \frac{61}{5,1} = 12$$

$$A = 12,2 \times 18,3 \times 2 = 446 \text{ m}^2$$

$$v_o = \frac{Q}{A \text{ Sen } \theta} = \frac{114.000}{446 \times \text{Sen } 60} = 295 \text{ m/d} = 0,205 \text{ m/min}$$

De la ecuación 5.35:

$$L' = 0,013 \frac{v_o d}{\nu} = 0,013 \frac{0,205 \times 0,051}{60 \times 1,139 \times 10^{-6}} = 1,99$$

$$L' < L$$

De la ecuación 5.37

$$L_c = L - L' = 12 - 1,99 = 10,01$$

Por lo tanto, reemplazando en la ecuación 5.36:

$$v_{sc} = \frac{11 \times 295}{8 (\text{Sen } 60 + 10,01 \cos 60)} = 69 \text{ m}^3/\text{d}$$

La carga superficial para el área cubierta por los tubos cuadrados será:

$$CS = \frac{Q}{A} = \frac{18.000}{12,2 \times 8,3 \times 2} = 255 \text{ m/d}$$

El número de Reynolds según la ecuación 5.39:

$$N_{RE} = \frac{V_o d}{\nu} = \frac{295 \times 0,051}{86.400 \times 1,139 \times 10^{-6}} = 153$$

El tiempo de retención en los tubos cuadrados:

$$t = \frac{l}{v_o}$$

$$t = \frac{l}{v_o} = \frac{0,61}{0,205} = 3 \text{ min (en general 3-6 min)}$$

El tiempo de retención en el tanque de sedimentación:

$$t = \frac{24,4 \times 18,3 \times 3,5 \times 2}{114.000} \times 24 \times 60 = 42 \text{ min}$$

La velocidad promedio en el tanque de sedimentación:

$$v = \frac{114.000}{2 \times 18,3 \times 3,7 \times 1,44} = 0,58 \text{ m/min} = 0,97 \text{ cm/s}$$

EJEMPLO

Determinar los parámetros básicos de diseño de un sedimentador de tasa alta, como el de la figura 5.30, para un caudal de 22 L/s, temperatura de 15°C, viscosidad cinemática igual a $1,139 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.

Solución:

Utilizando placas planas de $2,40 \text{ m} \times 1,20 \text{ m} \times 0,01 \text{ m}$ y un área útil de sedimentación de tasa alta de $5 \text{ m} \times 2,35 \text{ m}$ se tiene:

$$CS = \frac{Q}{A} = \frac{0,022 \times 86.400}{5 \times 2,35} = 162 \text{ m/d}$$

$$v_o = \frac{Q}{A \text{ Sen } \theta} = \frac{0,022 \times 86.400}{5 \times 2,35 \times \text{Sen } 60} = 186,8 \text{ m/d} = 0,13 \text{ m/min}$$

Utilizando una separación entre placas de 6 cm, la longitud relativa de sedimentación es:

$$L = \frac{l}{d} = \frac{120}{6} = 20$$

$$L' = \frac{0,013 v_o d}{\nu} = \frac{0,013 \times 0,13 \times 0,06}{60 \times 1,139 \times 10^{-6}} = 1,5$$

$$L' < L \Rightarrow L_c = L - L' = 20 - 1,5 = 18,5$$

La velocidad crítica de asentamiento o carga superficial de sedimentación de alta tasa será, según la ecuación de Yao, ecuación 5.36:

$$v_{sc} = \frac{S_c v_o}{\text{Sen } \theta + L_c \text{ Cos } \theta} = \frac{1 \times 186,8}{\text{Sen } 60 + 18,5 \text{ Cos } 60} = 18,5 \text{ m/d}$$

El valor de v_{sc} es comparable con la carga superficial convencional de diseño; para flóculo de alumbre es de 14-22 m/d.

El número de Reynolds será, según la ecuación 5.39:

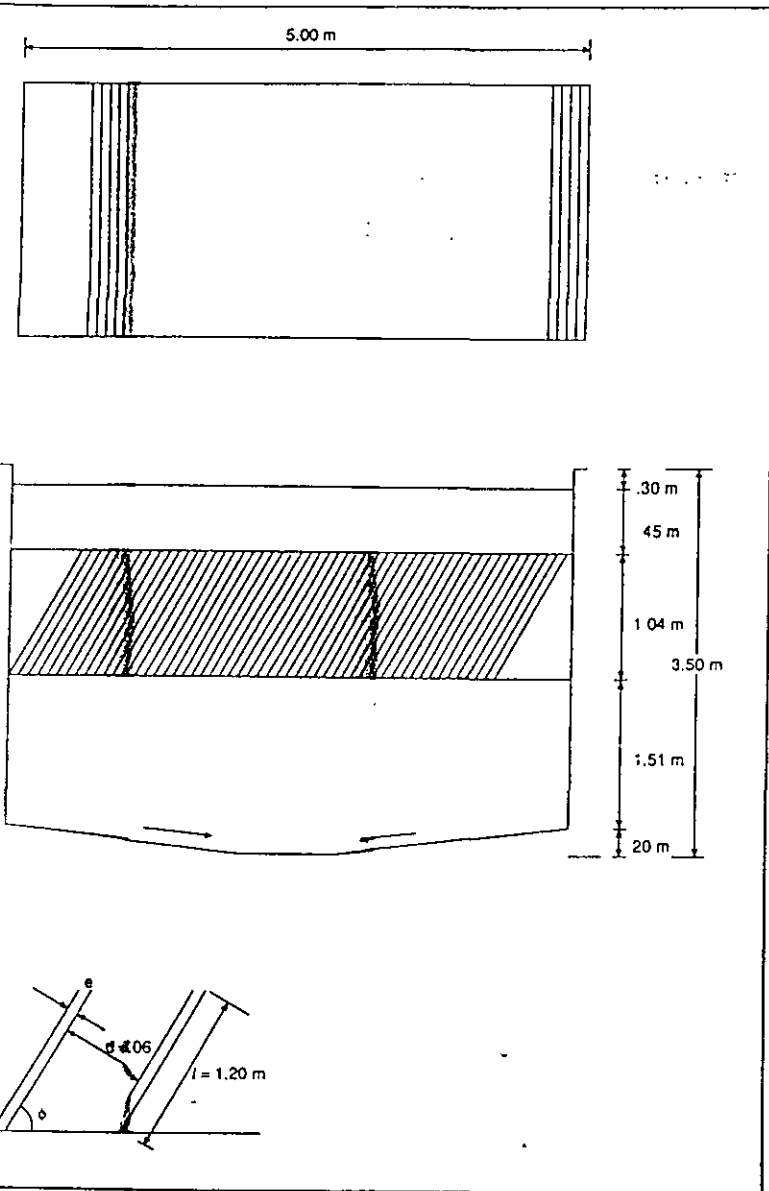
$$N_{RE} = \frac{v_o d}{\nu} = \frac{186,8 \times 0,06}{86.400 \times 1,139 \times 10^{-6}} = 114$$

El tiempo de retención en las celdas será, según la ecuación 5.40:

$$t = \frac{l}{v_o} = \frac{1,2}{0,13} = 9,2 \text{ min}$$

El tiempo de retención en el tanque de sedimentación será:

$$t = \frac{V}{Q} = \frac{5 \times 2,35 \times 3,30}{0,022 \times 60} = 29 \text{ min}$$



Esquema ejemplo 13.

El número de placas planas será, para la figura 5.34:

$$N = \frac{L_c \text{ Sen } \theta + d}{d + e} = \frac{5 \text{ Sen } 60 + 0,06}{0,06 + 0,01} = 63$$

5.14 EJEMPLO

Para las condiciones siguientes:

- Carga superficial = 30 m/d
- Velocidad de flujo = 0,15 m/min = 216 m/d
- Separación entre conductos = 5 cm
- Viscosidad cinemática = $1,0 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

Determinar los tiempos de retención para sedimentadores de tasa alta de:

- a) Tubos horizontales
- b) Placas planas horizontales
- c) Ductos cuadrados con $\theta = 40^\circ$.

Solución:

- a) Para tubos horizontales, $\theta = 0$; $S_c = 4/3$. Por lo tanto, según la ecuación 5.36:

$$v_{sc} = \frac{S_c v_o}{L_c}$$

$$L_c = \frac{S_c v_o}{v_{sc}} = \frac{4 \times 0,15 \times 1.440}{3 \times 30} = 9,60$$

Según la ecuación 5.33:

$$L' = 0,058 N_{RE} = 0,058 \frac{v_o d}{\nu}$$

$$L' = \frac{0,058 \times 0,15 \times 0,05}{60 \times 1,0 \times 10^{-6}} = 7,25$$

$$L' < L_c$$

Según la ecuación 5.37, para tener una longitud relativa efectiva de sedimentación igual a 9,6 se requiere:

$$L = L_c + L' = 9,6 + 7,25 = 16,85$$

Como $L = l/d$, la longitud del sedimentador de alta tasa deberá ser:

$$l = Ld = 16,85 \times 5 = 84 \text{ cm}$$

El tiempo de retención será:

$$t = \frac{0,84}{0,15} = 5,6 \text{ minutos}$$

b) Para placas planas horizontales, $\theta = 0$; $S_c = 1,0$; por lo tanto, según la ecuación 5.36:

$$L_c = \frac{S_c v_o}{v_{sc}} = \frac{1 \times 0,15 \times 1.440}{30} = 7,20$$

$L' > L_c$, por lo tanto, según la ecuación 5.38:

$$L = 2L_c = 14,4$$

$$l = 14,4 \times 5 = 72 \text{ cm}$$

$$t = \frac{0,72}{0,15} = 4,8 \text{ minutos}$$

c) Para ductos cuadrados con $\theta = 40^\circ$, $S_c = 11/8$:

$$L_c = \frac{S_c v_o - v_{sc} \text{ Sen } \theta}{v_{sc} \text{ Cos } \theta} = \frac{(11/8)(0,15)(1.440) - 30 \text{ Sen } 40}{30 \text{ Cos } 40} = 12$$

$$L' < L_c$$

$$L = L_c + L'$$

$$L = 12 + 7,25 = 19,25$$

$$l = 19,25 \times 5 = 96 \text{ cm}$$

$$t = \frac{0,96}{0,15} = 6,4 \text{ minutos}$$

Utilizando como alternativa la ecuación de Schulze se tiene:

a)

$$L' = 0,013 N_{RE} = \frac{0,013 v_o d}{v} = \frac{0,013 \times 0,15 \times 0,05}{60 \times 1,0 \times 10^{-6}} = 1,63$$

$$L_c = 9,6$$

$$L = 9,6 + 1,63 = 11,23$$

$$l = Ld = 11,23 \times 5 = 56 \text{ cm}$$

$$t = \frac{0,56}{0,15} = 3,7 \text{ minutos}$$

b)

$$L_c = 7,20$$

$$L' = 1,63$$

$$L = 7,20 + 1,63 = 8,83$$

$$l = 8,83 \times 5 = 44 \text{ cm}$$

$$t = \frac{0,44}{0,15} = 2,9 \text{ minutos}$$

c)

$$L_c = 12$$

$$L' = 1,63$$

$$L = 12 + 1,63 = 13,63$$

$$l = 13,63 \times 5 = 68 \text{ cm}$$

$$t = \frac{0,68}{0,15} = 4,5 \text{ min}$$

Como puede deducirse, con la ecuación de Schulze se obtiene un diseño más económico.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO EN MANEJO INTEGRAL DE
AGUAS MUNICIPALES**

**MÓDULO IV
CA 086**

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

TEMA

COAGULACIÓN

**EXPOSITOR: M. EN C. EDUARDO IZURIETA RUIZ
PALACIO DE MINERÍA
JULIO DEL 2002**

COAGULACION

Se define como el proceso de desestabilización de la carga eléctrica de coloides y sólidos suspendidos en el agua, incluyendo bacterias y virus, mediante el uso de un coagulante, para propiciar su aglutinamiento (formación de flocs o flóculos) y facilitar posteriormente su remoción por gravedad.

Implica

1. Adición del reactivo (coagulante)
2. Mezcla rápida (difusión violenta para desestabilización de coloides)
3. Formación y acondicionamiento de flóculos (mezcla lenta)

Las aguas naturales pueden estar turbias y/o coloridas

- . turbias principalmente por arcilla (0.01 μ a 10 μ fina y 1 μ a 1 mm, gruesa)
- . color, por materia orgánica (1 m μ a 10 μ)

Sistemas de dispersión

Fase dispersa	Medio dispersión	Nombre	Ejemplo
Líquido	Líquido	Emulsión	aceite en agua
Sólido	Líquido	Sol	arcilla en agua
Gas	Líquido	Espuma	Crema de afeitar
Líquido	Sólido	Gel	Jalea

En una suspensión coloidal se verifican dos efectos sobre los coloides;

1. Repulsión, dada por la carga eléctrica del coloide (normalmente negativa en soles)

2. Atracción por el efecto de van der Waals: $f = \frac{m_1 \times m_2}{d^2}$

Lo que se busca, para formar el floc, es que la repulsión sea mínima, disminuyan las distancias y crezca la atracción.

La propiedad selectiva del coloide, de una carga eléctrica, le proporciona una carga primaria que, para nuestro interés en potabilización, casi siempre serán cargas primarias negativas.

Otra propiedad es su afinidad con el agua.

Cuando realmente el coloide es afin al medio de dispersión constituido por el agua se le clasifica como coloide "hidrofilico" y si es repelente o adverso al agua será hidrofóbico". Estos últimos, como arcillas, principales causantes de la turbiedad no reaccionan con el agua ni químicamente con el coagulante a diferencia de los hidrofílicos (color) que reaccionan con el agua y con el coagulante, requiriendo de mayor cantidad de reactivo para su remoción

La desestabilización se realiza agregando un "sol" de carga contraria a la del coloide, o también un electrolito que contrarreste la carga del coloide, esto es propiamente "la coagulación" y el reactivo químico que se utiliza es "el coagulante".

La aglomeración de los coloides desestabilizados (descargados) es la floculación y los reactivos serían floculantes

La "mezcla rápida" es una operación empleada en el tratamiento del agua con el fin de dispersar diferentes sustancias químicas y gases en las plantas potabilizadoras el mezclador rápido tiene generalmente el propósito de dispersar rápida y uniformemente el coagulante a través de toda la masa o flujo de agua.

La mezcla rápida puede efectuarse mediante turbulencia provocada por medios hidráulicos o mecánicos, tales como saltos hidráulicos en canales, medidor parshal, vertedores rectangulares, tuberías de succión de bombas, mezcladores mecánicos en línea, rejillas difusoras, chorros químicos y tanques con equipo de mezcla rápida.

Congulación - Teoría

Para el problema de coagulación que es el que nos ocupa, la disolución coloidal que más nos interesa es la dispersión del sólido en líquido, que es la que forma buena parte de la turbiedad y el color ordinario del agua.

Los coloides, clasificación y propiedades

Sin pretender dar una clasificación completa de los sistemas coloidales podríamos dividirlos como indica la figura 1.6 en: moleculares y no moleculares (micelares): liofílicos y liofóbicos, diuturnos y caducos, orgánicos e inorgánicos.

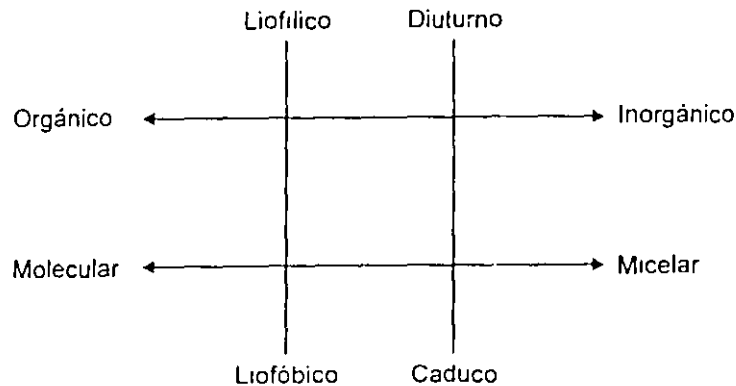


Figura 1.6 Clasificación de los Coloides

Los coloides moleculares, están constituidos por sustancias polímeras, formadas por largas cadenas orgánicas, con pesos moleculares muy grandes (15.000 - 100.000) y tamaños entre 10^2 y 5×10^2 m μ de longitud por 0.2 y 1 m μ de grosor. Estos polímeros, como la gelatina, las proteínas, el almidón, etc., no obstante estar dispersados molecularmente, no constituyen verdaderos solutos, sino coloides. El término coloide significa originalmente "gelatinoso" y fue dado por Graham a las dispersiones de proteínas, al comprobar que no se comportaban como verdaderas soluciones.⁴

Los coloides de asociación o micelares pueden formarse por asociación de moléculas más pequeñas de minerales (ejemplo: oro) o compuestos orgánicos (ejemplo: jabones, detergentes), que espontáneamente se aglutinan en presencia de un dispersante en partículas de tamaño coloidal.

Los coloides liofílicos (hidrofílicos cuando se refieren al agua) están constituidos por las dispersiones moleculares de sustancias poliméricas o sustancias aglutinadas en tamaño coloidal, que tienen una fuerte atracción por el solvente, y reaccionan químicamente con el agua, en la cual están dispersados (Ejemplo: jabones, materia orgánica encontrada en el agua negra). Su estabilidad depende

⁴ Se entienden por polímeros las sustancias compuestas de una molécula básica llamada monómero, la cual se une a otras, formando una cadena compleja de muchos términos similares. Así mismo se dice que un compuesto se polimeriza cuando es inducido a formar una cadena, bi o tridimensional, para lo cual es necesario que el monómero básico tenga por lo menos dos extremos activos.

de la capa de hidratación que los rodea en la cual hay moléculas de agua adheridas que actúan como barrera que impide el contacto entre partículas.

Los coloides liofóbicos están, en cambio, formados por sustancias insolubles en el dispersante (ejemplo: arcillas, metales) y por lo mismo son mucho más inestables que los liofílicos. Son el tipo de dispersiones que más interesa en el tratamiento de aguas potables.

Los coloides diuturnos (término propuesto por Mysels (1959) que significa de larga duración) son aquellos que no se modifican o se aglutinan durante mucho tiempo comparado con el periodo de observación.

Los coloides caducos son, al contrario, los transitorios que se aglutinan o cambian rápidamente.

Los coloides, además, pueden ser orgánicos como las proteínas o las grasas, o inorgánicos como el oro o las arcillas minerales.

Forma de los coloides

La forma de los coloides tiene relación directa con sus propiedades. No se ha hecho, sin embargo, una clasificación adecuada de las formas coloidales. Algunos los clasifican en isométricas y anisométricas. Las primeras son las que tienen una dimensión igual en todas direcciones (esferas, poliedros); las segundas son las que se extienden preferentemente en una o dos dimensiones tales como cilindros, láminas, cintas, etc.

La figura 1.7 incluye las formas más comunes de coloides, según Jirgensons y Straumanis.

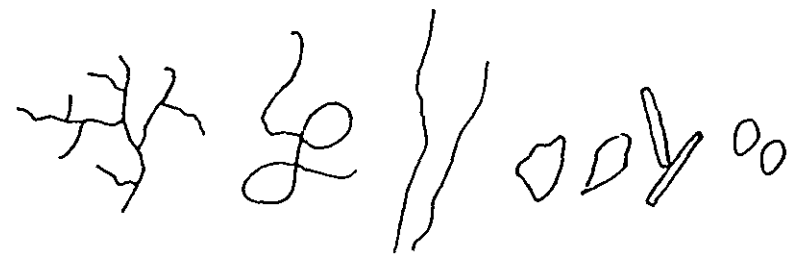


Fig. 1.7. La forma más común de partículas coloidales

En un líquido turbulento, las formas filamentosas o cilíndricas tienen más oportunidad de contacto que las formas esféricas o polédricas, lo cual influencia la posibilidad de aglutinación de las partículas y la rata de floculación.

Propiedades de los coloides

Algunas de las más importantes son las siguientes:

⁵ Estrictamente hablando no existen sustancias completamente insolubles en el agua, de forma que el término liofóbico debe entenderse en un sentido amplio como la tendencia de algunas sustancias a ser muy poco solubles.

Propiedades cinéticas	Movimiento browniano
	Difusión
	Presión osmótica
Propiedades ópticas	Efecto Tyndall - Faraday
	Coloración
Propiedades de superficie (adsorción)	
Electrocinetismo	

Propiedades cinéticas

Movimiento browniano

Una de las propiedades que más distingue a las dispersiones coloidales, es el que no pueden sedimentarse, aun cuando las partículas sean más densas que el líquido que las rodea.

Si una suspensión de dichas partículas es observada en un ultramicroscopio, se puede notar entre ellas un movimiento constante y desordenado. Este fenómeno fue estudiado por primera vez en una suspensión de granos de polen por el botánico inglés Brown, en 1828, de donde ha recibido el nombre de movimiento browniano. Weiner, en 1863, sugirió que el bombardeo de las partículas hecho por las moléculas del líquido en el cual están dispersas, es la causa del movimiento incesante de ellas. Experimentos posteriores han justificado esta conclusión.

La teoría completa del movimiento browniano fue desarrollada en 1906 por Einstein y Von Smoluchowski cada uno independiente, y sirvió para calcular el número de Avogadro.

La velocidad promedio v de la partícula viene dada por la fórmula.

$$v = \sqrt{\frac{RT}{Nm}} \quad (1.1)$$

En donde:

R = constante de los gases = PV/T = $\text{Dinas} \times \text{cm}^3/\text{K}$

N = número de Avogadro (6.02×10^{23})

T = temperatura absoluta en grados Kelvin

m = masa de partícula en dinas/g.

El valor $R/N = K$ se suele llamar constante de Boltzman y representa el valor de la constante de los gases por molécula.

Difusión.

El movimiento incesante de las partículas coloidales hace que éstas se difundan, esto es, que se distribuyan uniformemente en el solvente. La velocidad de difusión es mucho menor que la velocidad media de la partícula en el movimiento browniano. Por otra parte, cuanto más grande sea ésta, la rata de difusión es menor.

La primera Ley de Fick (1855) establece que la cantidad dm , que se difunde en la dirección x en un tiempo dt a través de un área A , es proporcional al gradiente de concentración dc/dx . Así:

$$\frac{dm}{dt} = -AD \frac{dc}{dx} \quad (1.2)$$

En donde D es el coeficiente de difusión que es "el material que pasa en un segundo a través de un cm^2 ". Se expresa en cm^2/seg . Esta primera Ley es aplicable en condición de estado invariable.

Presión osmótica.

Debido al movimiento browniano, si la concentración de partículas en un líquido no es uniforme, se produce un flujo de material desde las zonas de alta concentración hacia las de baja concentración hasta alcanzar un equilibrio. Esta es la razón por la cual si se introduce un celda, hecha de una membrana semipermeable que contenga cierta dispersión coloidal, en un líquido puro, éste trata de introducirse dentro de ella, para establecer una concentración uniforme, diluyendo la dispersión coloidal y produciendo una elevación del líquido dentro de la celda. El incremento de volumen produce una presión llamada, presión osmótica.

De acuerdo con Van't Hoff, la presión osmótica p es directamente proporcional a la concentración c (g/l) y la temperatura absoluta T , e inversamente proporcional al peso molecular M . Así:

$$p = \frac{C}{M} RT \quad (1.3)$$

R = constante de los gases ya definida.

Propiedades ópticas

Las propiedades ópticas son: la dispersión de la luz y la opalescencia.

Diseminación de la luz.

Un rayo de luz es diseminado al pasar a través de una suspensión coloidal. La diseminación es proporcional al tamaño de las partículas. Cuando se usa un rayo bien definido se puede observar claramente un cono de luz. A este fenómeno se le suele llamar efecto de Tyndal-Faraday y se lo puede observar en la vida diaria cuando un rayo de luz penetra en una habitación oscura donde flotan partículas de polvo.

La diseminación hace aparecer las soluciones turbias. La turbiedad es por tanto una forma de medir la concentración de partículas coloidales en un líquido.

Si " I_0 " representa la intensidad de un rayo luminoso; I , la intensidad del mismo rayo después de atravesar una distancia " l " del medio dispersante; y τ es la turbiedad:

$$\frac{I}{I_0} = e^{-\tau l}$$

$$\text{De donde: } \tau = -\frac{1}{l} \ln \frac{I}{I_0} \quad (1.4)$$

Opalescencia.

Los coloides son primariamente incoloros. Sin embargo, las suspensiones coloidales aparecen con una cierta coloración. Por ejemplo, la suspensión de hidróxido férrico es roja. Esto puede deberse:

1. A la diseminación de la luz.
2. A la absorción selectiva por el coloide de una cierta longitud de onda.

La coloración puede usarse también para medir la concentración de los coloides. La Ley de Lambert-Beer establece que la absorción es proporcional a la longitud de la luz a través de la solución absorbente y a la concentración *c* de la solución. Así:

$$\frac{I}{I_0} = e^{-kl} \text{ o } c = -\frac{1}{kl} \ln \frac{I}{I_0} \quad (1.5)$$

En donde:

I = intensidad de la luz transmitida

*I*₀ = intensidad de la luz que entra

K = constante de absorción característica del sistema dado.

Propiedades de Superficie

Cuando la materia se subdivide hasta llegar al tamaño coloidal se produce un gran incremento del área. Véase la tabla I-8. En ella podemos observar que si dividimos un cubo de 1 cm de lado en cubos de $\frac{1}{10}$ obtendremos un área de 6000 m². Véase además la tabla II.1 en donde se dan los valores de las superficies específicas de algunas arcillas.

Tabla I.8. Aumento de superficie de un cubo de 1 cm de lado, al aumentar su subdivisión.

Largo de un lado	Cantidad de cubos	Superficie Total
1 cm	1	6 cm ²
1 mm	10 ³	60 cm ²
0.1 mm = 10 ⁻⁴ m	10 ⁶	600 cm ²
0.01 mm	10 ⁹	6000 cm ²
1 μ	10 ¹²	6 m ²
0.1 μ	10 ¹⁵	60 m ²
0.01 μ = 100 Å	10 ¹⁸	600 m ²
1 m μ = 10 Å	10 ²¹	6000 m ²

Esta enorme superficie tiene la tendencia de adsorber, en la interfase sólido-líquido, moléculas, iones o coloides. La capacidad de adsorción⁶ de las superficies es una de sus principales propiedades.

Dicho fenómeno fue observado inicialmente por Scheele (1773) y Lowitz

⁶ El término adsorción se emplea para indicar la acumulación de lo "adsorbido" sobre la superficie del "adsorbente". El término absorción, en cambio, representa la difusión de lo "adsorbido" dentro del "adsorbente". El término "sorción" se usa tanto para indicar "absorción" como "adsorción".

(1785) y puede definirse como el proceso por el cual cierta cantidad de sustancia es extractada de una fase (líquido) y concentrada en la superficie de la otra (sólido). El material que se extrae es el *adsorbido* y el material donde se concentra es el *adsorbente*.

Cualquier soluto capaz de disminuir la tensión superficial del líquido, se ve compelido a concentrarse en las superficies que están en contacto con él, por cuanto la fuerza de atracción entre molécula y molécula de agua se hace mayor que entre molécula de agua y molécula de soluto, obligando a esta última a migrar a la superficie.

En otras palabras (véase la figura I.8.), si las moléculas B del soluto disminuyen la tensión superficial de las moléculas A del agua, y la atracción entre las moléculas A-A' es mayor que entre las A-B', las moléculas B del soluto serán forzadas a migrar hasta la superficie de contacto más próxima, para tratar de compensar la reducción de la tensión superficial producida por el soluto y así disminuir la *energía superficial libre* del líquido.

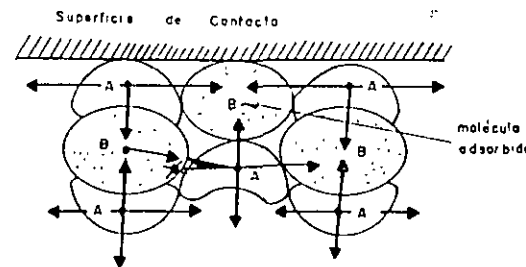


Fig. I-8. Idealización del fenómeno de adsorción

Este proceso continúa hasta que la concentración del adsorbido o soluto que permanece en solución, llegue a quedar en *equilibrio dinámico* con la concentración de soluto adsorbido en la superficie del sólido (coloide). Esto se puede expresar matemáticamente por medio de las isotermas de adsorción, las cuales difieren según los autores y según se consideren una o varias capas moleculares.

Una de las expresiones más sencillas de este tipo es la de Freundlich, que es como sigue:

$$X = KC^{1/n}$$

En donde:

X = cantidad de soluto adsorbido por unidad de peso (mg/gr)

C = concentración del soluto en solución en equilibrio dinámico (mg/l)

K = constante que depende de la capacidad adsorbente del sólido.

n = constante de la energía de adsorción.

Para que la adsorción se produzca se necesita que:

- a) El adsorbido tenga una baja solubilidad en el agua y
- b) Exista una afinidad especial del soluto por el sólido (coloide) en el cual queda adsorbido.

Una vez que el soluto se transporta hasta la superficie queda adherido a ella debido a:

- a) Fuerzas físicas (fisiosorción)
- b) fuerzas químicas (quimiosorción)

En el primer caso, la unión puede deberse a las fuerzas de Van der Waals, a atracción electrostática o a interacción de dipolo a dipolo, y es un fenómeno reversible.

En el segundo caso, en cambio, la unión es de tipo químico muy estable e irreversible y se forma por la reacción de uno o más átomos o iones de la superficie con iones del soluto, sin que aquellos pierdan su identidad en la estructura reticular del sólido.

Propiedades electrocinéticas (electrocinetismo)

Se ha observado que las partículas de una dispersión coloidal, se mueven de un polo de determinado signo a otro, al estar sometidas a un campo eléctrico, lo que demuestra que poseen una carga electrostática.

Esta carga primaria de los coloides se debe a tres causas principales: reemplazo isomórfico, ionización y adsorción.

Reemplazo isomórfico

Se dijo al hablar de arcillas, que la estructura reticular de los cristales puede tener imperfecciones. Dichas imperfecciones pueden originar el reemplazo de un átomo de mayor valencia o viceversa, creando así una carga eléctrica en la partícula.

Por ejemplo, si en la estructura reticular tetraédrica del SiO_2 un átomo de Si (Valencia +4) es reemplazado por uno de Al (Valencia +3), el cristal quedaría cargado negativamente. El signo de la carga, en este caso, son independientes de las características de la fase acuosa.

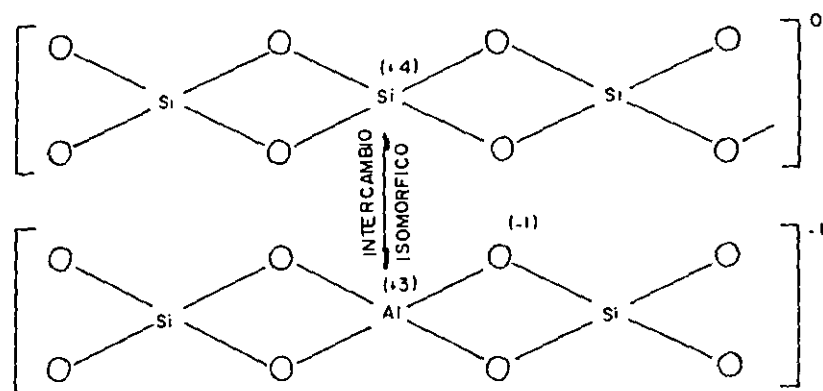
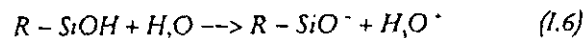


Fig. 1.9

Ionización

Muchos coloides naturales contienen en la superficie grupos químicos (carbóxicos, hidróxicos, etc.), que pueden ionizarse dando origen a cargas eléctricas. Por ejemplo:

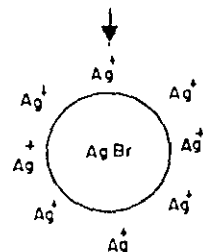
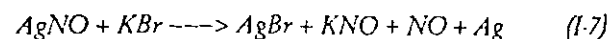


Estando envuelto en las ecuaciones el grupo hidróxilo, la carga primaria depende del pH.

Adsorción preferencial

Los coloides pueden también cargarse por adsorción preferencial de iones en la superficie, tal como se explicó en el punto anterior.

Un ejemplo puede encontrarse en la precipitación del bromuro de plata, que queda en forma coloidal como resultado de la reacción, entre el nitrato de plata y el bromuro de potasio:



El sol de bromuro de plata adsorbe iones Ag^+ quedando cargado positivamente. Estos iones suelen llamarse "iones determinantes del potencial". El signo y magnitud de la carga dependen en este caso, en gran parte, de las características de la fase acuosa.

Fuerzas que intervienen

Esta carga primaria de los coloides produce una fuerza repulsiva, que impide la aglomeración o coagulación de las partículas, cuando éstas se acercan unas a otras.

Por tanto, dos fuerzas deben de tenerse en cuenta:

1. Las coulómbicas de repulsión y
2. Las atractivas de Van der Waals

Las fuerzas coulómbicas de repulsión se desarrollan cuando dos partículas de igual signo se aproximan y varían proporcionalmente con el producto de sus cargas ($q_1 \times q_2$), e inversamente con el cuadrado de la distancia.

$$F = \frac{q_1 \times q_2}{Dc^2} \quad (1.8)$$

Dc = constante dieléctrica que es igual a la unidad cuando las cargas actúan en el vacío. Su intensidad está controlada por las características tanto de la fase acuosa como de la fase sólida.

Por otra parte, las Fuerzas de Van der Waals se deben a una multiplicidad de causas, una de las cuales se ha atribuido al movimiento continuo de los electrones en sus órbitas, el cual crea un campo magnético que fluctúa constantemente en forma bastante compleja y ejerce influencia sobre los electrones de la materia circundante, dando origen a fuerzas que son siempre atractivas y que pueden existir entre partículas de carga opuesta entre partículas neutras y entre partículas con la misma carga.

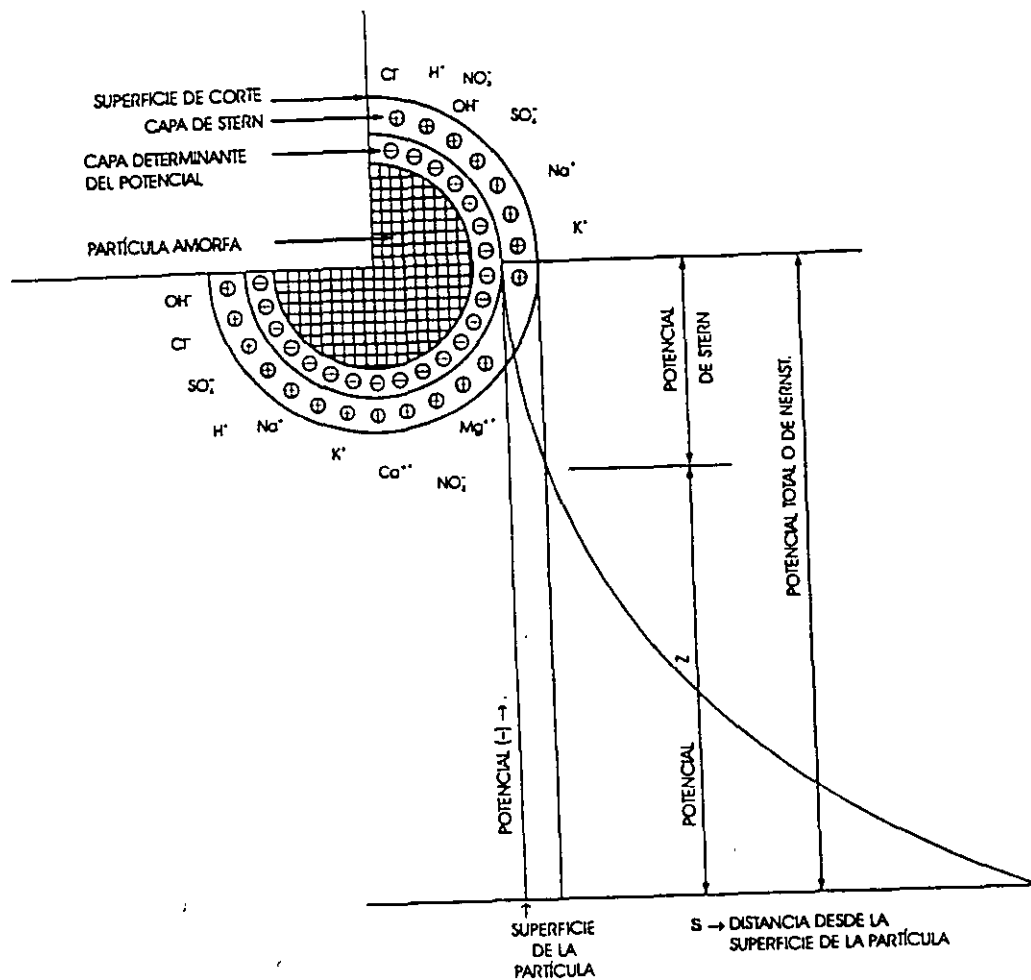
7 Esta es la fuerza que une las moléculas de los gases raros, como Helio, Neón, etc., para que puedan licuarse. La temperatura de licuefacción es tanto más baja, cuanto menor sea el número de electrones periféricos que contenga.

Dicha fuerza es relativamente débil, decrece en proporción a la 7 potencia de su distancia y, en consecuencia, rara vez es efectiva a más de 10 mm. Su magnitud es independiente de la carga neta de los coloides y no varía, por tanto, con el pH ni con otras características de la fase acuosa.

Las fuerzas de Van der Waals son grandemente responsables de la adsorción de moléculas o iones en las partículas coloidales.

BIBLIOGRAFIA

1. Alexander A.E y Johnson P - Colloid Science. Vol 1 y 2. Oxford University Press, London (1949).
2. A Survey of Modern Chemistry - Reprinted from Chemical Engineering (1964).
3. Eisenberg D y Kauzman W - The structure and properties of Water - Oxford at the Claredon Press (1969).
4. Moore W.J - Physical Chemistry - Prentice -Hall Inc, Engledwood Cliffs, N.J. (1962).
5. Mysels, K.J. Introduction to Colloid Chemistry. Interscience Publisher. New York (1959).
6. Sawyer C-N - Chemistry for Sanitary Engineering Mc. Graw-Hill Book Co. Inc. (1960).
7. Weber W.J - Physicochemical Processes for Water Quality Control - Wiley-Interscience, Jhon Wiley & Sons Inc. (1972).



Coloide con carga neta negativa.

La estabilidad de los coloides depende de la resultante de las fuerzas de atracción y repulsión que actúan sobre ellos. Las fuerzas de atracción, llamadas fuerzas de Vander Waals, son causadas por la interacción de dipolos de las partículas, ya sean permanentes o inducidas. La fuerza de repulsión, o sea la estabilidad del coloide en sistemas de coloides hidrofóbicos, aquellos que repelen el agua, caso más común en el tratamiento de aguas para consumo, se debe al potencial zeta. Por lo tanto para lograr la aglomeración de las partículas se debe reducir la fuerza de repulsión de tal manera que las fuerzas de atracción prevalezcan y se logre la colisión de partículas para formar agrupaciones que se puedan remover fácilmente por gravedad.

Coagulación por neutralización de la carga.

La neutralización de las cargas de coloides liofóbicos, puede hacerse según Mackrle:

- a. Por cambio de la concentración de los iones que determinan el potencial del coloide.
- b. Por la adsorción de iones que posean una carga opuesta a las de los iones determinantes de potencial, y que sean capaces de reemplazar a éstos en la capa de Stern.

Como lo esquematiza la figura II.16 los coloides pueden adsorver:

- a. Iones o productos de hidrólisis simples como el $Al(OH)^{++}$ o el $Fe(OH)^{++}$ con pesos moleculares entre 44 y 135 y tamaños menores de $1 \mu\mu$, que se forman al inicio de la coagulación.
- b. Polímeros formados poco más tarde, al continuar las reacciones hidrolíticas del coagulante con la alcalinidad y con el agua misma. Estas moléculas alcanzan pesos entre 256 (cuando OH:Al es igual a 0.5) y 1430 (cuando OH:Al es igual 11.25). El tamaño de estos polímeros es alrededor de $0.1 \mu\mu$ y tienden a ser heptaédricos.

Estabilidad e Inestabilidad de las Suspensiones Coloidales

Fue Hanmaker, en 1936, el primero que desarrolló la teoría de la estabilidad e inestabilidad del coloide a partir de la interacción de las fuerzas electrostáticas de repulsión o Coulómbicas y de atracción o de Van der Waals.

Si se hace la composición de estas fuerzas, como se ve en la figura II.14, se obtiene una resultante que es la marcada por la línea de puntos. Esta resultante tiene una cresta que es llamada barrera de energía. Para que un coloide floccule, es decir se aglutine con otros, es necesario que las partículas se aproximen a una distancia menor que L, esto es a una distancia menor que la que existe entre el centro del coloide y la cresta de la resultante o barrera de energía. La ubicación de la barrera de energía varía con el pH.

Coagulación por compresión de la doble capa.

Incrementando la concentración del electrolito se incorporan contraiones en la capa difusa o de Gouy-Chapman, con lo cual ésta se represa y se disminuye la magnitud de las fuerzas repulsivas, permitiendo la eliminación de la barrera de energía. Por eso, la adición de una sal neutra (electrolito indiferente) no cambia el potencial del coloide pero altera la forma de la curva de las fuerzas coulómbicas, disminuyendo la distancia hasta la cual son efectivas.

Ahora bien, los coloides se aproximan a distancia menor que la de la barrera de energía, cuando el potencial zeta baja hasta un punto llamado "punto isoléctrico", ($Z = 0$), lo que sucede si:

- a. Se neutraliza la carga q .
- b. Se represa incrementando el número de iones en la solución

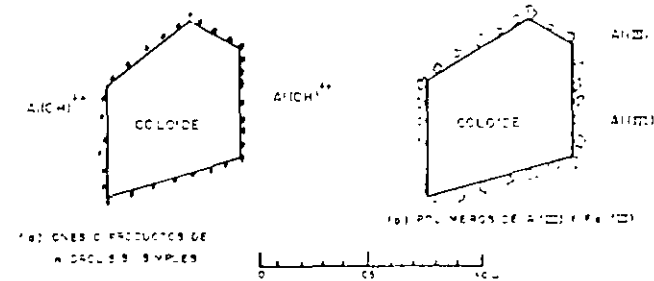


Fig. II.16 Adsorción de contraiones en la partícula coloidal

La reducción del espesor de la doble capa, sin embargo, es más importante que la reducción del potencial zeta hasta el punto isoléctrico ($Z = 0$).

La adsorción de contraiones puede ser un fenómeno electrostático o químico. Si el fenómeno es puramente electrostático y lo que se agrega son contraiones en la capa difusa, los iones más pequeños podrán acercarse más a la superficie de la partícula y no se fijarán a puntos de adsorción determinados, sino que flotarán libremente a su alrededor. En este caso:

- a. La coagulación se produce cuando el potencial zeta se hace cero

- b. El exceso de coagulantes agregados no puede producir estabilización de la suspensión, pues los coloides no pueden adsorber más contraiones de los que su carga primaria lo permite.
- c. Entre mayor sea la carga del contraión más disminuirá la carga del coloide de acuerdo con la ley de Schulze Hardy que dice: "La precipitación de un coloide es efectuada por aquel ión del electrolito añadido, que tenga una carga opuesta en signo a la de las partículas coloidales y el efecto de dicho ión se incrementa tanto más cuanto mayor sea el número de cargas que posea".

De acuerdo con esta ley se ha encontrado que un ión bivalente es de 30 a 60 veces más efectivo que un ión monovalente; y un ión trivalente, de 700 a 1000 veces más efectivo que un ión monovalente.

Esto se debe a que mientras más fuerte sea la carga eléctrica del contraión, más rápidamente neutraliza la partícula. Ahora bien, como los productos de la hidrólisis del Al(III) y el Fe(III) tienen cargas que van desde +5 hasta -1, la cantidad de coagulante que debe ser agregado a una suspensión dependerá más de la carga de los productos de hidrólisis que se formen que del número de partículas de la suspensión.

Coagulación por Puente Químico.

Si la adsorción de contraiones es debida a fuerzas químicas se establecerán enlaces de hidrógeno, covalentes, iónicos, etc., entre las moléculas adsorbidas y las superficies de los coloides, en cuyo caso estas quedarán adheridas a puntos fijos de adsorción y su número podrá aumentar hasta cambiar la carga del coloide (de negativo a positivo) con lo que se producirá su estabilización. Por otra parte, entre más puntos de adsorción disponibles haya (más superficie que cubrir) más moléculas capaces de ser adsorbidas (coagulantes) hay que agregar y serán más fácilmente adsorbidos los polímeros grandes que los pequeños.

Esto explica por qué, no siempre la coagulación se realiza a $Z=0$ y puede incluso no producirse, si las dosis son muy altas: debido a que en lugar de adsorción electrostática se ha producido adsorción química.

Las moléculas poliméricas de alto peso molecular (o sea las compuestas por largas cadenas de iones) pueden ser adsorbidas químicamente en las partículas coloidales como lo esquematiza la figura II.17. En este caso, la coagulación no está mayormente influenciada por las fuerzas electrostáticas, sino por el fenómeno

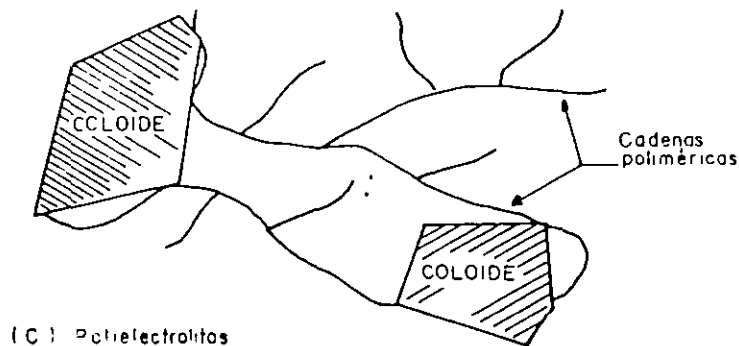


Fig. II.17. Adsorción de polímeros en una partícula de caolinita

coloide en uno o más puntos fijos de adsorción, dejando el resto de la cadena libre, de forma que pueda flotar en el líquido y adherirse a su vez a otro coloide. Se forma así un puente molecular que une una partícula con otra. La repetición de este fenómeno entre diversas partículas es lo que permite la aglutinación de ellas en masas llamadas floc.

Clases de Coagulación		
Clase	Modo	Tipo de adsorción
1. Adsorción-desestabilización	Neutralización de la carga Comprensión del doble lectro	Adsorción electrostática Adsorción química
II. Puente químico	Unión de partículas por medio de cadenas poliméricas	Adsorción química
3. Incorporación	Producción de precipitado químico	No hay

Si τ es el número de segmentos por molécula que posee un polímero, y β el número de segmentos adsorbidos por molécula, la cantidad de segmentos libres será $(\tau - \beta)$. La proporción de segmentos adsorbidos será β/τ . Por otro lado, si P_0 = concentración de polímero añadido y P = concentración residual de polímero después de realizada la adsorción; $(P_0 - P)$ será la concentración adsorbida y $(P_0 - P) N$ (N = número de Avogrado) las moléculas concentradas en la interfase.

El número de sitios cubierto sera:

$$\beta(P_0 - P)N \quad (II.9)$$

y la fracción de sitios cubiertos en una superficie dada:

$$\varphi = \frac{\beta(P_0 - P)N}{s S_2} \quad (II.10)$$

En donde,

s = Número de sitios de adsorción por unidad de área

S_2 = área superficial de los coloides

La probabilidad de flocular de los coloides es proporcional a la fracción de superficie por el polímero y a la fracción de superficie no cubierta $(1 - \varphi)$.

Por tanto, la rata de formación de floc dn/dt (rata de disminución del número de partículas primarias sin flocular) es igual a:

$$\frac{-dN_0}{dt} = k N_0^2 \varphi (1 - \varphi) \quad (II.11)$$

N_0 = Número de partículas primarias sin flocular

Partiendo de (II.11), los autores antes mencionados concluyen que:

- Cuando el polímero no es adsorbido ($\varphi = 0$) el floc se desintegra espontáneamente y dN_0/dt se aproxima también a cero
- Cuando la superficie está totalmente cubierta ($\varphi = 1$) no se pueden formar puentes y dN_0/dt se aproxima también a cero.
- En cambio, cuando $\varphi = 0.5$ y la mitad de la superficie de los coloides está cubierta por los segmentos poliméricos, el floc tiene la máxima estabilidad ($dN_0/dt = \text{máxima}$).

Esto explica el que la coagulación sea pobre o no produzca cuando se pone un exceso de polímeros. Pues, en este caso, todos los sitios de adsorción pueden quedar cubiertos ($\phi = 1$), lo que restabiliza las partículas sin que tal cosa signifique reversión del potencial zeta.

Por otra parte, dentro de determinadas condiciones, una suspensión desestabilizada puede estabilizarse de nuevo si es sometida a una agitación violenta, puesto que las partículas llegan a quedar totalmente cubiertas por el polímero, al doblarse las cadenas poliméricas sobre sí mismas y ocupar otros sitios en el mismo coloide al cual se han adherido.

El modelo del puente químico, también explica la relación (estequiométrica) que existe entre la cantidad de superficie disponible o cantidad de coloides y la cantidad de coagulantes agregados. Además, se puede comprender el hecho de que en muchos casos se obtenga coagulación con polímeros que tienen una carga igual a la de los coloides.

Coagulación por incorporación (o de barrido)

La coagulación por incorporación se produce cuando se agrega una concentración de coagulantes tan alta, que se excede el límite de solubilidad de ese compuesto en el agua. En ese momento se precipitan los hidróxidos que se forman por reacción de la alcalinidad y el agua misma con los coagulantes, con lo que se induce la producción de una masa esponjosa (floc de barrido) que atrapa en su caída a los coloides y partículas suspendidas las cuales se ven forzadas a decantar, incorporadas dentro del precipitado que desciende.

Este tipo de remoción de turbiedad, no es una verdadera coagulación, pero es la que más frecuentemente se produce, debido a que en la práctica, las dosis que se usan están por encima del límite de solubilidad de los hidróxidos de aluminio o hierro en el agua, a los pH y temperaturas normales de trabajo.

La coagulación por incorporación no excluye, sin embargo, la posibilidad de que simultáneamente se produzca también, en parte o en una etapa inicial, coagulación por puente químico, e incluso coagulación por adsorción-neutralización. La coagulación corriente, pues, se realiza por medio de diferentes mecanismos que se sobreponen y complementan.

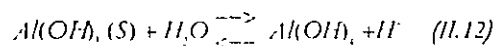
Para poder conocer qué tipo de coagulación se produce, suelen utilizarse los llamados diagramas de coagulación. Amirtharajah ha sido uno de los investigadores que han contribuido más a darle aplicación práctica a éste suerte de diagramas y por eso incluimos a continuación la explicación que él hace de ellos.

Diagramas de Coagulación-Turbiedad

A. Amirtharajah (1987) los describe de la siguiente manera:

"Los diagramas de coagulación son herramientas útiles para predecir las condiciones químicas que gobiernan el proceso. Dichos diagramas se usan para definir las dosis de coagulantes en función de los pH y se desarrollan a partir de los diagramas de estabilidad termodinámica para la fase sólida del hidróxido de aluminio.

Por ejemplo, el ión aluminato, $Al(OH)_4^-$ es una especie soluble en equilibrio con el hidróxido de aluminio, $Al(OH)_3$, en los rangos alcalinos. La ecuación que describe este equilibrio se escribe así:



De aquí se saca la constante de equilibrio, así:

$$K_1 = \frac{[H^+][Al(OH)_4^-]}{Al(OH)_3 (S)}$$

Como $Al(OH)_3 = 1$, si tomamos logaritmos negativos

$$-\log [K_1] = -\log [H^+] - \log [Al(OH)_4^-] = 12,35 \quad (II.13)$$

Arreglando los términos:

$$\log [Al(OH)_4^-] = pH - 12,35 \quad (II.14)$$

Esta es la ecuación de una línea recta con pendiente +1 y es la que forma el marco básico del diagrama de coagulación. Líneas similares se pueden derivar para otras especies hidrolíticas de aluminio, las cuales forman los límites de la región dentro de la cual existe el hidróxido de aluminio en su fase sólida.

Los resultados sobre coagulación de varios investigadores fueron introducidos, dentro del diagrama $\log Al^{+++}$ en moles por litro vs. pH de la solución mezclada y superpuestos a los diagramas de estabilidad.

Las líneas de estabilidad para $Al(OH)_3$, $Al(OH)_4^-$ y $Al_2(OH)_6^{4+}$ que forman el marco de los diagramas de coagulación y de las regiones donde las especies hidrolíticas solubles o el hidróxido de aluminio en fase sólida (que tiene carga eléctrica) interacciona con las especies coloidales para producir coagulación, se muestran en la figura II.18.

La interacción entre coloides y el hidróxido de aluminio mostrada en dicha figura, "indica también el potencial zeta resultante debido a estas interacciones".

Esta figura está basada en la presentada

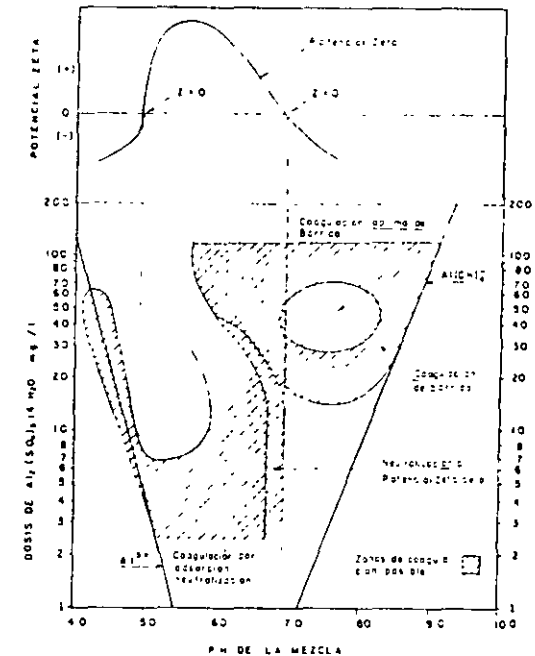


Fig. II.18. Zonas de Coagulación de Turbiedad según los estudios de Amirtharajah y Mills para distintas dosis de sulfato de aluminio a distinto pH. La forma de estas zonas varía de acuerdo con la calidad del agua.

Los derivados de la poliacrilamida son no iónicos y los de la poliacrilamida hidrolizada son aniónicos.

Los compuestos catiónicos son usualmente derivados de amonio cuaternario o de imina de polietileno, la Fig. II.25 da algunos ejemplos:

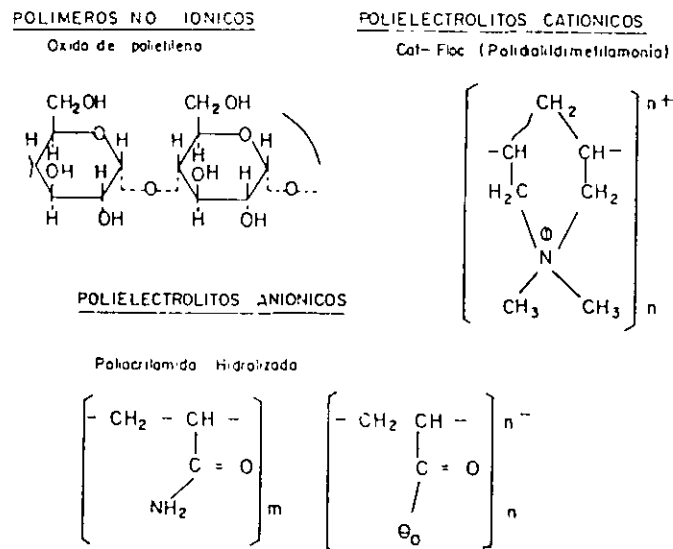


Fig. II.25. Ejemplos de polielectrolitos

Modos de empleo de los polielectrolitos

Si aceptamos la definición dada por La Mer de que la coagulación es la desestabilización de las partículas y la floculación la unión de las mismas para formar el floculo o grumo, podemos considerar que los polímeros pueden ser añadidos al agua de tres maneras distintas: a) como coagulantes, b) como ayudantes de coagulación y c) como ayudantes de floculación.

En el primer caso, el polímero es agregado al agua como único coagulante en vez del coagulante metálico. En el segundo caso, el polímero es agregado antes del coagulante metálico y en el tercero, después del mismo.

Lamentablemente, la tendencia general es a no hacer distinción entre los términos *ayudantes de coagulación* y *ayudantes de floculación*, cuando en realidad son dos cosas distintas, ya que implican mecanismos de acción diferentes, como lo explica la Fig. II.26.

Cuando se agregan como único coagulante, a no ser que se use una cantidad masiva, el número de cadenas poliméricas que puede adherirse a las partículas en un tiempo económicamente aceptable y con los gradientes de velocidad usuales no es suficiente y la coagulación no se realiza o se realiza pobremente.

Cuando se agregan como ayudante de coagulación, los polielectrolitos se adhieren a las partículas, antes que los coagulantes metálicos, compitiendo por los sitios de adsorción. Parte de los productos de la hidrólisis de Al(III) o Fe(III), pueden ser adsorbidos también por los sitios vacantes en las macromoléculas poliméricas (especialmente si son aniónicos o no iónicos) restándole eficiencia al

proceso de coagulación. Pocos polielectrolitos, por eso, resultan muy efectivos cuando se usan en esta forma.

Cuando, por último, los polielectrolitos se añaden como ayudante de floculación los microflocs tienen oportunidad de formarse primero y los polielectrolitos intervienen después sólo para reforzar las uniones y aumentar el número de núcleos que integran cada floc. En este caso los polímeros se agregan de 15 a 60 segundos después que los coagulantes metálicos, antes que estos hayan ocupado todos los sitios de adsorción y formado completamente el flóculo. La mayoría de los polielectrolitos dan mucho mejor resultado utilizándolos de esta manera.

Sin embargo, sólo por medio de paciente experimentación se puede encontrar la forma como ellos producen el más alto rendimiento.

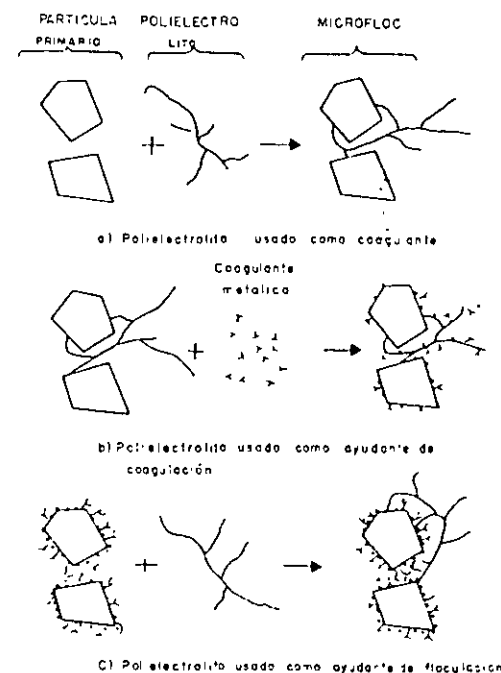


Fig. II.26. Modos de acción de los Polielectrolitos

Coagulantes metálicos

Existe una variedad de coagulantes metálicos que los podemos clasificar en tres tipos: sales de aluminio, sales de hierro y compuestos varios.

Coagulación con sales de aluminio

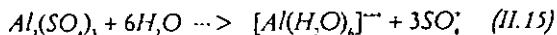
Las sales de aluminio forman un floc ligeramente pesado. Las más conocidas de éstas son el sulfato de aluminio, el sulfato de aluminio amoniacal y el cloruro de polialuminio.

El primero es el coagulante que por su bajo costo y su manejo relativamente sencillo se usa con mayor frecuencia en las plantas de tratamiento de agua potable, por lo cual lo vamos a estudiar en detalle.

Química de coagulación con Al(III)

El sulfato de aluminio $Al_2(SO_4)_3 \cdot 18H_2O$ es un polvo de color marfil, ordinariamente hidratado, que con el almacenaje suele convertirse en terrones relativamente duros.

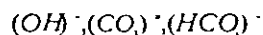
Cuando está en solución se encuentra hidrolizado, esto es, asociado con el agua, como se explicó en el capítulo 1, así:



En realidad, esta es una propiedad común con todos los cationes metálicos, que no pueden permanecer aislados cuando están rodeados de moléculas de agua.

Los iones de aluminio hidratados $[Al(H_2O)_6]^{3+}$ actúan como un ácido en el sentido Brønsted⁸ y reaccionan, por tanto, con las bases que encuentran en el agua, así:

1. Con la alcalinidad, que la expresaremos como:

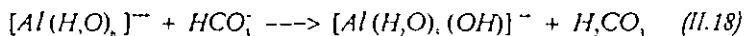
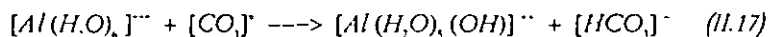
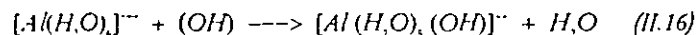


2. Con las moléculas de agua H_2O .

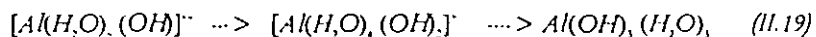
Como las bases que constituyen la alcalinidad son más frecuentes que el H_2O , el $[Al(H_2O)_6]^{3+}$ reaccionará siempre antes con ellas, que con la molécula de agua. Por tanto, habrá un consumo y un descenso del pH.

1. Reacciones con la alcalinidad

Las reacciones con la alcalinidad, desde el punto de vista de la teoría de ácidos y bases, ocurren con más facilidad que las reacciones con el H_2O . Pueden expresarse en la forma siguiente:

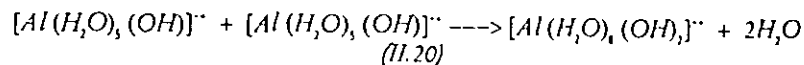


El $[Al(H_2O)_5(OH)]^{2+}$ es un compuesto inestable y transitorio que se hidroliza rápidamente, reemplazando un H_2O por un $(OH)^-$. Así:



El producto final es un hidróxido de aluminio insoluble que precipita a ciertos pH y que puede no tener carga o tenerla negativa $Al(OH)_4^-$. De acuerdo con Stumm y Morgan (1962), las especies monoméricas, esto es, que contienen un solo ión de aluminio, se polimerizan reaccionando entre sí:

⁸ Según la definición de Brønsted, comúnmente aceptada, se considera que una molécula actúa como un ácido cuando dona un protón (H^+); y como base, cuando acepta un protón (H^+)

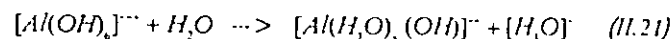


Estas reacciones de polimerización continúan con el tiempo, formando compuestos tales como $Al_6(OH)_4^{12+}$, $Al_8(OH)_6^{16+}$ y, finalmente, $Al(OH)_3 \cdot (H_2O)_3$ ó $[Al(OH)_4]^-$ según el pH.

Tanto los iones de aluminio hidratados como los compuestos poliméricos pueden ser adsorbidos rápidamente por las partículas del agua, produciendo su desestabilización. Los hidróxidos de aluminio son, en cambio, menos efectivos como coagulantes.

2. Reacciones con el agua

Cuando toda la alcalinidad se consume (si se consume), el ión de aluminio hidratado reacciona con el agua, que es una base débil:



Como en el caso anterior $[Al(H_2O)_5(OH)]^{2+}$ es considerado como un compuesto transitorio, que se hidroliza para producir hidróxidos de aluminio, y que se combina para producir compuestos poliméricos hasta llegar al $Al(OH)_3 \cdot (H_2O)_3$, neutro o $[Al(OH)_4]^-$ negativo. La discusión anterior se esquematiza en la Fig. II.27.

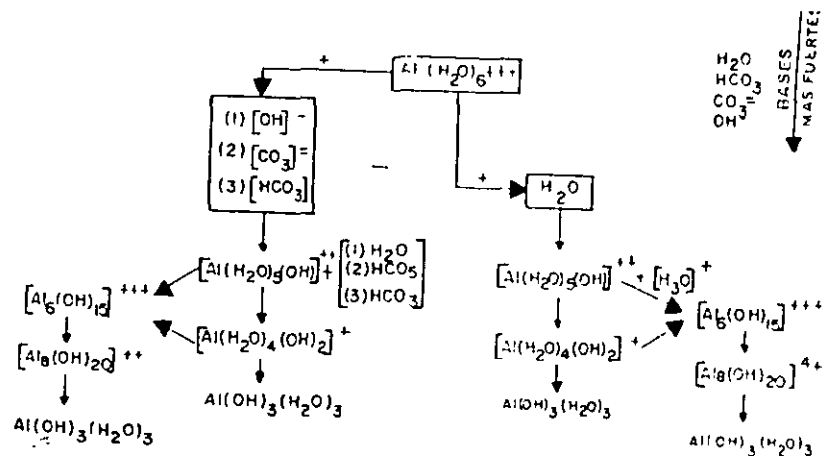


Fig. II.27. Productos de hidrólisis formados por la reacción del ión de aluminio en el agua y la alcalinidad

3. Influencia del pH

Ya en 1923 Theriault y Clark habían reconocido que "un precipitado de alumbre no se forma cuando la solución final es muy ácida o muy alcalina", y daban como fórmula para el "punto isoelectrico" definido como "aquel punto en el cual hay una equivalencia eléctrica de iones de aluminio positiva y negativamente cargados" la siguiente:

$$[H^+] = \sqrt{\frac{K_{as} K_w}{3K_b}} \quad (11.22)$$

Donde, $[H^+]$ = Concentración de iones hidrógeno.

K = Producto de solubilidad ácida.

K_b = $[H][OH^-]$

K_{bs} = Producto de solubilidad básica.

Aplicando esta fórmula, los autores antes citados encontraron que el "punto isoelectrico" estaba a pH = 5.6

Cualquiera que sea el significado que ellos dieran al "punto isoelectrico", lo importante es el haber reconocido que "la concentración de iones de hidrógeno de la mezcla final de agua y sulfato de aluminio es de fundamental importancia en la formación del floc"

Esto es debido, a que en todas las reacciones entre el $[Al(H_2O)_6]^{+++}$ y el agua, los iones H^+ y OH^- están involucrados y por tanto dichas reacciones serán dependientes del pH.

Obsérvese que la reacción del ión de aluminio hidratado con la alcalinidad, es similar a la reacción con la molécula de agua (Reacciones ácido-base) con la sola diferencia que en el primer caso se forman además de la base conjugada $[Al(H_2O)_5(OH)]^{++}$ ácidos débiles (H_2O) , $[CO_3]^{--}$, $[HCO_3]^-$, en cambio en el segundo caso, se forma un ácido fuerte $[H_3O]^+$, (hidronio).

De aquí se puede deducir que en la reacción del Al(III) con la alcalinidad, la disminución del pH es mucho más lenta que en la reacción del Al(III) con la molécula de agua sin la presencia de ésta. La alcalinidad viene a actuar como una solución amortiguadora que evita el brusco descenso del pH.

Para aclarar más este punto, tomemos como ejemplo, un agua con un pH de 8 y con una alcalinidad bicarbonatada (HCO_3^-) de 100 mg/l, a la cual se le agregan 50 mg/l de Al(III). Haciendo los cálculos apropiados se puede demostrar que el descenso del pH será de 1.506 y el pH final será de 8.00 - 1.506 = 6.494.

Tomemos ahora la misma agua, pero con alcalinidad cero y pH=6.0. Haciendo idénticos cálculos encontraríamos que el descenso de pH será de -11.65 y el pH final de 3.35. Un pH final tan bajo tiene dos desventajas principales:

- Sitúa al agua en un rango de pH, en el cual la coagulación no se realiza o se realiza pobremente.
- Hace al agua corrosiva.

Debe también observarse que el pH modifica las cargas electrostáticas de las partículas, como lo muestra la Fig. II-28 tomada de Hall y Packham (1965). En dicha figura se ve, por ejemplo, que las partículas de caolinita estudiadas en ese experimento, pasaron por el punto isoelectrico (P.Z. = 0) a un pH = 5.3. Véase también figura II.28.

4. Cloruro de Polialuminio

El cloruro de polialuminio (polyaluminum chloride, PAC) es un derivado polimérico del aluminio que existe desde hace bastantes años en Europa y Japón y que ahora se ha introducido también en el mercado norteamericano. Los beneficios de este nuevo coagulante son: una mejor formación de floc, un más amplio rango de pH, menor generación de lodos y poca o ninguna necesidad de usar conjuntamente polielectrolitos. Su peor desventaja es que tiene mayor costo que el sulfato de aluminio o el cloruro férrico pero podría equilibrarse este costo si conjuntamente con los coagulantes metálicos, hay necesidad de usar polielectrolitos.

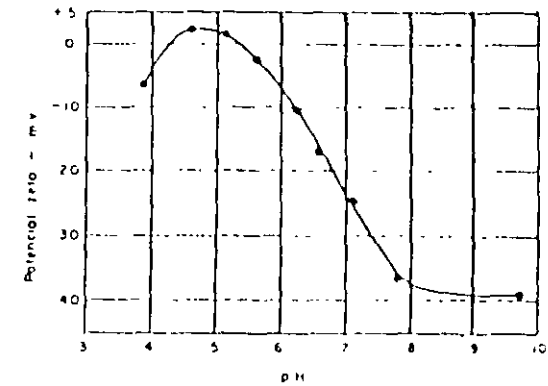


Fig. II 28. Potencial Zeta de partículas de caolinita a diferentes pH (Según Hall y Packham)

Coagulación con Sales de Hierro

Las sales de hierro tienen su ventaja sobre las sales de aluminio en algunos casos, porque forman un floc más pesado y de mayor velocidad de asentamiento y porque pueden trabajar con un rango de pH mucho más amplio. Por tanto, se usan cuando el sulfato de aluminio no produce una coagulación adecuada o cuando los sedimentadores están demasiado recargados y resulta económico aumentar el peso del floc para incrementar la eficiencia de ellos.

Las más conocidas de las sales de hierro son: el cloruro férrico, el sulfato férrico y el sulfato ferroso.

a. Cloruro Férrico

El cloruro férrico se consigue en tres formas: como cristales hidratados ($FeCl_3 \cdot xH_2O$) amarillos o cafés, como cristales anhidros ($FeCl_3$) de color verde oscuro, o como solución del 35% a 45%.

Cualquiera que sea la forma en que venga, el cloruro férrico se aplica en solución del 2 al 20%, según el tamaño de la planta y la capacidad del aparato dosificador.

El cloruro férrico puede trabajar con pH tan bajo como 4 y tan alto como 11. Sin embargo, se suele utilizar más bien con agua ácida y blanda, fuertemente coloreada y que contiene ácido sulfhídrico.

Los lodos provenientes de la coagulación con hierro son muy corrosivos, tienen un color café oscuro y suelen manchar o teñir los objetos y las corrientes de agua. Son por eso difíciles de manejar.

b. Sulfato Férrico

El sulfato férrico se encuentra en su forma anhidra como $Fe_2(SO_4)_3$, pero más comúnmente en su forma hidratada como $Fe_2(SO_4)_3 \cdot 9H_2O$.

La adición de un álcali (cal o soda ash) en combinación con el coagulante, resulta en un rango más amplio del pH que puede ir desde 3.5 hasta 11. Suele, sin embargo, preferirse que trabaje con aguas muy ácidas.

c. Sulfato Ferroso

El sulfato ferroso es la fuente más barata de hierro como coagulante. Ordinariamente se usa hidratado como $FeSO_4 \cdot 7H_2O$ y se conoce con el nombre de "coperas". Una de sus desventajas es la que debe usarse en combinación con cal.

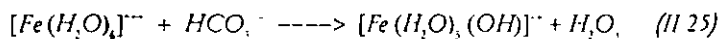
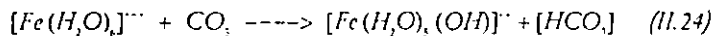
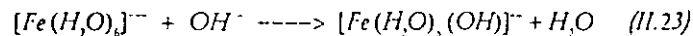
En la práctica es conveniente agregarle un pequeño exceso de cal, de 1 a 5 mg/l, sin sobrepasar cierto límite para evitar la precipitación posterior del hidróxido férrico en las tuberías.

EL sulfato ferroso se usa para agua turbia, fuertemente alcalina, con pH superior a 8 y es, por tanto, inadecuado para tratar agua blanda, especialmente si su contenido de color es alto ya que la alcalinidad interfiere con la remoción de color, como se vió anteriormente.

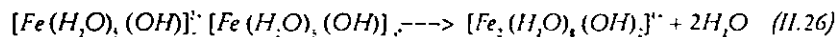
Química de la coagulación con sales de hierro

La química de la coagulación con sales de hierro es bastante similar a la del Al(III). El Fe(III) en solución acuosa está hidrolizado $[Fe(H_2O)_6]^{3+}$ y al ser agregado al agua reacciona, primero con la alcalinidad $(OH)^-$, $(CO_3)^-$, $(HCO_3)^-$ y luego con la molécula de H_2O .

a. Las reacciones con la alcalinidad son de este tipo:

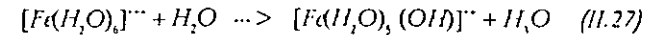


El $[Fe(H_2O)_5(OH)]^{2+}$ se hidroliza formando sucesivamente $[Fe(H_2O)_4(OH)_2]^+$ y $Fe(OH)_3 \cdot (H_2O)_x$. La reacción de estos productos monoméricos entre sí, crea productos poliméricos:



Esta reacción continúa con el tiempo, hasta llegar como producto final, a un hidróxido de hierro neutro $Fe(OH)_3$, o negativo $Fe(OH)_4^-$.

b. Las reacciones del $[Fe(H_2O)_6]^{3+}$ con la molécula de H_2O son también del tipo ácido-base como las del Al(III) y pueden escribirse así:



Al igual que en la reacción con la alcalinidad el $[Fe(H_2O)_5(OH)]^{2+}$ se hidroliza hasta formar hidróxidos neutros o negativos y se polimeriza. El descenso del pH cuando no hay alcalinidad, es todavía más pronunciado debido a la formación de ácidos fuertes $(H_3O)^+$ que cuando ésta se halla presente (Formación de ácidos débiles).

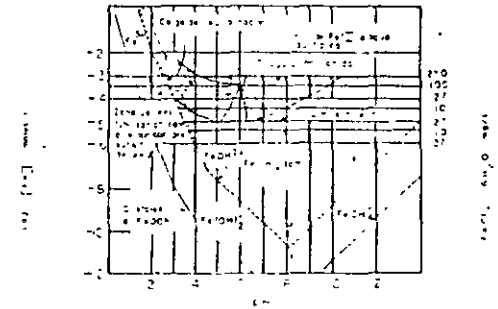


Fig. 2.30. Coagulación con hierro (Según Amirtharajara)

c. La composición de las diferentes especies de productos de hidrólisis, que existen en equilibrio con hidróxido de hierro recién precipitado, depende del pH como se indica en la Figura II.30.

En ella se pueden observar dos zonas:

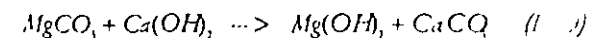
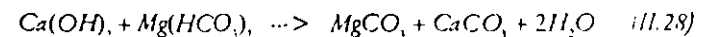
1. A pH inferior a 4 las especies primariamente presentes están constituidas por los iones de hierro hidratados $(Fe(H_2O)_6)^{3+}$, monohidróxidos simples $[Fe(H_2O)_5(OH)]^{2+}$ o compuestos poliméricos.
2. A pH mayor que 4 lo constituyen los hidróxidos de hierro insolubles. Obsérvese que el rango de insolubilidad del hidróxido férrico es mucho mayor que la del hidróxido de aluminio.

Como en el caso de Al(III) son los iones trivalentes hidratados los responsables de la compresión o neutralización de la doble capa. Los compuestos polinucleares poliméricos cargados positivamente son rápidamente adsorbidos por la superficie del coloide estableciendo puentes químicos. La agitación lenta del líquido estimula este proceso (floculación ortocinética).

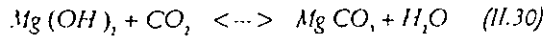
Otros sistemas de coagulación

Existen otros varios compuestos que pueden ser utilizados para coagular el agua. Uno de los que aparecen más promisorios es el carbonato de magnesio $(Mg(CO_3))$ que es un polvo blanco, que no se consigue por ahora en forma comercial, pero puede producirse en la misma planta de tratamiento. Este proceso fué desarrollado por A.P. Black y un grupo de colaboradores (1965) de la Universidad de Florida.

La adición de suficiente cantidad de cal, a un agua que contenga bicarbonato de magnesio o a la cual se le ha añadido carbonato de magnesio, produce un precipitado de hidróxido de magnesio $Mg(OH)_2$, el cual tiene características similares al hidróxido de aluminio $Al(OH)_3$. Las reacciones estequiométricas son las siguientes:



El hidróxido de magnesio precipita arrastrando el color o la turbiedad. Los lodos sedimentados pueden usarse para recuperar el magnesio, inyectándoles CO₂. Así:



El MgCO₃ puede agregarse al agua afluyente para volver a inducir la coagulación de las partículas de turbiedad con lo que se establece un proceso cíclico que en algunos casos ha demostrado ser muy económico.

Por otra parte el CaCO₃ que resulta de la reacción (II.28 y II.29), puede convertirse por calcinación en CaO + CO₂, con lo que se puede reutilizar la cal. El CO₂ producido en la calcinación se emplea para solubilizar el magnesio según la ecuación (II.30)

En esta forma se haría un uso cíclico de todos los compuestos producidos en la coagulación como lo muestra la Fig. II.31.

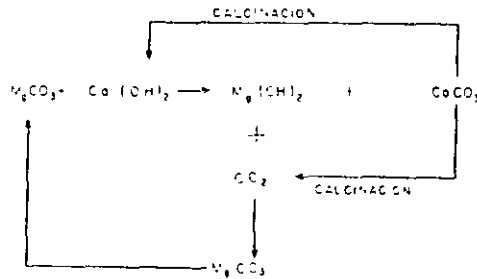


Fig. II.31 Uso cíclico de la cal y el carbonato de magnesio en coagulación

TRANSPORTE DE PARTICULAS-CINETICA DE LA FLOCULACION

Generalidades

Tan pronto como se agregan coagulantes a una suspensión coloidal, se inician una serie de reacciones hidrolíticas que adhieren iones (cualquiera sea el mecanismo físico-químico que se considere) a la superficie de las partículas presentes en la suspensión, las cuales tienen así oportunidad de unirse por sucesivas colisiones hasta formar flóculos o grupos que crecen con el tiempo.

La rapidez con que esto ocurre va a depender del tamaño de las partículas en relación con el estado de agitación del líquido, de la concentración de las mismas y de su "grado de desestabilización", que es el que permite que las colisiones sean efectivas para producir adherencia.

Los contactos pueden realizarse de dos modos distintos:

- a. Contactos por bombardeo de las partículas producido por el movimiento de las moléculas del líquido (movimiento Browniano) que solo influye en partículas de tamaños menores del micrón.
- b. Contactos por turbulencia del líquido efectivo sólo con partículas mayores del micrón.

La primera es independiente del tamaño de la partícula (siempre y cuando este sea menor del micrón) pero es función directa del cuadrado del número de ellas y de la constante de Boltzman. Sólo actúa al comienzo del proceso durante los primeros 10 segundos, pues tan pronto como se alcanzan tamaños del orden

de 10 μ un gradiente de velocidad de 0.01 s' igual a la efectividad de los contactos producidos por difusión (O' Melia, 1972).

La segunda, en cambio, está determinada por los gradientes de velocidad inducidos por la turbulencia en la masa líquida, y es la que actúa durante el resto del proceso (20 a 30 min).

Von Smoluchowski, denominó a la primera forma de floculación: floculación pericinética y a la segunda floculación ortocinética. Estos términos estrictamente hablando, se aplican sólo para reactores de flujo laminar y únicamente por extensión se los ha venido aplicando a reactores turbulentos.

Quizás sea, por eso, más adecuado utilizar los términos: floculación en el subrango viscoso para la primera y floculación en el subrango inercial para la segunda.

La floculación tiene tres aspectos diferentes pero interrelacionados: 1- El químico que es el que se estudió en las secciones precedentes, 2- La interacción entre partículas o sea la probabilidad de colisiones entre ellas y 3- La mecánica de los fluidos que se relaciona con el régimen de flujo que se establece en el floculador según el cual puede haber mayor o peor probabilidad de choques interparticulares. A continuación vamos a estudiar los últimos aspectos:

Interacción entre partículas en floculación pericinética o en el subrango viscoso

Al hablar de las propiedades de los coloides es establecido que (Ley de Fick):

$$\frac{dm}{dt} = -AD \frac{dc}{dx} \quad (II.31)$$

Para una partícula esférica central de radio "r" y A=4r, con la cual, debido a la ausencia de fuerzas repulsivas, un número n de partículas chocan, la ecuación II.31 quedaría así:

$$I = 4\pi r^2 D \frac{dn}{dr} \quad (II.32)$$

En donde I es el número de colisiones por unidad de tiempo con la partícula central. Si n₀ = número de partículas y R = distancia entre centros de partículas, y r=R, y n = n₀ para el momento inicial.

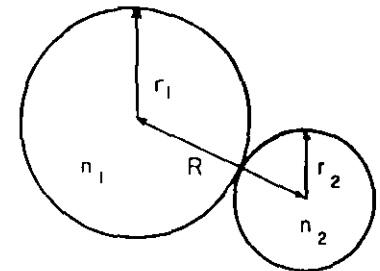


Fig. II.32.

$$I = 4\pi R D n_2 \quad (II.33)$$

La anterior discusión implica que el movimiento de las partículas coloidales en un líquido, se asemeja al movimiento casual de las moléculas de gas, y está caracterizado por el coeficiente de difusión D.

Como tanto la partícula central n₁ y la partícula que choca n₂ están sometidas a movimiento Browniano, el coeficiente de difusión conjunto será igual a:

$$D_{12} = D_1 + D_2 \quad (II.34)$$

Y la ecuación (II.33) quedaría así:

en suspensiones diluidas, por cuanto esto permite que las cadenas poliméricas se "abran" y puedan ser más fácilmente adsorbidas por las partículas de turbiedad.

La preparación de dichas suspensiones, sin embargo, no suele ser fácil en especial cuando se utilizan compuestos en polvo. Estos se preparan agitando la mezcla del polímero y el agua de dilución durante un tiempo que puede variar entre 1/2 hora y 2 horas, lo que requiere un equipo especial, que puede consistir o de un tanque grande con su agitador o de un sistema de dosificación continua. En ambos casos el polielectrolito se dosifica con una bomba de pistón o de diafragma.

Mucho cuidado debe ponerse en evitar las obstrucciones de equipos y tuberías, pues los polímeros tienen la tendencia a adherirse a ellos.

c. Soluciones de álcalis

Cuando la alcalinidad del agua no es suficiente para reaccionar con los coagulantes de acuerdo con lo que se explicó en el capítulo anterior, se aplica alguna base conjuntamente con ellos. Los compuestos más comunes son: el carbonato de sodio (Na_2CO_3) y la cal viva (CaO) o apagada ($Ca(OH)_2$).

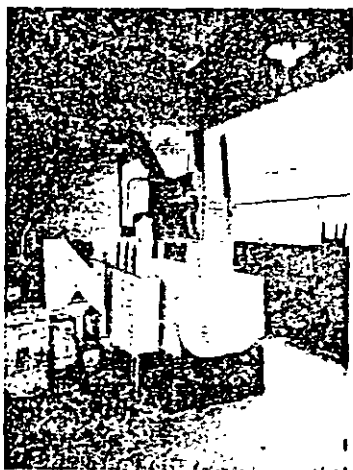
La ceniza de soda (o soda ash) es una sal de sodio anhidra, que se expende como polvo blanco en concentraciones del 98% y 99% y que se disuelve fácilmente en agua. La preparación de soluciones de este compuesto no tiene por tanto mayor problema. Su costo es en cambio alto, unas tres veces mayor, que el costo de la cal. Se usa por eso para plantas pequeñas, por la sencillez en su aplicación que puede hacerse con cualquier dosificador por gravedad o con bombeo.

Las plantas grandes requieren el uso de cal. El óxido de cal (CaO) se produce con concentraciones entre el 80 y 99 %.

El problema de la cal viva es que hay que "apagarla" esto es hacerla reaccionar con el agua. Esta es una reacción exotérmica que debe hacerse con la mínima cantidad de agua y que puede durar entre 15 y 60 minutos, según la calidad del material de que se disponga. El proceso de apagado libera una cantidad considerable de "vapores de cal" que se depositan en paredes y pisos ensuciándolo todo. Deben, por eso, utilizarse tanques cerrados o los apagadores continuos que ofrecen algunos fabricantes.

Terminado este proceso, la cal, ya en la forma de hidróxido de calcio ($Ca(OH)_2$) se le agrega más agua, para llevarla hasta la concentración que se necesita, según el equipo dosificador que se use. Queda entonces preparada una suspensión que se debe agitar mientras se aplica, para que no sedimente, pues su solubilidad en agua es baja, en proporción inversa a la temperatura. A mayor temperatura menor solubilidad.

Algunas plantas prefieren el uso directo de cal apagada, para evitar el tener que hidratar el CaO antes de dosificarla. El costo del $Ca(OH)_2$ suele ser mayor pero tiene la ventaja de que no se deteriora con el almacenamiento.



Fotografía de los Equipos de la Planta Wiesner

La aplicación de cal en las plantas de tratamiento suele traer problemas de operación en especial cuando la pureza del material que se consigue comercialmente es baja, como sucede en algunos países latinoamericanos. En estos casos la alta proporción de sólidos inertes o "ripios" puede obstruir los equipos dosificadores o las mangueras.

Con el objeto de esquivar esta dificultad, en ciertas partes se ha encontrado útil construir sedimentadores para la lechada de cal, de corto período de detención, para separar las impurezas o dosificarla en solución saturada como se explicara posteriormente.

Método para dosificar compuestos químicos

Los compuestos químicos pueden medirse en:

1. En seco o polvo
2. En solución o líquido

El primer método permite una dosificación continua del compuesto, pues automáticamente va vertiendo el material granular en la cámara de solución, lo que hace que se requiera poca mano de obra, pero en cambio tiene las siguientes desventajas.

- a. El costo de los equipos necesarios es entre 10 y 20 veces mayor que el de los alimentadores por solución.
- b. El mantenimiento de los aparatos requiere piezas que hay que importar en algunos casos y que necesita de mano de obra especializada que a veces no está disponible.

Cuando se usa para dosificar coagulantes, tiene además las siguientes desventajas adicionales:

- a. El pequeño tamaño de las cámaras de solución, hace que los coagulantes en algunas oportunidades no alcancen a disolverse completamente antes de ser aplicados, lo que deteriora notablemente el proceso de mezcla, e induce un serio desperdicio de dicho material, que es el que representa el mayor costo en sustancias químicas, para la planta de tratamiento.
- b. La medida del coagulante no es exacta, pues está influenciada por el tamaño del grano.
- c. El coagulante en polvo es más caro que el coagulante en bloque sin refinar, o que el coagulante líquido.

Por todas estas razones, en Europa siempre se ha preferido la dosificación en solución, y en muchas plantas de los Estados Unidos se está volviendo a ella, en especial con la popularización del uso del sulfato de aluminio líquido, que es más barato.

Dosificadores en seco

Pueden ser volumétricos o gravimétricos. En los primeros el polvo es colocado en una tolva alta, desde donde el material cae hasta un mecanismo de medida consistente en un disco giratorio, un tornillo sin fin u otro elemento que se desplaza con una velocidad prelijada variable a voluntad, arrastrando un cierto volumen de sólidos y vertiéndolos en una cámara de solución con una provista

de un sistema de agitación. Los hay de muchos tipos y precios.

En los segundos, el polvo es dosificado por medio de una balanza que regula el peso del material que pasa y permite que una correa sin fin u otro mecanismo lo vierta en la cámara de solución, desde donde fluye por mangueras o tubos hasta el punto de aplicación. Estos dosificadores son más costosos que los volumétricos.

El diseño o la operación de la tolva de alimentación en este tipo de equipos es crítico. Si el ángulo que las paredes de la tolva hace con la horizontal no es mayor que el ángulo de reposo del material que se almacena en ella, éste se puede adherir a las paredes.

Además, según sea la calidad del compuesto que se emplee (tamaño del grano, humedad, etc), puede formar bóvedas dentro de la tolva que impidan el flujo, o sectores de menor porosidad junto a la salida que induzcan un sobreflujo.

Dosificadores en solución

Los dosificadores en solución son menos costosos que los anteriores, requieren un menor número de piezas y son, por eso, más fácilmente reparables por un operador no entrenado.

Desgraciadamente la costumbre de las naciones no industrializadas de imitar a las más industrializadas, ha traído como consecuencia en algunos países de la región el uso indiscriminatorio de costosos equipos de dosificación en seco, cuyo mecanismo es desconocido por los operarios locales y su trabajo es por eso deficiente y pobre.

La dosificación en solución puede hacerse de muchas formas. Generalmente se clasifica en: sistemas por gravedad y sistemas por bombeo.

Sistemas de dosificación en solución por gravedad

Los sistemas por gravedad constan básicamente de tres partes:

- a. Tanques de solución
- b. Tanque dosificador
- c. Elemento hidráulico de medida.

En instalaciones pequeñas, b) y c) pueden incluirse dentro de a), haciendo un diseño integrado que por lo común resulta más económico.

Comercialmente se venden diferentes modelos, pero pueden también fabricarse con materiales locales de bajo precio. Plantas de tratamiento tan grandes como las de Guandú, que abastece a Río de Janeiro, Brasil, tiene diseños propios, construídos en el lugar, que han venido prestando servicios ininterrumpidos por largo tiempo.

a. Tanques de solución.

El mayor problema para almacenar o transportar coagulantes en solución concentrada, es la corrosión. Como se explicó anteriormente el pH suele ser bajo, inferior a 4 por lo común.

Los siguientes materiales resisten el ataque del sulfato de aluminio líquido.

1. Acero inoxidable grado 316 que es una aleación de acero con 2.0 a 3.0 % de molibdeno, C = 0.08% máximo, Mn = 2.0% máx, P = 0.45% máx,

S = 0.030% máx, Si = 1.0% máx, Cr = 16% máx al 18%, Ni = 10% al 14%.

2. Caucho natural o sintético.
3. Madera.
4. Plásticos: PVC, Polyesteres, Polietileno.
5. Resinas alfálticas (con concentraciones no mayores del 25%) y epóxicas.
6. Vidrio.

El concreto y el asbesto-cemento, suelen corroerse en soluciones concentradas de sulfato de aluminio. Cuando se usan tanques de este material, deben protegerse debidamente con resinas alfálticas o a base de caucho o epoxy resistente a ácidos. Por tanto llaves, tubos o accesorios de hierro fundido, no deben quedar en contacto permanente con la solución.

El cloruro férrico es aún más corrosivo que el sulfato de aluminio. El acero, acero inoxidable 316, hierro fundido, plomo, níquel son atacados. Resisten mejor los elementos correspondientes a los numerales 2), 3), 4), 5) y 6) mencionados anteriormente.

El tanque de solución puede diseñarse para que trabaje con una solución concentrada o con una solución diluida.

Para ello hay que dejar un sector, o canastilla para depositar el sulfato de aluminio que se va a disolver.

En plantas grandes se requiere construir cámaras especiales para ello, en el cual se hace percolar el agua a través de un lecho de bloques de este coagulante para preparar la solución concentrada. Tal es por ejemplo, el sistema utilizado en Guandú, Río de Janeiro. La solución así preparada es medida con un simple sistema de orificios.

Cuando se usa una solución diluida, se agrega en el tanque una cantidad medida del coagulante, de acuerdo con la concentración que se desee, se revuelve durante cierto tiempo hasta que se disuelva. En este caso, hay que disponer por lo menos de dos unidades para poder trabajar en forma alternada con ellas.

Las soluciones de sulfato de aluminio, siempre contienen impurezas, de manera que es conveniente colocar la salida del flujo a una cierta altura sobre el fondo, para evitar que los sedimentos que se depositen en él sean arrastrados por el líquido y obstruyan los aparatos de medida. Deben además colocarse rejillas o cribas en la entrada del tubo efluente.

La agitación continua o periódica de las soluciones de coagulantes es conveniente para homogeneizar las concentraciones de toda la masa líquida y evitar que este se haga mayor en el fondo, con lo que la coagulación variaría con el tiempo, aunque se mantenga constante el caudal dosificado.

b. Tanques dosificadores por gravedad.

Los más comunes son: a) Orificio variable y carga constante, b) Los orificios fijos y carga variable y c) Los de cajillas rotatorias.

Modelo de orificio variable y carga constante.

El modelo presentado en la figura III-4.a, ampliamente utilizado en países como Brasil, consiste de un tanque de nivel constante a donde llega la solución y en el cual van colocados dos tubos concéntricos, provistos de orificios en su parte inferior. El tubo externo es fijo y el interno se puede hacer girar para aumentar o

disminuir el área del orificio, en forma de ve acostada, que está abierto en él. Se puede así cambiar el caudal de la solución a voluntad, con solo rotar la manilla de control superior, la que suele graduarse para facilitar su operación. Otros modelos tienen una válvula de aguja en la parte inferior que sube o baja a voluntad operada desde arriba.

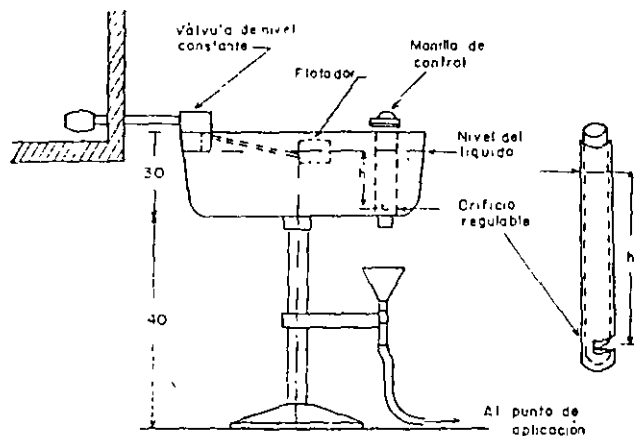


Figura III-4 a. Dosificador con orificio regulable Modelo separado

En plantas pequeñas se puede usar un sistema como el que aparece en la Figura III-4-b que consiste en un tanque que lleva adentro una canastilla de madera liviana flotante (si no flota hay que ponerle flotadores) alrededor de la cual se le adhiere una malla fina de plástico para filtrar las impurezas del sulfato.

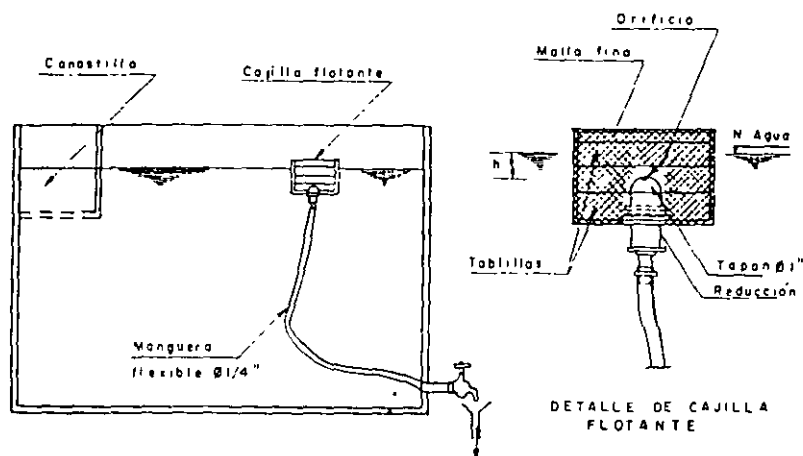


Figura III-4.b. Dosificador con orificio variable y carga fija Modelo Integrado

Adentro va a 5 o 10 cm. de profundidad "h" un tapón de plástico roscado al que se le ha perforado un orificio del diámetro que se necesita para dejar pasar una determinada cantidad de flujo (ml/min) con la carga fija disponible "b".

Estos tapones roscados se pueden hacer intercambiables de manera que con una cierta cantidad de 12 a 15 de ellos, se puedan producir 12 a 15 dosificaciones distintas desde 5 mg/l. hasta 60 mg/l. o más. Para dosificaciones más altas se puede aumentar la concentración de la solución. Los tapones se acoplan a un segmento de tubo que a su vez va conectado con una manguera flexible. Este es un sistema muy simple de operar.

Modelo de Orificio fijo y carga variable

1. Modelo separado.

Dosificadores de orificio fijo y carga variable se pueden construir de muchas maneras. En la figura III- 5.a se muestran dos ejemplos. El primero consiste de una cajilla separada de nivel constante B acoplado por manguera al tanque de solución A. La cajilla B puede subir o bajar a través de una guía adosada a la pared del tanque, de manera que puede cambiarse la carga hidráulica al orificio dosificador. Este dosificador es bastante común en Inglaterra así como en Asia y Africa.

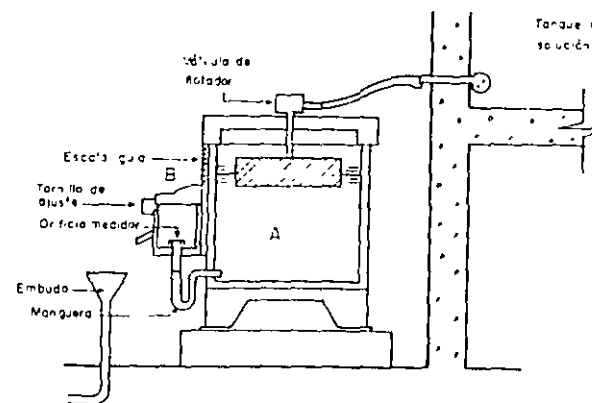


Fig. III.5.a. Dosificador de Orificio Fijo - Modelo Separado

2. Modelo Integrado

El otro modelo consiste de un flotador colocado en el tanque de solución como en el de la figura III-5.b. Dicho flotador va perforado por un tubo de plástico dentro del cual va otro que puede deslizarse para variar la posición del orificio dosificador con respecto al nivel de agua. Con un tornillo se puede sujetar los tubos en la posición que se desee.

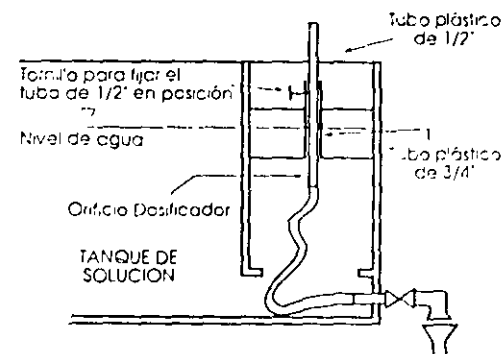


Fig. III 5.b. Dosificador de Orificio Fijo - Modelo Integrado



1 Barbará



2 Dosificador Candy Patterson Int

Fotografías de Dosificador

C. Sistemas de dosificación por Bombeo

Los sistemas de dosificación por bombeo están bastante extendidos. Pueden hacerse con diferentes sistemas:

- 1- Con bombas centrífugas.
- 2- Con ruedas de canchilones
- 3- Con bombas dosificadoras

1. Bombas centrífugas

Es uno de los más simples pues consiste en utilizar una bomba centrífuga, resistente a la abrasión y a los ácidos para succionar del tanque de solución el líquido y elevarlo hasta una cajilla medidora, provista de un orificio o un vertedero de ranura, debidamente calibrado para que permita la lectura del flujo que está pasando, como lo esquematiza la figura III-6. Un tubo periscopico evacua el exceso de solución bombeada y lo regresa al tanque matriz.

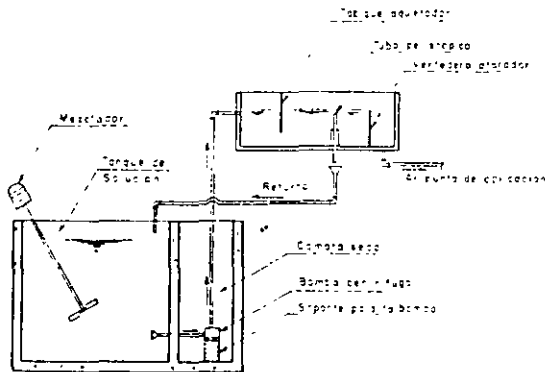


Fig. III-6. Dosificador con bomba centrífuga

2. Modelo de rueda de canchilones

Se compone de un motor de velocidad variable que hace girar a una rueda provista de una serie de canchilones que al pasar por su parte inferior se van llenando con la solución, la cual depositan en un elemento central por donde escurre el flujo hasta el punto de aplicación como se ve en la figura III-7. Al variar la velocidad de rotación de la rueda, varía automáticamente la dosificación. Tiene, la ventaja, este modelo de que mantiene agitada la solución mientras dosifica, evitando así las obstrucciones.

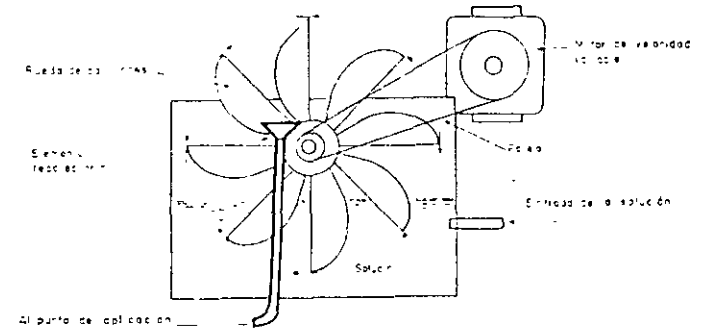


Fig. III-7. Dosificador Roto-dip

3. Bombas dosificadoras

El uso de este sistema está bastante generalizado. Se emplea preferentemente bombas reciprocantes (pistón), o de diafragma.

Las bombas de pistón son quizás las más comunes, pues inyectan un determinado volumen de solución a cada carrera del pistón, independientemente de la carga hidráulica (de succión o de impulsión) contra la cual trabajan, lo que produce una dosificación muy precisa. Son además, muchos más baratas que los dosificadores en seco, y permiten mayor flexibilidad en el diseño pues pueden colocarse más bajo y a gran distancia del punto de aplicación.

Las hay de doble cabeza que trabajan con dos diferentes coagulantes o sustancias químicas al mismo tiempo.

Aplicadores de cal

La cal puede aplicarse en solución concentrada o en suspensión.

En el primer caso debe tenerse en cuenta que la solubilidad del CaO y el $Ca(OH)_2$ varía con la temperatura como se indica a continuación:

T °C	Solubilidad gr/l	
	CaO	Ca(OH) ₂
0	1.40	1.85 pH=12.8
10	1.33	1.76
20	1.25	1.65
25	1.20	1.59 pH=12.6
30	1.16	1.53
40	1.06	1.41 pH=12.5

El tamaño de las partículas influye en la solubilidad. Cuanto más pequeñas sean éstas, mayor solubilidad tienen en el agua, por eso la cal recién apagada es más soluble que la cal vieja.

La cal en solución se puede aplicar como indica la figura III-8. Este saturador de cal consiste de un tanque de nivel constante A y un tanque cónico C en donde se satura la cal. La solución saturada sale por E. El material inerte y los depósitos de carbonato de calcio, se extraen por el dren D. La lechada de cal se prepara en el tanque B y una vez preparada se abre la válvula para descargarla en el tanque C. Este sistema es muy adecuado cuando la pureza de la cal es baja

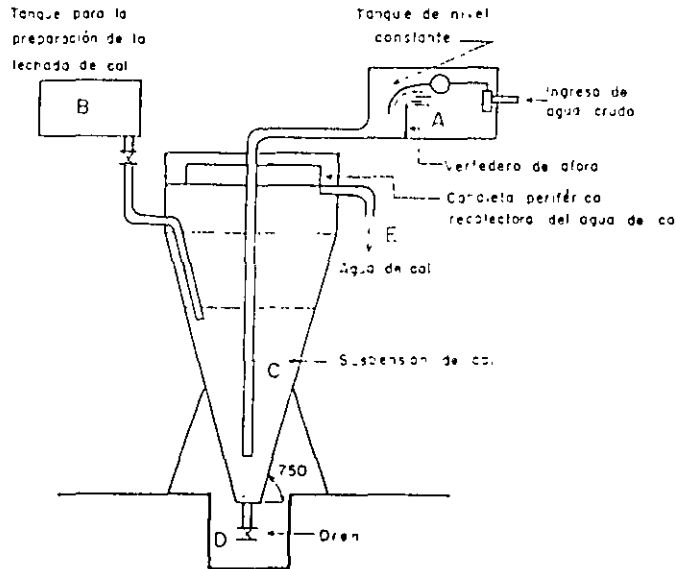


Fig. III-8. Saturador de Cal

La carga superficial de diseño suele hacerse entre 1000 y 1500 gr/hora CaO por metro cuadrado de área horizontal (1320 a 1980 Ca(OH)₂). Puede aumentarse hasta 4000 (5280 Ca(OH)₂) gr haciendo continua la alimentación de cal en el tanque C. El saturador suele ubicarse fuera del edificio de la planta y utilizarse para pre y post alcalinización simultáneamente. El área del tanque deberá ser por tanto Q/q en donde Q = caudal en litros que se quiere obtener.

El flujo unitario q con que se puede hacer trabajar el saturador se calcula dividiendo R=gr/hora/m² dados anteriormente, por S = Solubilidad de la suspensión para la temperatura considerada tal como se ve en la tabla adjunta. Por tanto q = R/S y A = QS/R si A es el área del tanque en m² y Q el flujo requerido en l/h. Por ejemplo, si la unidad debe trabajar con R = 1320 gr/hora/m² (Ca(OH)₂) y S = 1.76 gr/l para un flujo de 6000 l/h se necesitaría un área de: 6000 x 1.76/1320 = 8.0 m², área relativamente grande para una planta de 100 l/s.

Para aplicar la cal en suspensión, uno de los equipos más comerciales es el que aparece en la figura III-9, similar al Rotodip, provisto de una rueda de canchilones y un agitador de paletas que al girar dentro del tanque mantiene la cal en suspensión y al mismo tiempo dosifica la solución vertiéndola en el embudo de alimentación. La graduación se hace ya sea cambiando la velocidad de rotación de las paletas o cerrando parcialmente el embudo de alimentación.

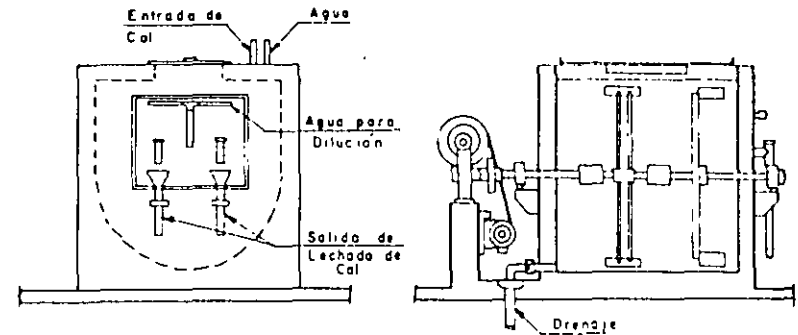


Fig III-9. Dosificador para suspensión de cal. (Cortesía de Barbará)

Cálculo de la cantidad de reactivo por dosificar

El volumen de reactivo por dosificar en una planta de tratamiento dependerá de la concentración o pureza del compuesto que se utilice.

Cuando se dosifica en seco este valor puede ser hallado así:

$$w = 3.6 \frac{DQ}{P} \quad (III-1)$$

En donde:

w = Kg/hora

D = Dosis que se quiere aplicar en gr/m³ = mg/l.

P = Pureza del reactivo que se usa en porcentaje

Q = Caudal de la planta en m³ /s.

Cuando se dosifica en humedo, el volumen de solución "q" que se aplique por unidad de tiempo, dependerá también de la concentración C de dicha solución, así:

$$q = \frac{DQ}{PC} \quad (III-2)$$

En donde q queda expresado en l/s y C en gr/l.

El volumen del tanque de solución requerido dependerá del espacio disponible en la planta, pero no es conveniente por razones prácticas, disponer de menos de dos tanques, cada uno con un periodo de detención no menor de 12 horas, para no tener que preparar soluciones más de una vez por día. Las concentraciones usadas son del 5 al 20% para el sulfato de aluminio. Concentraciones mayores requieren dilución posterior con más agua antes de su aplicación.

Ejemplo: Se quieren construir tanques de solución para dosificar sulfato de aluminio, en una planta de tratamiento de 50 l/s. Si la pureza del sulfato es de solo 89%, ¿cuál sería el volumen de dichos tanques, suponiendo que se piense trabajar con una concentración del 20% (200 gr/l) y la máxima dosificación de coagulantes que se quiere aplicar es de 100 mg/l y la mínima de 5 mg/l?

Respuesta:

$$q = \frac{(100)(0.05)}{0.89 \times 200} = 0.028 \text{ l/s} \quad \text{máxima}$$

$$q = \frac{(5)(0.05)}{(0.89)(200)} = 0.014 \text{ l/s} \quad \text{mínima}$$

Volumen del tanque (grande): $0.028 \times 86400 = 2419$ l/día más 5% por espacio para depósitos. $2419 + 120 = 2540$ l.

Volumen del tanque (pequeño): $0.014 \times 86400 = 1200$ l/día más 5% por espacio para depósitos. $1200 + 60 = 1260$ l.

Si las pruebas de jarras se realizan con el mismo compuesto que se utiliza en la planta, se elimina el problema de la pureza del coagulante pues se puede dosificar igual cantidad al peso en los ensayos que en los mezcladores.

II. DISPERSION DE LOS COAGULANTES

Una de las conclusiones que se desprende de las investigaciones, es la importancia que tiene la dispersión de los coagulantes en el agua, para todo el proceso de clarificación posterior. Este era un concepto que en forma más o menos empírica se había ya establecido, pero eran pocos los estudios que entraron a analizar a fondo puntos tales como: ¿qué rapidez debe tener la mezcla rápida? o ¿cuál es la eficiencia comparada de los diferentes tipos de reactores?

La dispersión de los coagulantes puede considerarse que progresa en tres fases distintas que son conceptual y prácticamente diferentes:

- 1a. Fase: Hidrólisis de los iones de Al(III), Fe(III). Según Hall y Stumm (1968) esta fase se realiza en un tiempo extremadamente corto, que ha sido estimado entre 10^{-10} y 10^{-3} s.
- 2a. Fase: Difusión de los compuestos formados y adsorción de ellos en las partículas coloidales. De acuerdo con los autores citados, el tiempo necesario para cubrir el coloide y desestabilizarlo puede variar entre 8.5×10^{-5} segundos mínimo y 2.4×10^{-4} segundos máximo.
- 3a. Fase: Polimerización o reacción de los iones hidratados, para formar especies diméricas y poliméricas. Se realiza en un tiempo que puede variar entre 10^{-3} s y 1 segundo.

Una vez desestabilizados los coloides, empiezan a aglutinarse formando primero microflocúlos o partículas con diámetro inferior a una micra, lo que puede tardar menos de 60 segundos; luego estos núcleos se aglutinan en partículas mayores (16.8 segundos a 546 segundos) y, por último, se hidratan aumentando su volumen.

Relación entre tipo de coagulación y dispersión de los coagulantes

Como se dijo en el capítulo anterior existen básicamente dos tipos de coagulación: la de adsorción-neutralización y la de barrido o por incorporación.

La primera se realiza en un tiempo muy corto y ocurre en 0.01 a 1.0 segundo sin producción de hidróxido de aluminio por adsorción de contraiones (física o químicamente) en la doble capa. La segunda se presenta cuando hay precipitación

masiva de hidróxido de aluminio que atrapa e incorpora los coloides en dicho precipitado y se completa en 1 a 7 segundos.

Mezcla en el caso de coagulación por adsorción-desestabilización

Para este tipo de coagulación se requiere que los productos de hidrólisis sean transportados hasta la superficie de los coloides en una fracción de segundo, por cuanto dichos productos se forman con distintas velocidades y tienen diferente capacidad de neutralización de las partículas. Los monohidróxidos simples (que aparecen primero) son varias veces más rápidamente adsorbidos que las moléculas poliméricas e hidróxidos que se forman al final de la cadena de reacciones (véase capítulo II). De aquí se deduce que si dichas reacciones avanzan hasta completarse antes de que los productos de hidrólisis iniciales hayan tenido la oportunidad de quedar adsorbidos en los coloides hay desperdicio de coagulantes pues hay que dosificar más para obtener los mismos resultados, que se hubieran podido conseguir si la mezcla hubiera sido adecuada.

Vral y Jordan (1971), consideran que la velocidad aparente de aglutinación de las partículas puede aumentar hasta 3.5 veces con sólo mejorar la mezcla rápida. Como ejemplo práctico, se puede citar el hecho de que en la planta de tratamiento de Guandú (Río de Janeiro, Brasil), en donde el sulfato de aluminio era agregado en un canal abierto muchos metros antes del salto hidráulico producido por la canaleta Parshall de acero, con sólo mover el sitio de aplicación al área de flujo crítico en la canaleta, se logró una economía del 12% en el uso de coagulantes.

Shannon (1961), en forma de resultados aún más halagadores obtenidos en 1960 en la planta de tratamiento de Detroit, en donde el cambio en el punto de aplicación y la colocación de difusores en el cámara de mezcla, consistentes en tubos de 3 pulgadas de diámetro, con huecos de 1 pulgada de diámetro espaciados 15 cm centro a centro, produjeron una reducción del 33% en el empleo de coagulantes y disminuyeron entre el 50% y el 75% la turbiedad del agua sedimentada. Véase la figura III-10.

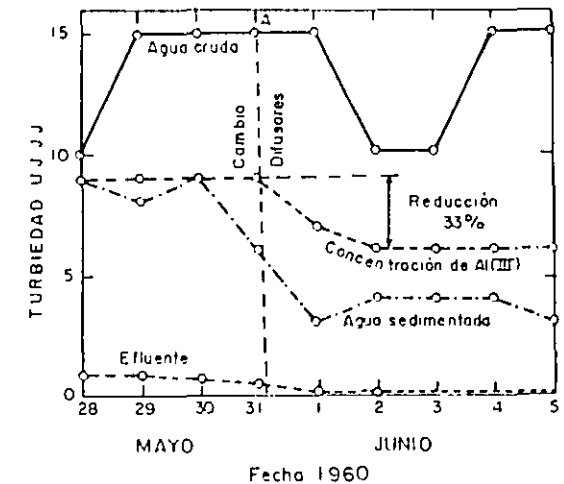


Fig. III-10. Efecto del cambio en el punto de aplicación del $Al_2(SO_4)_3$ y uso de difusores en Springwell's. (Según Shannon)

Resulta de aquí que el punto que se escoge para aplicar los coagulantes tienen una definitiva importancia.

Debe seleccionarse siempre el lugar donde se produzca una mayor turbulencia en el reactor.

En mezcladores de turbina, éste generalmente está en el fondo entre los álabes; en canaletas Parshall, en el sector donde se produce el salto hidráulico; en vertederos, aguas abajo donde se estrella el chorro con el canal que lo recibe, etc.

Mezcla en el caso de coagulación de barrido

En este caso el agua resulta supersaturada con los hidróxidos de aluminio o hierro, lo que produce una rápida precipitación de ellos. Dentro de estas condiciones la forma como se realizan estas reacciones es más importante que los mecanismos de transporte de partículas. Amirtharajah y Mills (1982) han demostrado, por eso, que cuando el mecanismo que predomina es la incorporación, los resultados son indiferentes a las características de la mezcla rápida. Sin embargo, esto no implica que en este caso no hace falta la mezcla rápida, sino que es menos importante. Letterman y colaboradores (1973) hallaron que el tiempo óptimo de mezcla para coagulación de barrido es de 0.3 a 3 minutos, bastante más largo que el necesario para que se produzcan los hidróxidos y bastante mayor que el requerido para la adsorción-precipitación. En otras palabras debe hacerse una mezcla con mayor tiempo pero de menor energía. Los autores mencionados proponen la siguiente fórmula para optimizar la mezcla rápida:

$$G \text{ Top } C^{1.5} = (5.9) (10') \quad (III-3)$$

$$\text{Top} = \frac{(5.9) (10')}{G C^{1.5}} \quad (III-4)$$

En donde:

G = gradiente de velocidad en s^{-1}

Top = tiempo de detención en s

C = concentración de coagulante, en mg/l

Utilizando esta fórmula se puede ver que, por ejemplo, para un gradiente de $600 s^{-1}$ y una concentración de coagulante entre 20 y 40 mg/l el tiempo óptimo estaría entre 124 y 47 s . Obsérvese que si el gradiente es cero el tiempo sería infinito, esto es no hay mezcla, lo cual es obvio.

Gradientes óptimos para mezcla rápida

Amirtharajah y Trussler (1986) partiendo de la expresión de Kolmogoroff antes presentada:

$$\eta = \left(\frac{v'}{\rho \epsilon} \right)^{1/3} \quad (III-5)$$

Hallaron que la mínima eficiencia de la mezcla se consigue con rangos de gradientes entre 800 y 1000 s^{-1} o entre 3000 y 5000 s^{-1} . Estos rangos de gradiente no deben usarse. Por tanto para mezcla por coagulación de barrido podrían seleccionarse gradientes de 400 a 800 s^{-1} , tiempos de 30 a 180 segundos y con coagulación por adsorción-desestabilización gradientes entre 1000 y 3000 s^{-1} y tiempos de 1 a 5 segundos (los mayores tiempos para los gradientes más bajos).

Los polímeros requieren bajos gradientes entre 400 y 800 s^{-1} con tiempos de 30 a 60 segundos (los mayores tiempos para los más bajos gradientes). Sin embargo, el mantener estos gradientes por tan largo tiempo suele dificultarse en la práctica y por tanto deben tomarse como una tendencia hacia la que hay que acercarse pero no como una norma absoluta, pues se encuentran buenas eficiencias con valores inferiores a estos. Se ha demostrado que altos gradientes (mayores de 1000 s^{-1}) son perjudiciales para la mezcla de polímeros.

Métodos para realizar la mezcla rápida

En plantas de tratamiento la mezcla rápida se puede realizar en dos formas:

- Con mezcladores de flujo de pistón.
- Con retromezcladores.

En los primeros, la adición de coagulantes se hace al pasar la masa de agua por un punto determinado, en el cual se produce una fuerte turbulencia inducida por un aparato hidráulico (orificio, vertedero, constricción, etc.).

En los segundos, el agua es retenida en una cámara especial por un tiempo de detención nominal V/Q de 10-120 segundos, en donde se aplican los coagulantes, mientras se agita con una turbina o paleta rotatoria o cualquier otro sistema para crear turbulencia.

La diferencia entre ambos métodos es amplia. En los retromezcladores, el agua que entra y acaba de ser dosificada con el coagulante, se mezcla con el agua previamente retenida en la cámara y que hace algún tiempo recibió la dosis de coagulante. Esto produce una interacción entre los compuestos químicos iniciales, que se forman en la masa de agua que llega y los previamente formados en la masa de agua retenida en el tanque.

En los reactores de flujo de pistón, en cambio, no parece existir este fenómeno, pues, el flujo a medida que va pasando va recibiendo su inyección de coagulante, y la intermezcla entre las masas de agua es mínima.

En ambos casos la turbulencia puede crearse hidráulica o mecánicamente, esto es, utilizando la energía cinética que trae el agua o introduciendo en el flujo energía procedente de una fuente externa.

Mezcladores de flujo de pistón

Pueden ser de dos tipos: hidráulicos y mecánicos. Los primeros pueden ser a) Resalto hidráulico; b) Canaleta Parshall; c) Vertederos; d) Mezcladores estáticos de inserción; e) difusores. Entre los segundos se destacan los mezcladores en línea y retromezcladores de turbina.

a. Resalto hidráulico

Ya en 1927, Lewy y Ellms habían propuesto el uso del resalto hidráulico como sistema de mezcla rápida. Este es el que se produce en un canal rectangular en el que se pasa abruptamente de un régimen supercrítico con una altura h_1 a un régimen subcrítico con una altura h_2 . Los tirantes h_1 y h_2 se llaman alturas conjugadas y se determinan así.

$$\frac{h_1}{h_2} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8 NF} - 1) \quad (III-6)$$

En donde NF es el número de Froude expresado así:

$$NF = \frac{v}{\sqrt{g b}} \quad (III-7)$$

En donde,

v = velocidad del flujo

g = gravedad

b = altura de la lámina de agua

SUBSTANCIAS QUIMICAS EMPLEADAS EN LA COAGULACION

Se les clasifica como: 1o. Coagulantes, 2o. Modificadores de pH y 3o. Ayudantes de coagulación

COAGULANTES

- . Sulfato de aluminio; $Al_2(SO_4)_3 \cdot 18H_2O$
- . Cloruro férrico; $FeCl_3$
- . Sulfato ferroso $FeSO_4 \cdot 7H_2O$
- . Sulfato férrico $Fe_2(SO_4)_3$
- . Clorosulfato férrico

MODIFICADORES DE pH

- . Oxido de calcio o cal viva (CaO)
- . Hidróxido de calcio, $Ca(OH)_2$
- . Carbonato de sodio, Na_2CO_3
- . Hidróxido de sodio, $Na(OH)$
- . Gas carbónico, CO_2
- . Ácido sulfúrico, H_2SO_4
- . Ácido clorhídrico, HCl

AYUDANTES DE COAGULACION

- 1.- Polímeros no iónicos
 - a) Óxidos de polietileno
 - b) Poliacrilamida
- 2.- Polielectrolitos aniónicos
 - a) Ácido poliacrílico
 - b) Poliacrilamida dralizada
 - c) Sulfonato de poliestireno
- 3.- Polielectrolitos catiónicos
 - a) Cat-floc (polidialildimetilamonio)
 - b) Imina de polietileno

MECANISMOS DE COAGULACION

- 1.- Compresión de la doble capa
- 2.- Adsorción y neutralización de la capa
- 3.- Coagulación por puente químico
- 4.- Coagulación por incorporación (o de barrido, o captura de un precipitado)

Sustancias químicas usadas para coagulación

NOMBRE Y FÓRMULA	NOMBRE COMÚN	FORMA DE EMPAQUE	MATERIALES ADECUADOS DE MANEJO	FORMAS DISPONIBLES	DENSIDAD kg/m ³	SOLUBILIDAD kg/m ³	CONCENTRACIÓN COMERCIAL %	CARACTERÍSTICAS
SULFATO DE ALUMINIO $Al_2(SO_4)_3 \cdot 14H_2O$	ALUMBRE	Bolsas de 45-91 kg; barriles de 136-181 kg; granel; carrotanques	SECO. Hierro, acero, plomo recubierto con caucho, silicio, asfalto, acero inoxidable 316	Polvo, granular, terrones, líquido de color marfil	609-721 961-1009 993-1073 1.2 kg/L	303 (16 °C)	15-22 (Al_2O_3)	pH = 3.4 en solución al 1%.
CLORURO FÉRICO $FeCl_3$	FERRICLORO CLORURO DE HIERRO	Canecas de 19-49L, carrotanques	Vidrio, caucho, cerámica, resinas sintéticas	Jarabe carmelita oscuro.	1009	Total	37-47 ($FeCl_3$) 20-21 (Fe)	
$FeCl_3 \cdot 6H_2O$	CLORURO FÉRICO CRISTALINO	Barriles de 136 kg	-	Cristales amarillos carmelitosos.	-	-	59-61 ($FeCl_3$) 20-21 (Fe)	Higroscópico. se almacena en recipientes herméticos, no se dosifica en seco. pH óptimo 4-11
$FeCl_3$	CLORURO FÉRICO ANHIDRO	Barriles de 45-136-181-227 kg	-	Polvo verde negro.	-	-	98 ($FeCl_3$) 34 (Fe)	
SULFATO FÉRICO $Fe_2(SO_4)_3 \cdot 9H_2O$	FERRI FLOC FERRI SUL	Bolsas, barriles de 45-79-181-193 kg.	Cerámica, plomo plástico, caucho, acero inoxidable 18-8	Polvo con gránulos rojo-carmelitosos	1121	Soluble en 2-4 partes de agua fría	90-94 ($Fe_2(SO_4)_3$) 25-26 (Fe)	Semihigroscópico coagulante a pH = 3.5-11.0
SULFATO FERROSO $FeSO_4 \cdot 7H_2O$	COPERAS VITRIOL-VERDE	Bolsas, barriles, granel	Asfalto, concreto, plomo, estaño, madera.	Cristales verdes, granular, terrones.	1009-1057	-	55 ($FeSO_4$) 20 (Fe)	Higroscópico pH óptimo 8.5-11.0
SULFATO DE ALUMINIO AMONIACAL $Al_2(SO_4)_3 (NH_4)_2 SO_4 \cdot 24H_2O$	Alumbre amoniacal Alumbre cristal	Bolsas; barriles; granel.	Duriron, plomo, caucho, silicio, hierro, cerámica.	Terrones, grano grueso, grano fino, polvo.	1025-1029 993 1041 961	36 (0 °C) 995 (100 °C)	11 (Al_2O_3)	pH = 3.5 en solución al 3.5%
SULFATO DE ALUMINIO POTÁSICO	Alumbre potásico	Bolsas plomo recubierto, granel	Plomo, plomo recubierto con caucho, cerámica	Terrones granulados, polvo.	993-1073 961-1041 961	60 (0 °C) 120 (20 °C) 168 (30 °C)	10-11 (Al_2O_3)	pH = 3.5 en solución al 3.5%.

Sustancias químicas usadas para coagulación

NOMBRE Y FÓRMULA	NOMBRE COMÚN	FORMA DE EMPAQUE	MATERIALES ADECUADOS DE MANEJO	FORMAS DISPONIBLES	DENSIDAD kg/m ³	SOLUBILIDAD kg/m ³	CONCENTRACIÓN COMERCIAL %	CARACTERÍSTICAS
ALUMINATO DE SODIO Na ₂ Al ₂ O ₄	Alumbre soda	Bolsas; barriles 45-113-200-227 kg: solución.	Hierro, plástico, caucho, acero	Polvo carmelita, líquido	801-961	360 (20 °C) 395 (30 °C)	70-80 (Na ₂ Al ₂ O ₄)	Requiere tolva con agitación para dosificación en seco
SILICATO DE SODIO Na ₂ SiO ₃	Vidrio líquido o vidrio soluble	Barriles, granel, carrotanques	Hierro fundido, caucho, acero	Líquido viscoso opaco	-	Completa	-	pH = 12.3 en solución al 1%
BENTONITA	Arcilla coloidal	Bolsas de 45 kg, granel	Hierro, acero	Polvo granular, varios tamaños	961	Insoluble	-	-
ÓXIDO DE CALCIO CaO	Cal viva	Bolsas; barriles; granel.	Acero, concreto, madera, caucho.	Polvo granular.	881-1201	Pobre	70-96 (CaO)	Alcalina, incrustante
HIDRÓXIDO DE CALCIO, Ca(OH) ₂	Cal apagada	Bolsas, granel.	Caucho, Hierro, concreto	Polvo	320-801	Pobre	82-93 (Ca(OH) ₂)	Alcalina, incrustante
POLÍMERO CATIONICO	Varios	Barriles, carrotanques	Acero tipo 18-8, acero recubierto de caucho, plástico reforzado con fibra de vidrio	Líquido viscoso	1041-1201	Completa	Varias	Acido alcalino, requiere dilución para su uso
POLÍMEROS ANIÓNICOS	Varios	Bolsas de 23 kg	-	La mayoría secos	705-737	Se recomienda solución 0 1-0 5%	La mayoría 100	Higroscópico
POLÍMEROS NO IÓNICOS	Varios	Bolsas de 23 kg.	-	La mayoría secos	705-737	Se recomienda solución 0 1-05%	La mayoría 100	Higroscopico

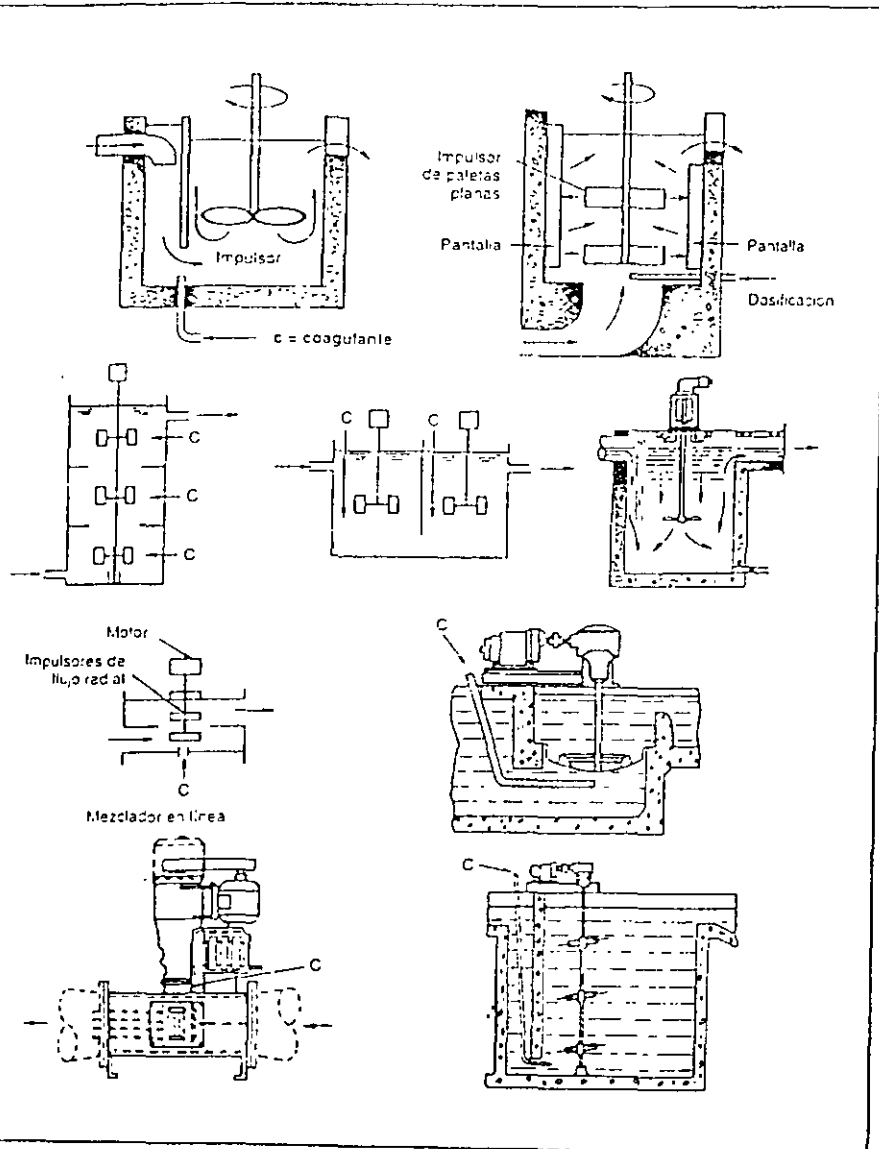
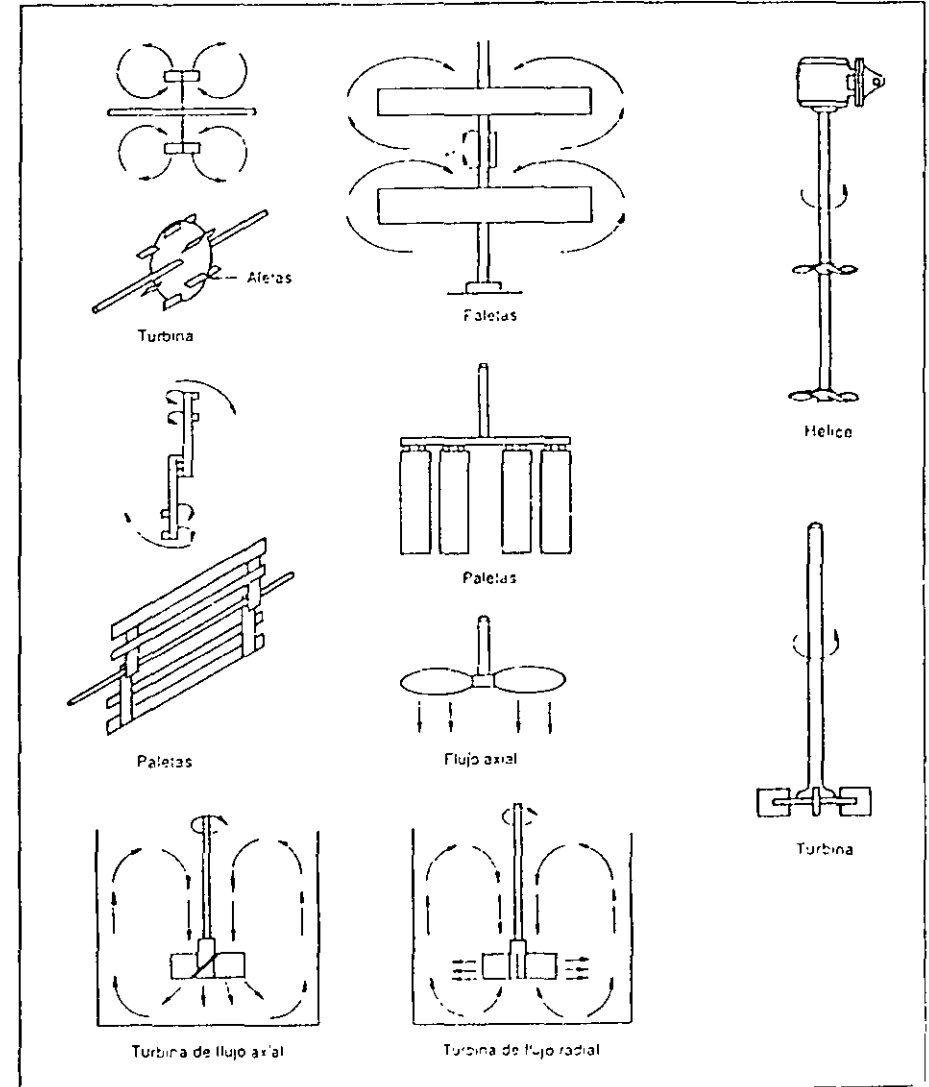


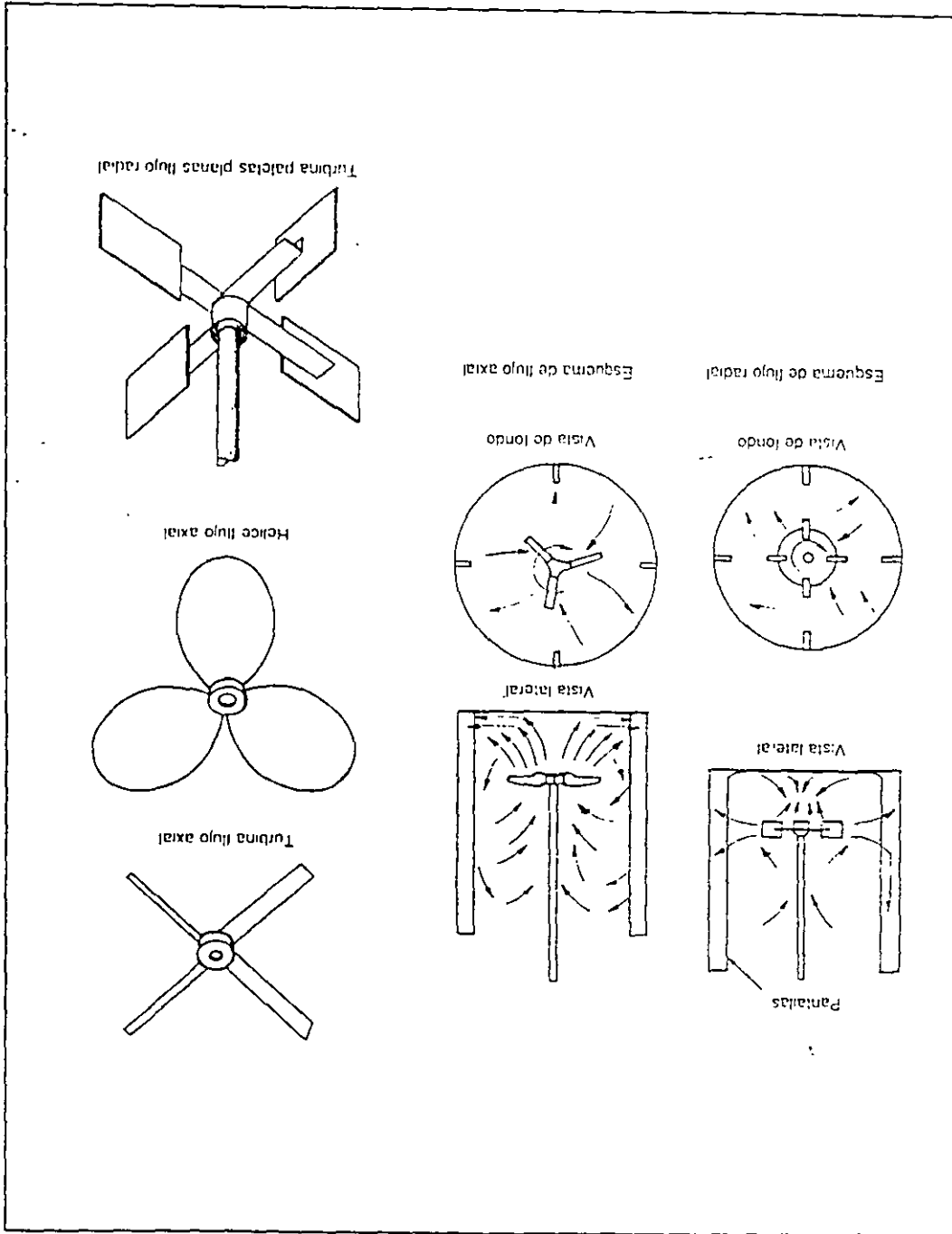
Figura 3.1 Mezcladores mecánicos (1,3,57)



Las flechas indican las trayectorias de flujo creadas por las unidades de agitación. Las unidades de paletas imparten movimiento rotatorio al agua, así como cierta turbulencia interna (1)

Figura 3.2 Tipos de agitadores

Figura 3.3 Tipos de agitadores.



3.4 CONSIDERACIONES DE DISEÑO

La principal observación formulada, con respecto al diseño de mezcla rápida, radica en la importancia de dispersar uniformemente el coagulante en el agua cruda de manera que se evite el subtratamiento o el sobretreatamiento.

El tiempo y el grado de mezcla han sido considerados como los factores más importantes en el diseño; sin embargo, consideraciones adicionales sobre el mecanismo de la coagulación y la cinética de las reacciones de coagulación son también necesarias. Según Amirtharajah (50), la coagulación en el agua, con alumbre, ocurre predominantemente mediante dos mecanismos: adsorción de las especies hidrolizadas solubles sobre el coloide, con la consecuente desestabilización de éste, y coagulación de barrido, en la cual el coloide es atrapado dentro del hidróxido de aluminio precipitante. La figura 3.5 presenta un esquema de dichos mecanismos. En

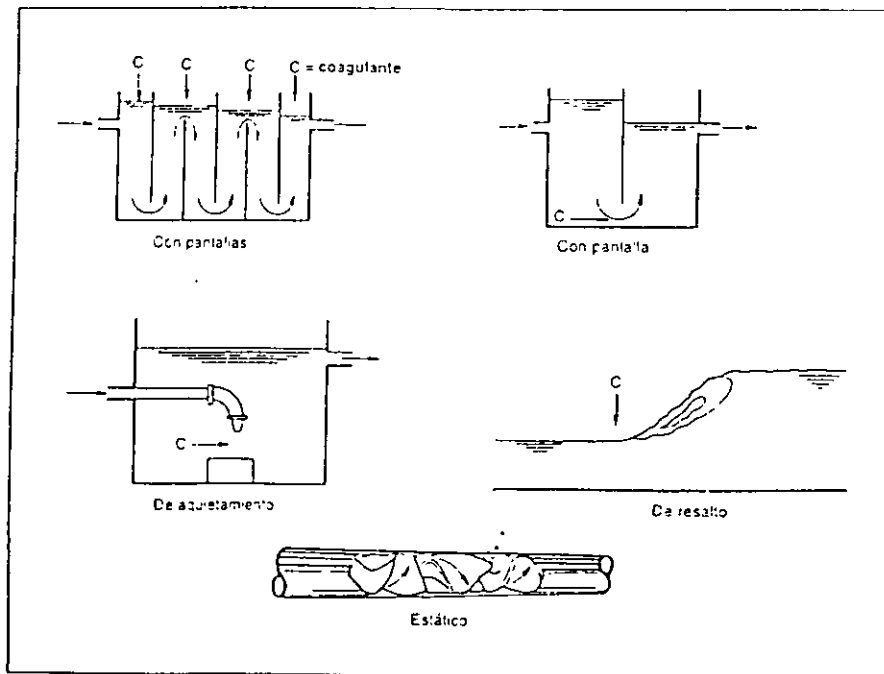


Figura 3.4 Mezcladores hidráulicos

la adsorción-desestabilización las reacciones son muy rápidas; ocurren en microsegundos si no hay formación de polímeros, y en un segundo si se forman polímeros.

La coagulación de barrido es más lenta y ocurre en 1 a 7 segundos. Por lo tanto, para adsorción-desestabilización los coagulantes deben dispersarse en el agua cruda tan rápido como sea posible, en menos de 1 segundo. Para la coagulación de barrido no son muy importantes tiempos tan extremadamente cortos puesto que la coagulación ocurrirá predominantemente por entrapamiento de los coloides dentro del precipitado del coagulante.

Lo anterior explica por qué algunos estudios recomiendan la mezcla instantánea del coagulante, con mezcladores en línea o de flujo en pistón, mientras en otros informes se ha encontrado que el tiempo óptimo de mezcla fue de varios minutos y que su instantaneidad no era esencial para una buena floculación.

Probablemente la coagulación de un agua cruda sea el resultado de la ocurrencia simultánea de ambos mecanismos de coagulación. Como las recomendaciones de diseño no distinguen entre ellos, se observan criterios o guías muy diferentes para el dimensionamiento de cámaras y equipos de mezcla rápida.

3.5 ECUACIONES PARA DISEÑO

El modelo básico de diseño fue formulado por Camp y Stein en 1943 y, aunque se reconoce que el concepto del gradiente de velocidad no es completamente adecuado para el diseño de mezcladores rápidos, sigue siendo el criterio más usado en la práctica. El gradiente de velocidad es ampliamente aceptado, como un medio para calcular los requerimientos energéticos de mezcla.

Los gradientes de velocidad pueden calcularse con las ecuaciones siguientes:

— Para mezcladores hidráulicos:

$$G = \sqrt{\frac{gH}{\nu T}} = \sqrt{\frac{\rho g H}{\mu T}} = \sqrt{\frac{\gamma H}{\mu T}} \quad (3.1)$$

— Para mezcladores mecánicos:

$$G = \sqrt{\frac{P}{\mu V}} \quad (3.2)$$

donde: G = gradiente de velocidad, s⁻¹
 g = aceleración de la gravedad, m/s²
 H = pérdida de energía debida a la fricción, m
 ν = viscosidad cinemática del agua, m²/s
 T = tiempo de retención, s

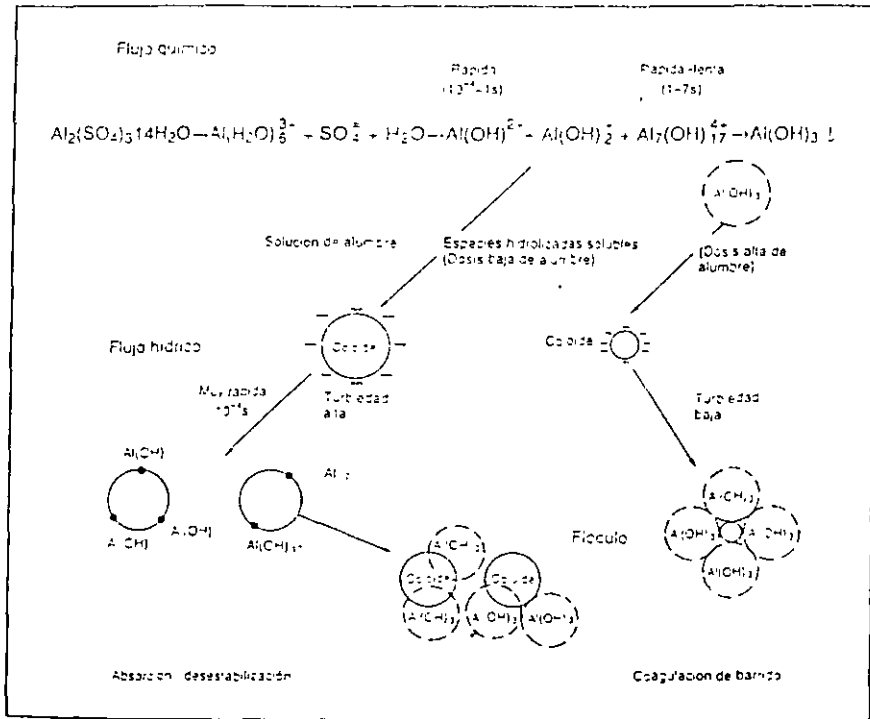


Figura 3.5 Mecanismos de coagulación (50)

P = potencia introducida al agua, W
 V = volumen del tanque, m³
 μ = viscosidad dinámica del agua, N s/m², kg/m s, Pa . s
 γ = peso específico del agua, N/m³
 ρ = densidad del agua, kg/m³

Según Rushton, la potencia requerida para establecer condiciones de turbulencia completa en un tanque de mezcla rápida, N_{RE} > 100000, se puede determinar por la relación siguiente:

$$P = K\rho N^3 d^5 \quad (3.3)$$

donde: P = potencia requerida, W
 K = constante
 ρ = densidad del agua, kg/m³
 d = diámetro del impulsor, m
 N = velocidad del impulsor, revoluciones/s

El número de Reynolds está dado por:

$$N_{RE} = \frac{\rho N d^2}{\mu} \quad (3.4)$$

donde: d = diámetro del impulsor, m
 N = revoluciones/s
 ρ = densidad del líquido, kg/m³
 μ = viscosidad dinámica, N s/m², kg/ms, Pa . s

El valor de la constante K depende del tipo, forma y tamaño del impulsor, del número de baffles y demás variables no incluidas en la ecuación de potencia; se debe determinar experimentalmente. El cuadro 3.1 incluye los valores de K, en régimen turbulento, para diferentes tipos de impulsores, con eje de rotación en el centro de tanques cilíndricos de fondo plano, profundidad del líquido igual al diámetro del tanque, elevación del impulsor sobre el fondo del tanque igual al diámetro del impulsor; tanque con 4 baffles sobre sus paredes, cada uno de ancho igual a 1/10 del diámetro del tanque y diámetro del impulsor igual a 1/3 del diámetro del tanque

La potencia introducida al agua por unidad de volumen es una medida aproximada de la efectividad de la mezcla, con base en el hecho de que más potencia crea más turbulencia y mayor turbulencia origina mayor mezcla. En general, un impulsor pequeño de alta velocidad produce alta turbulencia en un flujo bajo y es apropiado para dispersar cantidades pequeñas de coagulante o de gas; por el contrario, un impulsor lento, grande, produce baja turbulencia en flujos grandes y es apropiado para la floculación (32).

Cuadro 3.1
Valores de K para impulsores en tanques con baffles, régimen turbulento (5)

IMPULSOR	K
Hélice pitch cuadrado 3 aletas*	0,32
Hélice pitch = 2/3 aletas	1,00
Turbina 6 aletas planas	6,30
Turbina 6 aletas curvas	4,80
Turbina ventilador, 6 aletas	1,65
Turbina 6 aletas punta de flecha	4,00
Turbina paletas planas 2 caletas	1,70
Turbina de impulsor encerrado 6 aletas curvas	1,08
Turbina de impulsor encerrado con estator (sin baffles)	1,12

*Un impulsor de hélice, en movimiento giratorio, describe una hélice en un fluido. Dependiendo de la inclinación de las aletas de la hélice, el fluido será desplazado longitudinalmente una distancia fija en cada revolución del impulsor. La relación entre dicha distancia y el diámetro del impulsor recibe el nombre de pitch, el impulsor tiene un pitch cuadrado cuando esta relación es igual a 1.

De las ecuaciones anteriores se deduce que:

$$G \propto N^{1.5} \quad (3.5)$$

Según Letterman y otros, para optimizar la mezcla rápida se puede usar la expresión siguiente:

$$GT_0 C^{1.45} = 5,9 \times 10^5 \quad (3.6)$$

donde: T_0 : tiempo óptimo de mezcla rápida, s
C : dosis de alumbre, mg/L

La ecuación anterior, como lo señala Amirtharajah (50), no ha sido demostrada para diferentes condiciones de coagulación. Fue desarrollada para coagulación, con alumbre, de suspensiones coloidales de carbón activado y sirve como criterio adicional en el diseño de mezcladores rápidos.

3.6 CRITERIOS PARA DISEÑO

Según el *Manual de diseño de plantas de tratamientos de agua* de la AWWA (1), los criterios de diseño son los incluidos en el cuadro 3.2.

Cuadro 3.2
Tiempo de contacto y gradiente de velocidad para mezcla rápida

TIEMPO DE CONTACTO, s	G, s^{-1}
20	1000
30	800
40	700
>40	700

El Instópal (24) recomienda los parámetros siguientes para el diseño de mezcladores rápidos mecánicos:

- Tiempo de retención = 10-90 s
- Número de Reynolds = 100000
- Velocidad tangencial de las paletas = 0.6 m/s
- Longitud de las paletas = 1/3 del ancho o diámetro del tanque
- "Para que la mezcla sea completa, el agua entrará por la parte inferior del tanque y saldrá por la parte superior. Para lograr la entrada por la parte inferior, en muchos casos será necesario colocar una pantalla a la entrada del mezclador".
- El mezclador debe tener desagües para la limpieza.

La misma referencia recomienda, para cañaletas Parshall, una velocidad de agua en la garganta mayor de 2 m/s. Las normas o estándares de los Diez Estados (25) recomiendan el uso de mezcladores mecánicos con períodos de retención menores de 30 segundos y localizados lo más cerca posible del tanque de floculación.

Según Arboleda (26) para mezcladores hidráulicos son más aconsejables gradientes de velocidad entre 1000 y 2000 s^{-1} ; y cuando se utilizan cañaletas Parshall, como sistema de mezcla rápida, la descarga debe ser libre

y la profundidad del agua en la zona convergente de la canaleta debe hacerse mayor de 35 cm, para canaletas de ancho de garganta mayor o igual a 30 cm, con lo cual se obtienen pérdidas de energía mayores de 10,5 cm.

3.7 MEZCLA RÁPIDA CON UNA TURBINA

Ejemplo. Hallar las dimensiones del mezclador rápido, equipado con una turbina de 6 aletas planas, para una planta de purificación que trata 500 L/s. La dosis óptima de alumbre es de 50 mg/L; la temperatura media del agua, de 15°C.

Según la ecuación de Letterman, ecuación 3.6:

$$GT = 5,9 \times 10^6 / C^{1,45} = 5,9 \times 10^6 / (50)^{1,45} = 19\,514$$

Se adopta:

$$G = 1\,000 \text{ s}^{-1}$$

$$T = 20 \text{ s}$$

Los valores anteriores de G y T son satisfactorios según la AWWA (cuadro 3.2).

El volumen de la cámara sería:

$$V = 0,5 \times 20 = 10 \text{ m}^3$$

Para una cámara cilíndrica las dimensiones recomendadas por Richter (12) son:

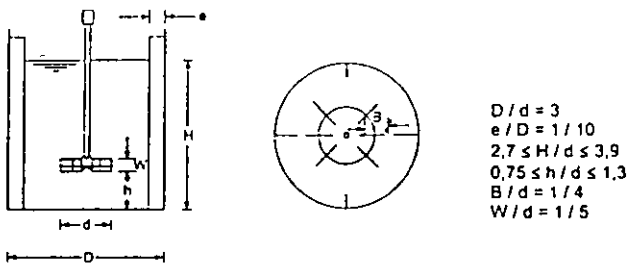


Figura 3.6 Dimensiones mezclador rápido.

Suponiendo:

$$\frac{D}{d} = 3; \frac{H}{d} = 3; \text{ se tiene: } H = D$$

Por lo tanto,

$$\frac{\pi D^3}{4} = 10; \quad D = 2,34 \text{ m}$$

El diámetro de la turbina sería:

$$d = \frac{D}{3} = 0,78 \text{ m}$$

La potencia requerida, según la ecuación 3.2:

$$P = G^3 V \mu = (1000)^2 \times 10 \times 1,139 \times 10^{-3} = 11390 \text{ W}$$

Con una eficiencia del motor del 80%,

$$P = \frac{11390}{0,8 \times 1000} = 14,24 \text{ kW}$$

Se adopta un motor de 15 kW.

La velocidad de rotación, según la ecuación 3.3:

$$N = \left(\frac{P}{K \rho d^5} \right)^{1/3} = \left[\frac{11390}{6,3 \times 1000 (0,78)^5} \right]^{1/3} = 1,84 \text{ RPS} = 110 \text{ RPM}$$

Las demás dimensiones serían:

$$H = D = 2,34 \text{ m}$$

$$W = \frac{d}{5} = \frac{0,78}{5} = 0,16 \text{ m}$$

$$h = d = 0,73 \text{ m}$$

$$e = \frac{D}{10} = 0,23 \text{ m}$$

El dimensionamiento anterior es similar al recomendado a continuación (6G) (ver figura 3.7).

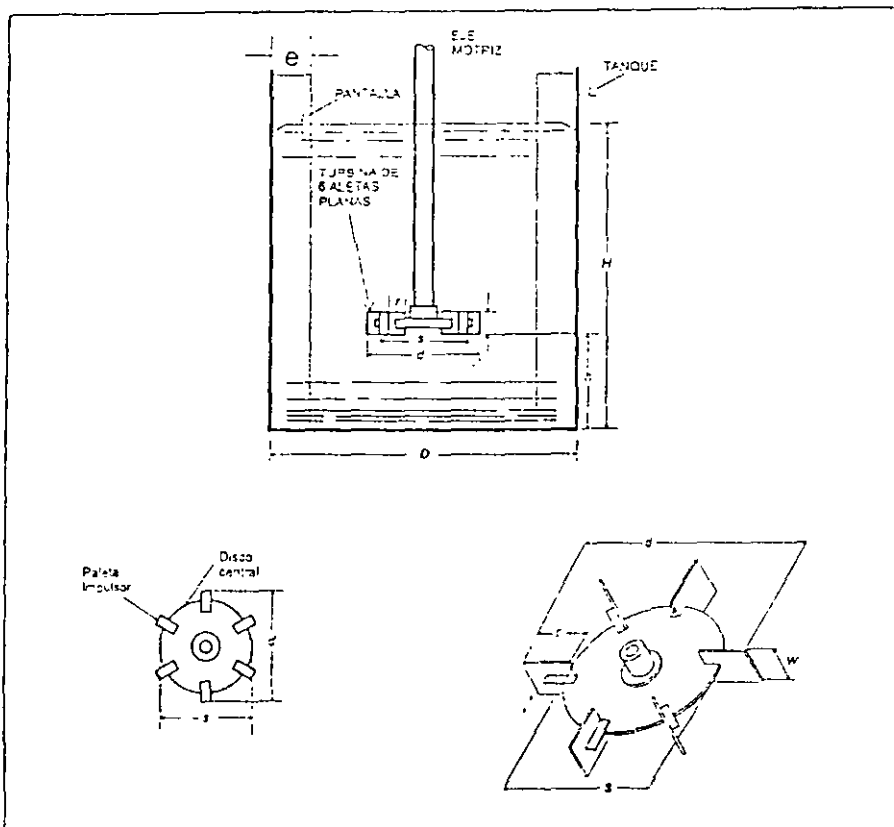


Figura 3.7 Dimensiones para mezclador rápido de turbina de 6 aletas planas

NOTAS:

— Diámetro del impulsor:

$$d = \frac{D}{3}$$

— Altura del impulsor sobre el fondo:

$$h = d$$

— Ancho de la paleta del impulsor:

$$W = \frac{d}{5}$$

— Longitud de la paleta del impulsor:

$$r = \frac{d}{4}$$

— Altura del fluido:

$$H = D$$

— Número de pantallas: 4, montadas verticalmente desde el fondo hasta la superficie.

— Ancho de las pantallas:

$$e = \frac{D}{10}$$

— Diámetro del disco central:

$$s = \frac{D}{4}$$

3.8 MEZCLA RÁPIDA EN CANAL RECTANGULAR CON RESALTO HIDRÁULICO

Ejemplo (12). Dimensionar un canal de mezcla rápida para una planta de purificación que trata 165 L/s en una primera etapa y 330 L/s en una segunda etapa. Las condiciones de diseño son las de la figura 3.8.

Para la primera etapa:

$$E_o = 0,90 \text{ m}$$

$$E_1 = h_1 + \frac{V_1^2}{2g} \quad (3.7)$$

$$V_1 = \frac{Q}{A_1} = \frac{Q}{Bh_1} = \frac{q}{h_1} \quad (3.8)$$

$$q = \frac{0,165}{1,0} = 0,165 \text{ m}^3/\text{s.m}$$

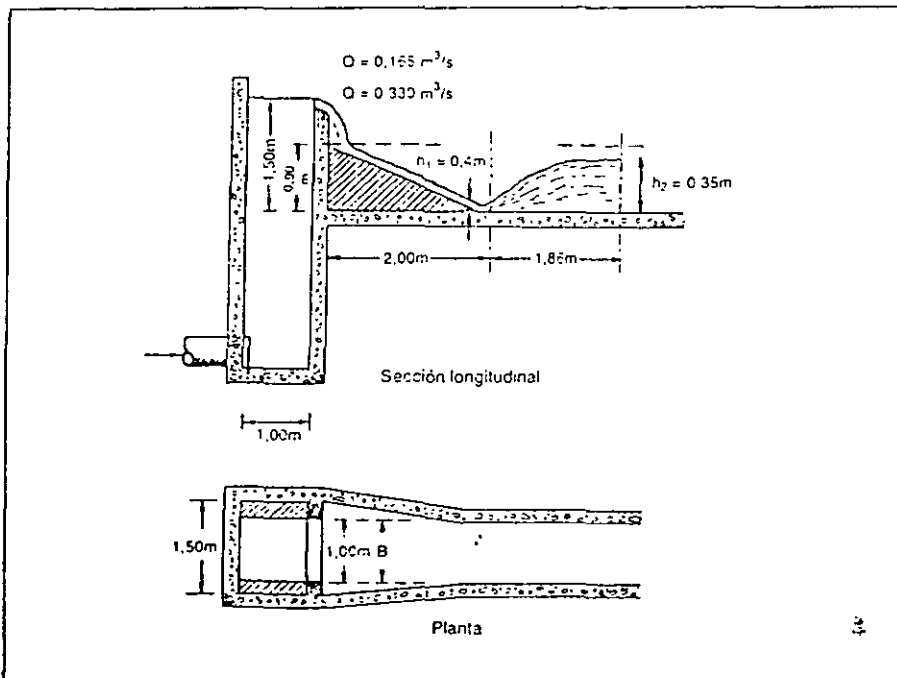


Figura 3.8 Configuración del resalto en un canal de mezcla rápida.

De las ecuaciones 3.7 y 3.8 se obtiene:

$$E_1 = E_o = \frac{q}{V_1} + \frac{V_1^2}{2g} \quad (3.9)$$

La solución de la ecuación anterior está dada por:

$$V_1 = 2 \sqrt{\frac{2gE_o}{3}} \cos \frac{\theta}{3} \quad (3.10)$$

donde:

$$\cos \theta = - \frac{gq}{\left(\frac{2gE_o}{3}\right)^{1,5}} \quad (3.11)$$

O sea,

$$\cos \theta = - \frac{9,8 \times 0,165}{\left(\frac{2 \times 9,8 \times 0,9}{3}\right)^{1,5}} = -0,11$$

Por lo tanto,

$$\theta = 96,51$$

$$\cos(\theta/3) = 0,85$$

Reemplazando en la ecuación 3.10:

$$V_1 = 2 \sqrt{\frac{2 \times 9,8 \times 0,9}{3}} \times 0,85 = 4,1 \text{ m/s}$$

$$h_1 = \frac{q}{V_1} = \frac{0,165}{4,1} = 0,04 \text{ m}$$

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g h_1}} = \frac{4,1}{\sqrt{9,8 \times 0,04}} = 6,5 \text{ (flujo supercrítico)}$$

Para resalto estable en canales rectangulares: $F_1 = 4,5 - 9,0$;

Además:

$$h_2 = \frac{h_1}{2} \left(\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1 \right) \quad (3.12)$$

De la ecuación anterior:

$$h_2 = \frac{0,04}{2} \left(\sqrt{1 + 8(6,5)^2} - 1 \right) = 0,35 \text{ m}$$

La pérdida en el resalto se calcula, según Belanger, por:

$$h = \frac{(h_2 - h_1)^3}{4 h_1 h_2} \quad (3.13)$$

$$h = \frac{(0,35 - 0,04)^3}{4 \times 0,35 \times 0,04} = 0,53 \text{ m}$$

La longitud del resalto, según Smetana, está dada por:

$$L = 6(h_2 - h_1) \quad (3.14)$$

$$L = 6(0,35 - 0,04) = 1,86 \text{ m}$$

El tiempo de mezcla está dado por:

$$T = \frac{L}{V_2} \quad (3.15)$$

$$V_2 = \frac{q}{h_2} = \frac{0,165}{0,35} = 0,47 \text{ m/s}$$

$$T = \frac{1,86}{0,47} = 4 \text{ s}$$

El gradiente de velocidad, según la ecuación 3.1:

$$G = \sqrt{\frac{\gamma h}{\mu t}}$$

$$G = \sqrt{\frac{9.800 \times 0,53}{1,139 \times 10^{-3} \times 4}} = 1068 \text{ s}^{-1}$$

Para la segunda etapa:

$$q = 0,330 \text{ m}^3/\text{s m}$$

$$\cos \theta = -\frac{9,8 \times 0,330}{\left(\frac{2 \times 9,8 \times 0,9}{3} \right)^{1,5}} = -0,23$$

$$\theta = 103,11$$

$$\cos(\theta/3) = 0,83$$

$$V_1 = 2 \sqrt{\frac{2 \times 9,8 \times 0,9}{3}} \times 0,83 = 4,00 \text{ m/s}$$

$$h_1 = \frac{0,330}{4,0} = 0,08 \text{ m}$$

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g h_1}} = \frac{4}{\sqrt{9,8 \times 0,08}} = 4,52$$

De la ecuación 3.12:

$$h_2 = \frac{0,68}{2} \left[\sqrt{1 + 8(4,52)^2} - 1 \right] = 0,47 \text{ m}$$

De la ecuación 3.13:

$$h = \frac{(0,47 - 0,68)^3}{4 \times 0,47 \times 0,68} = 0,39 \text{ m}$$

De la ecuación 3.14:

$$L = 6(0,47 - 0,68) = 2,34 \text{ m}$$

$$V_2 = \frac{q}{h_2} = \frac{0,330}{0,47} = 0,70 \text{ m/s}$$

De la ecuación 3.15:

$$T = \frac{2,34}{0,70} = 3,3 \text{ s}$$

De la ecuación 3.1:

$$G = \sqrt{\frac{9800 \times 0,39}{1,139 \times 10^{-3} \times 3,3}} = 1009 \text{ s}^{-1}$$

3.9 MEZCLA RÁPIDA EN VERTEDEROS RECTANGULARES

La metodología de cálculo fue formulada por Richter (34) con las siguientes limitaciones:

- Vertedero rectangular, sin contracciones laterales, en caída libre
- Relación P/h_c (ver figura 3.9) la menor posible, para reducir la pérdida de energía en la caída libre de la lámina vertedora.
- Para que el vertedero rectangular pueda ser utilizado como aforador, la relación P/h_c debe ser mayor de 3.
- Plantas pequeñas, caudal constante y flujo por gravedad.

La figura 3.9 representa la configuración del flujo y del resalto hidráulico en un vertedero rectangular sin contracciones laterales, extendido a todo lo ancho del canal, en caída libre.

Para asegurar una dispersión homogénea y continua del coagulante en toda la masa de agua cruda, el coagulante debe aplicarse sobre la sección 1, a una distancia L_m del vertedero. La aplicación del coagulante a una distancia menor de L_m no es recomendable, porque haría que parte del agua cruda recibiese una dosis mayor de coagulante y la restante una dosis menor. Cuando la lámina de agua llega al fondo, se divide en una corriente principal que se mueve hacia el frente y en una corriente secundaria que retorna haciendo que una masa de agua sea represada contra el vertedero. El chorro secundario arrastra un volumen igual de agua hacia el punto A y retorna la corriente a la misma tasa Q_3 haciendo que parte del agua cruda reciba una cantidad mayor de coagulante que la porción restante y disminuyendo consecuentemente la eficiencia de la coagulación. Sin embargo, debe reconocerse que si se aplica el coagulante a una distancia menor que L_m se aprovecha toda la energía del resalto disponible para la mezcla.

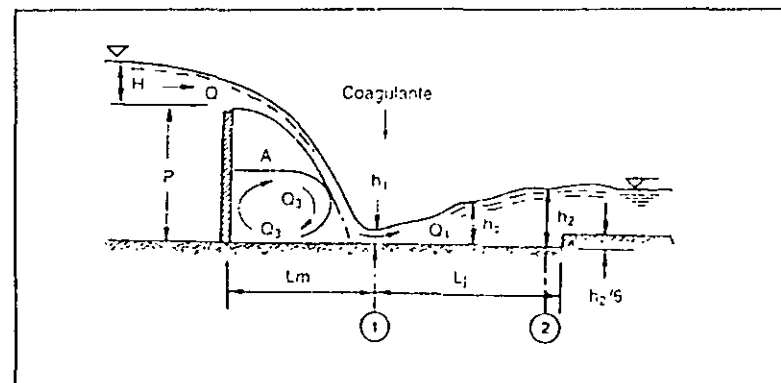


Figura 3.9 Configuración del resalto en un vertedero rectangular.

La distancia L_m puede calcularse, aproximadamente, por la ecuación de Scimemi, en función de la altura del vertedero P y de la altura de la lámina de agua H ,

$$L_m = 1,45 P^{0,34} H^{0,46} \quad (3.16)$$

El valor de L_m , calculado por la ecuación anterior, se incrementa para tener en cuenta la distancia adicional correspondiente al ancho de la lámina vertical en el punto de reposo.

Para vertederos rectangulares de pared gruesa se usa la ecuación siguiente, deducida experimentalmente:

$$L_m = 4,3 P^{0,1} h_c^{0,9} \quad (3.17)$$

La profundidad crítica de flujo, h_c , es:

$$h_c = \left(\frac{q^2}{g} \right)^{1/3} \quad (3.18)$$

El caudal, por unidad de ancho del vertedero, q , está dado por:

$$q = \frac{Q}{B} \quad (3.19)$$

Cuando hay resalto, la profundidad del agua en la sección 1 debe estar relacionada con la profundidad crítica, h_c , por la ecuación de White:

$$\frac{h_2}{h_c} = \frac{\sqrt{2}}{1,06 + \sqrt{\frac{P}{h_c} + 1,5}} \quad (3.20)$$

Las profundidades, antes y después del resalto, h_1 y h_2 , están relacionadas entre sí por:

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1}{2} \quad (3.12)$$

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g h_1}} \quad (3.21)$$

El número de Froude en la sección 1, F_1 , para que haya resalto estable y mezcla eficiente, debe estar comprendido entre 4,5 y 9,0. Los valores de V_1 y V_2 se calculan por las expresiones:

$$V_1 = \frac{q}{h_1} \quad (3.8)$$

$$V_2 = \frac{q}{h_2} \quad (3.22)$$

El valor de la pérdida de energía en el resalto, h , se puede calcular por la fórmula de Belanger:

$$h = \frac{(h_2 - h_1)^2}{4h_1 h_2} \quad (3.13)$$

La longitud del resalto, L_j , para resalto estable, se calcula por la fórmula de Smetana:

$$L_j = 6(h_2 - h_1) \quad (3.14)$$

El tiempo de mezcla T , se calcula así:

$$T = \frac{L_j}{V_m} \quad (3.23)$$

La velocidad media en el resalto, V_m , por:

$$V_m = \frac{V_1 + V_2}{2} \quad (3.24)$$

El gradiente de velocidad, por la ecuación convencional:

$$G = \sqrt{\frac{\gamma h}{\mu T}} \quad (3.1)$$

3.10 EJEMPLO

Calcular el gradiente de velocidad y el tiempo de mezcla rápida del vertedero rectangular sin contracciones esquematizado en la figura 3.10, para un caudal de:

$$120 \text{ L/s}; \mu = 1,307 \times 10^{-3} \text{Ns/m}^2$$

Solución:

$$q = \frac{Q}{B} = 0,120/0,50 = 0,24 \text{ m}^2/\text{s}$$

La profundidad crítica será, según la ecuación 3.18:

$$h_c = \left(\frac{q^2}{g} \right)^{1/3} = \left[\frac{(0,24)^2}{9,8} \right]^{1/3} = 0,18 \text{ m}$$

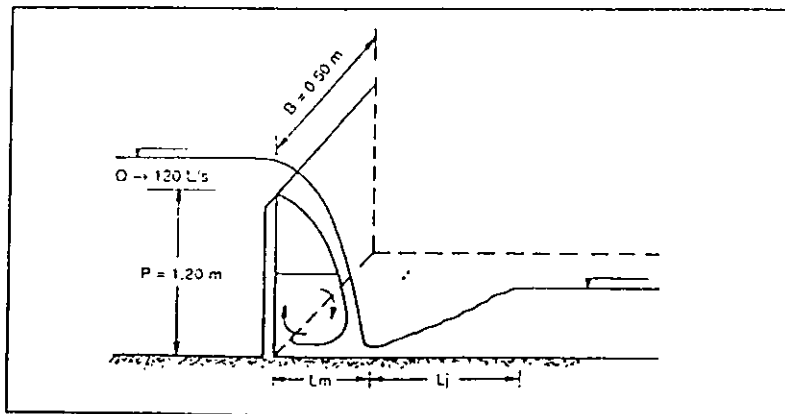


Figura 3.10 Esquema del vertedero rectangular para el ejemplo 3.10.

Las profundidades conjugadas serán, según la ecuación 3.20:

$$h_1 = \frac{\sqrt{2} h_c}{1,06 + \sqrt{\frac{P}{h_c} + 1,5}}$$

$$= \frac{\sqrt{2} \times 0,18}{1,06 + \sqrt{\frac{1,2}{0,18} + 1,5}} = 0,06 \text{ m}$$

Según la ecuación 3.8:

$$V_1 = \frac{q}{h_1} = \frac{0,24}{0,06} = 4 \text{ m/s}$$

Según la ecuación 3.21:

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gh_1}} = \frac{4}{\sqrt{9,8 \times 0,06}} = 5,22$$

Según la ecuación 3.12:

$$h_2 = \frac{h_1}{2} (\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1)$$

$$= \frac{0,06}{2} [\sqrt{1 + 8(5,22)^2} - 1] = 0,41$$

Según la ecuación 3.22:

$$V_2 = \frac{q}{h_2} = \frac{0,24}{0,41} = 0,59 \text{ m/s}$$

La pérdida de energía, según la ecuación 3.13

$$h = \frac{(h_2 - h_1)^3}{4h_1h_2} = \frac{(0,41 - 0,06)^3}{4 \times 0,06 \times 0,41} = 0,44 \text{ m}$$

La longitud del resalto, según la ecuación 3.14

$$L_j = 6(h_2 - h_1) = 6(0,41 - 0,06) = 2,10 \text{ m}$$

La velocidad media en el resalto, según la ecuación 3.24

$$V_m = \frac{V_1 + V_2}{2} = \frac{4 + 0,59}{2} = 2,30 \text{ m/s}$$

El tiempo de mezcla rápida, según la ecuación 3.23:

$$T = \frac{L_j}{V_m} = \frac{2,10}{2,30} = 0,91 \text{ s}$$

El gradiente de velocidad, según la ecuación 3.1

$$G = \sqrt{\frac{\gamma h}{\mu T}} = \sqrt{\frac{9800 \times 0,44}{1,307 \times 10^{-3} \times 0,91}} = 1904 \text{ s}^{-1}$$

3.11 EJEMPLO

Se desea hacer mezcla rápida de un agua con un agitador de 6 paletas planas de 0,5 m de diámetro. La viscosidad del agua es igual a $1,139 \times 10^{-3} \text{ N s/m}^2$, el valor de $K = 6,3$, el número de Reynolds igual a 500.000, $G = 700 \text{ s}^{-1}$ y el tiempo de retención, un minuto.

Determinar:

- Velocidad de rotación del agitador.
- Caudal.
- La potencia del motor para una eficiencia global del 62%.

Solución:

1. Velocidad de rotación del agitador, según la ecuación 3.4:

$$N = \frac{N_{RE} \mu}{\rho d^2} = \frac{(500.000) 1,139 \times 10^{-3}}{1.000 (0,5)^2} = 2,278$$

$$N = 2,28 \text{ RPS} = 137 \text{ RPM}$$

2. La potencia requerida para la mezcla, según la ecuación 3.3:

$$P = K_p N^3 d^5 = (6,3) 1000 (2,278)^3 (0,5)^5$$

$$P = 2327 \text{ W} = 3,1 \text{ HP}$$

3. El volumen del mezclador, según la ecuación 3.2:

$$V = \frac{P}{G^2 \mu} = \frac{2327}{(700)^2 1,139 \times 10^{-3}} = 4,17 \text{ m}^3$$

4. El caudal:

$$Q = \frac{V}{T} = \frac{4,17}{1} = 4,17 \text{ m}^3/\text{min} = 69,54 \text{ L/s}$$

5. La potencia del motor, para una eficiencia global del 62%:

$$P = \frac{2327}{0,62} = 3753 \text{ W} = 5,0 \text{ HP}$$



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO EN MANEJO INTEGRAL DE
AGUAS MUNICIPALES**

**MÓDULO IV
CA 086**

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

TEMA

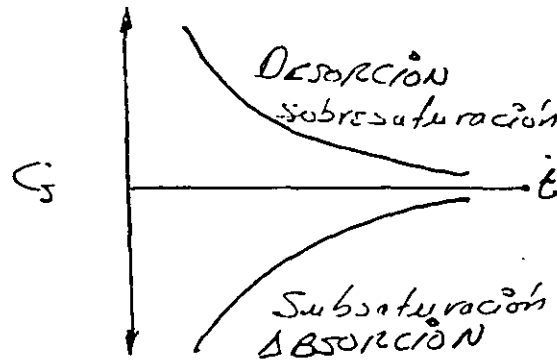
AIREACIÓN

**EXPOSITOR: M. EN C. EDUARDO IZURIETA RUIZ
PALACIO DE MINERÍA
JULIO DEL 2002**

VI AIREACIÓN

Es una operación unitaria de transferencia de gases entre el agua y el aire de la atmósfera (generalmente), transferencia que se realiza por Absorción y desorción, en resumen se puede decir que es el proceso de introducir aire al agua.

ABSORCIÓN Y DESORCIÓN



Por regla general mediante la aireación se puede eliminar cualquier elemento o sustancia que tiene el punto de ebullición menor que la temperatura ambiente del agua.

Tiene por objeto

- Eliminar gases que causan olores y sabores (H_2S , CH_4).
- Sustancias que motivan la acción corrosiva del agua (CO_2 , O_2 , H_2S).
- Sustancias que reaccionan o interfieren con los procesos de tratamiento (CO_2 interfiere con la Cal para ablandamiento
 $CO_2 + OH^- = HCO_3^- + OH^- = H_2O + CO_3^{2-}$)
El O_2 es generalmente de sobresaturación y el exceso del equilibrio se elimina solo.
- Oxidar hierro y manganeso
- Transferir oxígeno al agua para aumentar el oxígeno disuelto.
- Remover compuestos orgánicos volátiles que dañan la salud.

La aireación representa una de las operaciones de uso más intensivo de energía en los sistemas de tratamiento, mediante equipos de aireación difusa, equipos de turbina y aireadores mecánicos.

En purificación de agua se agrega oxígeno mediante aireación para la remoción del hierro y manganeso principalmente. En plantas de ablandamiento se utiliza la aireación para remover CO_2 antes de ablandar con cal. Aunque también se usa la aireación para la remoción de olores y sabores causados por sustancias volátiles en el agua, en la mayoría de los casos la aireación es poco efectiva en la solución de dichos problemas.

De acuerdo con esta ley y la teoría de la capa líquida estacionaria, la tasa de cambio en la concentración de una sustancia volátil se expresa por la ecuación.

$$\frac{dc}{dt} = -\frac{KA(C_s - C)}{V}$$

$\frac{dc}{dt}$ = tasa de cambio en la concentración mg/L*s

K = Coeficiente de transferencia de la sustancia volátil m/s

A = Área de contacto entre la fase gaseosa y la fase líquida m²

V = Volumen de la fase líquida m³

C_s = Concentración de saturación del gas en el líquido mg/L

C = Concentración del gas o sustancia volátil en el líquido mg/L

LEY DE DALTON (Ley de las presiones parciales)

"En una mezcla gaseosa, las moléculas de cada gas ejercen la misma presión que ejercerían si se encontraran solas y la suma de estas presiones parciales es igual a la presión total"

$$PV = V \sum P_p$$

V = Volumen de la mezcla

P = Presión total

P_p = Presión parcial

$$P_{\text{Total}} = P_a + P_b + P_c + \dots$$

Ejemplo:

Para el aire

$$O_2 = 20\% V = P_a = 0.20 \text{ atm}$$

$$N_2 = 79\% V = P_b = 0.79 \text{ atm}$$

$$CO_2 = 1\% V = P_c = 0.01 \text{ atm}$$

LEY DE HENRY

"La concentración de saturación de un gas en el agua es directamente proporcional a la concentración o presión, del gas en la atmósfera en contacto con el agua".

Ejemplo: Remoción del O₂ del agua por:

- a). Reducción de la presión parcial del O₂ arriba del agua.
- b). Incrementar la presión parcial de otros gases en el agua (Ej. No 2)

La velocidad de absorción de gas es proporcional al grado de substracción (déficit) del líquido o absorbente.

La aireación cumple sus objetivos de purificación del agua mediante el arrastre o barrido de las sustancias volátiles causando por la mezcla turbulenta del agua con el aire y por el proceso de oxidación de los metales y los gases.

El agua aireada es más agradable al paladar; la aireación reduce el nivel de CO₂ hasta unos 4.5 mg/L, pero la corrosión solo se previene si la alcalinidad del agua excede de 100 mg/L

Los principales aireadores utilizados comúnmente en purificación de aguas de pozos, son los de toberas, cascadas, canales inclinados y aireadores de bandejas. En aguas residuales se utilizan aireadores por difusores y aireadores mecánicos superficiales o sumergidos.

En el desarrollo de sistemas para transferencia de gases es de interés cancelar la cantidad total de transferencia que es posible y la tasa o rapidez con que se realiza.

Para que la transferencia tenga lugar, debe existir un gradiente de concentración entre las fases líquido y aire. Sin este gradiente, o sea con concentración en equilibrio, la transferencia no tendrá lugar.

De manera resumida se puede indicar que:

La transferencia de un gas es función de:

- 1.- Sobresaturación o subsaturación
- 2.- Área o volumen expuesto
- 3.- Coeficiente de transferencia del gas
- 4.- Temperatura y presión
- 5.- Tiempo

Las temperaturas altas aumentan la volatilidad de los compuestos y disminuyen su valor de saturación, la aireación para la remoción de sustancias volátiles es más eficiente en aguas cálidas que frías. A la vez la remoción por aireación, de gases como H₂S, CO₂ y NH₃ es función del PH del agua.

LEY DE FICK (Ley de difusión)

“La velocidad de difusión $\frac{\partial \omega}{\partial t}$ a través de un área frontera (límite) ∂y y ∂z es proporcional al gradiente de la concentración $\frac{\partial c}{\partial x}$ de la sustancia (punto de concentración más alta) a otro de concentración menor”

$$\frac{\partial \omega}{\partial t} = -Kd \frac{\partial c}{\partial x} \partial y \partial z \quad \frac{\partial \omega}{\partial t}$$

tasa de difusión gradiente de concentración

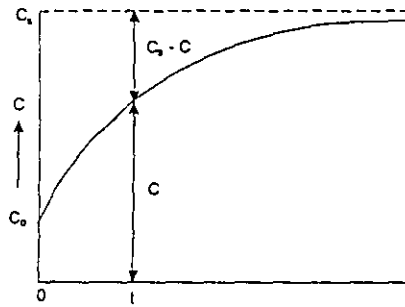


Figura 6.1 Absorción de un gas.

$$\frac{\partial c}{\partial t} = \alpha(C_s - C)$$

$$\frac{\partial c}{\partial t} = K(C_s - C) \quad \text{para absorción}$$

$$\frac{\partial c}{\partial t} = K(C - C_s) \quad \text{para desorción}$$

$$C_t = C_s - (C_s - C_0)e^{-Kt} \quad \text{Absorción } C_0 < C_t < C_s \text{ y}$$

$$C_t = C_s + (C_0 - C_s)e^{-Kt} \quad \text{Desorción } C_s < C_t < C_0$$

Como la transferencia es a través de un área en un volumen

$$K = k \frac{A}{V} \quad \text{siendo } k = \text{coeficiente de transferencia de gas quedando}$$

$$C_t = C_s - (C_s - C_0)e^{-\frac{kAt}{V}} \quad \text{Absorción}$$

$$C_t = C_s + (C_0 - C_s)e^{-\frac{kAt}{V}} \quad \text{Desorción}$$

Las ecuaciones anteriores conocidas como ecuaciones de Lewis y whitman, indican:

- La tasa de transferencia del gas para cualquier tiempo t es proporcional a la diferencia entre la concentración de la saturación C_s y la concentración C del gas en el agua.

- La tasa de transferencia es directamente proporcional a la relación del área de contacto entre la fase gaseosa y la fase líquida con el volumen de la fase líquida, A/V .
- La tasa de transferencia es directamente proporcional al coeficiente de transferencia del gas, K .
- La cantidad de gas transferido es mayor a medida que aumenta el tiempo de aireación.
- La temperatura y la presión son factores importantes porque afectan los valores de C_s , de la difusividad y del coeficiente de transferencia del gas, K .

De acuerdo con lo anterior, factores importantes en el diseño de aireadores son: el tiempo de aireación, la relación A/V y una ventilación adecuada.

TIPOS DE AIREADORES

1.- Por aspersión

- Boquillas u orificios en tubo fijo
- Boquillas u orificios en tubo móvil

2.- Por gravedad

- De cascada
- De plano inclinado
- De bandejas o charolas múltiples
- De torres a contracorriente (striping)

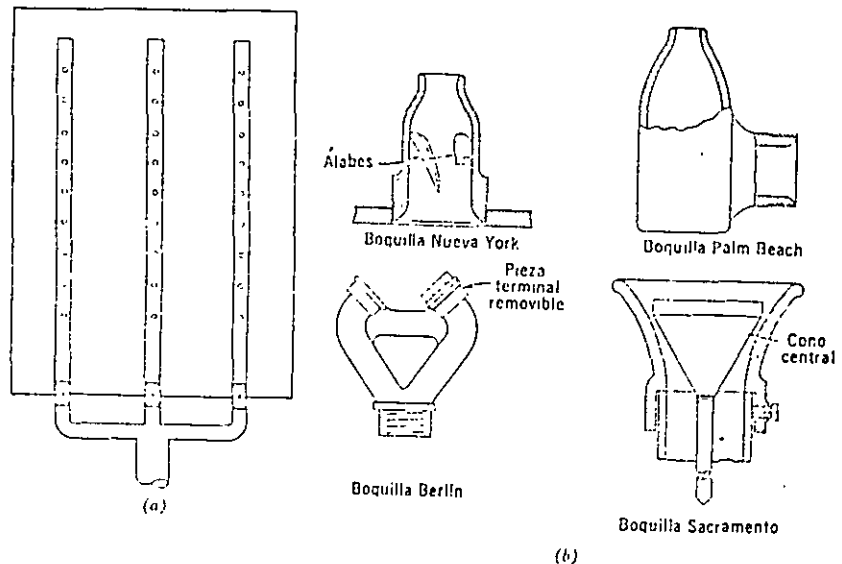
3.- Por difusión

- Difusores fijos
- Difusores móviles

4.- Aireación mecánica

- Turbina
- Hélice sumergida
- Paleta sumergida
- Cepillo

5.- Aireador tipo fuente



Aireador por aspersión y bocanillas. a) Aireador dotado de bocanillas; b) bocanillas para aireadores. Los coeficientes de descarga de estas bocanillas varían de 0.85 a 0.92.

Figura 6.2

Diseño de aireadores por aspersión o de chorro

Consiste usualmente en una serie de toberas fijas, sobre una malla de tuberías, las cuales dirigen el agua, hacia arriba, verticalmente o en ángulo inclinado, de tal manera que el agua se rompe en gotas pequeñas. Este tipo de aireadores ha sido usado por la remoción de CO_2 y la adición de oxígeno; tienen gran valor estético, pero requieren un área grande. La velocidad inicial de una gota emergente de una tobera u orificio está dada por la ecuación:

$$V_o = \sqrt{2gh}$$

La descarga por la expresión:

$$Q = C_d A \sqrt{2gh}$$

donde:

V_o = Velocidad inicial, m/s

g = aceleración de la gravedad, m/s^2

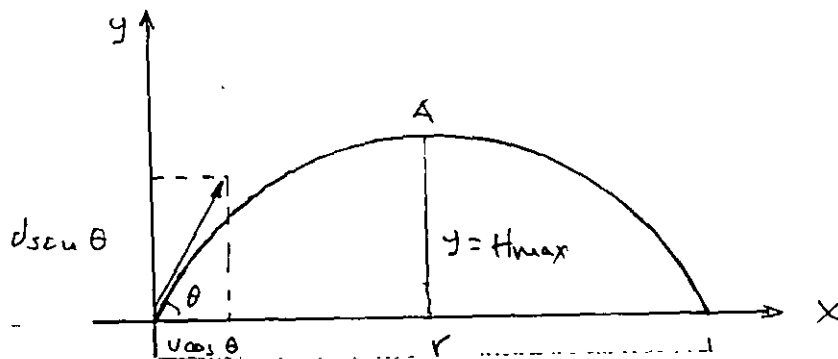
h = energía total sobre la tobera, generalmente 1.2 – 9 (33); 7.1 – 14.2 m

C_d = Coeficiente de descarga determinado experimentalmente, para la boquilla, según su tipo y forma generalmente, 0.75 – 0.95

A = área de la tobera u orificio, m^2

Q = descarga, m^3/s

El diseño de estos aireadores se basa en el principio físico del tiro parabólico.



$$d = vt$$

$$x = v \text{ cos } \theta * t$$

$$y = v \text{ Sen } \theta * t - \frac{1}{2} (gt - t)$$

$$H_{max} = v \text{ Sen } \theta * t - \frac{gt^2}{2}$$

En el punto A

$$V_v = 0 \text{ y } t = t_s \text{ (tiempo de subida)}$$

$$0 = V \operatorname{Sen} \theta - g t_s$$

$$t_s = \frac{V \operatorname{Sen} \theta}{g}$$

$$\text{Sustituyendo: } t_s = \frac{C_v \sqrt{gh} * \operatorname{Sen} \theta}{g} = C_v * \operatorname{Sen} \theta \sqrt{\frac{2h}{g}} \dots \dots \dots (1)$$

Sin efecto de arrastre por viento

$$t_E = t \text{ exposición} = 2 t_s$$

$$\therefore t \text{ exposición} = t_E = 2 C_v * \operatorname{Sen} \theta \sqrt{\frac{2h}{g}} \dots \dots \dots (2)$$

$$\text{m}{\acute{a}}xima \text{ altura del chorro: } y = H_{\max} \Rightarrow t = t_s$$

$$H_{\max} = V \operatorname{Sen} \theta * t_s - \frac{g t_s^2}{2}$$

Sustituyendo 1 y 2 tenemos:

$$H_{\max} = C_v^2 * h * \operatorname{Sen}^2 \theta$$

$$h = \frac{g t_s^2}{2 C_v \operatorname{Sen}^2 \theta}$$

Por otro lado

$$V = C_d \sqrt{2gh} \quad (C_d = C_v + C_c)$$

$$Q = C_d \Sigma a \sqrt{2gh} \quad (a = \text{area de cobertura})$$

Valores recomendados (ver fabricantes):

Boquillas — 0.85 - 0.95

Orificios — 0.6 (pared delgada) y 0.85 (pared redonda)

Longitud del chorro

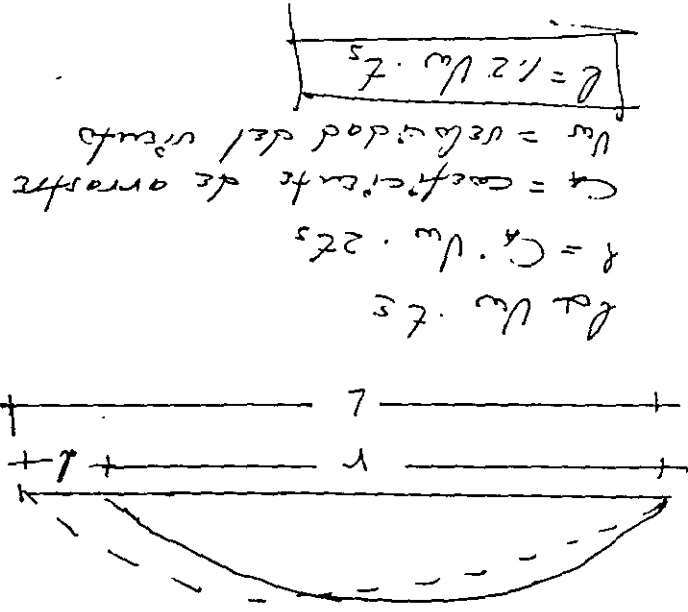
$$x = V \cos \theta \cdot t$$

$$x = V \cos \theta \cdot t_E$$

$$= 2 V \cos \theta \cdot t_s$$

Los boquillas de potente proporcionan la mayoría de las
 pérdida de carga en la
 pérdida de carga en la
 Área requerida $1.25 - 3.75 \text{ m}^2/\text{dia} (\text{m}^3/\text{dia})$
 Eficiencia 70 a 90% (remoción CO_2)
 Espacia mínimo de boquillas - 0.6 - 3.0 m
 Diámetro (orificio o boquilla) - 1" - 1 1/2"
 Carga usual Fmca (metros de columna de agua)
 Altura máxima 5 m (para $t_e \approx 25^\circ\text{C}$)
 tiempo de exposición $\leq 25\text{seg}$.

Recomendaciones Generales



$l = C_a \cdot V_w \cdot 2t_s$
 $C_a = \text{coeficiente de arrastre}$
 $V_w = \text{velocidad del viento}$

Con influencia del viento (a favor)

Sustituyendo $r = 2 C_a^2 h \cdot \text{sen}^2 \theta$

datos, por ejemplo

Boguitas New York

$$q = 75 \text{ a } 150 \text{ SPM} = 5 \text{ a } 10 \text{ l/seg} \Rightarrow 10 \text{ psi (7 mca)}$$

$$a = 50 \text{ a } 150 \text{ pies}^3/\text{msd} = 5-15 \text{ m}^3/44 (\text{lt/seg})$$

DISEÑO DE AERADORES POR GRAVEDAD DE CHAROLAS MÚLTIPLES

El elemento de control es la carga disponible, la que se puede aprovechar en caída libre o por etapas.

Un aircador de bandejas múltiples consiste en una serie de bandejas equipadas con ranuras, fondos perforados o mallas de alambre, sobre las cuales se distribuye el agua y se deja caer a un tanque receptor en la base. En muchos aircadores de bandeja se coloca "medio" grueso de coque, piedra, ladrillo triturado o cerámica de 5-15 cm. de diámetro, para mejorar la eficiencia del intercambio de gases y la distribución del agua; en plantas de remoción de hierro y manganeso. Generalmente se usan de 3 a 9 bandejas, comúnmente 3 a 5; el espaciamiento entre bandejas es de 30 a 75 cm. El área requerida para las bandejas varía entre 0.05 y 0.15 m² por lt/seg de agua tratada, generalmente menos de 0.06 m². Otros autores especifican medio de cont. de 3 a 6 cm. de diámetro, separación entre bandejas de 30 a 60 cms y 3.5 a 7 lt/seg por cada m² de lecho de contacto. La altura del aircador de bandejas suele ser de 2 a 3 m.

En general:

- Charolas por unidad — 3 a 5
- Carga hidráulica — 10.2 a 20.4 lps.
- Área de charolas — 0.6 a 1.8 m²/10³ (m²/día)
- Espacio entre charolas (h) — 30 a 60 cms.

$f = \text{coeficiente} = 0.14$ (entre 0.12 y 0.16)

$n =$ número de charolas
 $C_0 =$ concentración inicial
 $C_n =$ concentración final

$$C_n = C_0 \times 10^{-kn}$$

(válida para remoción de CO₂ > 10 mg/lit)

Calculo del número de charolas, partes o bandejas

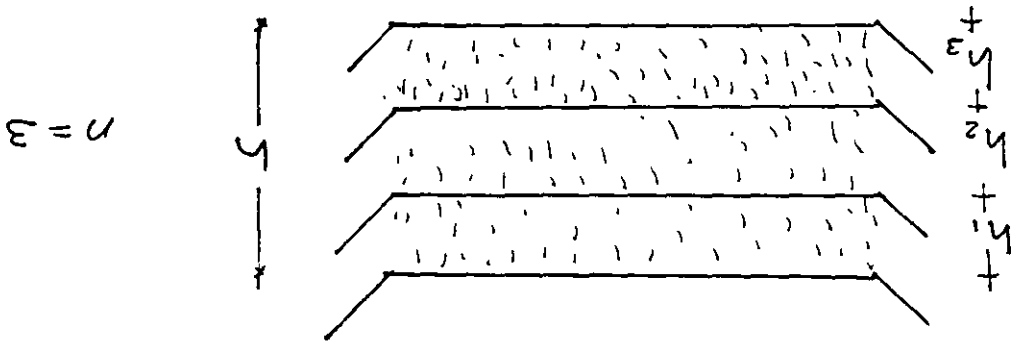
$$f = \sqrt{\frac{S}{2nh}}$$

$$f = n \sqrt{\frac{S}{2nh}}$$

Si el descenso "h" se hace en "n" descensos parciales:

$$\frac{df}{dh} = V = S f \quad \int_f^0 dh = S \int_f^0 \frac{df}{S f} \rightarrow h = \frac{S f^2}{2}$$

En un instante dado la caída libre:



PLANTAS DE TRATAMIENTO PARA AGUA POTABLE

Fig 6.3 Aerador de charolas múltiples

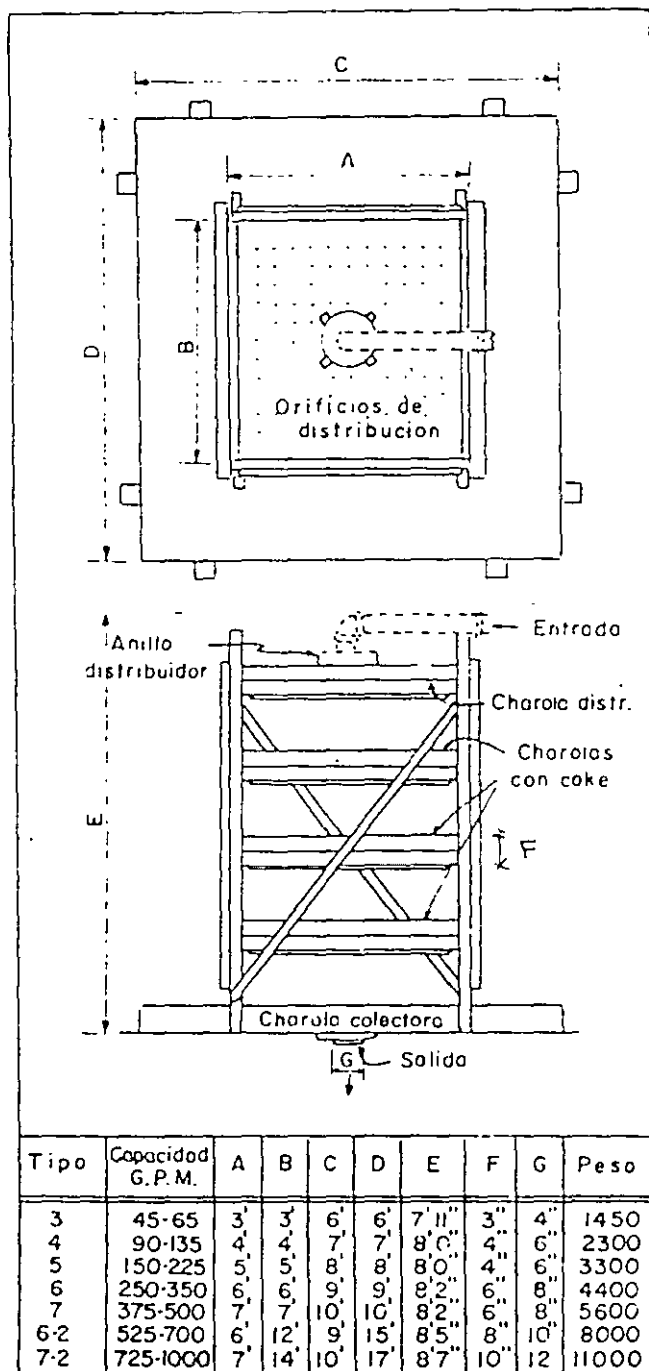
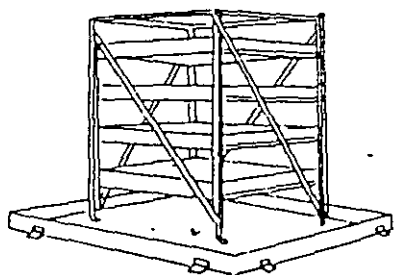


Fig 6.4 Aerador de chapoteo

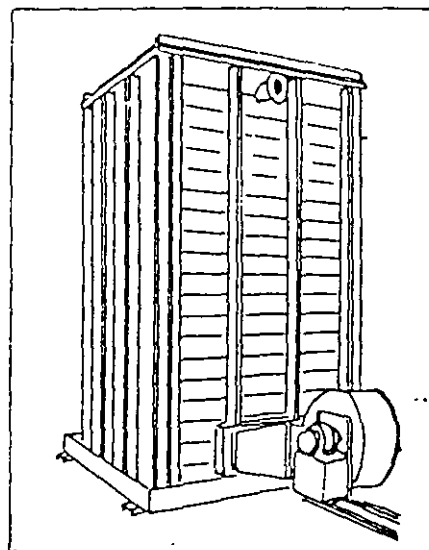
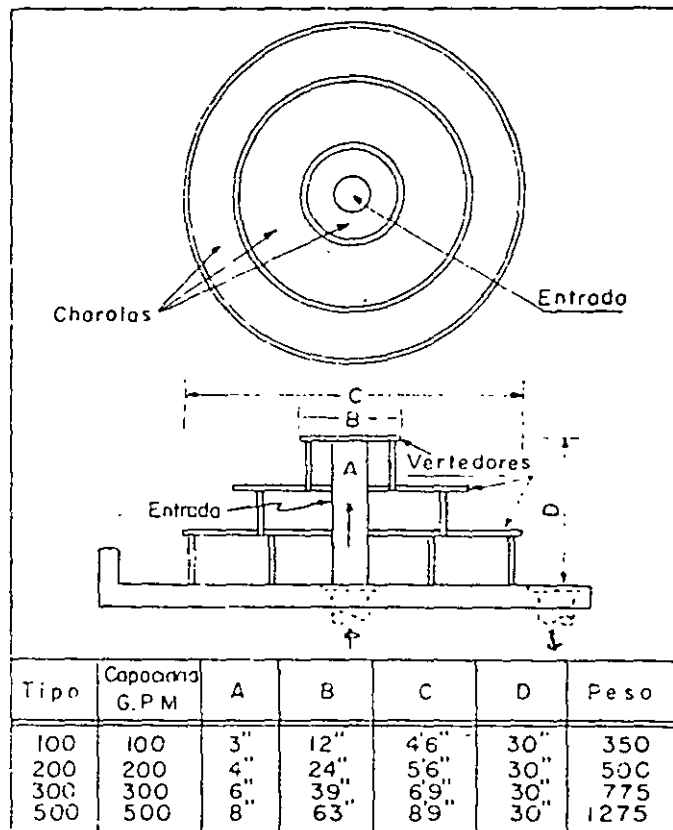
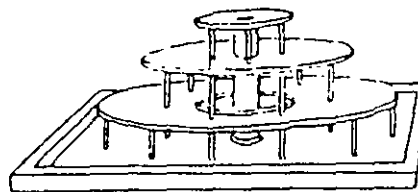


Fig 6.5 Aerador de tiro forzado (de gasificador)

Relación largo a ancho — 1.5

Rejillas

_____ Espesor 15 a 30 cms.
φ piedra 4-15 cms.
φ coque 5 cms.
φ esferas de cerámica 5-15 cms.

La ventilación es un factor importante en el disco, por ello debe estudiarse muy bien su ubicación. La corrosión, la formación de lamas biológicas y crecimientos de algas son factores de importancia. Los crecimientos biológicos pueden controlarse mediante el tratamiento del agua con cloro o sulfato de cobre.

En este tipo de aireadores el agua se deja caer, en láminas o capas delgadas, sobre uno o más escalones de concreto. El aireador de cascada produce una pérdida de energía grande, pero es muy sencillo. Algunos autores como Overman señalan que con una cascada y 40 cm de profundidad de suministro se pueden airear 9,000 m³/d de agua con remociones del 50 al 60% de CO₂.

El aireador de cascada se diseña como una escalera,; entre más grande sea el área horizontal más completa es la aireación. La aireación ocurre en las áreas de salpicamiento en forma similar a lo que ocurre en un río turbulento; por ello se acostumbra colocar salientes, bloques o vertederos en los extremos de los escalones.

La aireación en vertederos y aliviaderos es factible cuando existe suficiente energía disponible; en ese caso el sistema es económico, no se requiere energía adicional y el mantenimiento es sencillo. El sistema de aireación con vertederos es más eficiente que el de aliviaderos. Es posible mejorar la aireación creando turbulencia, mayor relación de área/volumen, cuando el agua cae libremente de un nivel superior a uno inferior que cuando cae deslizándose sobre la cara del vertedero. La eficiencia del aliviadero también puede aumentarse si se aumenta la rugosidad del canal o si se crea un resalto hidráulico.

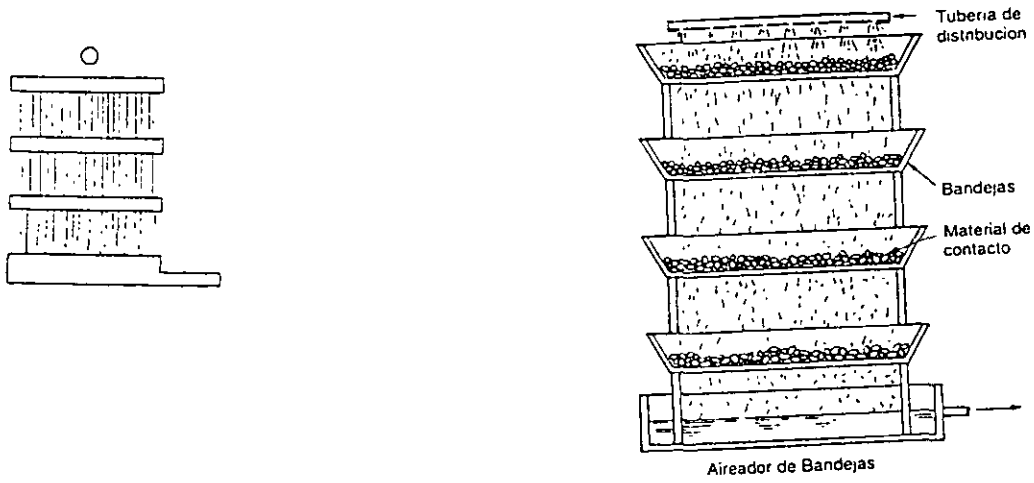


Fig. 6.6 Aireadores de bandejas

AIREADORES DE CASCAIDA Y VERTEDORES

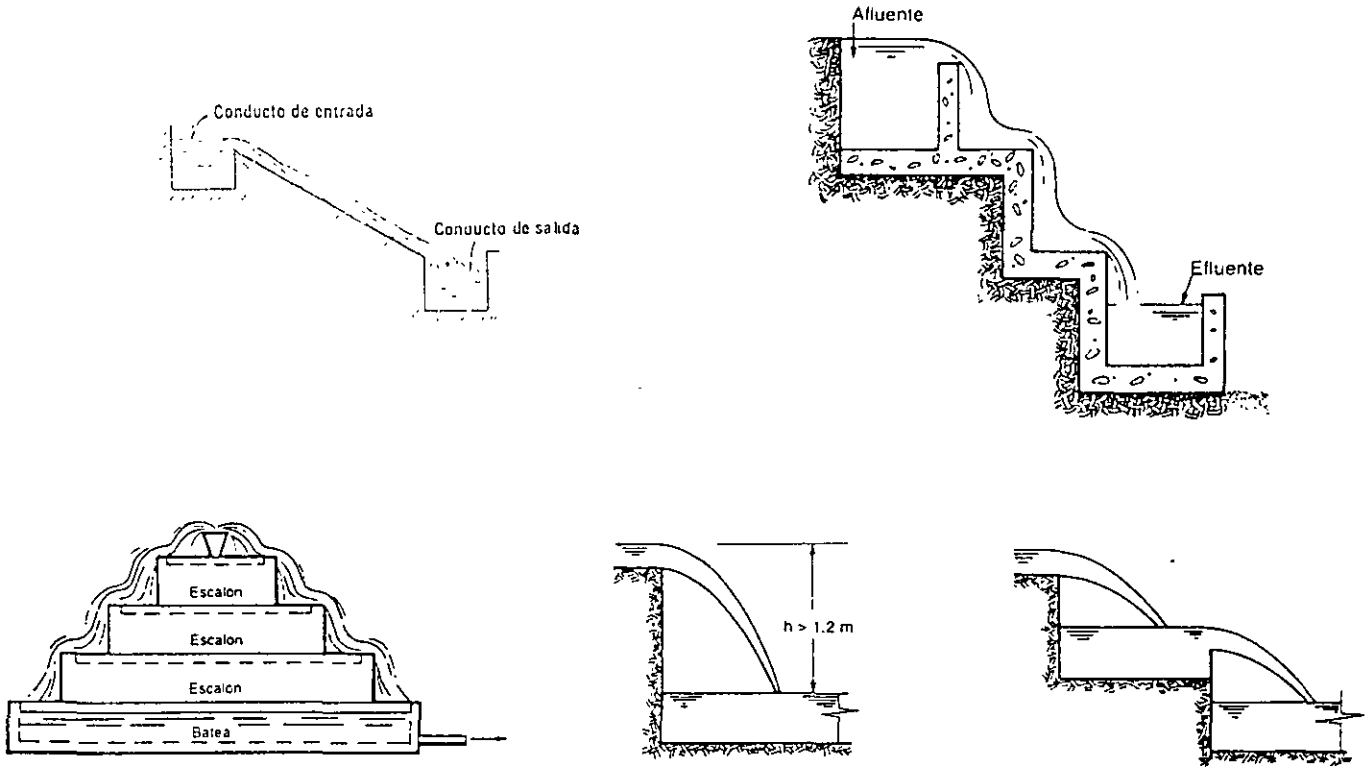


FIG. 6.7 Aireadores de vertedor, cascada y plaus inclinado

En un vertedero, la aireación ocurre durante la formación de la capa agua-aire en la cresta del vertedero en caída libre. La transferencia de gas se mejora por entrapamiento y salpicamiento en la superficie inferior del agua. Los estudios hechos por Nakasone indican que la oxigenación sobre un vertedor puede calcularse por la siguiente ecuación:

$$\ln r_{20} = K(D + 1.5H_c)^n q^p H^e$$

donde: r_{20} = relación de déficit de oxígeno

$$r_{20} = \frac{C_{s20} - C_0}{C_{s20} - C}$$

C_{s20} = valor de saturación de OD a 20°C mg/lit

C_0 = concentración de OD antes de la caída mg/lit

C = concentración de OD después de la caída mg/lit

D = altura de la caída desde la cresta del vertedero hasta la superficie del agua en m.

H_c = profundidad crítica sobre el vertedero en m

q = caudal por metro de ancho del vertedor $m^3/h \cdot m$

Para determinar la altura de la cascada de oxigenación se puede usar la ecuación siguiente:

$$H = \frac{R - 1}{0.36105 (1 + 0.0467T)}$$

$$R = \frac{C_s - C_0}{C_s - C}$$

Donde:

R = relación deficiente de oxígeno

C_s = concentración de saturación de oxígeno disuelto a la temperatura T , mg/lit

C_0 = concentración de oxígeno disuelto en el agua, antes del vertedero o cascada mg/l

C = concentración de oxígeno disuelto en el agua, después del vertedero o cascada mg/l

H = altura de caída del agua en m.

T = temperatura del agua $^{\circ}C$

$a = 1.25$ para agua limpia de río

1.0 para agua contaminada de río

0.8 para efluente de aguas residuales

$b = 1.0$ para un vertedero de caída libre

1.1 para escalones

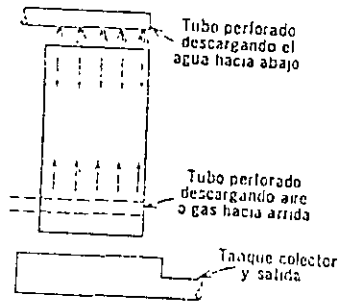
1.3 para vertedero escalonado

Recomendaciones

No. de escalones	3 a 10
Carga	0.9 a 3.0 m
Área requerida	1 a 2.2 $m^2/10^3$ ($m^3/día$)
Carga hidráulica promedio	1,200 a 6,200 $m^3/m*d$
Altura de escalón	30 a 60 cms.
Típica	20 cms
Longitud del escalón	30 a 60 cms.
Típica	45 cms.
Altura de la cascada	1.8 a 5 m.

TORRES EMPACADAS DE CONTRACORRIENTE

Actualmente se utilizan mucho para agua potable por las restricciones crecientes a los contaminantes orgánicos volátiles (VOCs) en especial los trihalometanos (THM) considerados cancerígenos.



MEDIO EMPACADO

- Anillos de cerámica
- Acero inoxidable
- Materiales plásticos
- Otros

Son muy eficientes pero también los más caros:

Se basan en el principio:

Perdidas de gas en influente = gas ganado en el aire que sale.

L = Carga hidráulica ($m^3/m^2 \cdot \text{seg}$)

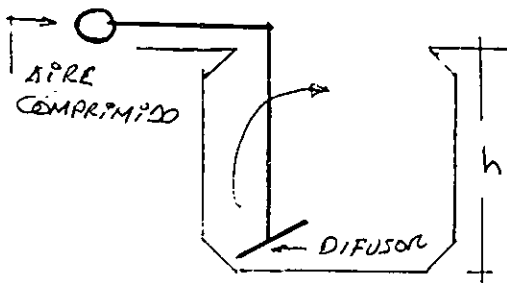
C_c = Concentración influente

C_s = Concentración de saturación

K_{La} = Constante

DF = Fuerza de

AIREADOR POR DIFUSIÓN



Velocidad (entran y no necesitan mucha carga.

$h = 2.7$ a 4.5 m

$B = 3$ a 9 m

$B/h < 2$

$t_r = 10$ a 30 min.

Vol. aire = 0.75 a 1.2 m^3/m^3 agua

Potencia requerida = 0.15 a 0.5 Kw/ 10^3 (m^3 día)

EJEMPLO

Para airear adecuadamente un agua se requiere, según experimentación, mantener el agua en el aire 1.7 segundos lanzándola con una boquilla de 2.5 cm. de diámetro y $C_d = 0.85$. La boquilla forma un ángulo de 85° con la horizontal.

Hallar:

- Velocidad inicial del flujo
- Distancia hasta la cual llega el chorro
- Caudal por boquilla
- Presión de trabajo requerida

Solución

EJEMPLO

Para airear adecuadamente un agua se requiere, según en la
 mentación, mantener el agua en el aire 1.7 segundos con una
 boquilla de 2.5 cm de diámetro y $C_d = 0.85$. La boquilla
 forma un ángulo de 85° con la horizontal.

Hallar

a) Velocidad inicial de flujo

b) Distancia hasta la cual llega el chorro

c) Caudal por la boquilla

d) Presión de trabajo requerida

Solución

$$a) y = v_0 \sin \phi \cdot t - \frac{g t^2}{2}$$

$$0 = (v_0 \sin 85) \cdot 1.7 - \frac{9.81(1.7)^2}{2}$$

$$v_0 = 8.36 \text{ m/seg.}$$

$$b) X = (v_0 \cos \phi) t = (8.36 \cos 85) \cdot 1.7 = 1.24 \text{ m.}$$

$$c) Q = v_0 A = 8.36 \frac{\pi (0.025)^2}{4} = 4.24 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$d) h = \frac{Q^2}{C_d A^2 2g}$$

$$h = 4.94 \text{ m.}$$

Las 4.94 m. de pérdida de energía equivalen a una
 presión de 0.49 kg/cm^2 o 49 kPa

EJEMPLO

Dadas las condiciones del problema anterior hallar área y dimensiones para un aireador de 300 L/s

Solución

Número de boquillas requerido = $300/4.24 = 71$ boquillas

Se colocaran 70 boquillas en 7 filas de 10 boquillas cada una.

Distancia ente boquillas = 60 cm.

Longitud de cada tubo con 10 boquillas = $9 * 0.6 = 5.4$ m.

Distancia entre tubos = 1.25 m. > 1.24 m, para que no haya interferencia entre los surtidores.

Los 7 tubos o filas de boquillas cabrían en una longitud de $6 * 1.25 = 7.5$ m.

Dejando un espacio de 0.5 m., a cada lado de los tubos extremos, el aireador tendría un área de $6.4 * 8.5$ m, o sea 54 m².

Carga de diseño = $54/300 = 0.18$ m² por L/s. Generalmente 0.11 – 0.32.

EJEMPLO

Un aireador de bandejas tiene las siguientes características: 4 bandejas de láminas perforadas, de $0.76 * 2.1$ m cada una; medio de contacto de coque de 2.5 a 5 cm de diámetro; altura de la entrada de agua, 2.4 m y separación entre bandejas, 0.6m.

Calcular, en L/s el caudal que puede tratar dicho aireador si la carga debe ser de 5 L/m² s, 432 m³/d.

Solución:

Área de bandeja = $4 * 0.76 * 2.1 = 6.38$ m²

Caudal = $5 * 6.38 = 31.9$ L/s

Caudal = $432 * 6.38 = 2,756$ m³/d

EJEMPLO

Determinar la altura de la cascada, con escalones de aireación, requerida para oxigenar un agua con temperatura de 20° C.

Suponga efluente de aguas residuales con 0.0 mg/L de oxígeno disuelto.

Se desea elevar la concentración de oxígeno disuelto a 5.0 mg/L.

Solución:

De una tabla de concentraciones de saturación de oxígeno disuelto se obtiene:

$$C_s = 9.17 \text{ mg/L}$$

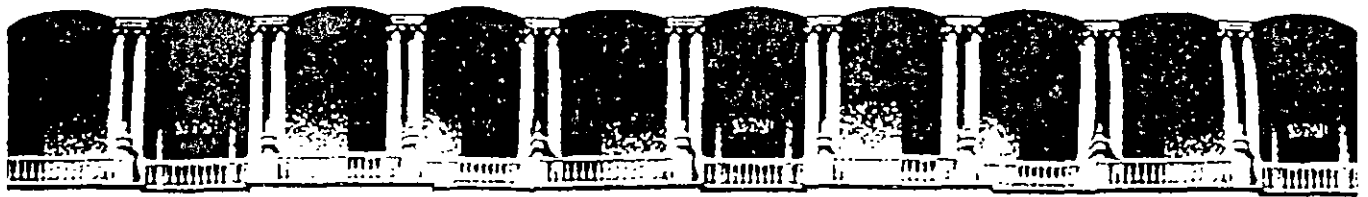
De la fórmula 2.16 se obtiene:

$$R = \frac{C_s - C_0}{C_s - C} = \frac{9.17 - 0}{9.17 - 5} = 2.2$$

De la ecuación 2.15 se deduce la altura de la cascada de oxigenación:

$$H = \frac{R - 1}{0.361 ab(1 + 0.046T)} = \frac{2.2 - 1}{0.36 * 0.8 * 1.1 * (1 + 0.046 * 20)} = 2.0 \text{ m}$$

Se puede adoptar una cascada de 2 m, con 10 escalones de 20 cm de altura cada uno.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO EN MANEJO INTEGRAL DE
AGUAS MUNICIPALES**

**MÓDULO IV
CA 086**

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

TEMA

NEUTRALIZACIÓN

**EXPOSITOR: M. EN C. EDUARDO IZURIETA RUIZ
PALACIO DE MINERÍA
JULIO DEL 2002**

NEUTRALIZACION

Dr. Ing. Pedro Martiny Fereida

1.- Introducción

Se denomina "acidez" de una solución acuosa a su capacidad para ceder iones de hidrógeno; al concepto inverso, es decir, a la capacidad de una solución para aceptar iones de hidrógeno se le denomina "alcalinidad o basicidad".

Por otro lado, la intensidad de la acidez o basicidad de una solución se mide convenientemente en función de la concentración de los iones de hidrógeno en el seno del líquido. Así, el "potencial hidrógeno" se define como el logaritmo de base 10 de la inversa de la concentración de iones de hidrógeno:

$$pH = - \log [H^+] \quad (1)$$

Se consideran neutras las soluciones con pH 7, alcalinas las que muestran pH > 7, y ácidas las ^{que} tienen pH < 7.

El término "alcalinidad total" se refiere a la cantidad total de ácido que debe agregarse a una muestra de solución para bajar su pH hasta 4.5, y el término "acidez total", a la cantidad de base requerida para elevar el pH de la muestra hasta 8.3. Ambos son términos de capacidad, y pueden expresarse convenientemente en mg/l como CaCO₃.

Las aguas residuales procedentes de un gran número de industrias son alcalinas o ácidas. Entre estas industrias destacan las de productos químicos, las de pulpa y papel, las metalúrgicas, las de galvanoplastia, las textiles, la huleira, las de carbón mineral, las de películas fotográficas, las embotelladoras de refrescos, artículos de cuero_x y ^{las} enlatadoras.

Los desechos ácidos o alcalinos ocasionan daños a los cuerpos de agua receptores, produciendo, según su concentración, reducción o muerte de la vida acuática. Se considera que el rango de pE para que exista actividad vital efectiva en las aguas es 6.5 a 8.5, por tanto, se recomienda que los desechos fuera de estos límites se sujeten a neutralización antes de ser descargados⁽¹⁾, lo cual debe estar de acuerdo obviamente con las características de la corriente receptora y los reglamentos en vigor.

2.- Métodos de neutralización

Al presente existen diversos métodos aceptables desde el punto de vista económico para efectuar la neutralización de las aguas residuales que lo requieran. Los más usuales son:

a) - mezclado de aguas residuales ácidas y alcalinas. Los desechos pueden proceder de la misma o diversas industrias, mezclándose para obtener un pE lo más cercano posible a 7.

- difusión de gases provenientes de chimeneas de calderas
- inyección de CO₂ comprimido
- combustión sumergida

En el primer caso se aprovecha el contenido de CO₂ de los exhaustos de las calderas (aproximadamente 14%). Para ello, los gases se filtran para remover azufre y partículas, aplicándose posteriormente al agua mediante difusores. Si las aguas residuales tienen altos contenidos de azufre, puede formarse ácido sulfúrico, que debe controlarse para evitar condiciones desagradables.

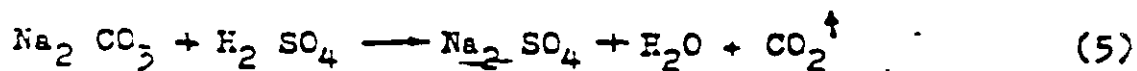
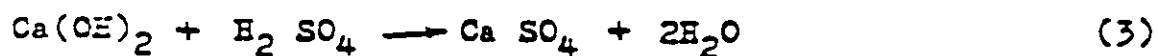
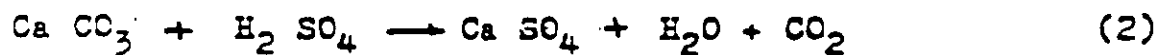
El CO₂ comprimido comercial tiene ventajas sobre el CO₂ procedente de procesos de combustión en calderas, sobre todo en lo que se refiere a su pureza y sencillez para su aplicación. Por otro lado, su costo resulta alto, sobre todo cuando se trata de grandes volúmenes por tratar.

El método de combustión sumergida ha sido usado en forma experimental, siendo necesario realizar investigaciones amplias para determinar si puede o no ser usado como proceso normal de neutralización.

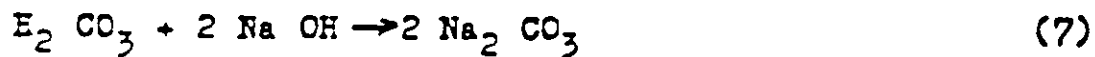
f) - Adición de ácido sulfúrico.-

Este método se usa para neutralizar pequeños volúmenes de aguas

residuales, debido al alto costo de este reactivo. Como desventaja se señala además, la dificultad y peligro en su manejo. Las reacciones típicas de neutralización de la acidez, que se efectúan en los procesos descritos en el capítulo anterior, son las siguientes:



Las reacciones típicas de neutralización de la alcalinidad son:



3.- Diseño de lechos de caliza

Al proceder al diseño de una instalación de neutralización mediante el uso de piedra caliza, se debe determinar experimentalmente la profundidad del lecho, en función de las características del influente y del reactante. Los experimentos

efectúan en columnas de filtración de 4 a 6 in. de diámetro, dispuestas como se muestra en la figura 1.

- a - La caliza triturada (1 a 2 in de diámetro), previamente lavada, se coloca en sendas columnas para tener profundidades de lecho de 1, 2 y 3 ft.
- b - Se alimenta agua residual a las columnas en la forma ascendente o descendente, según se piense hacer en la realidad. El gasto por unidad de sección recta (carga superficial), se varía entre 50 y 1000 gal/hora/ft² (0.030 a 0.60 l/min/m².)
- c - Se mide el pH del efluente de cada columna hasta que este se estabilice.
- d - Después de cada prueba se remueve la caliza de cada columna, y se registra el peso utilizado.

Los resultados del experimento permiten dibujar una gráfica que representa el valor del pH efluente en función de la carga superficial y la profundidad del lecho. Esta gráfica (figura 2), constituye el principal elemento de diseño, el cual puede realizarse como sigue:

- a - Para el pH deseado en el efluente, se determina, usando la gráfica de diseño, las cargas superficiales que corresponden a cada profundidad de lecho.
- b - Se calcula el área necesaria de lecho de neutralización, en función del gasto real, para cada carga superficial determinada en el paso anterior (área igual a gasto entre carga superficial)

- c - Se calcula el volumen requerido de caliza para cada profundidad de lecho.
- d - Se determina el gasto por unidad de volumen de caliza, para cada una de las profundidades consideradas.
- e - La profundidad óptima se determina graficando los gastos por unidad de volumen de caliza, contra las profundidades correspondientes; el máximo gasto unitario corresponde a la profundidad óptima (figura 3)
- f - Se grafica el volumen o peso de caliza requerido por cada 1000 gal. de agua residual contra el pH del efluente, para la profundidad óptima. Esta gráfica (figura 4) puede usarse para determinar las cantidades de calcita requeridas para obtener diversos valores de pH en el efluente, diferentes al originalmente deseado.

Ejemplo:

Los desechos líquidos de cierta industria tienen una concentración 0.10 N de H_2SO_4 . Si el gasto por tratar es de 50 gal/min, y el pH final debe ser de 6.0, determinar a) la profundidad más económica del filtro, b) los volúmenes de caliza que debe de tener el lecho, si el pH final es 6.0.

a - La figura 2 corresponde a las condiciones del problema y a lechos de calcita magnésica calcinada. Entrando en las ordenadas con pH 6, en las abscisas se leen las cargas superficiales correspondientes a 0.5 ft, 1 ft, 3 ft, etc. de

profundidad de lecho. Estos resultados aparecen en la columna 2 de la tabla 1. El área de lecho respectiva, columna 3, se obtiene dividiendo el gasto (~~150~~ gal/min = 3000 gal/hr), entre la carga superficial ($3000/65 = 46$; $3000/\del{65}/250 = 12$, etc).

El volumen de caliza, columna 4, se obtiene multiplicando el área de lecho por la profundidad ($46 \times 0.5 = 23$, $12 \times 1 = 12$, etc).

El gasto por volumen unitario, columna 5, es el gasto (3000 gal/hr) entre el volumen de caliza ($3000/23 = 130$, etc).

Graficando las profundidades contra los gastos por volumen unitario, se obtiene la curva de la figura 3, donde se observa que la profundidad óptima es 3 ft.

b - Considerando un lecho de 3 ft de profundidad, en la figura 2 se leen los valores carga superficial correspondientes a pH 5, 6, 7, etc. Tales valores aparecen en la columna 2 de la tabla 2.

Las cargas superficiales divididas por la profundidad del le-

liza, columna 3, (3000/3 = 1000, etc).

Los volúmenes de lecho de caliza, por cada 1000 galones por hora de desechos tratados, columna 4, se obtiene multiplicando los inversos de la columna 3, por 1000.

c) Como la concentración ácida de los desechos es 0.1 N y el gasto es 3000 gal/hr., el peso de ácido neutralizado será:

$$3000 \frac{\text{gal}}{\text{hr}} \times 0.1 \text{ N} \times \frac{49 \text{ g}}{\text{N} \cdot \text{l}} \times \frac{1 \text{ lb}}{453.6 \text{ g}} \times 3.785 \frac{\text{l}}{\text{gal}} \times \frac{24 \text{ hr}}{\text{día}}$$
$$= 2950 \frac{\text{lb}}{\text{día}}$$

Si se supone que la caliza usada tiene una reactividad del 60% el consumo de caliza será

$$2950 \times \frac{49}{50} \times \frac{1}{0.60} = 5000 \frac{\text{lb}}{\text{día}}$$

4 - Diseño de sistemas de neutralización a base de lechada de cal.

Para determinar las propiedades neutralizantes de la cal que se vaya a usar en un proceso, se realizan pruebas de laboratorio que consisten en:

TABLA 1

Cálculo del gasto por volumen unitario de reactante en lechos de caliza

Profundidad	carga superficial gal/hr-ft ²	área, ft ²	Volumen de caliza ft ³	Gasto por volumen unitario gal/hr-ft ³
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
0.5	65	46	23	130
1	250	12	12	250
2	1040	2.9	5.8	520
3	1800	1.67	5.0	600
4	2100	1.42	5.7	525

TABLA 2

Cálculo del volumen necesario de caliza por 1000 galones de agua residual tratada

pH	carga superficial gal/hr-ft ²	gasto por volumen unitario gal/hr-ft ³	Volumen de caliza por 1000 gal de desechos ft ³
(1)	(2)	(3)	(4)
5	3000	1000	1.00
6	1850	617	1.63
7	1500	500	2.00
8	1220	407	2.46
9	860	287	3.50

- a - Tomar una muestra de la cal que se vaya a usar en el proceso, y preparar una suspensión con concentración tal que permita ser manejada convenientemente por el equipo de que pueda disponerse en la instalación real.
- b - Agregar pequeños incrementos medidos de suspensión a 500 ml de muestra de agua residual, agitar, y medir el pH - después de cada dosificación, hasta que el pH se estabilice. Registrar el pH de estabilización, y proseguir agregando suspensión de cal hasta que se alcance pH 10

Con los resultados del experimento se puede dibujar una curva similar a la que aparece en la figura 5, graficando los miligramos de cal por litro de muestra, gastados para obtener un cierto pH, contra los valores de pH respectivos.

Para determinar el tiempo en que se completa la reacción:

- a - Se usa la gráfica obtenida anteriormente, para determinar la cantidad de cal que debe agregarse a una muestra de 500 ml para obtener el pH deseado.
- b - La cantidad de cal así determinada se agrega a la muestra, se agita continuamente, y se mide el tiempo en que se estabiliza el pH. Este dato representa el tiempo de mezclado necesario.

La potencia requerida en el mezclador se calcula con la siguiente fórmula:

$$P = \frac{k}{6} p n^3 D^5 \quad (9)$$

donde:

- P - potencia, ft-lb/sec.
- k - coeficiente de mezclado
- p - peso unitario de la mezcla
- n - velocidad angular, r.p.s.

Ejemplo:

El gasto de desechos líquidos de una cierta instalación industrial es de 6 l/sec. Mediante pruebas de laboratorio se encontraron los resultados mostrados en la figura 6. Se desea neutralizar los desechos hasta alcanzar pH 7; determinar: a) la cantidad de cal consumida, b) el volumen del tanque de reacción, si el tiempo de contacto es de 5 min, y c) la potencia necesaria en el impelente del mezclador.

(E = 0.4; D = 2.5 ft; $\rho = 69.5 \frac{\text{lb}}{\text{ft}^3}$; n = 4 rps.

a) En la figura 6 se lee que para pH 7 se requieren 2250 mg de cal para tratar un ^{litro} l de agua residual; por tanto, para tratar 6 l/sec. se requerirán:

$$6 \frac{\text{l}}{\text{sec}} \times 2250 \frac{\text{mg}}{\text{l}} \times \frac{\text{Kg}}{10^6 \text{ mg}} \times \frac{86\,400 \text{ sec}}{\text{dia}} = 1166 \frac{\text{Kg}}{\text{dia}}$$

b) El volumen del tanque de mezclado se obtiene multiplicando el gasto por el tiempo de mezclado:

$$6 \frac{\text{lt}}{\text{sec}} \times 5 \text{ min} \times \frac{60 \text{ sec}}{\text{min}} = 1800 \text{ lt.}$$

c) La potencia en el impelente del mezclador se obtiene aplicando la fórmula 9.

$$P = \frac{0.4}{32.2} (69.5)(4)^3 (2.5)^5 \frac{\text{sec}^2}{\text{ft}} \frac{\text{lb}}{\text{ft}^3} \frac{1}{\text{sec}^3} \frac{\text{ft}^5}{550 \text{ ft-lb}} \frac{\text{sec}}{\text{HP}}$$

$$P = 9.75 \text{ H. P.}$$

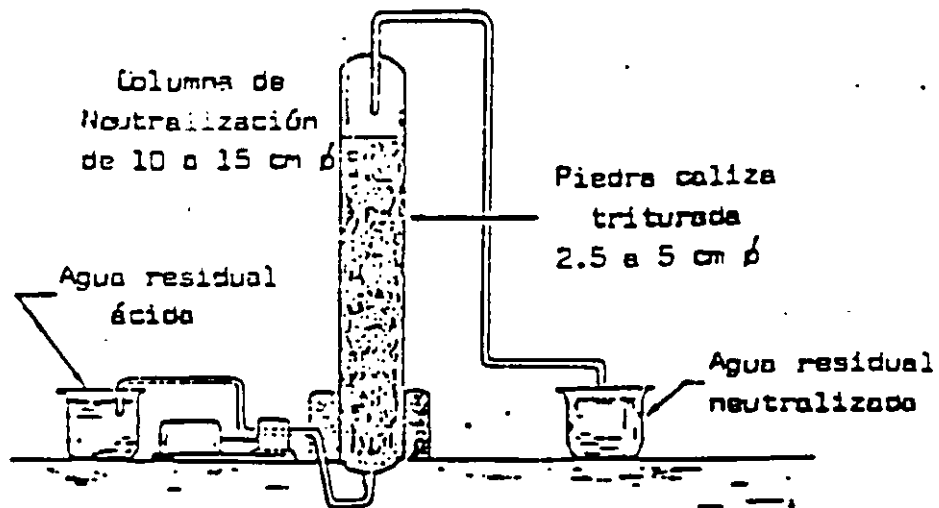


FIG. 1. Columnas de neutralización con piedra caliza.

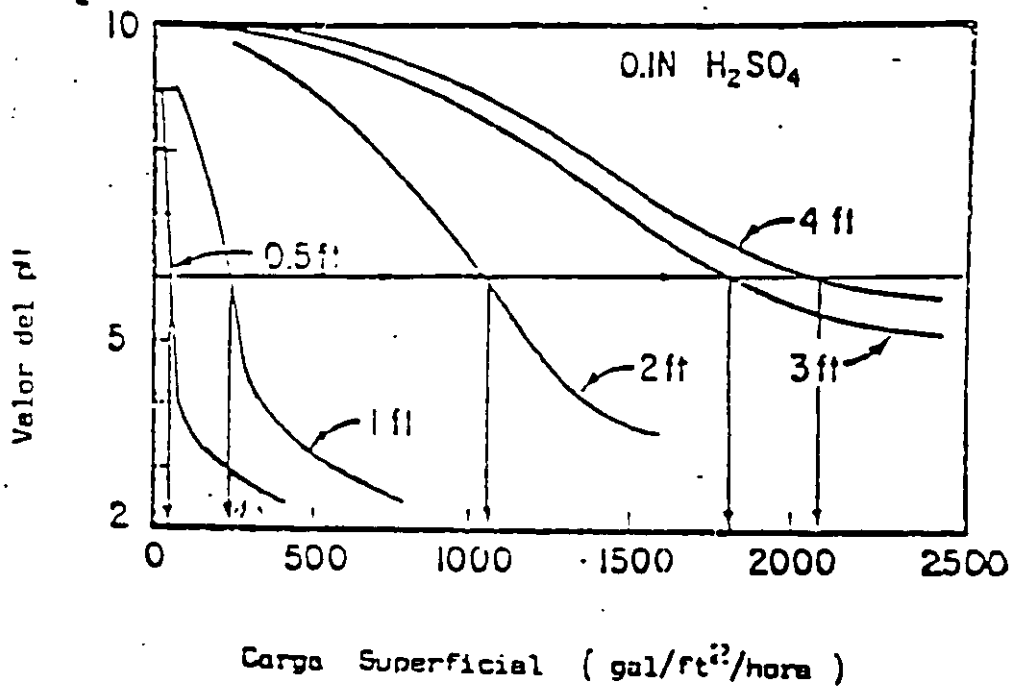


FIG. 2. Relación entre el pH y la carga superficial aplicada.

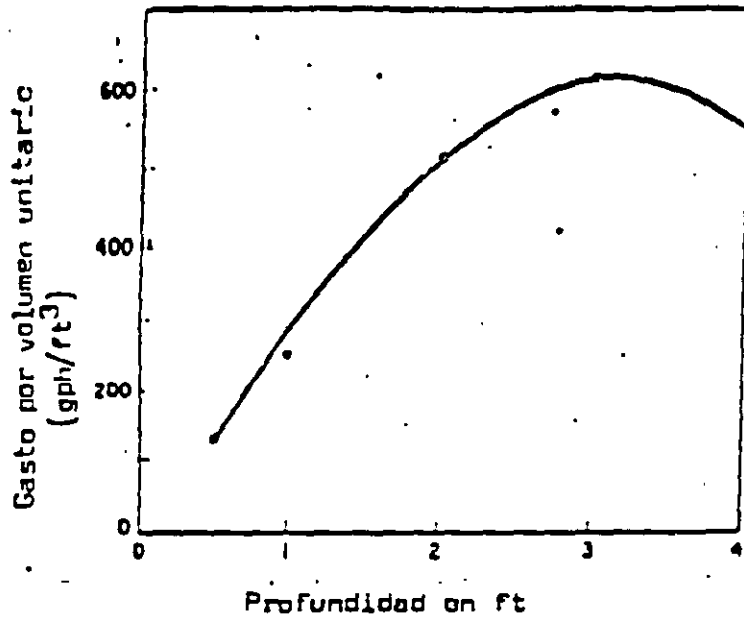


FIG. 3. Determinación de la profundidad óptima del lecho de caliza.

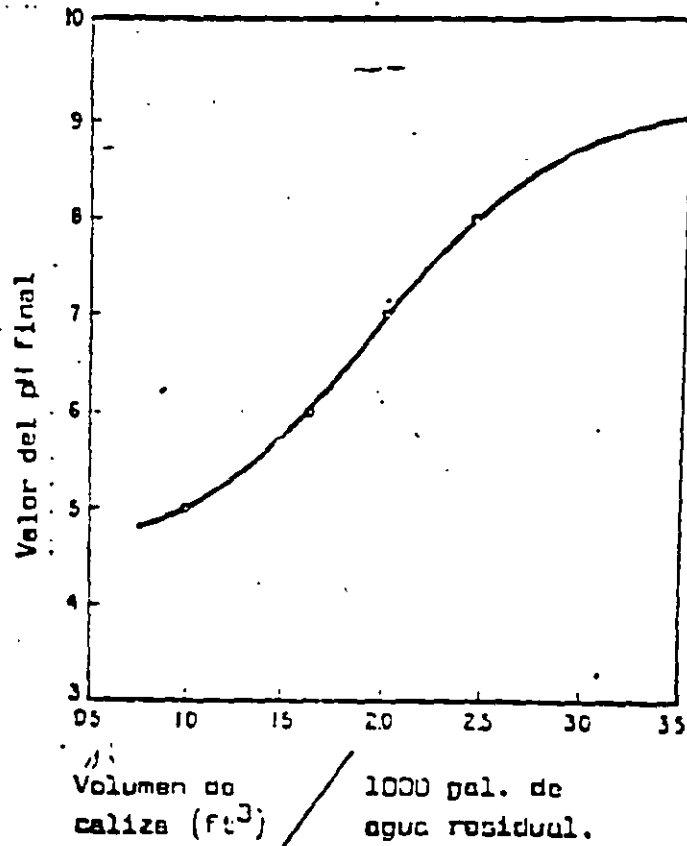
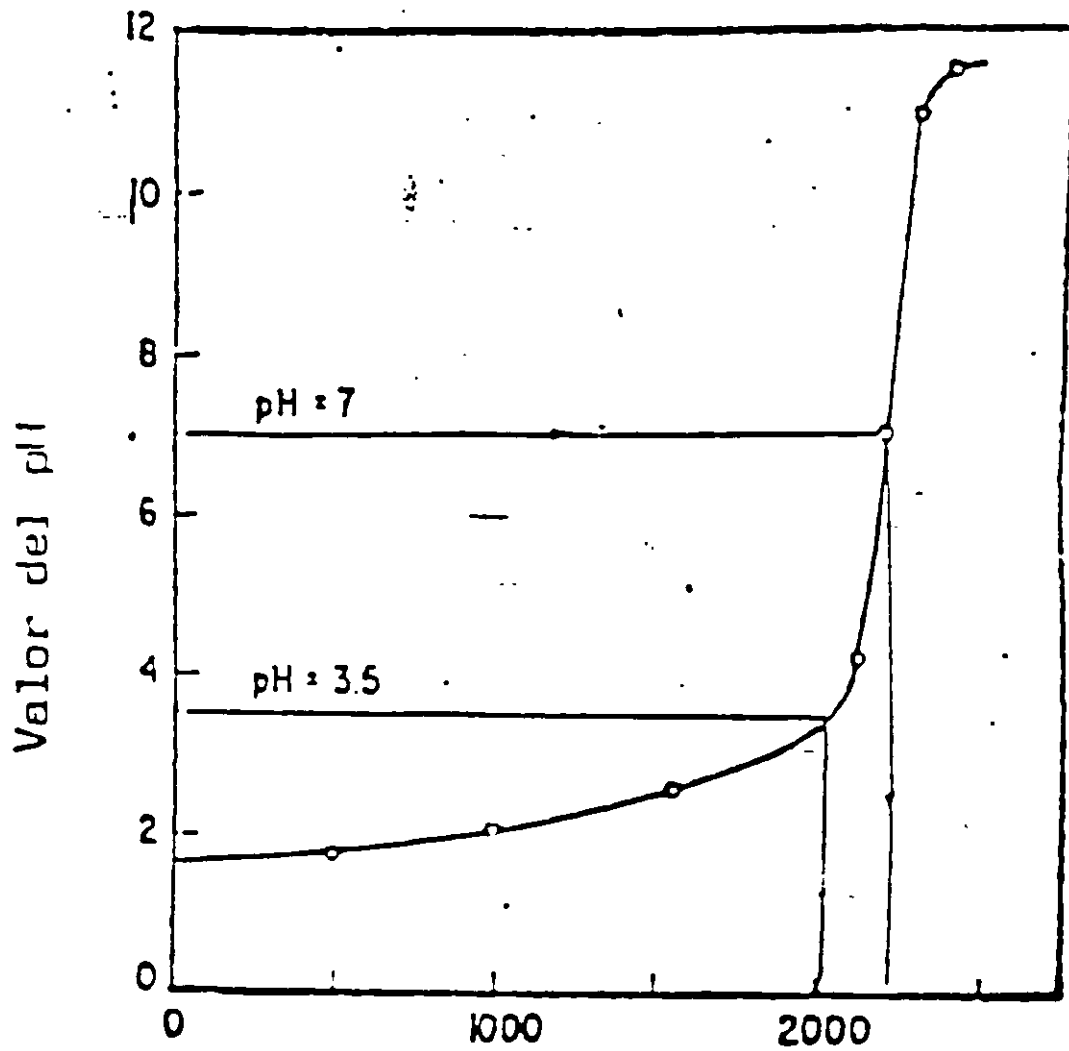


FIG. 4. Cantidad necesaria de caliza por volumen unitario de agua residual en función del pH final para una profundidad de lecho de 3 ft



mg de cal/litro de agua residual .

FIG. 5. Curva de neutralización.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO EN MANEJO INTEGRAL DE
AGUAS MUNICIPALES**

**MÓDULO IV
CA 086**

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

TEMA

FLOCULACIÓN

**EXPOSITOR: DR. PEDRO MARTÍNEZ PEREDA
PALACIO DE MINERÍA
JULIO DEL 2002**

FLOCULACION

El término floculación se refiere a la aglomeración de partículas coaguladas en partículas floculentas; es el proceso por el cual, una vez desestabilizados los coloides, se provee una mezcla suave de las partículas para incrementar la tasa de encuentros o colisiones entre ellas sin romper o disturbar los agregados preformados.

Es el proceso de agitación suave y continua, mediante el cual las partículas suspendidas en el agua se juntan formando masas más grandes de manera que se puedan remover del agua, particularmente por sedimentación y sigue inmediatamente después del proceso de mezclado rápido. Este proceso también se requiere en la "filtración directa".

De la misma manera que la coagulación, la floculación es influenciada por fuerzas químicas y físicas, tales como la carga eléctrica de las partículas, la capacidad de intercambio, el tamaño y la concentración del floculo, el pH, la temperatura del agua, y la concentración de electrolitos. En partículas muy pequeñas el movimiento browniano provee cierto grado de transporte en ellas creando la "floculación pericinética", pero en partículas grandes el movimiento browniano es muy lento y se requiere algún mecanismo de transporte que induzca la colisión de las partículas creando la "floculación ortocinética".

Teniendo en cuenta que la influencia y magnitud del efecto de cada uno de los factores que participan en la floculación no están aun definidas exactamente, es importante conocer el comportamiento del agua mediante "ensayos de jarras" o experiencias previas en planta de tratamiento.

agua en él. Esto significa que si bien el floc es más pequeño se hace más compacto y puede tener una mayor velocidad de caída.

Lagvankar y Gemmel (1968), sugieren que este incremento de concentración puede deberse a que por la mayor agitación del líquido, se produce una distribución de partículas por tamaños, tal que el floc grande que es el más hidratado y voluminoso, o no se forma o se forma y se rompe cuando alcanza un tamaño límite.

De este manera, el volumen de floc producido con baja velocidad de agitación, puede ser hasta 25 veces más grande que el producido con alta velocidad de agitación. Tal cosa representa una gran diferencia en la fase de separación de sólidos que se realiza en los procesos de sedimentación y filtración. Según Hudson (1965), el floc producido con un alto Gt puede reducir el trabajo de los filtros hasta 10 veces. También, menciona haber observado rápido asentamiento de floc con tamaño inferior a 0.5 mm, pero que había sido obtenido con un Gt elevado.

El floc esponjoso y grande suele por eso ser inconveniente, porque sedimenta con dificultad y llena rápidamente por su gran volumen los poros del medio filtrante.

Por otra parte, el volumen del floc depende de la dosis de coagulante que se aplique. Para el mismo gradiente, a mayor dosis mayor concentración volumétrica. Esto se puede deducir de la fórmula (II-66) presentada en el capítulo II.

Clasificación de los floculadores

Según el tipo de energía usada para producir la agitación, los floculadores pueden clasificarse en hidráulicos, mecánicos e hidromecánicos.

Los primeros, según el sentido del flujo, se clasifican en: de flujo horizontal, de flujo vertical y de flujo helicoidal.

Los segundos, asimismo, según el sentido del movimiento, se clasifican en reciprocantes y rotatorios. Cabe mencionar, también, dos tipos de floculadores que tienen carácter experimental: los de piedra y los de mallas. Vamos a estudiar cada uno de ellos.

Tabla III-7. Clasificación de los floculadores

Según la energía de agitación	Según el sentido del flujo	Descripción	Nombre
Hidráulicos	Flujo horizontal	Con tabiques de ida y regreso	De tabiques
	Flujo Vertical	Con tabiques arriba y abajo del tanque	
		Con codos en el fondo que proyectan el agua hacia arriba	Alabama
		Con entrada lateral al tanque	Cox
Mecánicos	Rotatorios	De paletas de eje horizontal o vertical	De paletas
		De turbinas horizontales o verticales	De turbinas
	Reciprocantes	Rejas o cintas oscilantes	Reciprocantes
Hidromecánicos	Flujo horizontal	De turbina Pelton y paletas horizontales	Hidromecánicos

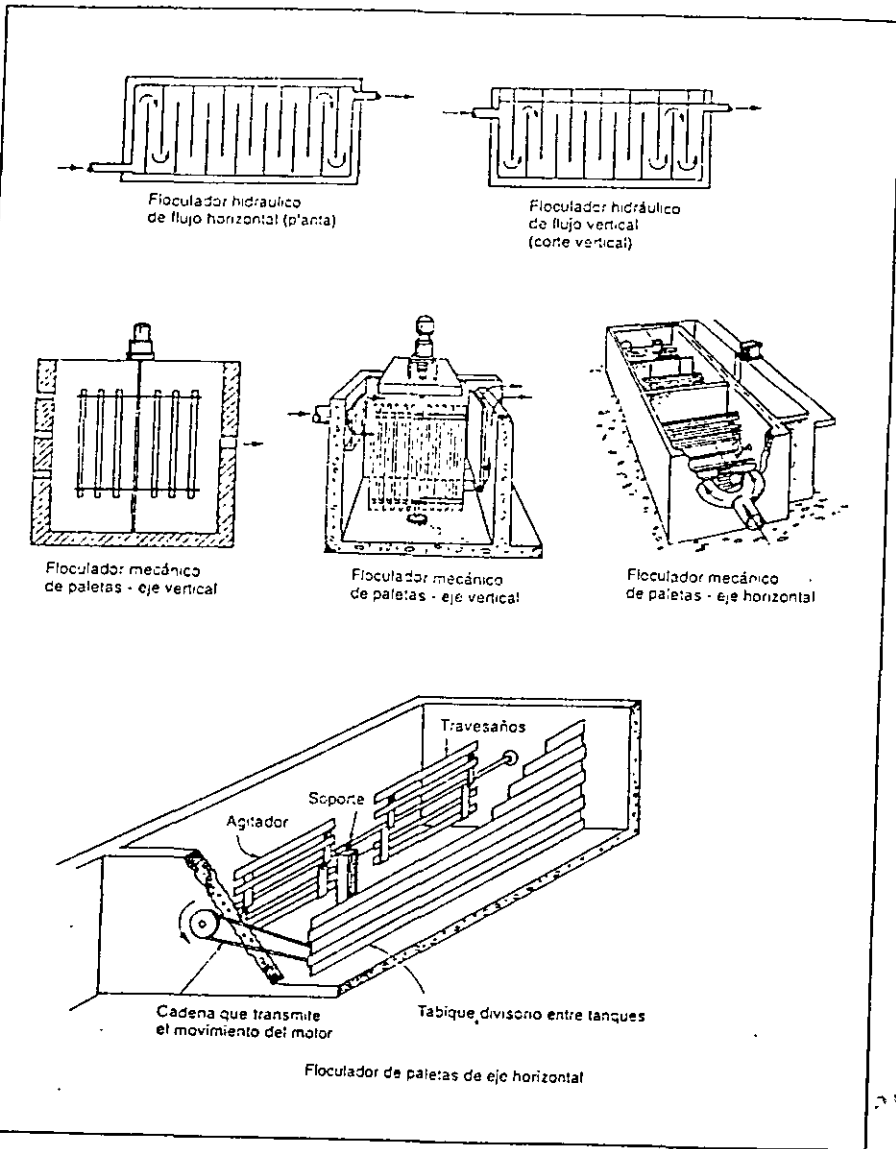


Figura 4.1 Tipos de floculadores

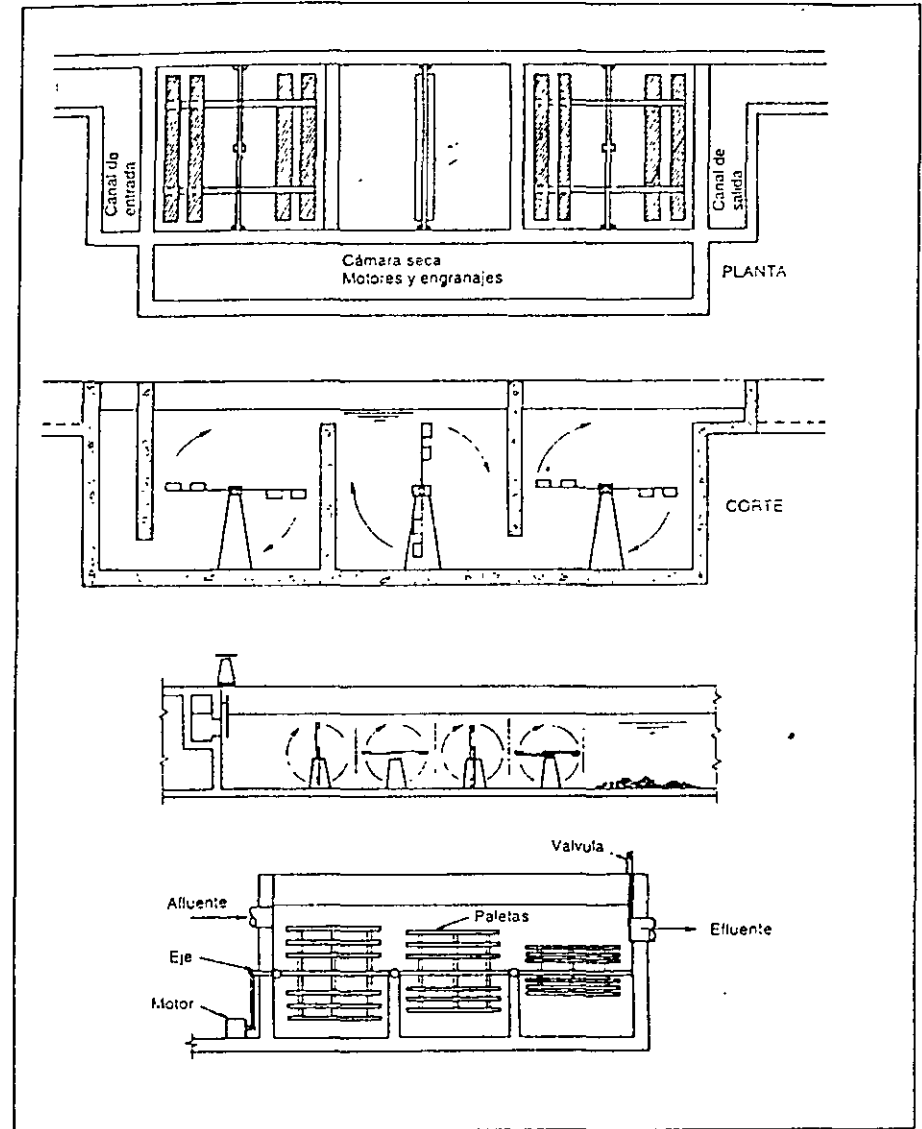


Figura 4.2 Floculadores de eje horizontal

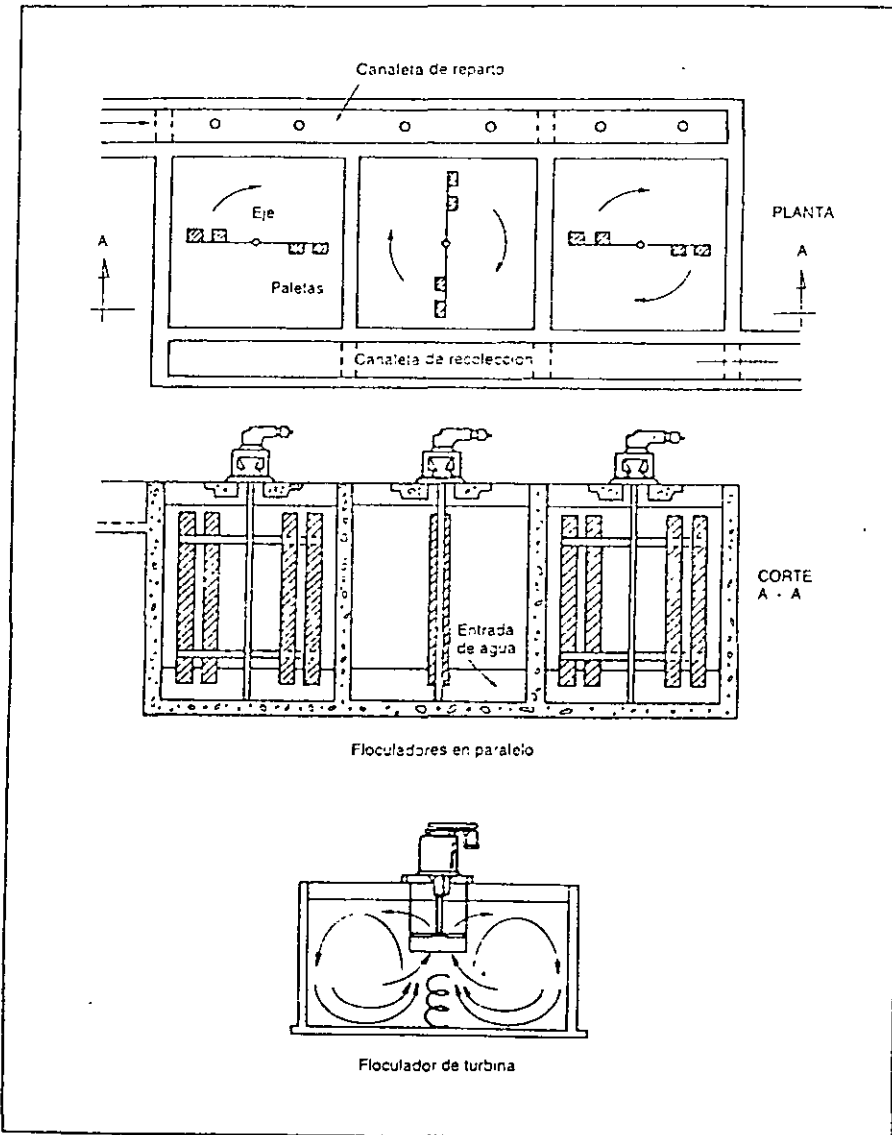


Figura 4.3 Floculadores de eje vertical.

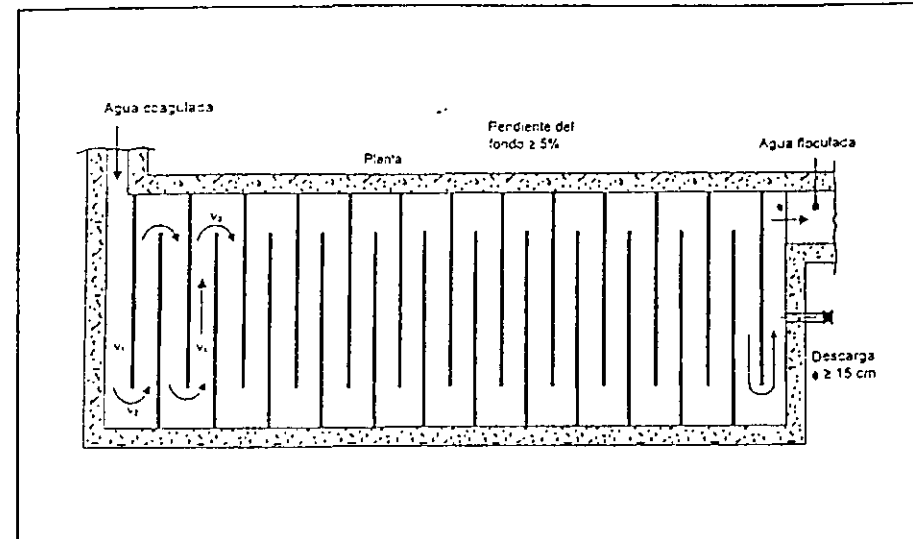


Figura 4.4 Floculador hidráulico de flujo horizontal.

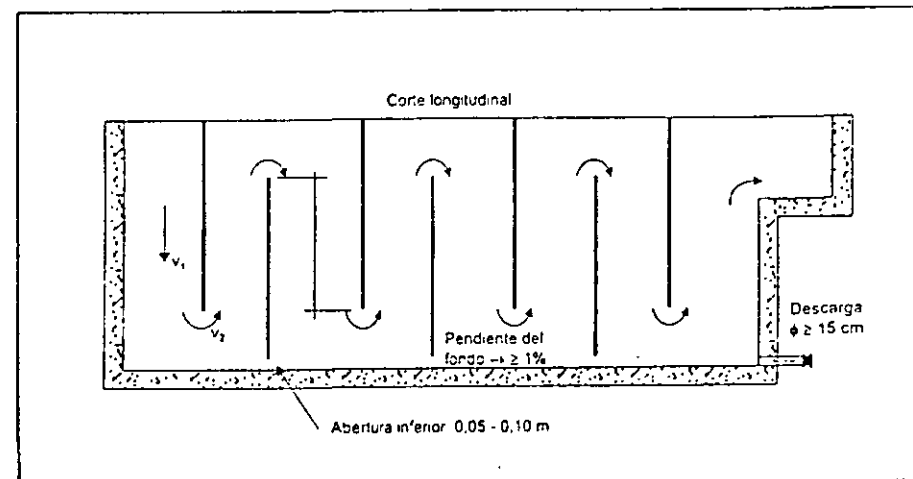


Figura 4.5 Floculador hidráulico de flujo vertical.

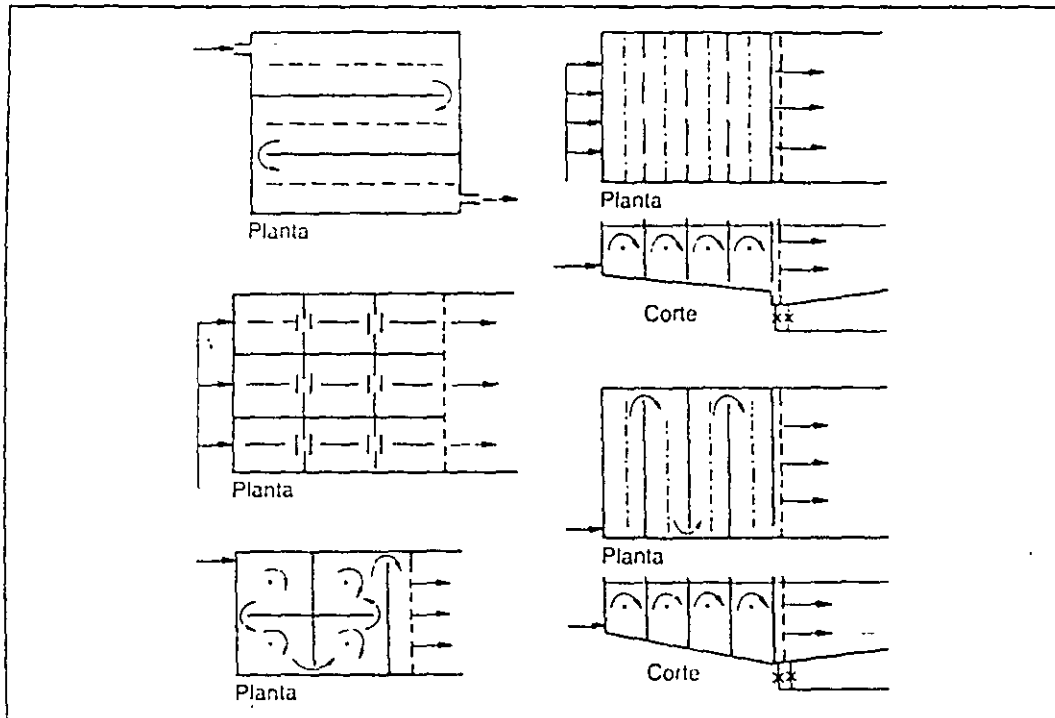


Figura 4.6 Esquemas de floculadores.

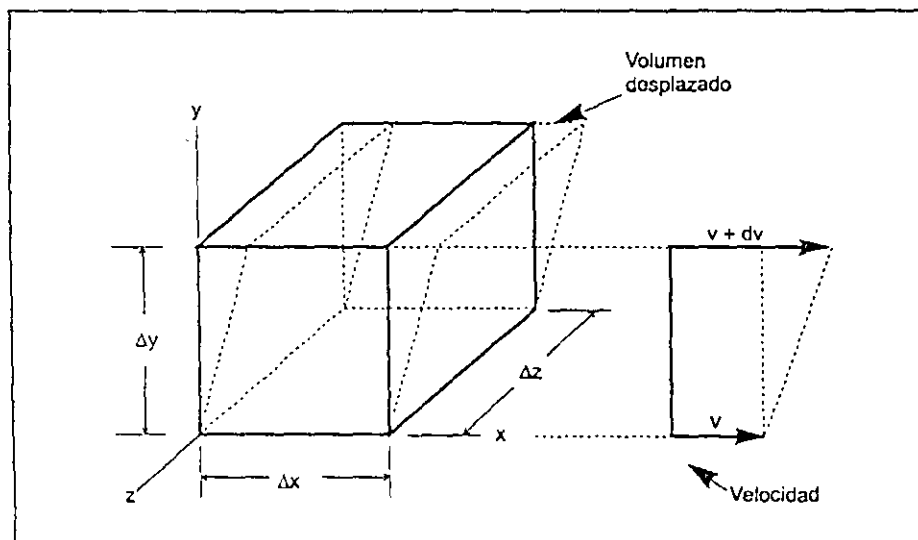


Figura 4.7 Elemento de fluido sometido a mezcla lenta.

1. Floculadores hidráulicos.

Floculadores de tabiques

Los floculadores hidráulicos derivan su energía para la agitación de la masa líquida, de la carga de velocidad que el flujo adquiere al escurrir por un conducto.

Consisten en tanques provistos de pantallas entre los cuales el agua circula con una velocidad fija, produciendo cierta turbulencia en cada cambio de dirección del flujo.

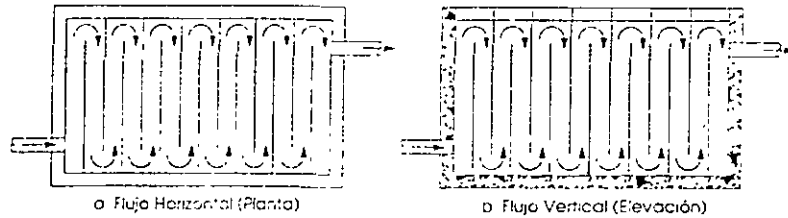


Fig. III.24. Floculadores hidráulicos de tabiques

Son de flujo horizontal y flujo vertical. En los primeros, el flujo va y viene alrededor de los tabiques haciendo un giro de 180 al final de cada uno. En los segundos, el flujo sube y baja en condiciones similares.

En ambos casos se produce una pérdida de carga h_f .

- Por el cambio de dirección y turbulencia h'
- Por ensanchamiento y contracción de la sección h''
- Por la fricción en los tramos rectos h_2

La suma de estas pérdidas de carga constituyen la pérdida de carga total h .

En los floculadores de flujo horizontal $h' + h'' = h_1$ es proporcional a la carga de velocidad $v/2g$, así.

$$h_1 = kN \frac{v^2}{2g} \quad (III-37)$$

En donde,

k = constante empírica

N = número de tabiques

v = velocidad promedio del flujo = Q/A = gasto/sección transversal

Esta velocidad promedio suele variar entre 0.10 y 0.60 m/s. Algunos diseñadores suelen hacer dos o tres sectores, incrementando el espaciamiento de los tabiques para producir una alta velocidad al principio (0.30-0.60 m/s) y baja al final (0.10-0.20 m/s).

Las velocidades altas (0.60 m/s) pueden romper el floc, mientras que las bajas (0.10 m/s) permiten la sedimentación de los lodos. Cada agua de acuerdo con las fuerzas que mantiene aglutinadas las partículas y los coagulantes que se usen, requiere un estudio especial al respecto.

El coeficiente k , es adimensional y varía en proporción directa con la pérdida de carga e inversa con el cuadrado de la velocidad.

$$k = \frac{2g}{N} \frac{h_1}{v^2} \quad (III-38)$$

Suele tomarse $k = 3.5$ como valor promedio, pero en realidad varía entre 2 y 4 según la rugosidad de los tabiques, el espaciamiento entre el extremo de los tabiques y la pared, la temperatura, viscosidad del agua, la forma de la punta de los tabiques (redondeada o cuadrada), etc. De los estudios de Cordón y Samayoa se podría deducir que el valor más frecuente de k tiende hacia 3.0.

La pérdida h_2 se puede calcular con la fórmula de Manning. Así:

$$h_2 = sL = \left(\frac{vn}{R^{2/3}} \right)^2 L \quad (III-39)$$

Donde, s = pendiente del canal

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{\text{gasto}}{\text{sección transversal}}$$

$$R = \text{radio hidráulico} = \frac{A}{P} = \frac{\text{área}}{\text{perímetro mojado}} \quad (III-40)$$

Donde, n = coeficiente de Manning (puede tomarse 0.013 para superficies de cemento y 0.012 para asbesto-cemento).

La pérdida de carga h es la que predomina y puede representar hasta el 70% de la pérdida total.

Gradientes de velocidad en floculadores hidráulicos

La potencia disipada en floculadores hidráulicos se calcula como en el caso de los mezcladores hidráulicos. Así:

$$P = \frac{\gamma Q b_f}{V} \quad (III-41)$$

$$P = \gamma v \frac{b_f}{l} \quad (III-42)$$

Donde, l = longitud en la cual se produce la pérdida de carga h_f .

Como:

$$\frac{V}{Q} = t_0 \quad P = \frac{\gamma b_f}{t_0} \quad (III-43)$$

Donde, t_0 = tiempo nominal de detención

A partir de P se calcula G , así:

$$G = \left(\frac{gP}{\mu} \right)^{1/2} = \left(\frac{g v b_f \gamma}{\mu l} \right)^{1/2} = \beta \left(\gamma v \frac{b_f}{l} \right) = \beta \left(\frac{\gamma b_f}{t_0} \right)^{1/2} \quad (44)$$

Donde, $\beta = (g / \mu)$

Estas ecuaciones se utilizan con el sistema sexagesimal (cm, g, s).

Como:

$$\mu = \nu \rho \quad \text{y} \quad \rho = \gamma / g \quad \text{luego} \quad \mu = \frac{\nu \gamma}{g}$$

En donde μ está expresado en g-masa/cm x s.

Por tanto:

$$G = \left(\frac{b_f g}{\nu t} \right)^{1/2} \quad (III-44.a)$$

Esta ecuación debe utilizarse en el sistema técnico (m, kg, s) en donde $\nu = \nu \times 10^{-4}$, m²/s.

Generalmente G promedio en floculadores de pantallas varía entre 10 y 100 s⁻¹ y más frecuentemente entre 20 y 60 s⁻¹.

Debe notarse en la fórmula (III-42) que la potencia unitaria disipada y por tanto el gradiente de velocidad, dependen de la pendiente hidráulica b_f / l , o sea, que cuanto mayor pérdida de carga b_f , se produzca en la distancia l , mayor gradiente de velocidad se consigue.

Las principales desventajas de este tipo de floculadores son:

- Se produce mucho más pérdida de carga y por tanto gradiente de velocidad en los giros de 180 del flujo que en los tramos rectos.
- Cuando los tabiques son fijos, la velocidad es constante para cada flujo. Si se quiere cambiar Q la velocidad v cambia también, pudiendo ser o muy alta o muy baja.

La figura III-25 aclara el primer punto. Se ve por ella que para una velocidad

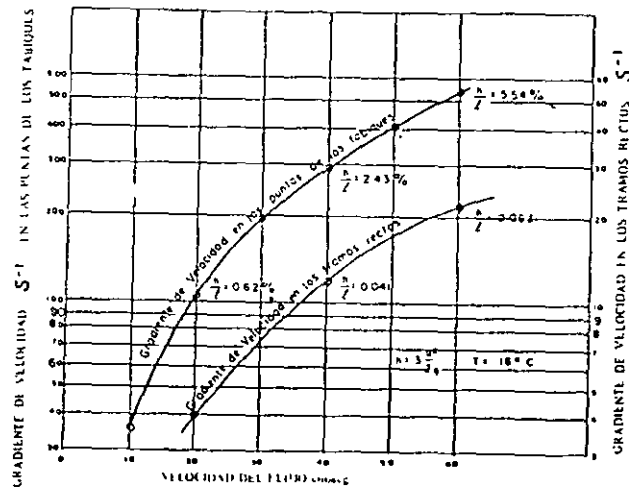


Fig. III.25. Gradiente de velocidad en floculadores de tabiques

de 60 cm/s por ejemplo, el gradiente de velocidad en los tramos rectos es de sólo 22 s⁻¹, mientras que en las puntas de los tabiques puede alcanzar hasta 600 s⁻¹ para una pendiente hidráulica del 5.51 %.

Por tanto, es conveniente disminuir la velocidad del agua en los giros de 180 del flujo para evitar la ruptura del floc. Velocidades no mayores de 15 cm/s. son aconsejables. Por eso, tradicionalmente el espaciamiento entre el extremo del tabique y el muro se ha hecho igual a 1.5 veces la separación entre tabiques, pero tal regla no debe tomarse como absoluta.

La figura III-26 muestra la forma que adopta el gradiente de energía en floculadores de flujo horizontal.

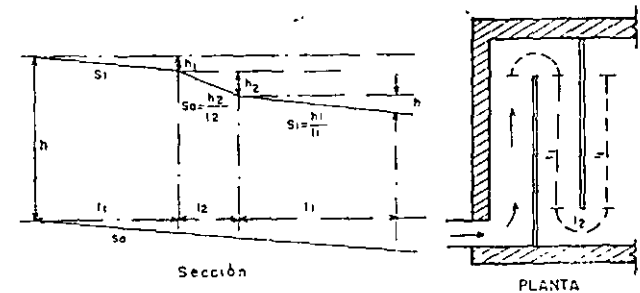


Fig. III.26. Gradiente de energía en mezcladores de flujo horizontal

La segunda dificultad en este tipo de floculadores es su falta de flexibilidad. Efectivamente habiendo una sección constante en los canales, no se puede variar el gasto de la planta sin que varíe la velocidad del flujo.

Por otra parte, la longitud del canal necesario y por tanto el número de tabiques es función de la velocidad del flujo y del tiempo de retención ($L = vt$) y no del gasto, el cual sólo determina la sección (ancho - profundidad) del canal. Véase la tabla III-8. Por tanto, si se quiere hacer dos floculadores en lugar de uno, se disminuye el espaciamiento entre tabiques y el tamaño de cada tanque, pero el número de tabiques se multiplica por dos, lo que puede aumentar el costo de construcción.

Tabla III-8. Longitud en mts de canal requerido en floculadores hidráulicos

Velocidad del flujo cm/s	Tiempo de detención, minutos			
	15	20	25	30
5	45	60	75	90
10	90	120	150	180
20	180	240	300	360
30	270	360	450	540
40	360	480	600	720
50	450	600	750	900
60	540	720	900	1080

Estas limitaciones de los floculadores hidráulicos hicieron que en países industrializados como los Estados Unidos, se prescindiera de ellos desde hace más de tres décadas, y se adoptaron, en cambio, los floculadores mecánicos.

Sin embargo, el floculador hidráulico tiene una serie de ventajas que no deben subestimarse.

- a. No tienen corto circuitos, esto es, el flujo queda retenido durante un tiempo casi igual al período de detención nominal. En el capítulo IV se ahondará más en este concepto.
- b. No tiene partes móviles, de forma que su operación y mantenimiento son más simples que las de los equipos mecánicos.
- c. Si bien, la pérdida de carga necesaria para producir un determinado gradiente de velocidad es mayor, no requiere consumo externo de energía, lo que es una considerable ventaja cuando el flujo llega por gravedad a la planta.

Esto hace especialmente atractivos a los floculadores hidráulicos en países no industrializados, sobre todo si se modifica el diseño para salvar algunas de las dificultades que se presentan.

En primer lugar, la velocidad puede hacerse baja (0.15 - 0.20 m/s) confiando en el alto gradiente que se produce en las puntas de los tabiques, con lo cual se disminuye la longitud de canal requerida. El tiempo de detención puede hacerse por la misma razón igual al hallado en la prueba de jarras, ya que no se presentan cortocircuitos.

Ejemplo: La planta de tratamiento de una población, se ha diseñado con una capacidad promedio de 36 l/s. Se ha proyectado un floculador de tabiques móviles con un período de detención total de 19 minutos. Se han considerado dos zonas: a) $t_0 = 9$ minutos, $v = 0.21$ m/s; b) $t_0 = 10$ minutos, $v = 0.14$ m/s. La temperatura es de 20C y $\mu = 0.01$ g-masa/cm s.

De acuerdo con esto las longitudes de los canales serán:

$$L_1 = 0.21 \times 9 \times 60 = 113.4 \text{ m}$$

$$L_2 = 0.14 \times 10 \times 60 = 84 \text{ m}$$

Secciones del canal $A = Q/v$

$$A_1 = \frac{0.036}{0.21} = 0.171 \text{ m}^2 \quad A_2 = \frac{0.036}{0.14} = 0.257 \text{ m}^2$$

Usando tabiques planos de asbesto-cemento de 1.20 x 2.40 con borde libre de 0.10 m la profundidad de los canales será 1.10 m. Los espaciamientos serán por tanto:

$$a_1 = \frac{0.171}{1.10} = 0.156 \text{ m} \quad a_2 = \frac{0.257}{1.10} = 0.234 \text{ m}$$

Los espaciamientos entre la punta del tabique y la pared serán:

$$1.5 \times 0.156 = 0.234 \text{ m}$$

$$1.5 \times 0.234 = 0.351 \text{ m}$$

Por tanto, el ancho del tanque será:

$$I_1 = 2.40 + 0.234 = 2.63 \text{ m}$$

$$I_2 = 2.40 + 0.351 = 2.75 \text{ m}$$

$$1^{\text{o}} \text{ Tramo } N_1 = \frac{113.4}{2.63} = 43 \quad 43 \times 0.156 = 6.70 \text{ m de largo}$$

$$2^{\text{o}} \text{ Tramo } N_2 = \frac{84}{2.75} = 30 \quad 30 \times 0.234 = 7.02 \text{ m de largo}$$

Incluyendo el espesor de los tabiques (1 cm), las dimensiones del tanque de floculación serán. 15.20 m de largo dividido en dos secciones de 7.13, 7.32 m cada una; 1.40 m de profundidad y 2.63, 2.75 m de ancho cada sección.

Los valores de las pérdidas de carga se calculan en la tabla siguiente:

Tramo	Vel. cm/s	$h_1 = 3Nv^2/2g$	A m ²	P m	$R^{2/3}$ m	S	$SL = h_1$ cm	$h_f = h_1 + h_2$ cm
1	21	29.0	0.171	2.356	0.174	2.46×10^{-4}	2.79	31.79
2	14	9.0	0.257	2.434	0.223	6.66×10^{-5}	0.56	9.56

La potencia disipada en g-cm/cm/s se calcula con la fórmula III-43 así:

$$P_1 = \frac{31.79}{9 \times 60} = 58.87 \times 10^{-1} \quad P_2 = \frac{9.56}{10 \times 60} = 15.93 \times 10^{-1}$$

Los gradientes se calculan con la fórmula III-44 así:

$$G_1 = \left(\frac{981 \times 58.87 \times 10^{-1}}{0.01} \right)^{1/2} = 76.1$$

$$G_2 = \left(\frac{981 \times 15.93 \times 10^{-1}}{0.01} \right)^{1/2} = 39.5$$

Floculadores hidráulicos de flujo vertical

Este tipo de floculador es más compacto que el de flujo horizontal, pues puede hacerse más profundo (2.0 a 3.0 m) y por tanto requieren menor área superficial. Su principal problema consiste en la acumulación de lodos en la parte inferior de los compartimientos, los cuales son difíciles de extraer. En Brasil, para solucionar este problema, se deja en la base de cada tabique que llegue hasta el fondo, una abertura con un área equivalente al 5% del área horizontal de cada compartimiento.

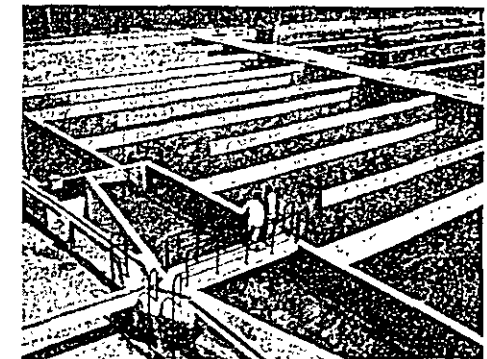


Fig. III.27. Fotografía de un floculador de tabique

En esta forma se permite que el flujo se divida, y mientras la mayor parte asciende, una pequeña proporción pase directamente por el fondo, creando una turbulencia adicional e impidiendo la acumulación de sedimentación como lo muestra la figura III.28. Se usa para plantas relativamente grandes (mayores de 50 l/s). En plantas pequeñas por razones estructurales es preferible el de flujo horizontal.

En los floculadores de flujo vertical el paso del flujo por arriba se determina considerándolo como un vertedero rectangular, de pared delgada y sin contracciones laterales.

El paso por abajo como un orificio alojado. A esto hay que agregarle las pérdidas por cambio de dirección del flujo.

Existen dos gradientes de velocidad que se pueden calcular: El gradiente puntual en los cambios de dirección del flujo o en las constricciones y el gradiente promedio en el sistema.

Desde el punto de vista del proceso, lo que más interesa es el gradiente del sistema, que se determina por la diferencia de nivel entre la entrada al reactor y la salida del mismo. El gradiente puntual solo interesa para verificar que no es tan alto que pueda romper el floc.

La secuencia de cálculo para determinar las dimensiones de un floculador de flujo vertical es como sigue:

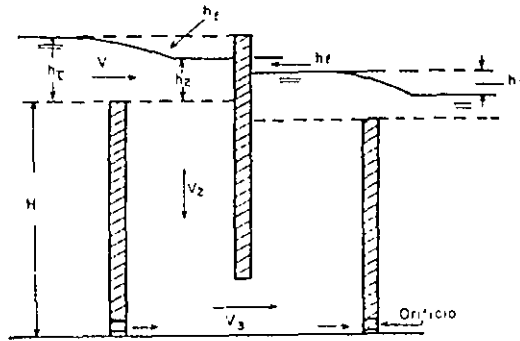


Fig III.28. Floculador de flujo vertical

a. Para los pasos superiores

1. La pérdida de carga en el sistema se halla a partir de la ecuación III-44.a, despejando h_T en ella:

$$h_T = \frac{G^2 v t_0}{g} \quad (III.45)$$

2. El número de compartimentos o tabiques es:

$$n = \frac{V_2 t_c}{H} \quad (III.46)$$

En donde H es la profundidad del agua en el floculador, la cual debe adoptarse como dato del problema así como la velocidad del flujo v y el tiempo de detención t_0 .

3. La pérdida de carga en cada tabique es:

$$h_f = \frac{h_T}{n} \quad (III.47)$$

4. Dándole un valor tentativo a h_1 se puede calcular h_2 así:

$$h_2 = h_1 - h_f$$

5. Tomando el cociente de h_2/h_1 se puede entrar a la tabla III-9 y obtener el coeficiente de sumergencia para poder calcular el gasto unitario por metro de vertedero para $b = ancho = 1$. Así:

$$q = 1.84 \alpha b_1 \quad (III.48)$$

6. Conocido q , b se puede calcular así:

$$b = \frac{Q}{q} \quad (III.49)$$

En donde,

Q = gasto total con que se quiere calcular el floculador

q = gasto unitario para $b = 1$

Se debe proceder por tanteos hasta obtener las dimensiones buscadas.

b. Para los pasos inferiores se utiliza la ecuación

$$A = \frac{Q}{\sqrt{Cd^3 2g h_f}} \quad (III.50)$$

En donde Cd = coeficiente del orificio.

Obtenida el área, A , del orificio inferior y conocido, b , el ancho del tanque, se puede saber la altura, "a", del orificio así:

$$a = \frac{A}{b}$$

Tabla III.9. Valores de α

h_2/h_1	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
0.0	1.000	1.004	1.006	1.006	1.007	1.007	1.006	1.006	1.006	1.005
0.1	1.005	1.003	1.002	1.000	0.998	0.996	0.994	0.992	0.989	0.987
0.2	0.985	0.982	0.980	0.977	0.975	0.972	0.970	0.967	0.964	0.961
0.3	0.959	0.952	0.953	0.950	0.917	0.944	0.911	0.938	0.935	0.932
0.4	0.929	0.926	0.922	0.919	0.915	0.912	0.908	0.904	0.900	0.896
0.5	0.892	0.888	0.884	0.880	0.875	0.871	0.866	0.861	0.856	0.851
0.6	0.846	0.841	0.836	0.830	0.824	0.818	0.813	0.806	0.800	0.794
0.7	0.787	0.780	0.773	0.766	0.758	0.750	0.742	0.732	0.723	0.714
0.8	0.703	0.692	0.681	0.669	0.656	0.644	0.631	0.618	0.604	0.590
0.9	0.574	0.557	0.539	0.520	0.498	0.471	0.441	0.402	0.352	0.275

Los valores de α correspondientes a una relación h_2/h_1 menor de 0.2 y mayor de 0.8 pueden considerarse inciertos por ser estados de transición

El gradiente de velocidad en el orificio se calcula así:

$$G = \sqrt{\frac{fv_2^3}{8R_H v}} \quad (III.51)$$

En donde,

$$f = 0.04 \text{ a } 0.03$$

R = radio medio hidráulico A/P .

Respecto a este tipo de floculador cabe observar que:

- La altura de los tabiques que dan paso al agua por encima y actúan por tanto como vertederos ahogados deben ir disminuyendo de alto en un valor h_f , a fin de mantener el tirante h constante. De lo contrario los primeros tabiques producirían un gradiente menor que los últimos en contra de la práctica corriente.
- Con aguas moderadamente turbias o turbias (en especial con areniscas) se pueden presentar depósitos de lodos en el fondo del tanque de difícil remoción. Conviene, por eso, como se dijo antes, dejar un orificio a ras del piso en los tabiques que bajan hasta él, que permitan un flujo máximo del 5%. Tales orificios deben quedar en posición alternada para evitar cortocircuitos.
- Los tabiques deben construirse con material que pueda resistir la presión del agua por una sola cara. Por esta razón no se recomienda el uso de placas de asbesto-cemento.
- Debe dejarse drenaje para cada cámara (individual o con múltiple)

Ejemplo de cálculo:

Diseñar un floculador hidráulico de flujo vertical con las siguientes características:

$$Q = 0.5 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$t_s = 20 \text{ min.}$$

$$v_1 = 0.15 \text{ m/s}$$

$$G(\text{promedio}) 40 \text{ s}^{-1}$$

$$\mu = 1.01 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s} \text{ (Sistema Técnico)}$$

$$H = 4.20 \text{ m}$$

$$C_d = 0.7$$

Respuesta:

1. Pérdida total:

$$h_2 = 40^2 \times 1.01 \times 10^{-6} \times 20 \times \frac{60}{9.81} = 0.198 \text{ m}$$

2. Número de tabiques:

$$n = \frac{0.15 \times 1200}{4.20} = 43 \text{ tabiques}$$

3. Pérdida por tabique (incluye cambios de dirección):

$$h_f = \frac{0.198}{43} = 0.0046 \text{ m}$$

4. Pasos superiores

Asumiendo para h_1 un valor de 0.30 m.

$$h_2 = 0.30 - 0.0046 = 0.2954 \text{ m}$$

$$\frac{h_2}{h_1} = 0.9846$$

Por tanto de acuerdo con la tabla III-9

$$\alpha = 0.352$$

$$\text{Gasto unitario, } q = 1.84 \times 0.352 \times 0.30 = 0.194 \text{ m}^3/\text{s por ml}$$

Ancho:

$$b = \frac{0.5}{0.194} = 2.58 \text{ m}$$

Espaciamiento entre tabiques

$$e = \frac{Q}{b v_1} = \frac{0.5}{(2.58)(0.15)} = 1.29 \text{ m}$$

5. Pasos inferiores:

Área de paso

$$A = \frac{0.5}{\sqrt{0.7^2 \times 2 \times 9.81 \times 0.0046}} = 2.377 \text{ m}^2$$

$$\text{Altura del orificio inferior, } a = \frac{2.377}{2.58} = 0.92 \text{ m}$$

$$\text{Velocidad en el orificio, } v_1 = \frac{0.5}{0.92 \times 2.58} = 0.21 \text{ m/s}$$

Debe observarse que dada la gran sumergencia de los vertederos ahogados superiores, siempre mayor de 0.80, el gasto calculado no es muy exacto.

6. Gradiente de velocidad en el orificio, según III-51:

$$G = \sqrt{\frac{0.04 \times 0.21^3}{8 \times 0.34 \times 1.01 \times 10^{-6}}} = 11.6 \text{ s}^{-1}$$

Este gradiente tomado con el coeficiente f máximo no tiene por que producir rotura del floc pues es bajo.

En la práctica los floculadores se calculan con dos o tres secciones cada una con un gradiente menor que la que la precede.

Floculador Alabama

Una variante del floculador anterior es el tipo Alabama con el cual cada cámara lleva un codo que impulsa el agua hacia arriba, como indica la figura III-29 y la vuelve a tomar en el fondo. Los codos se colocan en forma alternada: el anterior en el lado derecho de la cámara y el que le sigue en el lado izquierdo para evitar corto circuitos.

En realidad es un floculador de flujo vertical sin tabiques vertederos y puede calcularse de esa manera.

Deben hacerse un mínimo de nueve cámaras pero es preferible hacer doce o más cuyo volumen sumado corresponda al volumen del tiempo de detención total que se necesite. En los codos la velocidad debe estar entre 0.40 y 0.60 m/s. para evitar rotura del floc. En el extremo de los codos se coloca una placa de orificio que pueda ser cambiado por otra a voluntad a fin de modificar el gradiente. La

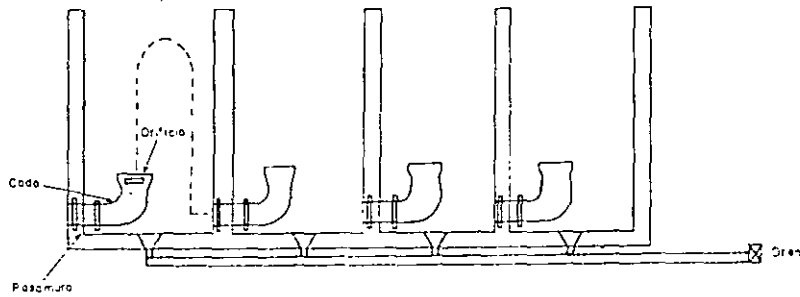


Fig. III.29. Floculador tipo Alabama

pérdida de carga en los codos se puede calcular con las fórmulas corrientes y el gradiente de velocidad dada anteriormente, así:

$$G = \sqrt{\frac{g h_f}{\nu t_c}} \quad (III.52)$$

En donde,

g = aceleración de la gravedad

h_f = pérdida de carga en el pasamuro, codo y orificio

ν = viscosidad cinemática en sistema sexagesimal

t_c = período de detención de la cámara

Se parte aquí del principio de que la energía para producir turbulencia en cada cámara es la inducida por la pérdida de carga en el pasamuro, codo y orificio.

Cabe observar que cada cámara debe dejársele un desagüe por el fondo conectado a un múltiple, para extracción de lodos.

Ejemplo de cálculo

Se quiere calcular un floculador para 12.5 l/s. con 9 cámaras y 25 min. de período de detención. Diámetro del orificio 6" y del tubo 8". Temperatura 20°C ($\nu = 1.01 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.)

Solución

Volumen total: $0.0125 \times 25 \times 60 = 18.75 \text{ m}^3$.

Profundidad seleccionada: 2.60 m.

Se adoptan 9 celdas de $0.90 \times 0.90 \times 2.60 = 2.106 \text{ m}^3$.

Diámetro tubo 8"

Período de detención por cámara: $25 \times 60/9 = 166.6 \text{ s}$.

Pérdidas de carga: en pasamuro:

$$h_f = \frac{Q^2}{19.6 C d^5 A^2} = \frac{(0.0125)^2}{19.6 \times (0.8)^5 \times (0.03242)^2} = 0.012 \text{ m}$$

en codo:

$$h''_f = 0.4 \frac{v^2}{2g} = 0.40 \frac{(0.386)^2}{19.6} = 0.003 \text{ m}$$

en el orificio:

$$h'''_f = \frac{(0.0125)^2}{19.6 \times (0.65)^2 \times (0.0182)^2} = 0.057 \text{ m}$$

Pérdida de carga por cámara: $0.012 + 0.003 + 0.057 = 0.072 \text{ m}$

Pérdida de carga en las 9 cámaras: $9 \times 0.072 = 0.648 \text{ m}$

Gradiente de velocidad en el paso entre cámaras:

$$G = \sqrt{(9.81) \frac{(0.072)}{(1.01) (10^{-6}) (166.6)}} = 64.78 \text{ s}^{-1}$$

Floculadores de flujo helicoidal (Cox)

Los floculadores de flujo helicoidal consisten en una serie de cámaras (más de seis y preferiblemente ocho a doce) en las cuales el agua entra por el fondo en la esquina de la celda y sale por encima en la esquina opuesta, de forma que se induce un movimiento rotacional del agua que crea un vórtice amplio, cuyo centro se desplaza frecuentemente de un lugar a otro propiciando así el desarrollo de vórtices menores.

Este tipo de floculador es de utilidad en los casos en que se requiera bajo gradiente de velocidad pero las turbiedades sean moderadas y no contengan partículas pesadas. La colocación de las aberturas en las cámaras debe hacerse en forma cuidadosa para que el agua adquiera el movimiento rotatorio que se busca como indica la figura. La formación de vórtices está influida por las fuerzas de Coriolis.

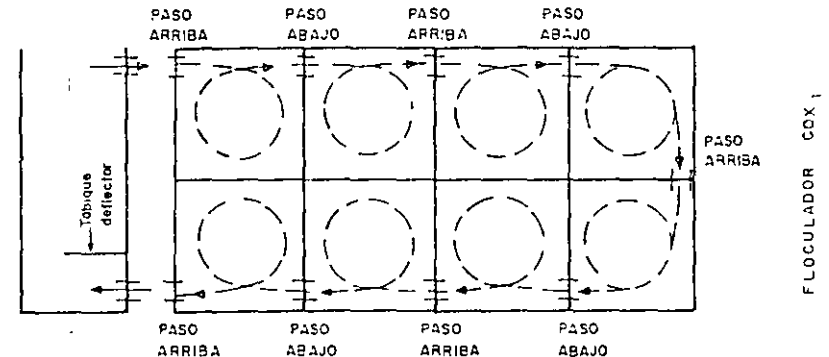


Fig. III.30. Floculador Cox

En el hemisferio sur tienden a girar en el sentido de las manecillas del reloj y en el norte en sentido opuesto. Aunque no es esencial vale la pena tener en cuenta este punto. Las celdas deben ser cuadradas y la relación: lado a profundidad, debe

ser como mínimo 1 a 1.2 pero preferiblemente 1 a 2. El cálculo del volumen del floculador se hace dividiendo el tiempo de retención necesario por el número de cámaras.

El cálculo del gradiente de velocidad se lo hace con las ecuaciones dadas para floculador hidráulico o sea la (III-44). Las pérdidas de carga en las aberturas se determinan como orificios cuadrados de pared gruesa. Las pérdidas de carga total es la sumación de las pérdidas de carga parciales. Estas se pueden considerar (en forma por demás aproximada) como la energía necesaria para inducir el vórtice y por tanto con ellas se puede calcular el gradiente de velocidad en cada celda.

A fin de poder variar dicho gradiente, conviene introducir en las aberturas compuertas de muy simple diseño que puedan accionarse desde arriba (comunemente marcos metálicos con una hoja adentro, accionable con una manija). Para evitar posibles cortocircuitos se podría introducir pantallas horizontales delgadas que cubran el 30% del área superficial colocadas en tal posición que impidan posibles cortocircuitos entre las aberturas bajas y altas de la misma cámara. Debe además dejársele una salida para evacuación de lodos en cada celda conectado a un múltiple.

Ejemplo de cálculo:

Se requiere diseñar un floculador Cox para 0.3 m³/s con un período de detención de 25 min y gradientes de velocidad de 15, 25 y 44 s⁻¹.

Solución:

Para 0.3 m³/s = 18 0 m³/min., el volumen requerido es: 25 x 18 = 450 m³

Suponiendo 8 cámaras cada una tendrá 56.25 m³. Para una profundidad útil de 4.30 m., el área de la cámara es 13.08 m² y el lado 3.61 m. El gradiente de velocidad en las aberturas (que se supone igual a la de la cámara) se calcula así en el sistema técnico:

$$G = \sqrt{\frac{fv^3}{8R_H\nu}}$$

En donde,

f = coeficiente

v = velocidad del flujo en la abertura

R = radio medio hidráulico A/P

ν = viscosidad cinemática

Para f = 0.017 y ν = 1.01 x 10⁻⁶ m²/s. (a 20°C), si la abertura tiene 1.0 x 1.0 m., el radio medio hidráulico, R, será igual a 1.0/4 = 0.25 y el G = 15.0 s⁻¹.

La pérdida de carga será:

$$h_f = \frac{Q^2}{2\gamma C^2 A^2} = \frac{(0.3)^2}{19.6 \times (0.74)^2 \times (1.0)^2} = 0.008 \text{ m}$$

En forma similar se pueden hallar las pérdidas y los gradientes para las aberturas menores así:

Pa	75 x 1.0	G = 25.1 s ⁻¹	y	h = 0.015 m.
Pa	5 x 1.0	G = 44 s ⁻¹	y	h = 0.028 m.

Sistemas experimentales de floculación hidráulica.

Utilizando los conceptos sobre microturbulencia en floculación presentados en el capítulo II, es posible construir floculadores que, a igualdad de condiciones, produzcan los mismos resultados que los convencionales pero en un tiempo mucho mas corto. Experimentalmente se han usado los siguientes métodos:

1. Lechos porosos:
 - a) de piedra
 - b) de material plástico
2. Mallas:
 - a) fijas
 - b) rotatorias
 - c) reciprocantes

Floculador de lechos porosos

Consisten en lechos de piedra de 1/2" a 3/4", o 3/4" a 1" o 1" a 1" o una combinación de los tres tamaños colocados en una caja que pueda drenarse por el fondo, en donde el flujo asciende y se recoge en la parte superior para pasarlo a los decantadores. El período de detención con que trabajan estos floculadores es muy corto de 3 a 5 min., debido tanto a la microturbulencia como a la gran concentración de partículas que se deposita entre los poros de las gravas, lo que facilita los contactos. Quizás por esto, en los estudios realizados por González y Ortiz (1984) se observó que la eficiencia de la floculación mejoraba progresivamente. Sin embargo, a medida que pasa el tiempo se nota un aumento de la pérdida de carga debido a la colmatación del medio poroso.

Entre mayor fue la rata de flujo con que se operó (de 100 a 419 m³/m²/d) mayor fue la rata de colmatación, que alcanzó valores hasta de 0.20 m. en 55 horas.

Por tanto este tipo de floculadores deben limpiarse periódicamente, lo que constituye su principal inconveniente. Podrían proyectarse, por eso, con la misma disposición de los filtros de lavado mutuo, pero tal cosa no se ha intentado hasta el momento.

Richter (1988) consideró que el valor que determina la eficiencia es la constante de Camp, *Gt*. Valores de *Gt* del orden de 14.000 a 16.000 parecen dar los mejores resultados mientras que valores bajos inferiores a 10.000 son poco aceptables.

En los estudios antes citados se trabajó con *Gt* de alrededor de 8000 y eficiencias inferiores a los de la prueba de jarras, lo que parece confirmar este acerto.

El gradiente se puede calcular con la ecuación:

$$G = \frac{g v h_f}{\nu L} \quad (III.53)$$

En donde,

v = velocidad frontal (Q/A)

L = Altura del lecho de grava

h = pérdida de carga en el lecho limpio que se puede calcular, como lo sugiere Richter (1981), con la ecuación de Forchheimer:

$$h = av + b v^2$$

En donde v, a y b = coeficientes que se calculan así:

$$a = \frac{0.162 (1 - p_0)^2}{C_e D_c p_0} \quad (III.54)$$

$$b = \frac{0.081 (1 - p)^2}{C_e D_c p_0} \quad (III.55)$$

En donde,

p_0 = porosidad del lecho limpio

C_e = coeficiente de esfericidad

D_c = diámetro de la partícula

Esta ecuación se puede utilizar solo para flujo transicional y turbulento pero no para flujo laminar, el cual se presenta cuando el número de Reynolds, expresado como:

$$N = \frac{v D_c}{\nu} \quad (III.56)$$

es mayor de 6, según Camp.

Puede observarse que para partícula entre 1.25 y 3.75 cm. y velocidades mayores de 0.07 cm/s. es siempre mayor de 6 y no hay flujo laminar, por lo que se puede utilizar la ecuación de Forchheimer.

El tiempo de detención teórico se determina así:

$$t_c = \frac{L p_0}{v}$$

Esfericidades y porosidades de gravas

Clase	Esfericidad	Porosidad P_0
Esféricas	1.0	0.38
Redondeadas	0.98	0.38
Desgastadas	0.94	0.39
Quebradas	0.81	0.40
Angulares	0.78	0.43
Trituradas	0.70	0.48

Huelga advertir que este tipo de floculador poroso es aún experimental y su uso no se recomienda sino en estaciones pequeñas con carácter tentativo mientras se gana mejor conocimiento sobre la materia.

En los ensayos realizados por González y Ortiz (1984) con tres diferentes lechos de grava (1" 1/2 - 1", 1" - 3/4", 3/4" - 1/2") se ve con claridad que cuando trabajan con velocidades bajas de 100 a 300 m³/m²/d las pérdidas de carga después de 50 horas eran relativamente bajas inferiores a 0.1 m. En cambio cuando trabajaban con altas velocidades (300 a 500 m³/m²/d) las pérdidas se incrementaban con rapidez hasta llegar a 0.40 m en las 50 horas. Por otra parte las pérdidas presentan una forma escalonada, como si el lecho se estuviera limpiando y volviendo a colmatarse. La eficiencia del proceso mejora en cambio siempre con el

tiempo. De aquí se deduce que es necesario hacer una limpieza periódica del lecho igual que en los filtros. El tiempo de detención varió de 1.5 min a 10 min, pero no parece que aumente la eficiencia al incrementarse este parámetro. Tiempos de 3 minutos dan así tan buenos resultados como 10 min. La mayor dificultad de estas unidades es encontrar una manera práctica y eficiente de lavarlas.

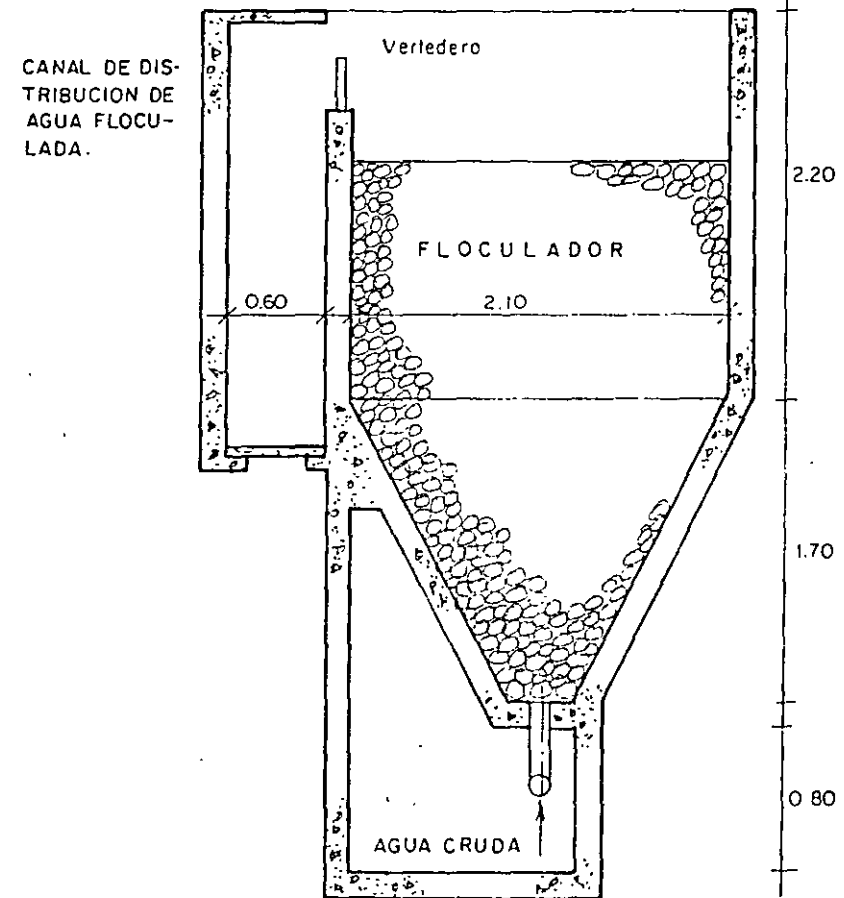


Fig. III.31. Floculador medio poroso (Tomado de Richter)

Como una aproximación a la solución de ese problema, algunas firmas comerciales norteamericanas están en el momento vendiendo plantas de filtración que incluyen como único pretratamiento, un prefiltro en material plástico granular (esferas de unos 2 a 3 mm de diámetro) de baja densidad, por entre el cual el agua cruda con los coagulantes es obligada a subir, antes de caer a los filtros descendentes de arena y antracita de tipo convencional. Los granos son retenidos en la parte superior por una malla más fina que ellos, que evita que sean arrastrados por el flujo. Con el transcurrir del tiempo, este prefiltro se colmata y aumenta la pérdida de carga, para lavarlos se inyecta aire en él, con lo que el lecho se expande totalmente y permite que los granos liberen las partículas capturadas. Al suspender el flujo del aire el lecho se vuelve a compactar en la parte superior contra la malla y el proceso puede continuar. Durante la operación de lavado, el agua proveniente del prefiltro se lleva al desagüe sin pasar por los filtros descendentes cuya operación se suspende.

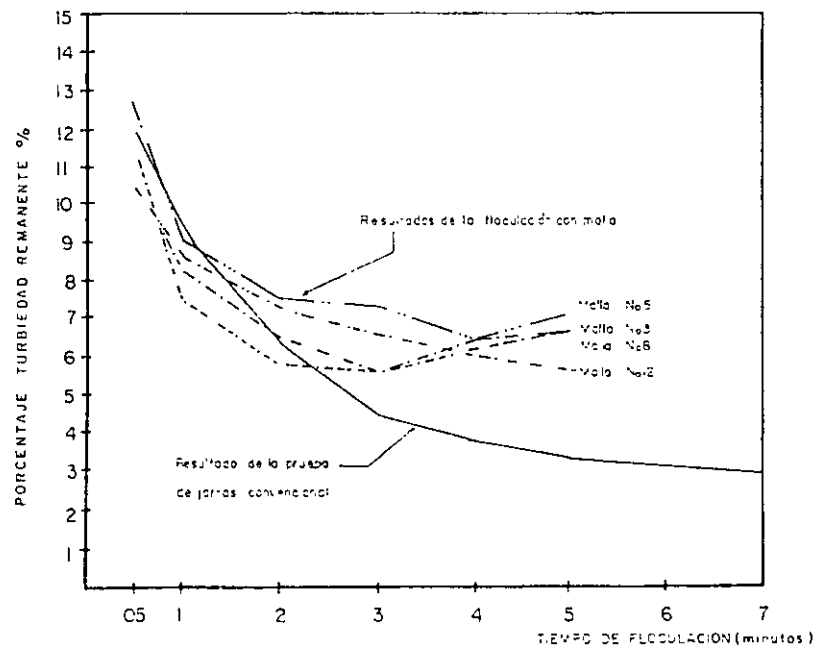


Fig. III.32. Resultados de la floculación con mallas según Guerrero y Salazar

1. Floculadores de mallas

Propuestos inicialmente por Riddick en 1969, los floculadores de mallas se han utilizado muy poco en la práctica debido a la carencia de un adecuado soporte científico que permitiera su desarrollo. En 1982 Snel y Arboleda presentaron los conceptos básicos sobre su funcionamiento y desde entonces se han realizado diversas investigaciones tanto por los autores antes citados, como C. Richter (1984), Ruiz (1984), Guerrero y Salazar (1986), Castrillón, López y Sanchez (1986), Castrillón y Lawler (1990) y otros.

El floculador de mallas hace uso del concepto de la microturbulencia que se aplica al de piedras, con la ventaja sobre él de que no sufre obstrucciones y permite regular en forma más precisa las escalas de la turbulencia creada. Tiene la desventaja, por otro lado, de que no concentra las partículas por flocular como lo hace aquel.

Al tratar de aplicar la teoría desarrollada por Snel y Arboleda, Ruiz y colaboradores (1982) encontraron baja eficiencia para velocidades entre 1.25 y 7.5 cm/s. Ellos usaron mallas fijas espaciadas a 6 y 12 cm con aberturas entre hilos de 1.6 a 1.0 mm, colocadas en un largo canal metálico de 19.3 m y una sección de 0.25 x 0.25 m. Obtuvieron los mejores resultados con una velocidad de flujo de 2.5 cm/s y un espaciamiento de 6 cm entre mallas. Por ser mallas finas, con frecuencia se obstruían con partículas flotantes. El tiempo de detención fue de 5.0 minutos. Richter obtuvo buenos resultados introduciendo mallas rotatorias en el floculador de tabiques de flujo horizontal de Toledo (Brasil). Inicialmente existen dos cámaras con agitadores mecánicos ($G = 50 \text{ s}^{-1}$, $t = 11 \text{ min}$) y luego viene el floculador con mallas ($t = 14 \text{ min}$) en los que el flujo pasa con una velocidad de 7.5 cm/s. El espesor de los hilos es de 2.5 mm, al comienzo y 1.5 mm, al final. La separación entre hilos es de 2.5 cm. El único inconveniente encontrado han sido depósitos de floc en los canales.

Guerrero y Salazar (1986), utilizaron para sus experiencias un sistema de pruebas de jarras con agitadores de movimiento recíprocamente, constituidos por conjuntos de mallas (de una a 21 unidades) separadas entre sí 2.0 a 4.5 cm., que subían y bajaban por medio de un balancín dentro de una jarra de acrílico cuadrada de 2.0 l de capacidad. Las mallas tenían distintas configuraciones.

Malla No.	Separación entre hilos mm	Diámetro del hilo mm	Espacios por pulgada cuadrada
5	7	0.7	3
5	4.5	0.5	5
8	2.6	0.3	8
12	1.6	0.25	12

Se utilizaron velocidades de desplazamiento entre 3 y 16 cm/s. Como pruebas testigos se realizaron ensayos de jarras convencionales. Al comparar estos con los resultados obtenidos (véase Fig. III-32) se ve claramente que la velocidad de aglutinación de partículas durante los primeros 1 a 2 minutos de agitación es definitivamente mayor en las mallas que en la floculación tradicional, pero al continuar el proceso, el floc parece romperse y los resultados deteriorarse.

Resultados muy similares a los anteriores fueron obtenidos por Castrillón, López y Sanchez (1985). Los experimentos los realizaron en jarras cuadradas de acrílico como las que se describen en el capítulo IV, en las que las paletas planas fueron reemplazadas por paletas con mallas, pero que tenían movimiento rotatorio en lugar de recíprocamente. Se compararon las pruebas convencionales con las hechas con las mallas.

En todos los ensayos realizados, se ve en forma patente, que el proceso de aglutinación de partículas, es mucho más rápido en los reactores con mallas que en los que tienen paletas planas, pero que la remoción de turbiedad tiene un límite (inferior al del sistema normal).

De la discusión presentada se puede concluir, mientras se allega mayor información, que aparentemente el sistema como se inducen las altas velocidades en los floculadores actuales es ineficiente, ya que la mayor cantidad de

la energía introducida se utiliza en producir vórtices de amplia escala, cuando solo los vórtices de pequeña escala tienen influencia en la colisión de partículas, y que por tanto, es posible llegar a generar una floculación de alta rata en 2 a 5 min, si se ajustan adecuadamente las escalas de turbulencia, al tamaño creciente de las partículas

2. Floculadores mecánicos

Se entiende por floculadores mecánicos aquellos que requieren una fuente de energía externa que mueva un agitador en un tanque o en una serie de tanques, en donde el agua permanece un tiempo teórico de detención t_0 .

Según el sentido del movimiento del agitador se clasifican en: giratorios y reciprocantes.

Los primeros pueden ser de baja velocidad de rotación (paletas) o de alta velocidad de rotación (turbinas). Pueden ser de eje horizontal o de eje vertical.

Los segundos consisten ya sea en parrillas de madera que suben y bajan alternativamente (walking beams) o en sistemas oscilantes como cintas (ribbons flocculator) que van y vienen dentro del tanque. En ambos casos, la energía comunicada a la masa líquida es directamente proporcional a la energía con que se desplace el elemento mecánico dentro de ella.

3. Floculadores giratorios

Los floculadores giratorios constan de un sistema de paletas adheridas a un eje horizontal o vertical como lo muestran las figuras III-33 y III-34, el cual gira impulsado por un motor eléctrico desplazando el agua y produciendo un trabajo.

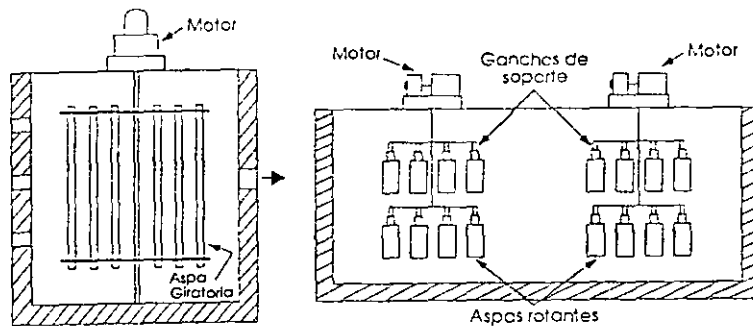


Fig. III.33. Floculadores de eje vertical

Los agitadores pueden tener dos, tres o cuatro brazos como indica la figura III-35 y en cada brazo puede haber dos, tres o varias paletas o travesaños unidos por una pieza central al eje. Pueden colocarse perpendicular a la dirección del flujo o paralelo a éste, con el objeto de disminuir los cortocircuitos.

Cuando se usan agitadores de eje horizontal, se requiere por lo general un pozo seco al lado del tanque de floculación para acomodar los motores y mecanismos que impulsan el sistema. Puede evitarse el pozo seco utilizando una correa en V y colocando el motor en el borde del tanque. Especial cuidado debe ponerse en este caso para evitar la corrosión.

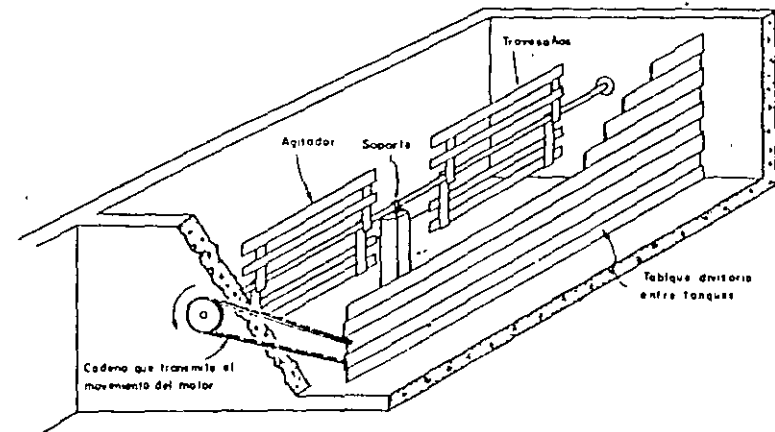


Fig. III.34. Floculador de paletas de eje horizontal

Con agitadores de eje vertical no es necesario el pozo seco, pero puede inducirse en el agua, más fácilmente, un movimiento de rotación que estimule los cortocircuitos. El número de agitadores y de paletas en los floculadores determina la energía comunicada al líquido.

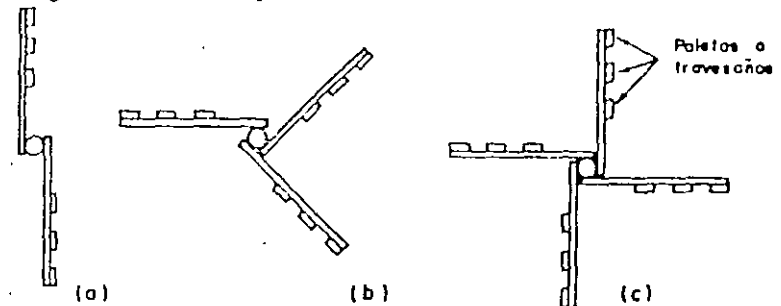


Fig. III.35. Diferentes arreglos de agitadores de paletas para floculadores

Bean (1953), considera que el área total de paletas no debe ser mayor del 15 al 20 % de la sección transversal del tanque con el objeto de prevenir la rotación general del líquido alrededor del eje, disminuyendo de esta manera la eficiencia de la agitación. Para evitar esto, algunos diseñadores prefieren colocar deflectores fijos en los muros del tanque.

La distancia entre los extremos de los agitadores se suele hacer no menor de 0.60 m y el espacio entre ellos y el fondo del tanque no menor de 0.15 m pero preferiblemente no mayor de 0.30 m.

Los floculadores de turbina son más compactos y pueden generar mayor energía cuando son operados a alta velocidad. Esencialmente consisten en un eje en el cual van colocados una serie de discos giratorios provistos de aletas. La velocidad de rotación es mayor que en los floculadores de paletas y tienen por eso menor tendencia a comunicar un movimiento de rotación a la masa de agua. Son por lo común de menor costo y pueden acomodarse en tanques alargados. En

algunas plantas modernas se usan floculadores de turbinas en las primeras cámaras (que requieren mayor gradiente de velocidad) y de paletas en las finales.

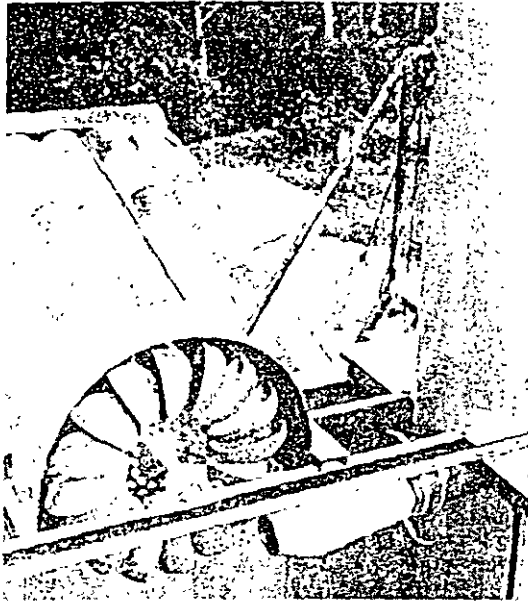


Fig. III-36. Floculadores de Turbina

El principal defecto de los floculadores mecánicos es la facilidad con que producen cortocircuitos, reduciendo notablemente el tiempo que permanece retenido el flujo en el tanque, con lo que se disminuye la eficiencia del proceso. Dicen al respecto Hudson y Wolfman (1967), "Comparaciones de la prueba de jarras y los datos de la planta son difíciles de hacer por una variedad de razones, la más importante de las cuales es la de que en la prueba de jarras no existen cortocircuitos. El agua y los reactivos están retenidos en su totalidad en los vasos durante todo el tiempo del ensayo. Lo contrario sucede en las cámaras de floculación de las plantas de tratamiento donde parte del agua pasa rápidamente mientras otra es retenida por largos periodos".

Tradicionalmente, los tanques floculadores se han dividido en varias cámaras. En el capítulo II se vio que la eficiencia de la floculación expresada como $(1 - N/N_0)$ es función del número "m" de comportamientos del floculador. Esto se comprende claramente si se tiene en cuenta que cuanto mayor sea el número de cámaras menor es la posibilidad de cortocircuitos. La forma como los diversos compartimientos se comunican tiene por otra parte una gran importancia. En la figura III-37 se muestran algunos arreglos.

La solución (a) con muros divisorios perforados es bastante común. Sin embargo, no impide adecuadamente, por lo general, el paso directo al sedimentador de un buen porcentaje de la masa de agua. La solución (d) es quizás mejor al respecto, pero es costosa de operar puesto que las turbinas consumen más energía que las paletas. En las soluciones (b), (d) y (e), debe diseñarse con cuidado el paso del flujo al sedimentador para evitar la ruptura del floc. La solución (c) consiste de un disco adherido al eje de rotación de las paletas, que obliga al agua a pasar por un orificio y evitar que fluya en sentido contrario. La solución (f) es una combinación de la (b) y (d) pero con flujo de arriba hacia abajo.

Los muros perforados se pueden hacer de ladrillo o de concreto con orificios que permitan velocidades de 0,20 a 0,30 m/s para impedir que se presenten corrientes en el sentido opuesto al avance del flujo y se intermezclen las masas de agua en las cámaras. Cuando se usan tabiques de madera se suelen hacer estos dobles para tener un espacio libre entre las tablas, el cual varía entre 0.8 y 2.5 cm según la velocidad que se desee mantener.

Los muros perforados se pueden hacer de ladrillo o de concreto con orificios que permitan velocidades de 0,20 a 0,30 m/s para impedir que se presenten corrientes en el sentido opuesto al avance del flujo y se intermezclen las masas de agua en las cámaras. Cuando se usan tabiques de madera se suelen hacer estos dobles para tener un espacio libre entre las tablas, el cual varía entre 0.8 y 2.5 cm según la velocidad que se desee mantener.

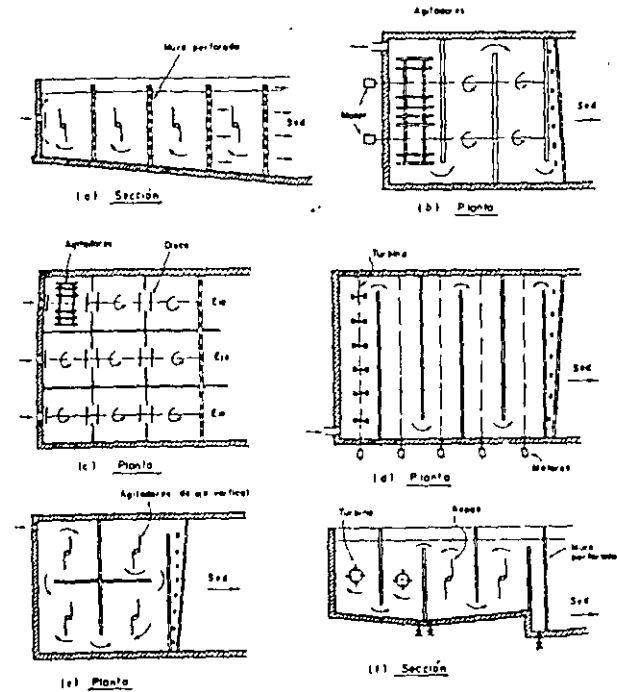


Fig. III.37. Diferentes diseños de floculadores

Potencia disipada en floculadores mecánicos giratorios

Tanto en los agitadores de paletas como en los de turbina, el área de las caras planas de los travesaños o aletas, medida transversalmente al sentido de rotación, es constante; y la única forma de variar la energía comunicada al líquido, es variando la velocidad de rotación del eje. Por lo general, la velocidad de las paletas más alejadas del eje se mantiene entre 0.30 y 0.90 m/s, dependiendo de las características del floc que se produce y del grado de compactación que se desee.

Según Camp (1955), la fuerza de roce originada por el movimiento del líquido es igual a:

$$Fr = C_D A \rho \frac{(v_2 - v_1)^2}{2} \quad (III.57)$$

En donde,

v_1 = velocidad de rotación del líquido

v_2 = velocidad periférica de rotación de las paletas

A = área transversal de las paletas

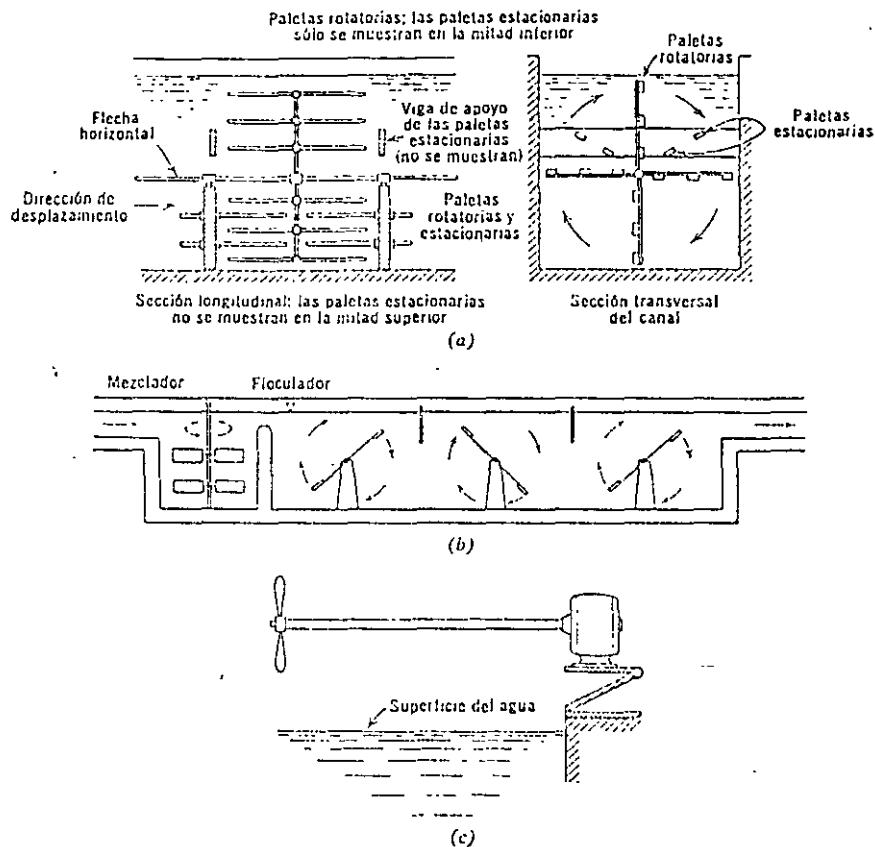
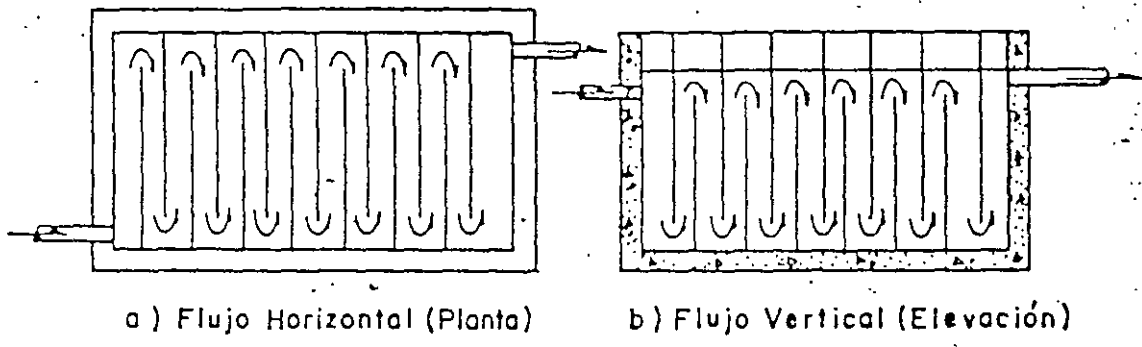


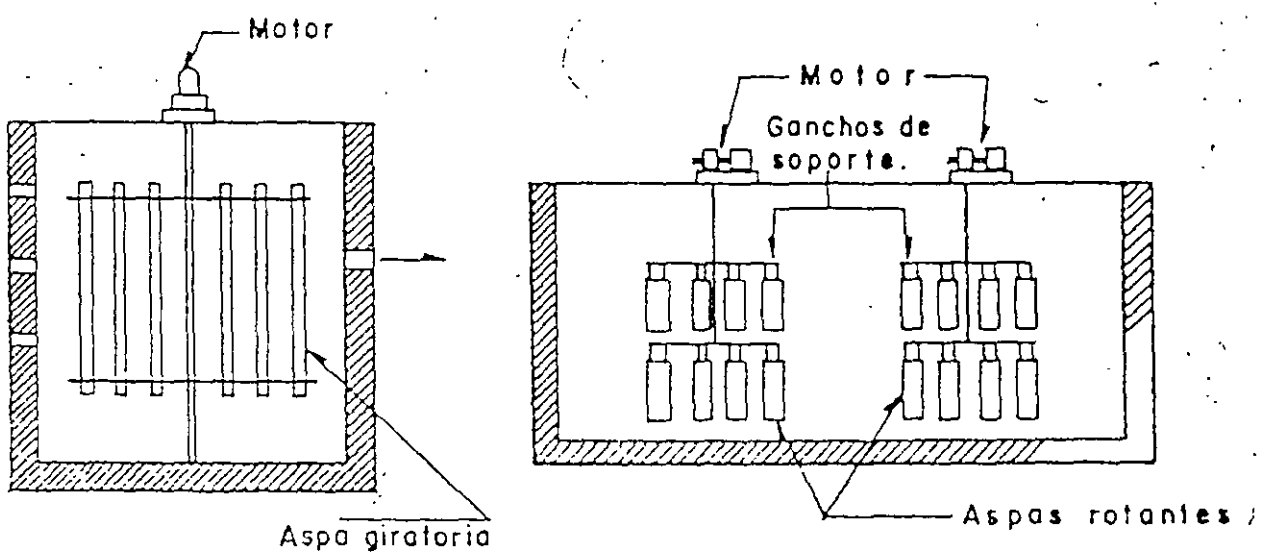
Fig. 26-2. Impulsores para mezclado y mezclado lento. *a*) Mezclador de paletas u hojas con flecha horizontal longitudinal y paletas rotativas y estacionarias. *b*) Mezclador de turbina con flecha vertical seguido de canal de cruce, con agitación lenta, flecha horizontal y resuspensión de los flóculos sedimentados en forma a contra corriente. *c*) Hélice mezcladora colocada en posición horizontal.

26-2*c*). Las hélices se emplean frecuente y principalmente en mezcladores instantáneos.

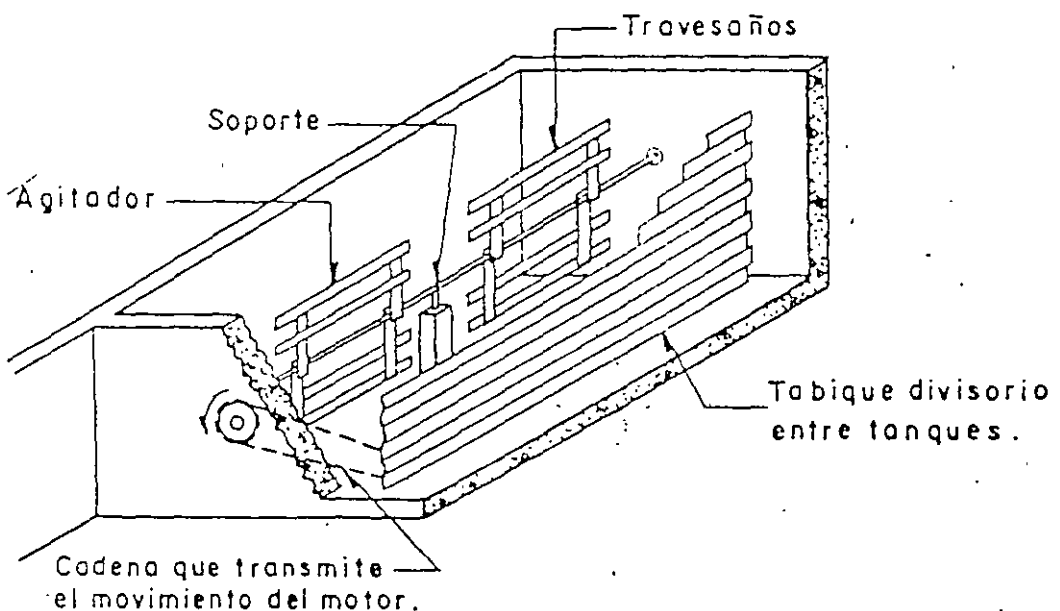
La alimentación de potencia útil para mezclado y mezclado lento disminuye por el movimiento rotativo de las masas de agua como conjunto y por la formación de vórtices. Los gradientes de corte se reducen porque la diferencial en velocidad entre el impulsor y el agua disminuye, y la potencia gastada en los niveles cambiantes por la formación de vórtices no se emplea para propósito de mezclado. Los estatores son aditamentos útiles para todos los tipos de impulsores. En la Fig. 26-5*c* y *d* se muestran dispositivos combinados para mezcla y sedimentación.



Floculadores hidráulicos de tabiques



Floculadores de eje vertical



Floculador de paletas de eje horizontal

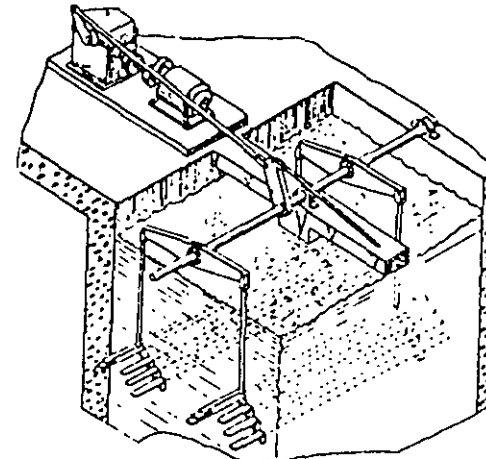


Fig. III-39. Floculador oscilante (Carter Company)

Como se vio en el caso anterior, la fuerza de roce es igual a:

$$Fr = C_D A \rho \frac{v^2}{2}$$

Procediendo en forma similar al caso de los agitadores rotatorios, se obtiene que la potencia disipada P es igual a:

$$P = \frac{2}{3} \pi^2 \rho \frac{C_D}{V} \sum AD^3 n^3 \quad (III.64)$$

Para expresar esta potencia en kilográmetros = 1000/9.81

Floculadores con agitadores reciprocantes

El uso de floculadores con agitadores reciprocantes es menos común que el de floculadores con agitadores giratorios.

Los agitadores reciprocantes consisten esencialmente de una parrilla, serie de parrillas, o cintas colocadas en un balancín, de modo que se desplazan verticalmente hacia arriba y hacia abajo dentro del agua, comunicando un movimiento de agitación al líquido. También, pueden consistir en estructuras que hacen un movimiento de vaivén en el agua. La ventaja de estos sistemas es que los motores y los ejes se encuentran fuera del agua. Vease la figura III-39.

La velocidad de las paletas al desplazarse verticalmente varía durante el recorrido al igual que la velocidad relativa de las paletas con respecto al agua.

Camp, resumiendo el trabajo de Krause Ignacio (1943) deduce las fórmulas básicas para el cálculo de la energía disipada y el gradiente de velocidad en este tipo de floculadores.

La distancia, s, recorrida (ver Figura III-40) es igual a:

$$S = r - r \cos \theta$$

y la velocidad vertical de las paletas es:

$$v = \frac{ds}{dt} = r \sin \theta \frac{d\theta}{dt} = 2 \pi r n \sin \theta$$

El trabajo producido por ciclo es igual al producto de la fuerza de roce Fr por la velocidad v.

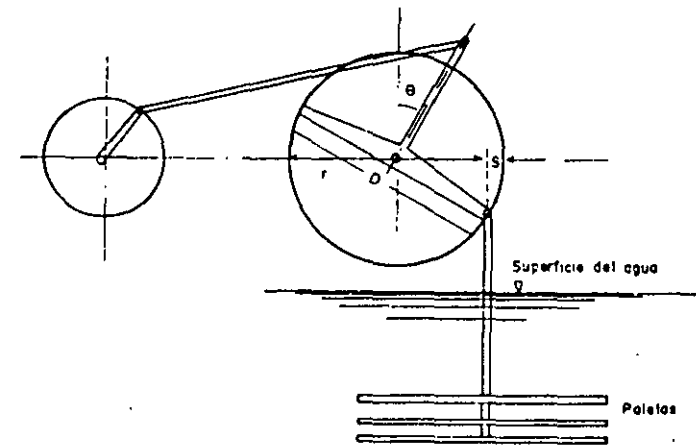


Fig. III-40. Esquema de un agitador reciprocante

$$P = 680 \frac{C_D}{V} D^3 N^3 \sum A \quad (III.65)$$

y el gradiente de velocidad será igual a:

$$G = \sqrt{\frac{68 \times 10^4 \times 981 C_D D^3 n^3 \sum A}{\mu V}} = 258 \times 10^3 \sqrt{\frac{C_D D^3 n^3 \sum A}{\mu V}}$$

μ viene expresado en poises; D en mts; A en m²; V en m³; G en s⁻¹.

Camp, sugiere un valor de $C_D = 3.0$.

Entre los floculadores reciprocantes cabe mencionar los de vaivén (Véase figura III.41), cuyo eje se monta por encima de la caja del floculador para que las paletas puedan oscilar a derecha e izquierda, agitando horizontalmente el agua. La distribución espacial del gradiente de velocidad es muy uniforme en estos equipos no así la temporal. Poseen las siguientes ventajas: no requieren pozo seco por cuanto la excéntrica y el motor se pueden montar encima del tanque y si se le colocan múltiples paletas de pequeño ancho se puede obtener una escala de turbulencia más pequeña, lo que beneficia y acelera el proceso de aglutinación de partículas.

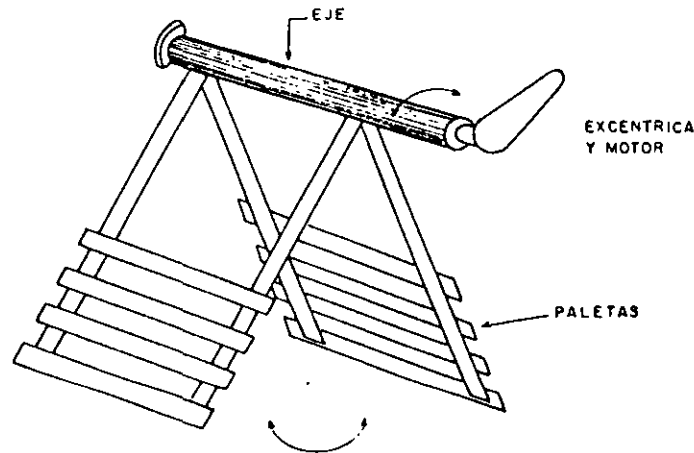


Fig. III.41. Floculador de vaivén

3. Floculadores hidromecánicos

Son una solución intermedia entre los floculadores mecánicos y los hidráulicos que tienen la ventaja de permitir gran flexibilidad en el cambio de gradientes de velocidad (velocidad de rotación) aunque no se adapta sino a ciertas configuraciones de plantas de tratamiento.

Consiste en turbinas Pelton (por ser las más adecuadas para trabajar con bajas cabezas) unidas a unas paletas de eje horizontal por medio de poleas de poliuretano tipo V o similares. En esta forma la energía hidráulica se convierte directamente en mecánica sin tener que transformarla primero en energía eléctrica como ocurre en los floculadores rotatorios convencionales antes descritos.

Para la determinación de la potencia requerida en estos floculadores se puede partir de la conocida ecuación de Camp.

$$P = \mu G^3$$

Esto implica que para G comprendidos entre 2 y 100 s^{-1} el rango de potencias sería:

$$0.004 < P < 10 \quad (\text{vatios} / m^3)$$

Para 40 s^{-1} la potencia neta sería de solo 1.6 vatios por m^3 , que para un tanque de 100 m^3 , significarían 160 vatios o sea 0.22 HP. Como se ve, las potencias netas son relativamente bajas pero tienen que aumentarse hasta 3.5 veces, para compensar las pérdidas en motores y partes mecánicas.

La degradación de la potencia en los floculadores hidrodinámicos (factor de conversión de potencia hidráulica a potencia mecánica) puede estar, por eso, entre $\eta = 0.57$ y $\eta = 0.80$.

En cambio, en los motores eléctricos está entre $\eta = 0.28$ a $\eta = 0.4$, si se considera la transformación de energía hidráulica en energía eléctrica y esta a su vez en mecánica. Tomando en cuenta tales pérdidas se puede plantear la siguiente igualdad.

$$\rho g Q h = \frac{\mu G^3 Q t}{\eta} \quad (III.66)$$

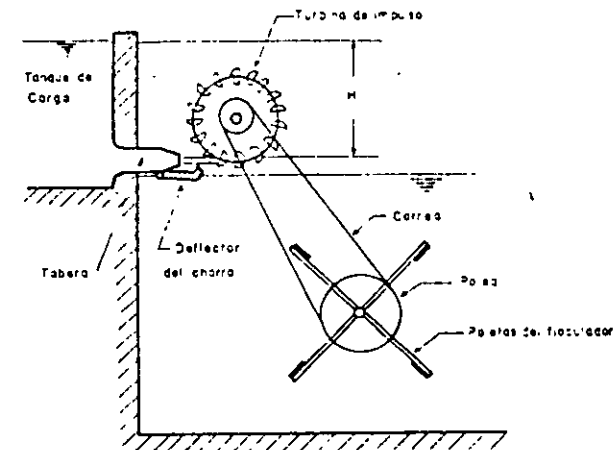


Fig. III-41. Esquema de un floculador hidromecánico

De donde:

$$h = \frac{\mu G^3 t}{\rho g \eta} \quad (III.67)$$

que sería la ecuación para determinar la cabeza necesaria capaz de producir un gradiente G durante un tiempo t si la eficiencia es η , con una turbina acoplada directamente a unas paletas.

Al utilizar esta ecuación para condiciones normales, se ve que se pueden lograr gradientes de 60 s^{-1} por 30 min., con cargas de solo 1.16 m. sobre la turbina, valor que está dentro de las posibilidades de diseño de una planta de tratamiento.

Los valores usuales están entre 1.0 y 1.8 m.

Floculadores de este tipo se han construido en Cachipay (Colombia) y La Paz (Colombia) con bastante éxito. El mayor problema ha sido el sistema de acople entre la Pelton y las paletas. De varias alternativas se escogió la polea de poliuretano macizo, con sección circular que fue la que se mantuvo sin salirse de

FLOCULACIÓN HIDRÁULICA

La floculación es el proceso de agitación suave y continua, mediante el cual las partículas suspendidas en el agua se juntan formando masas más grandes de manera que se puedan remover del agua en los procesos de tratamiento subsecuentes, particularmente la sedimentación. La floculación sigue inmediatamente después del proceso de mezclado rápido y, como en éste, la agitación se puede crear por medios mecánicos o hidráulicos. La floculación también se requiere en la filtración directa (véase el capítulo ocho, bajo el encabezado "Filtración directa"). Antes de la filtración es necesario formar un flóculo fino de "punta de alfiler". Esto se puede lograr con la formación de flóculos en el filtro o convencionalmente con 5 a 20 minutos de floculación mecánica o hidráulica.

En los países industrializados, se prefieren los floculadores mecánicos debido a su gran versatilidad; es decir, la velocidad de las paletas mecánicamente accionadas se puede ajustar de acuerdo a las variaciones de flujo, temperatura, o calidad del agua cruda. Además, la floculación es independiente del flujo a través de la unidad. Los floculadores mecánicos, en los países industrializados pueden ser suministrados fácilmente por los fabricantes en una variedad de diseños adecuados para cualquier arreglo de planta o modo de operación. Los elementos principales de los sistemas de floculación mecánicos son: agitadores, motores de impulsión, reguladores y reductores de velocidad, sistemas de transmisión, flechas y cojinetes. El costo relativamente alto y la complejidad de estos sistemas, particularmente en lo que respecta a operación y mantenimiento, los hace menos adecuados para los países en desarrollo.

Un método más práctico si se dispone de flujo por gravedad, es utilizar floculadores hidráulicos que no requieran equipo mecánico, ni suministro continuo de energía, y los cuales se pueden construir principalmente de concreto, ladrillo, madera o mampostería con mano de obra local a un costo relativamente bajo. Además, varios sistemas de floculación hidráulica operan en condiciones de flujo tipo pistón (esta clase de flujo, en condiciones ideales, se logra cuando el agua fluye a través de una cámara a una tasa uniforme sin entremezclarse) lo cual reduce el cortocircuitado del flujo (es decir, cuando una porción del flujo de agua entrante recorre la cámara de floculación en un tiempo más corto que el período nominal de detención). El cortocircuitado, un problema inherente de los floculadores mecánicos, se soluciona parcialmente en la práctica instalando una serie de compartimientos sucesivos en la cámara de floculación.

Las principales limitaciones de los floculadores hidráulicos han sido ampliamente discutidos en la literatura técnica.

1. Ninguna flexibilidad para responder a los cambios en la calidad del agua cruda.
2. Los parámetros hidráulicos y los consecuentes parámetros de floculación, son una función del flujo y no se pueden ajustar independientemente.
3. La caída de presión, a menudo es apreciable.
4. La limpieza puede ser difícil.

Estas limitaciones son las razones por las cuales los floculadores hidráulicos no se utilizan ampliamente en los países industrializados. De 42 plantas construidas en los Estados Unidos entre 1908 y 1932, 30 contaban con floculadores hidráulicos (American Society of Civil Engineers, 1940). Sin embargo, es posible disminuir estas deficiencias mediante sistemas adecuadamente diseñados que funcionen dentro de un intervalo razonablemente amplio de condiciones de operación. De hecho, se han puesto en práctica diseños nuevos de floculadores hidráulicos y mejoras en los ya existentes, y están funcionando con buen resultado en plantas de tratamiento de agua en América Latina (Azevedo-Netto) y, lo más interesante, California, donde se dispone fácilmente de alta tecnología (MacDonald y Streicher, 1977).

Este capítulo examina varios tipos de floculadores hidráulicos adecuados para las plantas de tratamiento de agua en los países en desarrollo. Los floculadores de canal con mamparas son el método hidráulico

más ampliamente utilizado, particularmente en América Latina. Durante los últimos 10 años, se han instalado floculadores de lecho de grava en varias plantas pequeñas de tratamiento de agua en la India (Kardile 1981), y se han probado experimentalmente para determinar su potencial con la intención de utilizarse en Brasil (Richter y Moreira, 1981). Los floculadores que utilizan la acción de chorro del agua para impartir turbulencia, tales como los tipos Alabama y de flujo helicoidal, se han utilizado también en plantas pequeñas de tratamiento. Los floculadores tipo escalera, desarrollados recientemente en Brasil, y los de contacto superficial, recientemente desarrollados en la India, se examinan también en este capítulo.

CRITERIOS DE DISEÑO

El gradiente de velocidad (G) para floculadores, se determina a partir de las ecuaciones desarrolladas por Camp y Stein (1943)* para la floculación hidráulica:

$$G = (Q \rho g h / \mu V)^{1/2} = (\rho g h / \mu t)^{1/2} \quad (6.1)$$

y para la floculación mecánica:

$$G = [P / (\mu V)]^{1/2} \quad (6.2)$$

donde:

- G = gradiente de velocidad (seg^{-1})
- ρ = densidad del agua (kg/m^3)
- h = pérdida de carga (m)
- μ = viscosidad dinámica ($\text{kg}/\text{m}\cdot\text{seg}$)
- t = tiempo de residencia, Q/V , (seg)
- Q = flujo (m^3/s)
- P = potencia, $Q\rho gh$ (watts, $\text{kg}\cdot\text{m}^2/\text{seg}^3$)
- V = volumen de la unidad (m^3)
- g = constante gravitacional ($9.81 \text{ m}/\text{seg}^2$)

Los valores de la densidad (ρ) y la viscosidad dinámica (μ) para el agua a varias temperaturas se apuntan en la Tabla 6.1. La caída de presión

* Estas ecuaciones son aplicables al mezclado rápido, especialmente para igualar los datos de pruebas en jarras con la operación en planta mediante la figura 4.2

Tabla 6.1 Variaciones en el peso específico (densidad) y viscosidad del agua con la temperatura.

Temperatura, °C	0	5	10	15	20	25	30
Densidad (ρ) (kg/m ³)	999.9	1,000	999.7	999.1	998.2	997.1	995.7
Viscosidad dinámica (poises (μ)) (kg/m·seg)	0.0179	0.0152	0.0131	0.0114	0.0101	0.0089	0.0080

Fuente. Adaptada de Fair, Geyer y Okun, 1968.

en los floculadores hidráulicos resulta primordialmente de la turbulencia creada dentro de la unidad. La potencia requerida para generar turbulencia es una función de la caída de presión. Las ecuaciones anteriores son la base para la Figura 6.1, misma que permite la determinación del gradiente de velocidad (G) para una caída de presión (h) y un tiempo de residencia (t) conocidos en los floculadores hidráulicos. La gráfica está calibrada para una temperatura del agua de 12°C. Los factores de conversión para otras temperaturas se señalan en la tabla dentro de la figura. Por ejemplo, un floculador hidráulico con un tiempo de residencia de 15

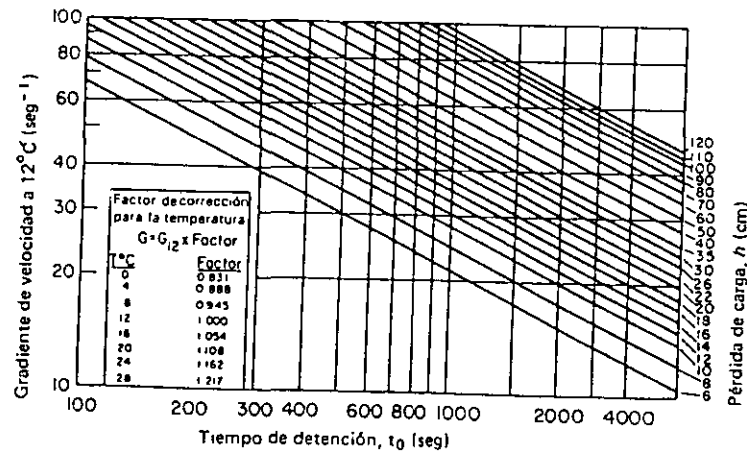


Figura 6.1 Gradientes de velocidad en floculadores hidráulicos para diferentes tiempos de detención (t_0) y caídas de presión (h) a una temperatura de 12°C. Fuente: Arbolada, 1973.

Tabla 6.2 Valores de G y Gt recomendados para floculadores.

Tipo	Gradiente de velocidad G (seg ⁻¹)	GT
Remoción de turbiedad o color (sin recirculación de sólidos)	20 a 100	20,000 a 150,000
Remoción de turbiedad o color (con recirculación de sólidos)	75 a 175	125,000 a 200,000
Ablandadores (reactores de contacto de sólidos)	130 a 200	200,000 a 250,000

Fuente: Smethurst, 1979, pág. 57.

min (900 seg) y una caída de presión de 0.3 m, daría un gradiente de velocidad de aproximadamente 55 seg⁻¹ a 20°C. Los valores de G para tipos particulares de diseños de floculadores, se pueden obtener también de las fórmulas presentadas más adelante en este capítulo.

En el diseño de los sistemas de floculación, el número total de colisiones de partículas, y por lo tanto la acción de formación de flóculos, se indica como una función del producto del gradiente de velocidad por el tiempo de residencia. Gt. El intervalo del gradiente de velocidad (G) y los valores de Gt dados en la tabla 6.2, han demostrado ser en la práctica los más eficaces para plantas que utilizan floculadores mecánicos. Sin embargo, a fin de determinar los valores apropiados para diseños particulares y características del agua que indiquen la formación óptima de flóculos, se deben llevar a cabo pruebas en jarras o estudios en planta piloto del agua que se va a tratar.

Los gradientes de velocidad en un tanque de floculación se pueden disminuir gradualmente para que sean altos en la entrada y bajos en la salida y de esta manera lograr un mezclado y una aglomeración más eficientes de las partículas floculadas. Un diseño semejante puede reducir la magnitud de las fuerzas cortantes que actúan sobre los flóculos en el momento de aglomerarse, y por lo tanto disminuye la posibilidad de que se rompan los flóculos. Los diseños que proporcionan gradientes de velocidad que disminuyen gradualmente se discuten en seguida.

FLOCULADORES DE CANAL CON MAMPARAS

En los floculadores de canal con mamparas, el mezclado se logra invirtiendo el flujo de agua a través de canales formados por mamparas (figuras 6.2 y 6.3). Los floculadores de canal con mamparas están limitados a plantas de tratamiento relativamente grandes (con capacidades de más de 10,000 m³/día), donde los gastos pueden mantener en los canales caídas de presión suficientes para el mezclado rápido sin que las mamparas se tengan que colocar demasiado juntas (lo cual dificultaría la limpieza). Una clara ventaja de estos floculadores es que pueden funcionar en condiciones de flujo tipo pistón, evitándose así los problemas de cortocircuitado.

En ocasiones se prefieren los floculadores de flujo horizontal con mamparas en uno y otro lado, sobre los de flujo vertical con mamparas arriba y abajo, debido a que aquéllos son más fáciles de limpiar y drenar; además, la caída de presión, que regula el grado de mezclado, se puede cambiar más fácilmente instalando mamparas adicionales o removiendo porciones de las ya existentes. No obstante, las unidades de flujo vertical se han utilizado con buenos resultados en Brasil y en los Estados Unidos (véase la figura 6.4), y son apropiados para aplicaciones específicas,

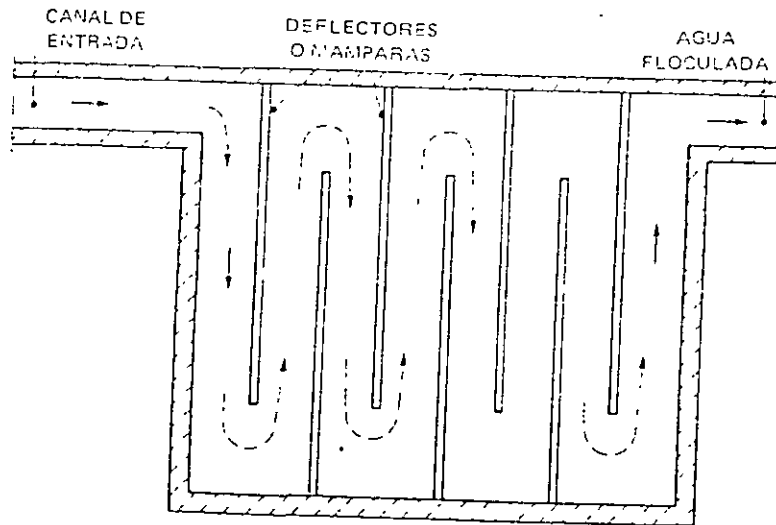


Figura 6.2 Floculador de canal con mamparas de flujo horizontal (planta). Fuente: IRC, 1981b.

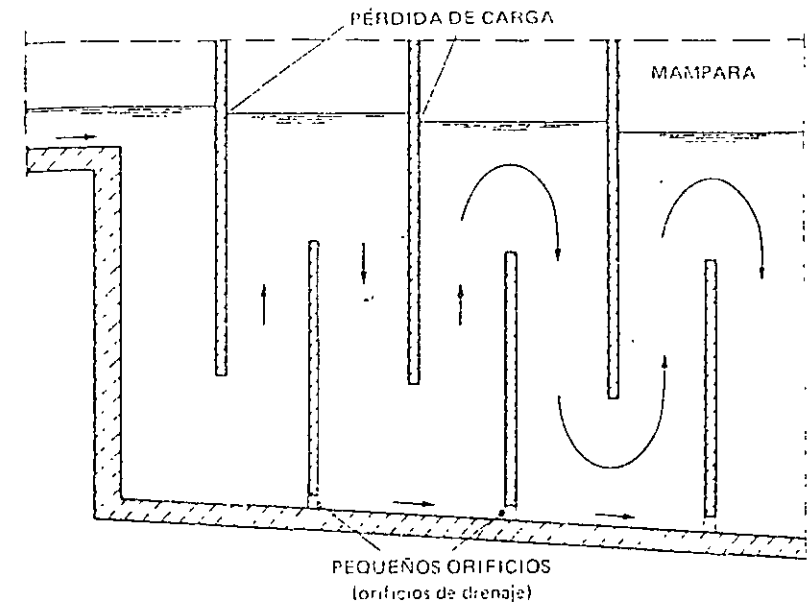


Figura 6.3 Floculador de canal con mamparas de flujo vertical (sección transversal). Fuente: IRC 1981b.

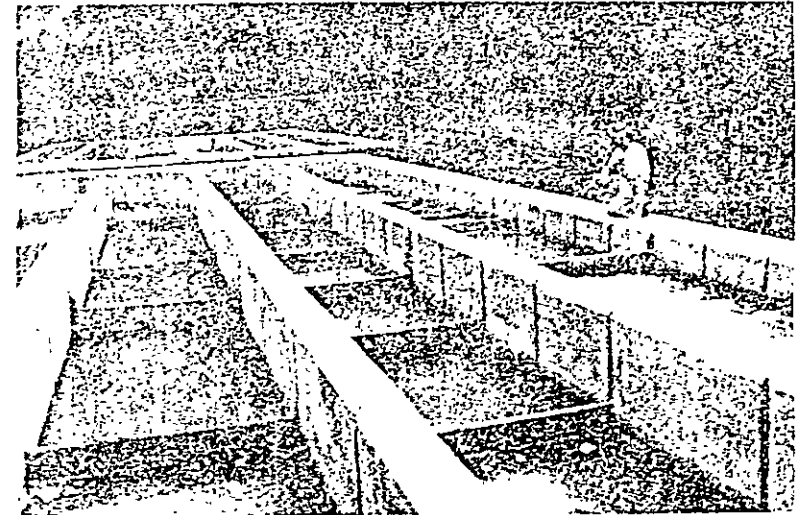


Figura 6.4 Floculador de canal con mamparas de flujo vertical en una planta de Danville, Virginia, EE.UU. Fuente: G. Robinson.

tales como, aquellos casos en los que la falta de espacio impide el uso de floculadores de flujo horizontal grandes

La profundidad del agua en los canales de las unidades de flujo vertical puede ser hasta de 3 m, y por consiguiente se requiere menos área superficial que en el caso de las unidades horizontales. El problema principal con estos floculadores, es la acumulación de material sedimentado en el piso de la cámara y la dificultad para removerlo. Para solucionar este problema, los diseños brasileños incluyen pequeñas aberturas (agujeros de escurrimiento) en la base de las mamparas inferiores de un tamaño equivalente al 5% del área de flujo de cada cámara. El propósito es permitir que la porción principal del flujo de agua siga la trayectoria arriba-abajo creada por las mamparas, en tanto que una porción más pequeña fluye a través del orificio, creando una turbulencia adicional y evitando la acumulación de material (Arboleda, 1973). Los agujeros de escurrimiento facilitan también la limpieza manual del floculador vertical. En la figura 6.4 se muestra un floculador vertical de una planta en Danville, Virginia, (EE.UU.) que ha estado funcionando satisfactoriamente por más de 40 años.

El gradiente de energía para una unidad de flujo horizontal se muestra en la Figura 6.5, revelando una caída de presión relativamente grande (h_2) en la curva (I_2) comparada con la caída de presión (h_1) en el canal (I_1). Los estudios de Arboleda (1973) y McDonald y Streicher (1977) sugieren confiar en los gradientes de velocidad que se producen en la curva para el mezclado, y la reducción de la longitud del canal (I_1)

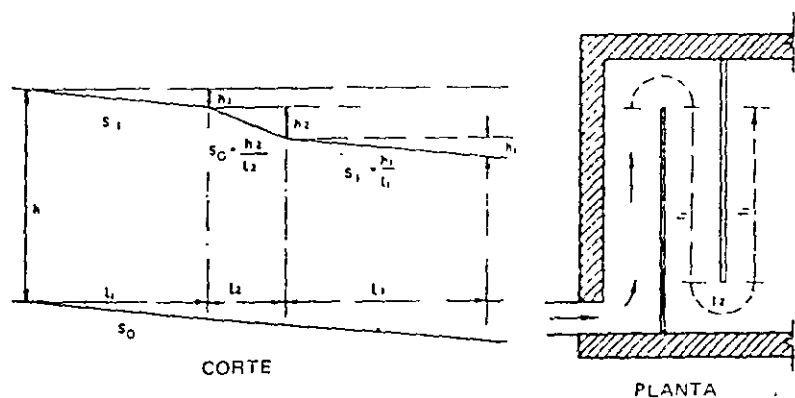


Figura 6.5 Gradiente de energía para floculadores de canal con mamparas de flujo horizontal. Fuente: Arboleda, 1973.

a fin de evitar el flujo laminar. Para propósitos de diseño, la caída de presión en la curva se obtiene con la fórmula siguiente.

$$h = k(v^2/2g) \tag{6.3}$$

donde:

- h = caída de presión (m)
- v = velocidad del líquido (m/seg)
- g = constante gravitacional (9.81 m/seg²)
- k = constante empírica (varía de 2.5 a 4)

El valor de k no se puede determinar anticipadamente con exactitud; por lo tanto, es mejor diseñar para un valor bajo de k , ya que siempre se pueden añadir tablas a las mamparas en caso de que se necesite una caída de presión adicional.

El número de mamparas necesarias para lograr el gradiente de velocidad deseado tanto en unidades de flujo horizontal como de flujo vertical, se puede calcular a partir de las ecuaciones 6.4 y 6.5, las cuales se adaptaron de las fórmulas de flocular por Richter (1981) para unidades de flujo horizontal

$$n = \{ (2\mu t v \rho^{1/4} + f_1^2 (H L G v Q^2) \}^{1/2} \tag{6.4}$$

y para unidades de flujo vertical:

$$n = \{ (2\mu t v \rho^{1/4} + f_1^2 (W L G v Q^2) \}^{1/2} \tag{6.5}$$

donde:

- n = número de mamparas en el tanque
- H = profundidad del agua en el tanque (m)
- L = longitud del tanque (m)
- G = gradiente de velocidad (seg⁻¹)
- Q = gasto (m³/seg)
- t = tiempo de floculación (seg)
- ρ = viscosidad dinámica (kg/m·seg)
- μ = densidad del agua (kg/m³)
- f = coeficiente de fricción de las mamparas
- W = ancho del tanque (m)

Tabla 6.3 Criterios para el diseño y construcción de floculadores de canal con mamparas

A Flujo horizontal	
1.	La distancia entre mamparas no debe ser menor de 45 cm para permitir la limpieza.
2.	La distancia libre entre el extremo de cada mampara y el muro es de aproximadamente 1 1/2 veces la distancia entre mamparas, no debe ser menor de 60 cm.
3.	La profundidad del agua no debe ser menor de 1.0 m.
4.	Para las mamparas se debe utilizar madera resistente al deterioro, la construcción con madera se prefiere a las partes metálicas.
5.	Evitar utilizar mamparas de asbesto-cemento ya que se corroen al pH de coagulación con sulfato de aluminio.
B Flujo vertical	
1.	La distancia entre mamparas no debe ser menor de 45 cm.
2.	La profundidad debe ser de dos a tres veces la distancia entre mamparas.
3.	El espacio libre entre el borde superior de una mampara y la superficie del agua, o el borde inferior de una mampara y el fondo del tanque, debe ser aproximadamente 1 1/2 veces la distancia entre mamparas.
4.	El material para las mamparas es el mismo que para las unidades de flujo horizontal.
5.	Se deben practicar orificios de escurrimiento para el desagüe.

La velocidad del agua en las unidades de flujo horizontal y de flujo vertical, generalmente varía de 0.3 a 0.1 m/seg. El tiempo de residencia, varía de 15 a 30 min (IRC, 1981b). En general, los gradientes de velocidad para ambos tipos de floculadores, debe variar entre 100 y 10 seg^{-1} . Además de los criterios de diseño precedentes, en el diseño y construcción de floculadores con mamparas se deben considerar los criterios prácticos enumerados en la tabla 6.3; sin embargo, debe hacerse notar que éstos son más bien generales y no se deben interpretar como necesariamente obligatorios en todos los casos.

La floculación de energía disminuida en los canales de mamparas, generalmente se logra variando el espaciamiento entre mamparas, esto es disminuyéndolo, para gradientes altos de velocidad, y aumentándolo, para gradientes bajos de velocidad. La configuración de las mamparas que generará un gradiente disminuido de velocidad específico, se determina mejor en condiciones reales de funcionamiento, ya sea cambiando

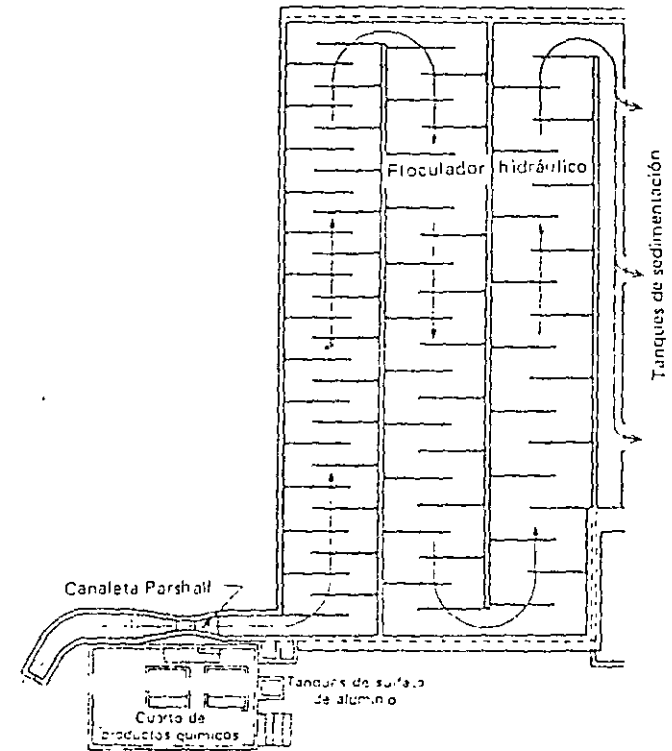


Figura 6.6 Floculador de flujo horizontal, en una planta de Cochabamba, Bolivia. Fuente: Arboleda, 1976.

el espaciamiento o el número de mamparas del tanque de floculación hasta lograr la caída de presión deseada. Arboleda (1973), recomienda un gradiente disminuido de velocidad desde aproximadamente 75 seg^{-1} en la entrada, hasta 10 a 15 seg^{-1} en la salida de los floculadores. La planta de tratamiento de agua de Cochabamba en Bolivia, cuenta con un floculador de flujo horizontal disminuido compuesto de tres cámaras; cada cámara contiene mamparas a diferentes distancias, como se muestra en la figura 6.6.

En el apéndice B se presentan los cálculos hidráulicos típicos para el diseño de un floculador de flujo horizontal.

En una planta de Oceanside, California (EE. UU.) (MacDonald y Streicher, 1977), se ha instalado un floculador innovador de mamparas con un diseño disminuido, mismo que se ilustra en la figura 6.7. Dos

blques. La abertura superior, entre la superficie libre del agua y el borde superior del baffle, o la inferior, entre el borde inferior del baffle y el fondo del tanque, igual a 1,5 veces la separación entre tabiques.

— Según Fair y Geyer (33):

$$t = 10 - 90 \text{ min}$$

$$\text{Velocidad de flujo} = 0,1 - 0,9 \text{ m/s}$$

$$\text{Pérdida de energía, entre 0,3 y 0,9 m}$$

— Según la AWWA(1):

$$G = 5 - 100 \text{ s}^{-1}$$

$$Gt = 30000 - 150000$$

$$t = 10 - 60 \text{ min}$$

$$\text{Velocidad de flujo} = 0,29 - 0,30 \text{ m/s}$$

4.6 CRITERIOS PARA DISEÑO DE FLOCULADORES MECÁNICOS

— Según la AWWA (1):

$$G = 5 - 100 \text{ s}^{-1}$$

$$Gt = 30000 - 150000$$

$$t = 20 - 60 \text{ min}$$

$$\text{Velocidad de las paletas} = 3 - 90 \text{ cm/s}$$

Área de paletas = 10 - 25% del área de la sección transversal.
Para controlar cortocircuitos, por lo menos 3 compartimientos en serie.

— Según Fair y Geyer (33):

$$G = 10 - 75 \text{ s}^{-1}$$

$$t > 10 \text{ min}$$

$$Gt = 10000 - 100000$$

$$\text{Velocidad de las paletas} = 9 - 90 \text{ cm/s}$$

Velocidad promedio del agua = 1/4 de la velocidad de las paletas.

Velocidad diferencial entre el agua y las paletas, igual a 3/4 de la velocidad lineal de las paletas.

Consumo de energía, generalmente de 0,5 a 1,6 Wh por m³/d de agua tratada.

Coefficiente de arrastre de las paletas, $C_D = 1,8$

— Según Insfopil (24):

El área de las paletas será del 10 al 25% del área normal a la dirección de flujo del agua.

Las cámaras podrán ser cuadradas o rectangulares, en ellas se instalarán paletas de eje horizontal, orientadas en sentido normal o paralelo al flujo, o paletas de eje vertical accionadas por motores independientes para cada uno de los compartimientos en que se subdivida la cámara.

$$\text{Tiempo de retención} = 15 - 60 \text{ min}$$

$$\text{Velocidad de las paletas} = 1 - 8 \text{ RPM}$$

$$\text{Velocidad de las paletas} = 0,15 - 0,60 \text{ m/s}$$

$$G = 15 - 60 \text{ s}^{-1}$$

Velocidad del efluente de los floculadores = 0,15 - 0,30 m/s

Distancia de los extremos de las paletas a los muros, al piso y a la superficie libre del agua = 0,15 - 0,30 m

Cuando varios compartimientos integran una cámara, éstos se intercomunicarán con orificios en los tabiques de manera que los compartimientos funcionen en serie. La velocidad de flujo en los orificios será de 0,20 - 0,45 m/s.

— Según Montgomery (51):

$$G = 30 - 80 \text{ s}^{-1}$$

El área de las paletas, menor del 25% del área de la sección transversal, para prevenir movimiento rotacional del agua.

$$\text{La velocidad de las paletas} = 0,25 - 0,75 \text{ m/s}$$

Se deben preferir cámaras con compartimientos creados por pantallas difusoras, para minimizar cortocircuito. Las aberturas de las pantallas deben ser del 2 - 5% del área transversal del tanque, en general < 10%. Para

prevenir rotura del floculo, la velocidad a través de las aberturas debe ser menor de 0,30 m/s y la pérdida de energía a través del baffle, del orden de 8 mm. La parte superior del baffle debe estar ligeramente sumergida para prevenir acumulación de espuma. La parte inferior de la pantalla debe tener una abertura que permita la limpieza y remoción de lodo.

Se recomienda construir el sedimentador inmediatamente después del floculador, preferiblemente en un solo tanque, con una pared difusora entre ellos dotada de huecos con un área del 5 - 7% del área de la sección transversal y una pérdida de 3 - 4 mm a través de la pantalla. Esto con el objeto de impedir la rotura del floculo a la salida del floculador y tratar de distribuirlo uniformemente a la entrada del sedimentador.

— Según Metcalf y Eddy (32):

$$G = 20 - 75 \text{ s}^{-1}$$

$$t = 15 - 30 \text{ min}$$

$$Gt = 10000 - 100000$$

$$\text{Velocidad de las paletas} = 0,6 - 0,9 \text{ m/s}$$

— Según Steel (32):

$$t = 30 - 60 \text{ min}$$

$$G = 10 - 75 \text{ s}^{-1}$$

$$Gt = 23000 - 210000$$

$$\text{Velocidad de las paletas} = 0,18 - 0,76 \text{ m/s}$$

Velocidad diferencial entre el agua y las paletas, igual a 3/4 de la velocidad lineal de las paletas.

Área de paletas, menor del 20% del área de la sección transversal del tanque.

El valor de C_D , coeficiente de arrastre, según Rouse:

C_D	Longitud de la pala/ancho de la pala
1,16	1
1,20	5
1,50	20
1,90	∞

4.7 EJEMPLO

Determinar las características básicas de un floculador hidráulico de flujo horizontal para un caudal de 70 L/s.

Se supone:

$$v = 0,20 \text{ m/s}$$

$$t = 30 \text{ min}$$

Para un período de mezcla de 30 minutos y una velocidad de flujo de 0,20 m/s, la distancia total recorrida por el agua debe ser:

$$L = 0,20 \times 30 \times 60 = 360 \text{ m}$$

El volumen de agua a mezclar en cada período de 30 minutos es:

$$V = Qt = 0,07 \times 30 \times 60 = 126 \text{ m}^3$$

El área transversal requerida de un canal entre baffles es:

$$a = \frac{126}{360} = 0,35 \text{ m}^2$$

$$a = \frac{0,07}{0,2} = 0,35 \text{ m}^2$$

Para la distancia recomendada entre baffles de 0,45 m, la profundidad del agua sería:

$$d = \frac{0,35}{0,45} = 0,78 \text{ m}$$

Como $d < 0,90 \text{ m}$, se adopta una separación entre baffles de 0,35 m con la cual:

$$d = \frac{0,35}{0,35} = 1 \text{ m}$$

Con un borde libre de 0,30 m, la profundidad total del tanque será:

$$H = 1 + 0,30 = 1,30 \text{ m}$$

El espacio libre entre los tabiques y la pared del tanque será:

$$1,5 \times 0,35 = 0,53 \text{ m}$$

Se adopta un espacio libre = 0,60 m

Para un ancho útil de la cámara de floculación de 3 m, la longitud efectiva de cada canal será:

$$l = 3 - 0,6 = 2,4 \text{ m}$$

Por lo tanto, el número requerido de canales será:

$$N = \frac{360}{2,4} = 150$$

Suponiendo un espesor de cada tabique de 3 cm, la longitud total interior de la cámara de floculación será

$$L = 150 \times 0,35 + 149 \times 0,03 = 57 \text{ m}$$

La pérdida por fricción en el tanque, según la fórmula de Manning, será:

$$h_f = \frac{(m)^2 L}{R^{4/3}} = \frac{(0,013 \times 0,2)^2 \cdot 150 \times 2,4}{\left(\frac{0,35}{2,35}\right)^{4/3}} = 0,03 \text{ m}$$

La pérdida adicional será, según la ecuación 4.26:

$$h = \frac{3(N-1)v^2}{2g} = \frac{3 \times 149(0,2)^2}{2 \times 9,8} = 0,91 \text{ m}$$

La pérdida total será, según la ecuación 4.23:

$$H = h_f + h = 0,03 + 0,91 = 0,94 \text{ m}$$

El gradiente de velocidad para una temperatura de 15°C será, según la ecuación 4.17:

$$G = \sqrt{\frac{gH}{\nu t}} = \sqrt{\frac{9,8 \times 0,94}{1,139 \times 10^{-6} \times 30 \times 60}} = 67 \text{ s}^{-1}$$

El número adimensional de Camp:

$$Gt = 67 \times 30 \times 60 = 120637$$

Alternativamente, la pérdida de energía se puede calcular como recomienda Smethurst (9). Según la fórmula de Hazen Williams:

$$h_f = \frac{1,35 V^{1,85} L}{C^{1,49} R^{1,17}}$$

$$h_f = \frac{1,35 (0,2)^{1,85} \cdot 2,4 \times 150}{(50)^{1,49} \left(\frac{0,35}{2,35}\right)^{1,17}}$$

$$h_f = 0,17 \text{ m}$$

La pérdida adicional será, según la ecuación 4.24:

$$h = \frac{n V_1^2 + (n-1) V_2^2}{2g}$$

$$h = \frac{150(0,2)^2 + 149(0,12)^2}{2 \times 9,8}$$

$$h = 0,42 \text{ m}$$

La pérdida total será, según la ecuación 4.23:

$$H = h_f + h = 0,17 + 0,42 = 0,59 \text{ m}$$

El gradiente de velocidad será, según la ecuación 4.17:

$$G = \sqrt{\frac{9,8 \times 0,59}{1,139 \times 10^{-6} \times 1800}} = 53 \text{ s}^{-1}$$

El número adimensional de Camp será:

$$Gt = 53 \times 1800 = 95590$$

4.8 EJEMPLO (adaptado de la referencia 30)

Una cámara de floculación, dotada con paletas rotatorias, trata 37850 m³/d y tiene 18,3 m de largo, 13,7 m de ancho y 4,3 m de profundidad (Figura 4.8).

El flujo es en la dirección de los 18,3 m. El agitador consiste en 4 ejes horizontales perpendiculares a la dirección de flujo.

Cada eje tiene 4 ruedas de paletas de 3,8 m de diámetro, con el eje a 2,1 m sobre el piso. Cada rueda tendrá 4 paletas de 3,05 m de largo y 15 cm de ancho, opuestas de dos en dos.

Las paletas están separadas 30 cm entre sí, con sus ejes a 1,8 m y 1,35 m respectivamente del eje de rotación. Los ejes rotan a 3 RPM. El coeficiente de arrastre es 1,5; la velocidad promedio del agua puede considerarse como 1/4 de la velocidad de las paletas. Suponer temperatura del agua = 20°C.

Determinar:

- El área de las paletas como un porcentaje del área de la sección transversal del tanque.
- La velocidad diferencial, en cm/s, para las paletas a 1,8 m y 1,35 m del eje.
- La potencia requerida.
- El valor de G y Gt.

Solución.

El área de la sección transversal del tanque:

$$a = 4,3 \times 13,7 = 58,91 \text{ m}^2$$

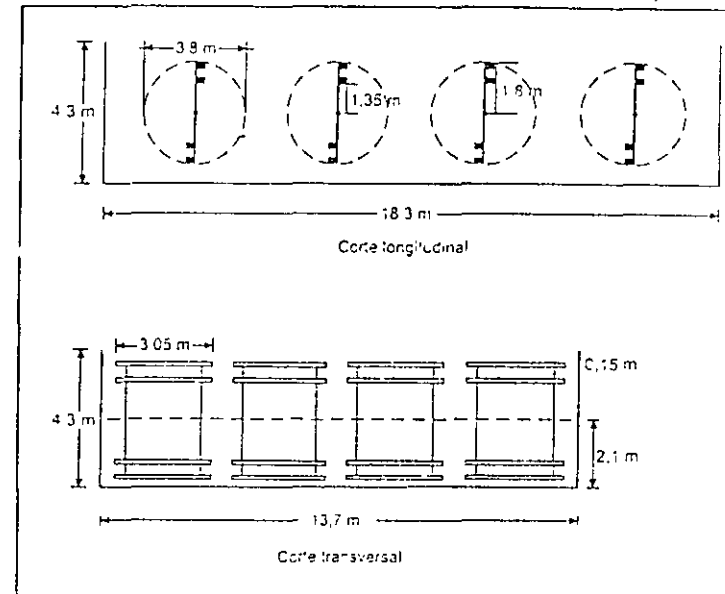


Figura 4.8 Esquema ejemplo 4.8

El área de paletas en movimiento en la sección transversal.

$$a_p = 4 \times 4 \times 3,05 \times 0,15 = 7,32 \text{ m}^2$$

Por lo tanto,

$$a_p \cdot \% = \frac{7,32}{58,91} \times 100 = 12,43\%$$

La velocidad diferencial en relación con las paletas localizadas a 1,8 m de radi es:

$$v = 0,75 (2\pi R\omega) = 0,75 \times 2 \times \pi \times 1,8 \times 3/60 = 0,42 \text{ m/s}$$

La velocidad diferencial en relación con las paletas localizadas a 1,35 m de radio es:

$$v = 0,75 (2\pi) (1,35) \times 3/60 = 0,32 \text{ m/s}$$

Según la ecuación 4.21 la potencia para floculadores de paletas:

$$P = \frac{C_D \rho A v^3}{2}$$

El área total de paletas en el floculador es:

$$A_p = 4 \times 7,32 = 29,28 \text{ m}^2$$

Del área anterior, la mitad está localizada a 1,35 m del eje; la otra mitad, a 1,8 m.

Por lo tanto, $29,28/2 = 14,62 \text{ m}^2$ de paletas están localizados a cada una de las dos distancias desde el eje.

La potencia aplicada a las paletas será, ecuación 4.21:

$$P = \frac{C_D \rho A \sum v^3}{2}$$

$$P = \frac{1,5 \times 1000 \times 14,64 [(0,42)^3 + (0,32)^3]}{2} = 1173 \text{ W}$$

$$P = 1,17 \text{ kW} = 1,57 \text{ HP}$$

El valor de G será, para $T = 20^\circ\text{C}$, según la ecuación 4.13:

$$G = \sqrt{\frac{P}{\mu V}}$$

$$G = \sqrt{\frac{11,73}{1,02 \times 10^{-3} \times 1078}}$$

$$G = 33 \text{ s}^{-1}$$

El tiempo de retención

$$t = \frac{1078 \times 24 \times 60}{37850} = 41 \text{ min}$$

El valor de Gt:

$$Gt = 33 \times 41 \times 60 = 81180$$

4.9 EJEMPLO (adaptado de la referencia 51)

Una planta trata un caudal máximo diario de $3 \text{ m}^3/\text{s}$ mediante floculadores de eje vertical localizados en dos tanques rectangulares de flujo horizontal de 26 m de longitud, 17 m de ancho y 5 m de profundidad cada uno. El sistema de floculación tiene 3 etapas, con mezcla gradual, gradientes de velocidad de $90 - 90 - 50 \text{ s}^{-1}$. Determinar el número de floculadores requerido, la potencia consumida por los floculadores, el área de aberturas sobre las pantallas de separación entre los compartimientos de floculación y la pérdida de energía en dicha pantalla. El problema se esquematiza en la figura 4.9.

Solución:

— Número de floculadores: sobre cada tanque se localizan dos series de floculadores de 3 etapas, para un total de 6 floculadores por tanque y 12 floculadores en la planta. El área de cada unidad será de:

$$\left(\frac{17}{2}\right)\left(\frac{26}{3}\right) = 8,5 \times 8,67 \text{ m}^2 = 73,67 \text{ m}^2$$

— Potencia requerida para los floculadores de primera y segunda etapa, con $G = 90 \text{ s}^{-1}$:

$$P = G^2 V \mu = (90)^2 \times 8,5 \times 8,67 \times 5 \times 10^{-3} = 2985 \text{ W}$$

Con una eficiencia del 80%:

$$P = 2985/0,8 = 3731 \text{ W}$$

Se adoptan motores de 4 kW para cada floculador de primera y segunda etapa.

— Para los floculadores de tercera etapa, con $G = 50 \text{ s}^{-1}$:

$$P = G^2 V \mu = (50)^2 8,5 \times 8,67 \times 5 \times 10^{-3} = 921 \text{ W}$$

Con una frecuencia del 80%:

$$P = 921/0,8 = 1151 \text{ W}$$

Se adoptan motores de 1,5 kW para cada floculador de tercera etapa.

— Pantallas: se colocarán pantallas con orificios entre los floculadores de primera y segunda etapa, así como entre los de segunda y tercera etapa. Se adopta una velocidad de 0,30 m/s para no romper el floculador. El área de abertura será:

$$A = \frac{Q}{V} = \frac{3}{2 \times 0,3} = 5 \text{ m}^2$$

Verificamos la relación del área de aberturas:

$$\frac{5}{17 \times 5} \times 100 = 5,9\%$$

La relación anterior es aceptable; generalmente se recomienda que sea del 2% al 10%, con valores óptimos del 2% al 5%.

La pérdida de energía, a través de cada pantalla con orificios:

$$h = \frac{(Q/CA)^2}{2g}$$

Suponiendo un coeficiente C_v para los orificios, igual a 0,7, se tiene:

$$h = \frac{(1,5/0,7 \times 5)^2}{2 \times 9,8} = 9,4 \text{ mm}$$

La pérdida anterior es aceptable; se recomienda que sea del orden de 8 mm.

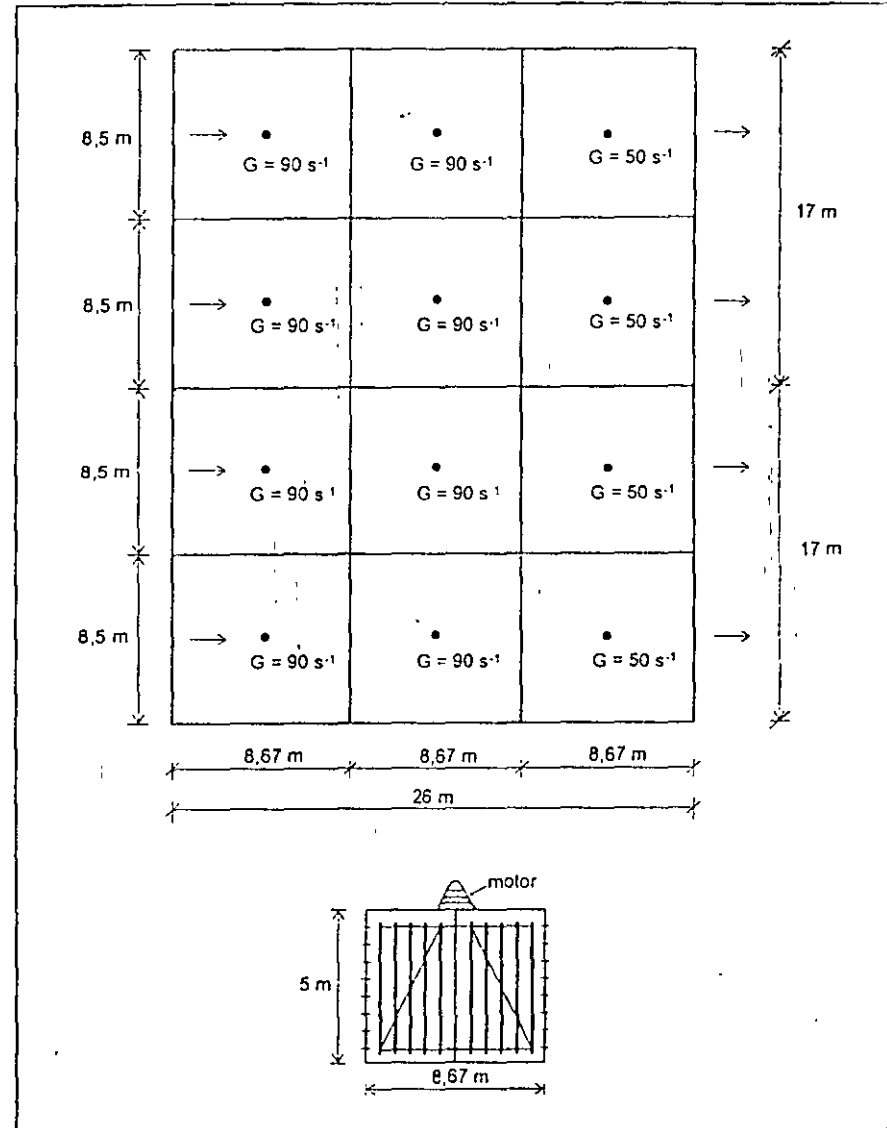


Figura 4.9 Esquema ejemplo 4.9.

4.10 EJEMPLO

Dimensionar un floculador tipo turbina de flujo axial, con seis láminas inclinadas a 45°, K = 1,3, para una cámara cuadrada de 3 m de lado por 3,6 m de alto y un gradiente de velocidad igual a 70 s⁻¹ (ver figura 4.10). De las ecuaciones 3.2 y 3.3 se obtiene:

$$N = \left(\frac{\mu V G^2}{K \rho d^5} \right)^{1/3} \quad (4.29)$$

donde: N = Velocidad del impulsor, revoluciones/s
 μ = Viscosidad dinámica del agua, igual a $1,002 \times 10^{-3}$ N.s/m²
 $V = 3 \times 3 \times 3,6 = 32,4$ m³
 $\rho = 1000$ kg/m³
 $d =$ Diámetro del impulsor, m

Las turbinas de flujo axial para floculación se pueden dimensionar así (12):

$$e = \frac{d}{12}$$

$$b = \frac{d}{8}$$

$$2 \leq \frac{L}{d} \leq 6,6$$

$$2,7 \leq \frac{H}{d} \leq 3,9$$

$$0,9 \leq \frac{h}{d} \leq 1,1$$

Suponiendo,

$$\frac{L}{d} = 3; d = 1,0 \text{ m}$$

$$\frac{h}{d} = 1,0; h = 1,0 \text{ m}$$

$$e = \frac{1}{12} = 0,08 \text{ m (estatores)}$$

$$b = \frac{1}{8} = 0,125 \text{ m (rotor)}$$

De la ecuación 4.29:

$$N = \left[\frac{1,002 \times 10^{-3} \times 32,4 (70)^2}{1,3 \times 1000 (1)^5} \right]^{1/3}$$

$$N = 0,5 \text{ RPS} = 30 \text{ RPM}$$

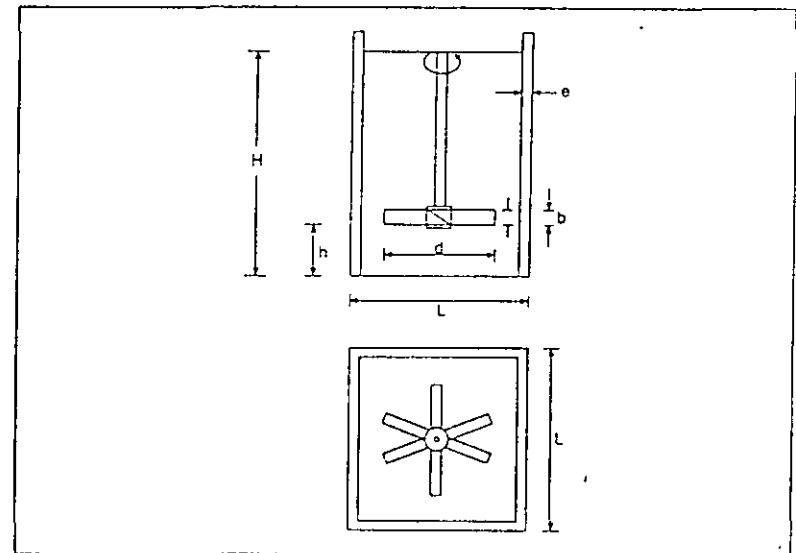


Figura 4.10 Dimensiones floculador de turbina del ejemplo 4.10

4.11 EJEMPLO (adaptado de la referencia 56)

Diseñar un floculador hidráulico, de flujo horizontal, para un caudal de 10.000 m³/d (116 L/s). El tanque de floculación debe estar dividido en 3 secciones de volúmenes iguales, con gradientes de velocidad de 50, 35 y 25 s⁻¹, respectivamente. El tiempo total de floculación es de 21 minutos; la temperatura del agua, 15°C.

Las pantallas son de madera con un coeficiente de fricción $f = 0,3$.

La longitud del floculador debe ser igual a 10 m.

Solución:

1. El volumen del floculador será:

$$V = Qt = \frac{10.000 \times 21}{1.440} = 146 \text{ m}^3$$

2. El ancho del floculador, para una profundidad de flujo de 1 m, valor razonable en floculadores hidráulicos de flujo horizontal, será:

$$W = \frac{146}{1 \times 10} = 15 \text{ m}$$

3. Para 3 cámaras iguales de floculación, el ancho de cada cámara o sección será:

$$W' = \frac{15}{3} = 5 \text{ m}$$

4. El número de pantallas, en la primera sección del floculador, para $G = 50 \text{ s}^{-1}$ y $\mu = 1,14 \times 10^{-3} \text{ Pa.s}$ se puede calcular por la expresión de Richter (56):

$$N = \left\{ \left[\frac{2 \mu t}{\rho (1,44 + f)} \right] \left(\frac{H L G}{Q} \right)^2 \right\}^{1/2} \quad (4.30)$$

donde: N = Número de pantallas

μ = Viscosidad dinámica, Pa.s, kg/m.s

t = Tiempo de retención, s

ρ = Densidad del agua kg/m³

f = Coeficiente de fricción

H = Profundidad de flujo, m

L = Longitud del floculador, m

G = Gradiente de velocidad, s⁻¹

Q = Caudal, m³/s

$$N = \left\{ \left[\frac{2 \times 1,14 \times 10^{-3} \times 7 \times 60}{1.000 (1,44 + 0,3)} \right] \left(\frac{1 \times 10 \times 50 \times 86.400}{10.000} \right)^2 \right\}^{1/2}$$

$$N = 22$$

5. La distancia entre pantallas o baffles será:

$$e = \frac{L}{N} = \frac{10}{22} = 0,45 \text{ m}$$

El valor anterior es el valor mínimo recomendado generalmente para separación entre pantallas.

6. La pérdida de energía en la primera sección del floculador se calcula por la ecuación 4.17:

$$h = \frac{\mu t G^2}{\rho g}$$

$$h = \frac{1,14 \times 10^{-3} \times 7 \times 60 (50)^2}{1000 \times 9,8}$$

$$h = 0,12 \text{ m}$$

7. La velocidad de flujo será:

$$v = \frac{Q}{A}$$

$$v = \frac{10.000}{86.400 \times 1 \times 0,45}$$

$$v = 0,26 \text{ m/s}$$

El valor anterior es aceptable; generalmente oscila entre 0,1 y 0,3 m/s.

8. La distancia libre entre el extremo de cada pantalla y la pared de la cámara de floculación será:

$$\text{distancia} = 1,5 \text{ c}$$

$$\text{distancia} = 1,5 \times 0,45 = 0,68 \text{ m}$$

- Repitiendo los cálculos para la segunda sección del floculador se obtiene:

$$G = 35 \text{ s}^{-1}$$

$$t = 7 \text{ min}$$

$$N = 17$$

$$e = 0,59 \text{ m}$$

$$1,5e = 0,88 \text{ m}$$

$$h = 0,06 \text{ m}$$

$$v = 0,20 \text{ m/s}$$

- Para la tercera sección del floculador se obtiene:

$$G = 25 \text{ s}^{-1}$$

$$t = 7 \text{ min}$$

$$N = 14$$

$$e = 0,71 \text{ m}$$

$$1,5e = 1,07 \text{ m}$$

$$h = 0,03 \text{ m}$$

$$v = 0,16 \text{ m/s}$$

9. La pérdida de energía total en el floculador:

$$h = 0,12 + 0,06 + 0,03 = 0,21 \text{ m}$$

El diseño del floculador para $10.000 \text{ m}^3/\text{d}$ se muestra en la figura 4.11.

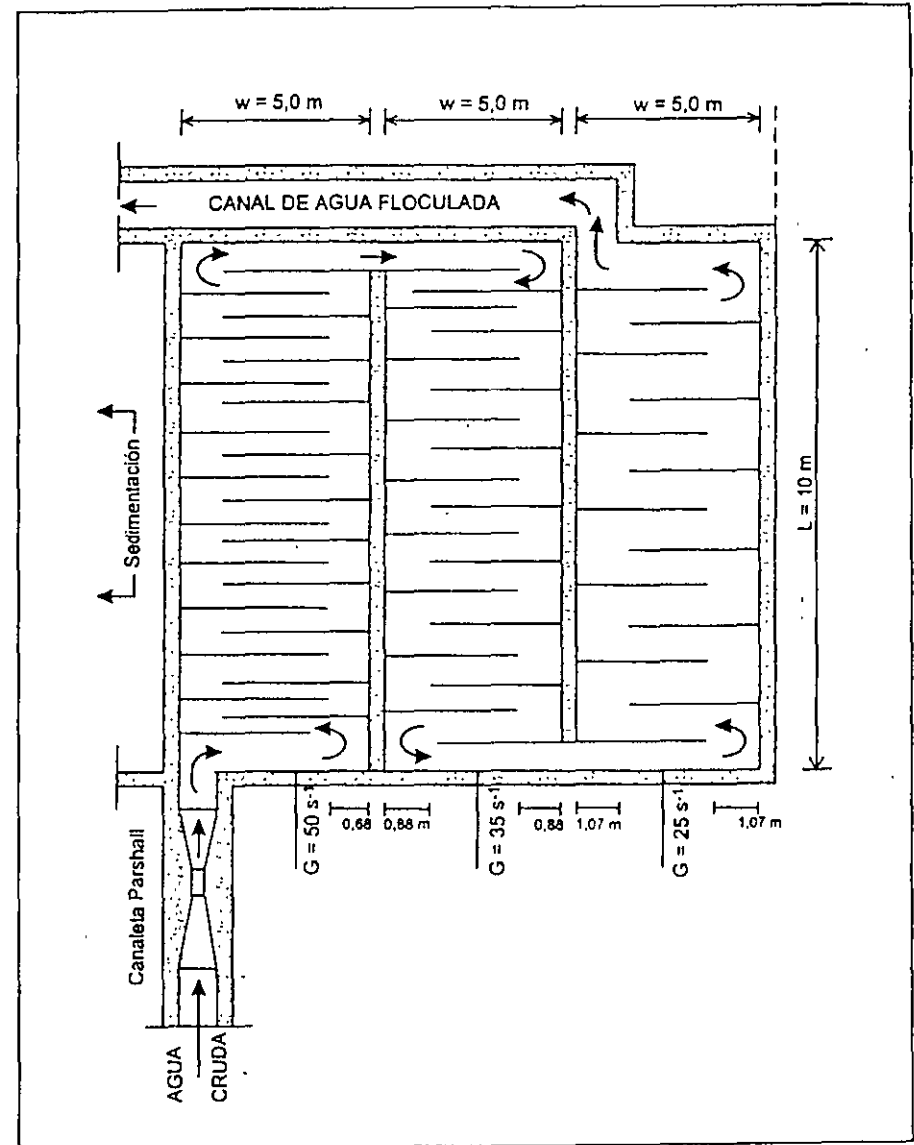


Figura 4.11 Floculador hidráulico de flujo horizontal para un caudal de $10.000 \text{ m}^3/\text{d}$.

4.12 EJEMPLO

Diseñar una cámara de floculación hidráulica, de flujo horizontal, para un caudal de 10.000 m³/d (116 L/s), con gradiente de velocidad de 50 s⁻¹ y tiempo de retención de 7 minutos. La viscosidad del agua es de 1,14 × 10⁻³ Pa.s; las pantallas son de madera con un coeficiente de rugosidad de Manning de 0,013. La longitud del floculador debe ser igual a 10 m.

Solución:

1. El volumen de la cámara de floculación será:

$$V = Q_t = \frac{10.000 \times 7}{1.440} = 48,6 \text{ m}^3$$

2. El ancho del floculador, para una profundidad de flujo de 1 m, valor razonable en floculadores hidráulicos de flujo horizontal, será:

$$W = \frac{48,6}{1 \times 10} = 4,86 \text{ m} \approx 5,0 \text{ m}$$

3. Para $G = 50 \text{ s}^{-1}$; la pérdida de energía, según la ecuación 4.17, será:

$$H = \frac{G^2 \mu t}{\gamma} = \frac{(50)^2 \times 1,14 \times 10^{-3} \times 7 \times 60}{9.800} = 0,12 \text{ m}$$

4. Para una velocidad de flujo $v = 0,20 \text{ m/s}$ se tiene:

$$a = \frac{Q}{v} = \frac{10.000}{86.400 \times 0,20} = 0,58 \text{ m}^2$$

Con una profundidad de flujo = 1 m

El ancho de cada canal = 0,58 m

El espacio libre entre tabique y pared = 1,5 × 0,58 = 0,85 m

5. La longitud total de flujo será:

$$L = vt$$

$$L = 0,20 \times 7 \times 60 = 84,0 \text{ m}$$

6. Para un ancho de 5 m la longitud efectiva de cada canal será:

$$l = 5 - 0,85 = 4,15 \text{ m}$$

7. El número requerido de canales será:

$$N = \frac{L}{l} = \frac{84,0}{4,15} = 20$$

8. La pérdida por fricción, según Manning, será:

$$h_f = \frac{(nv)^2 L}{R^{4/3}} = \frac{(0,013 \times 0,20)^2 \times 20 \times 4,15}{(0,58/2,53)^{4/3}} = 0,004 \text{ m}$$

La pérdida adicional, según la ecuación 4.26:

$$h = \frac{3(N-1)v^2}{2 \times 9,8} = \frac{3(19)(0,20)^2}{2 \times 9,8} = 0,116 \text{ m}$$

9. La pérdida total será: $H = 0,12 \text{ m}$

10. El número de Camp será:

$$Gt = 50 \times 7 \times 60 = 21.000$$

4.13 EJEMPLO

Dimensionar un floculador, con agitador de paletas de eje vertical, para un caudal de 10.000 m³/d, gradiente de velocidad de 50 s⁻¹, tiempo de retención de 7 minutos, viscosidad de 1,14 × 10⁻³ Pa.s

Solución:

— El volumen útil de la cámara de floculación será:

$$V = Q_t = \frac{10.000 \times 7}{1.440} = 48,6 \text{ m}^3$$

— La potencia disipada en mezcla será, según la ecuación 4.12:

$$P = G^2 V \mu = (50)^2 (48,6) (1,14 \times 10^{-3}) = 139 \text{ W}$$

— Adoptando una profundidad útil de 3 m, el área superficial de la cámara de floculación será:

$$A = \frac{48,6}{3} = 16,2 \text{ m}^2$$

Se puede adoptar un tanque cuadrado de 4 m × 4 m.

— El área de paletas en movimiento, en la sección transversal, se puede tomar como igual a:

$$Q_p = 4 \times 3 \times 0,20 = 2,4 \text{ m}^2$$

Se proponen 2 paletas simétricas de 2,4 m × 0,5 m cada una.

— Colocando las paletas con un radio medio de giro de 1,45 m, la velocidad diferencial será:

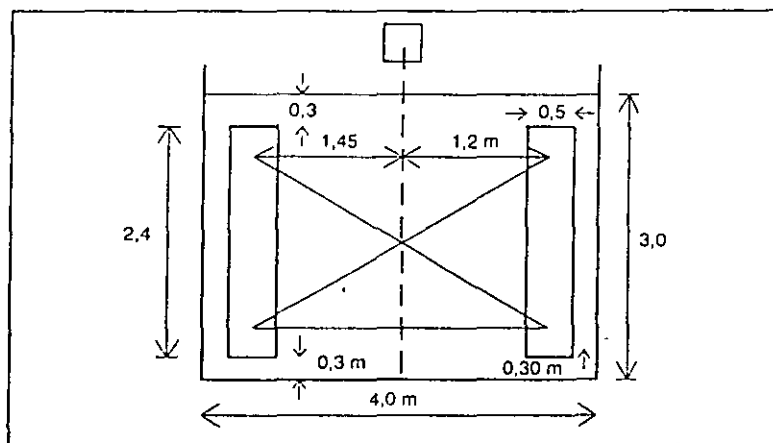


Figura 4.12 Dimensiones floculador de paletas de eje vertical del ejemplo 4.13.

$$v = \left(\frac{2P}{C_D \rho A} \right)^{1/3}$$

$$v = \left(\frac{2 \times 139}{1,2 \times 1000 \times 2,4} \right)^{1/3} = 0,46 \text{ m/s}$$

— La velocidad de las paletas será:

$$v_p = \frac{v}{0,75} = \frac{0,46}{0,75} = 0,61 \text{ m/s}$$

— La velocidad de rotación será:

$$N = \frac{v_p}{2\pi R} = \frac{0,61}{2\pi(1,45)} = 0,067 \text{ RPS} = 4 \text{ RPM}$$

— El valor de $Gt = 50 \times 7 \times 60 = 21.000$



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO EN MANEJO INTEGRAL DE
AGUAS MUNICIPALES**

**MÓDULO IV
CA 086**

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

TEMA

**MANUAL DE DISEÑO DE AGUAS POTABLES,
ALCANTARILLADO Y SANEAMIENTO**

**EXPOSITOR: M. EN I. CONSTANTINO GUTIÉRREZ PALACIOS
PALACIO DE MINERÍA
JULIO DEL 2002**

COMISION NACIONAL DEL AGUA

MANUAL DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO LIBRO II. PROYECTO 3a. SECCION: POTABILIZACION Y TRATAMIENTO

TEMA: TRATAMIENTO SUBTEMA: LAGUNAS DE ESTABILIZACION

Elaboración: Ing. José Collí Misset¹
 Dr. Howard D. Pearson²
 Ing. Mauricio Rico Martínez¹
 Ing. Jesús García Ollervides¹
 Ing. Violeta E. Escalante Estrada¹
 Biol. Armando Rivas Hernández¹
 Ing. Mintcho Iliev Mintchev¹

Revisión: M en I. Enrique Mejía Maravilla³
 M en I. Everardo Flores y Robles³

Coordinación: Dr. Felipe I. Arreguín Cortés¹
 Ing. Antonio Fernández Esparza¹

¹Instituto Mexicano de Tecnología del Agua

²Universidad de Liverpool

³Gerencia de Potabilización y Tratamiento
de Agua

⁴Gerencia de Normas Técnicas

Marzo 1994

Se agradece a la ODA (Overseas Development Administration) del Reino Unido de la Gran Bretaña su apoyo para la impresión de este manual.

INDICE DE MATERIAS

INDICE DE TABLAS	5
INDICE DE FIGURAS	7
LISTA DE SIMBOLOS Y ABREVIATURAS	8
INTRODUCCION	11
PRIMERA PARTE: TEORIA	13
1. GENERALIDADES	13
1.1 <i>TIPOS DE LAGUNAS Y SU FUNCIÓN</i>	14
1.1.1 <u>Laguna anaerobia</u>	16
1.1.2 <u>Laguna facultativa</u>	17
1.1.3 <u>Lagunas de maduración</u>	21
1.2 <i>REMOCION DE DBO</i>	22
1.3 <i>REMOCION DE PATOGENOS</i>	23
1.3.1 <u>Bacterias</u>	23
1.3.2 <u>Virus</u>	25
1.3.3 <u>Parásitos</u>	25
1.4. <i>REQUERIMIENTOS DE LA CALIDAD DEL EFLUENTE</i>	26
1.4.1 <u>Reuso agrícola</u>	27
1.4.2 <u>Normas de calidad microbiológica</u>	28
1.4.3 <u>Criterios de calidad fisicoquímica</u>	32
1.4.4 <u>Reuso en acuicultura</u>	35
1.5 <i>MODELOS Y CRITERIOS DE DISEÑO</i>	36
1.6 <i>IMPACTO AMBIENTAL DE LOS SISTEMAS LAGUNARES</i>	44
1.7 <i>PRUEBAS DE TRATABILIDAD</i>	45
SEGUNDA PARTE: GUIAS DE DISEÑO	49
1. DISEÑO DEL PROCESO	49
1.1 <i>DETERMINAR EL AREA NECESARIA PARA UNA LAGUNA</i>	51
1.2 <i>DATOS BASICOS</i>	51
1.2.1 <u>Vida útil de la instalación</u>	51
1.2.2 <u>Proyección de la población servida futura</u>	51
1.2.2.1 Cálculo de la tasa de crecimiento promedio. (K_{prom})	51
1.2.2.2 Cálculo de la población futura	52
1.2.3 <u>Gasto de diseño</u>	53
1.2.3.1 Gasto medio	54

2	CNA/MAPA/L.II/3a.S/TRATAMIENTO/Lagunas de Estabilización/Diseño	
	1.2.3.2 Gasto máximo	54
	1.2.3.3 Gasto mínimo	54
	1.2.4 <u>Temperatura y evaporación neta</u>	54
	1.2.5 <u>Demanda bioquímica de oxígeno (DBO)</u>	59
	1.2.6 <u>Coliformes fecales</u>	59
	1.2.7 <u>Huevos de helmintos</u>	59
	1.3 LAGUNAS ANAEROBIAS	60
	a) <i>Cálculo del área a la profundidad media de una laguna anaerobia</i>	61
	1.4 LAGUNAS FACULTATIVAS	63
	1.5 LAGUNAS DE MADURACION	66
	1.5.1 <u>Coliformes fecales</u>	66
	1.5.1.1 Método de Marais	66
	1.5.1.2 Método de Yáñez	69
	a) <i>Dimensionamiento para lagunas facultativas</i>	69
	b) <i>Dimensionamiento para lagunas de maduración</i>	71
	1.5.2 <u>Remoción de huevos de helmintos</u>	72
	1.5.3 <u>Remoción de DBO</u>	73
	1.6 EJEMPLOS DE DISEÑO	74
	1.6.1 <u>Población constante</u>	74
	1.6.2 <u>Población que varía estacionalmente</u>	85
	1.6.3 <u>Irrigación no restringida</u>	90
	1.6.4 <u>Irrigación restringida</u>	93
	2. DISEÑO FISICO	95
	2.1 SELECCION DEL SITIO APROPIADO	95
	2.2 CONSIDERACIONES GEOTECNICAS	96
	2.3 BALANCE HIDRAULICO	98
	2.4 TRATAMIENTO PRELIMINAR	100
	2.5 GEOMETRIA DE LAS LAGUNAS	101
	2.6 ESTRUCTURAS DE ENTRADA Y SALIDA	106
	2.7 OBRA DE DERIVACION	115
	2.8 RECIRCULACION	118
	2.9 CORTINA ROMPEVIENTOS	118
	TERCERA PARTE: OPERACION, MANTENIMIENTO Y EVALUACION	119
	1. OPERACION Y MANTENIMIENTO	119
	1.1 ARRANQUE DEL PROCESO	120
	1.1.1 <u>Lagunas anaerobias</u>	120
	1.1.2 <u>Lagunas facultativas</u>	120
	1.1.3 <u>Lagunas de maduración</u>	121
	1.2 PROBLEMAS MAS FRECUENTES DE OPERACIÓN	122

CNA/MAPA/L.II/3a.S/TRATAMIENTO/Lagunas de Estabilización/Diseño	3
1.3 <i>DRAGADO Y DISPOSICION DE LODOS</i>	126
1.4 <i>SEGURIDAD</i>	127
1.5 <i>EQUIPO DEL OPERADOR</i>	128
2. <i>EVALUACION DEL FUNCIONAMIENTO</i>	129
2.1 <i>MONITOREO DE LA CALIDAD DEL EFLUENTE</i>	132
2.2 <i>EVALUACION DEL FUNCIONAMIENTO DE LA LAGUNA</i>	134
2.3 <i>ANALISIS DE DATOS</i>	137
CUARTA PARTE: REHABILITACION Y OPTIMIZACION	139
1. <i>REHABILITACION Y OPTIMIZACION</i>	139
1.1 <i>REHABILITACION</i>	139
1.2 <i>OPTIMIZACION Y AMPLIACION DEL SISTEMA LAGUNAR EXISTENTE</i>	141
1.3 <i>TECNICAS PARA REMOCION DE ALGAS</i>	143
1.3.1 <u>Micromallas</u>	143
1.3.2 <u>Filtros de roca y arena</u>	143
1.4 <i>OTROS TIPOS DE LAGUNAS</i>	145
1.4.1 <u>Reservorios de almacenamiento de efluentes</u>	145
1.4.2 <u>Lagunas con macrófitas flotantes</u>	145
1.4.3 <u>Lagunas de alta tasa algal</u>	148
GLOSARIO	151
BIBLIOGRAFIA	157

INDICE DE TABLAS

1.1 Rendimiento de cultivos en campos experimentales en la India.	27
1.2 Directrices de calidad microbiológica para aguas residuales tratadas usadas para riego.	29
1.3 Norma oficial mexicana para reuso agrícola de aguas residuales de origen urbano o municipal.	31
1.4 Límites máximos permisibles de los parámetros de contaminantes para las aguas residuales de origen urbano o municipal que se dispongan mediante riego agrícola.	33
1.5 Ecuaciones y criterios de diseño para lagunas anaerobias.	39
1.6 Ecuaciones y criterios de diseño para lagunas facultativas.	40
1.7 Ecuaciones y criterios de diseño para lagunas de maduración.	42
1.8 Composición de las aguas residuales domésticas típicas sin tratar.	45
2.1 Resumen de la secuencia del proceso de diseño para lagunas de estabilización.	50
2.2 Temperaturas medias en el mes más frío en las principales ciudades de la República Mexicana.	56
2.3 Valores de diseño para cargas volumétricas permisibles y porcentajes de remoción de DBO a diferentes temperaturas.	60
2.4 Valores de la constante de primer orden para remoción de coliformes fecales a varias temperaturas.	67
2.5 Valores de diseño del porcentaje de remoción de huevos de helmintos en lagunas anaerobias, facultativas o de maduración para tiempos de residencia hidráulicos en el ámbito de 1 a 20 días.	73
3.1 Rango normal de operación y significado de valores extremos de los parámetros seleccionados.	125

3.2 Formato para la descripción física del sistema a evaluar.	132
3.3 Parámetros a determinar en un nivel 2 de un programa de monitoreo de la calidad del efluente.	133
3.4 Parámetros a ser analizados para la evaluación del funcionamiento de lagunas de estabilización, recomendaciones para su muestreo, tiempo máximo de almacenamiento, preservación y volumen de muestra.	136
3.5 Formato de resultados de los parámetros medidos y analizados y su eficiencia de remoción lagunar, cuando corresponda.	138
4.1 Posible estrategia de manejo para tres reservorios en paralelo de almacenamiento de efluentes para una temporada de riego de seis meses.	147

INDICE DE FIGURAS

1.1 Arreglos comunes de sistemas lagunares.	15
1.2 Esquema de una laguna facultativa.	20
1.3 Mecanismo conceptual del decaimiento de coliformes fecales en lagunas de estabilización.	24
1.4 Diagrama de clasificación para aguas de riego.	34
2.1 Cálculo de las dimensiones entre la superficie y el fondo de la laguna basados en la profundidad media.	102
2.2 Estructuras de entrada a lagunas anaerobias y facultativas primarias.	108
2.3 Estructuras de entrada para lagunas facultativas secundarias y lagunas de maduración.	109
2.3a Conexión típica interlagunar.	110
2.3b Detalle estructural de la caja de entrada a lagunas anaerobias	111
2.3c Detalle estructural de la caja de entrada a la laguna anaerobia corte A-A	112
2.4 Estructura de salida	113
2.5 Colector de salida de usos múltiples	114
2.6 Sistema de ruta alterna para lagunas anaerobias	116
4.1 Optimización de una serie de lagunas para tratar el doble de gasto	142
4.2 Posible estrategia de operación para tres reservorios de almacenamiento efluentes (RAE) en paralelo, para una estación de riego de seis meses	146

LISTA DE SIMBOLOS Y ABREVIATURAS

A_{an}	Area superficial de la laguna anaerobia a la profundidad media, m^2
A_c	Area de captación, ha
A_f	Area superficial de la laguna facultativa a la profundidad media, m^2
A_{mad}	Area superficial de la laguna de maduración a la profundidad media, m^2
A_{ar}	Aporte de aguas residuales, %
B	Ancho de la laguna al nivel del agua
C	Concentración de DBO o CF en la derivación, mg/l o NMP/100 ml
C_e	Cóeficiente de escurrimiento, adimensional
C_d	Coefficiente de descarga para pared gruesa, adimensional
C_{dom}	Concentración de DBO o CF en las descargas domiciliarias, mg/l o NMP/100 ml
C_x	Concentración de DBO o CF en las aguas de escorrentía, mg/l o NMP/100 ml
CF	Coliformes fecales, NMP/100 ml
d	Número de dispersión hidráulica, adimensional
D	Profundidad del nivel hidráulico, m
DBO_R	Demanda bioquímica de oxígeno requerida, mg/l
DBO_e	Demanda bioquímica de oxígeno existente, mg/l
DQO	Demanda química de oxígeno, mg/l
e	Evaporación, mm/d
f	Factor de toxicidad por algas, adimensional
f'	Factor de toxicidad por sulfuros, adimensional
F	Bordo libre, m
F_e	Fetch, longitud de mayor distancia en línea recta sobre el nivel del agua, m
g	Aceleración de la gravedad, $9.81 m/s^2$
h	Lámina de agua sobre el vertedero, mm
h_{ap}	Altura debido a asentamientos permisibles, m
h_{ol}	Altura del oleaje, m
h_{om}	Altura de la obra muerta, m
H_{total}	Altura total del terraplén, m
i	Intensidad de lluvia, mm/h
K	Permeabilidad máxima, m/s
K'	Constante de reacción global de primer orden para DBO a la temperatura T del desecho, d^{-1}
K_{20}	Constante de reacción global de primer orden para la DBO a $20^\circ C$, d^{-1}
K_b	Constante de decaimiento neta de coliformes fecales, d^{-1}
K_{ban}	Constante de decaimiento neta de coliformes fecales para lagunas anaerobias, d^{-1}
K_{bfac}	Constante de decaimiento neta de coliformes fecales para lagunas facultativas, d^{-1}
K_{bmad}	Constante de decaimiento neta de coliformes fecales para lagunas de maduración, d^{-1}
K_T	Constante global de decaimiento de coliformes fecales, d^{-1}

K_1	Tasa de crecimiento del censo t_1 al t_2
K_2	Tasa de crecimiento del censo t_2 al t_3
K_{prom}	Tasa de crecimiento promedio anual de la población
λ_{max}	Carga superficial máxima, kg/ha d
λ_s	Carga superficial aplicada, kg/ha d
λ_{sr}	Carga superficial removida, kg/ha d
λ_v	Carga volumétrica, g/m ³ d
L	Largo de la laguna en dirección del flujo, m
LAT	Lagunas de alta tasa algal
L_i	DBO5 en el influente, mg/l
L_c	DBO5 en el efluente, mg/l
L_u	DBO última del efluente, mg/l
L_{ui}	DBO última del influente, mg/l
n	Número de lagunas de maduración
N_c	Coliformes fecales en el efluente, NMP/100 ml
N_i	Coliformes fecales en el influente, NMP/100 ml
N_o	Coliformes fecales al inicio del experimento, NMP/100 ml
N_f	Coliformes fecales al tiempo i del experimento, NMP/100 ml
OMS	Organización mundial de la salud
P_1	Número de habitantes en el año censal t_1 , hab
P_2	Número de habitantes en el año censal t_2 , hab
P_3	Número de habitantes en el año censal t_3 (población actual), hab
P_f	Población futura o proyectada), hab
P_{orc}	Porcentaje de asentamientos permisibles, en fracción
Q_e	Gasto o caudal del efluente, l/s
Q_i	Gasto o caudal del influente, l/s
Q_{max}	Gasto o caudal máximo, l/s
Q_{med}	Gasto o caudal medio, l/s
Q_{min}	Gasto o caudal mínimo, l/s
Q_p	Gasto pluvial, l/s
RAE	Reservorio de almacenamiento de efluentes
s	Factor de pendiente horizontal
SS	Sólidos suspendidos totales, mg/l
t	Tiempo, d
T	Temperatura del aire, °C
θ_a	Tiempo de residencia hidráulico en la laguna anaerobia, d
θ_f	Tiempo de residencia hidráulico en la laguna facultativa, d
θ_m	Tiempo de residencia hidráulico en la laguna de maduración, d
θ_{m1}	Tiempo de residencia hidráulico en la laguna de maduración 1, d
θ_{m2}	Tiempo de residencia hidráulico en la laguna de maduración 2, d
θ_{mn}	Tiempo de residencia hidráulico en la laguna de maduración n, d
T_{agua}	Temperatura del agua, °C
T_d	Período de diseño, años

U*	Velocidad cortante, $m d^{-1}$
U	Velocidad del flujo, $m d^{-1}$
ν	Viscosidad cinemática, m^2/d
v	velocidad del viento, km/h
V _a	Volumen de la laguna anaerobia, m^3
W	Ancho de la laguna, m
X	Relación largo/ancho, adimensional
RAS	Relación de adsorción de sodio, adimensional
Z	Profundidad media de la laguna, m

INTRODUCCION

En México la principal causa de mortalidad es debida a enfermedades gastrointestinales, por lo que el factor de mayor importancia en la problemática del uso de lagunas de estabilización está relacionado con aspectos de salud pública.

La necesidad de formular criterios y reglamentos que tiendan a limitar la concentración de organismos patógenos en descargas de aguas residuales para reuso agrícola, ha tenido un gran impulso a raíz de la publicación de las "Directrices sanitarias sobre el uso de aguas residuales en agricultura y acuicultura" de la Organización Mundial de la Salud (1989), lo cual permitió en México su regulación, después de varias reuniones de expertos, en la norma técnica ecológica número 32 de 1991.

La escasa investigación sobre organismos patógenos en aguas residuales, ha propiciado la práctica tradicional de diseñar lagunas con base en la reducción de compuestos orgánicos (DBO, DQO, nutrientes) igual a lo que se estila en los países desarrollados, prestando poca o nula atención a los problemas de salud pública. Esto ha llevado a diseñar sistemas con celdas únicas.

La práctica actual indica que las nuevas concepciones están basándose en criterios múltiples, como la reducción de compuestos orgánicos, sólidos suspendidos, parásitos y coliformes fecales. Al llevar a cabo esta práctica, los diseños resultan en instalaciones de unidades múltiples.

De lo anterior se puede resumir que existen los siguientes objetivos para los climas cálidos y templados imperantes en nuestro país: *a) la reducción de costos de construcción, lo cual demanda el empleo de altas cargas de trabajo en las lagunas primarias, y b) la minimización de la descarga de organismos patógenos e indicadores*, lo que demanda el empleo de lagunas en serie.

Este documento forma parte de la serie *Manual de Agua Potable y Saneamiento* de la Comisión Nacional del Agua y el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. Presenta directrices que han probado muy buena confiabilidad para dimensionamiento y reducción de materia orgánica y organismos patógenos.

Está dirigido especialmente a diseñadores de lagunas de estabilización para el tratamiento de aguas residuales.

El primer capítulo incluye la información general de utilidad para el diseñador. Presenta además una breve descripción de los diferentes tipos de lagunas, enumera las ventajas sobre los sistemas convencionales de tratamiento de aguas residuales y presenta además información sobre las pruebas de tratabilidad necesarias, los requerimientos de calidad del efluente, el

impacto ambiental que pueden tener, así como una discusión de los diversos modelos y criterios que se han utilizado para el diseño de lagunas de estabilización.

El capítulo segundo se dedica al tema central del manual: el diseño. Se ha dividido en dos partes: el diseño del proceso y el diseño físico. En el diseño del proceso, se parte de la información básica requerida para el dimensionamiento de lagunas anaerobias, facultativas y de maduración presentándose al final algunos ejemplos de diseño. El diseño físico traduce los aspectos del diseño del proceso a los correspondientes con el sitio disponible, como el diseño de terraplenes, estructuras de entrada y salida, además de tomar decisiones con respecto al tratamiento preliminar y tuberías de derivación.

El capítulo tercero informa sobre la operación, mantenimiento y evaluación del sistema lagunar, aspectos de tanta importancia como son el diseño y la construcción. La omisión de cualquiera de estos tres aspectos puede provocar el mal funcionamiento de las lagunas. En este mismo capítulo, se enumeran los problemas generales de funcionamiento y da algunas soluciones para resolverlos. Se presentan además los requerimiento del monitoreo tanto periódico como intensivo para el control y evaluación del proceso mediante tres niveles de monitoreo: el nivel uno para verificar si el efluente cumple con las condiciones de descarga o reuso, el nivel dos es un estudio intensivo para analizar porqué el sistema lagunar no está cumpliendo los requerimientos de calidad y el nivel tres que es prácticamente una investigación del funcionamiento del sistema, tiene el propósito de obtener las constantes de diseño locales, evaluar las variantes en el diseño físico, optimizar el sistema o para conocer cuanta carga adicional puede soportar un sistema antes de que sea necesario ampliarlo.

El capítulo cuarto trata sobre las medidas de rehabilitación y optimización que pueden ser tomadas cuando el diagnóstico de la evaluación reporta que el sistema lagunar no funciona adecuadamente debido a una sobrecarga, la necesidad de ampliación, diseño inapropiado del proceso y/o del diseño físico o un inadecuado mantenimiento.

**SUBTEMA: LAGUNAS DE ESTABILIZACION
PRIMERA PARTE: TEORIA**

1. GENERALIDADES

Este documento fue escrito como manual de campo para diseñadores de lagunas de estabilización, para tratar aguas residuales preferentemente desde comunidades pequeñas hasta ciudades medianas (hasta 200,000 habitantes). Como punto de partida para el diseño se determinó que la calidad del efluente debe reunir los requerimientos para riego agrícola, lo que significa menos de 1000 coliformes fecales por 100 ml y menos de 1 huevo de helminto por litro. Estas normas son muy importantes para proteger tanto a los consumidores como a los trabajadores del campo, especialmente en México, donde muchas de las aguas residuales se utilizan para riego.

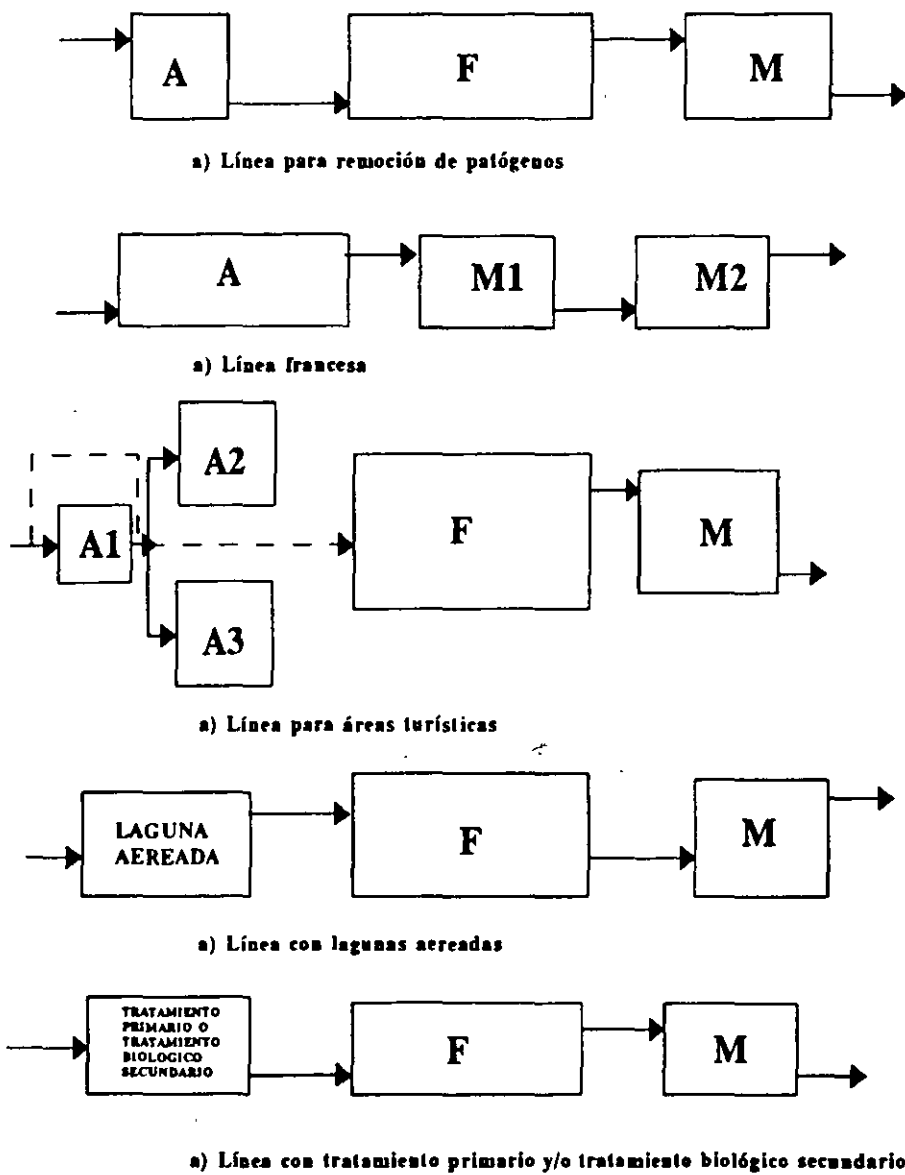
Las lagunas de estabilización para el tratamiento de aguas residuales, con relación a otros sistemas convencionales, son una buena alternativa para remover patógenos (bacterias y protozoarios que pueden causar enfermedades a los humanos) y helmintos (gusanos que se desarrollan en los intestinos). En estos sistemas de tratamiento no es necesario adicionar cloro al efluente para su desinfección, lo que los hace más atractivos por la reducción de costos generados por la cloración. Además las lagunas de estabilización no necesitan partes mecánicas, reflejándose en el ahorro de los costos de adquisición, operación y mantenimiento.

Como un ejemplo se tiene que tan sólo una laguna anaerobia puede sustituir las siguientes partes de un sistema convencional:

- Un tanque de sedimentación primaria
- Un tanque de espesamiento de lodos
- Un tanque digestor de lodos
- Bombas, motores y material necesario para el tratamiento primario

La desventaja principal de estos sistemas es el requerimiento de terreno, el que es muchas veces más grande que el utilizado en los sistemas convencionales. Por esta razón el valor del terreno es uno de los factores decisivos para el diseño y construcción de las lagunas.

Fig. 1.1 Arreglos comunes de sistemas lagunares



A= anaerobia
 F= facultativa
 M= maduración

1.1 TIPOS DE LAGUNAS Y SU FUNCION

Los sistemas de lagunas de estabilización se refieren a estanques construidos de tierra, de profundidad reducida (< 5 m), diseñados para el tratamiento de aguas residuales por medio de la interacción de la masa biológica o biomasa (algas, bacterias, protozoarios, etc), la materia orgánica del desecho y otros procesos naturales (mecánica del fluido y factores físicos, químicos y meteorológicos). El término lagunas de oxidación se empleaba en el pasado para implicar la oxidación de la materia orgánica con el oxígeno producido por las algas a través de la fotosíntesis. Este aspecto es muy importante pero existen otros procesos que intervienen en la descomposición de la materia orgánica como lo es la estabilización por digestión anaerobia, el cual es importante en las lagunas facultativas primarias y predominante en las lagunas anaerobias. La finalidad del proceso es obtener un efluente de características definidas (DBO, DQO, oxígeno disuelto, sólidos suspendidos, algas, nutrientes, parásitos, bacterias y protozoarios patógenos, etc.) de acuerdo a su reuso agrícola, piscícola o para descarga a cuerpos receptores.

De acuerdo a su contenido de oxígeno pueden ser: anaerobias, facultativas y de maduración; y en relación a la secuencia de sus unidades pueden clasificarse en lagunas en serie o en paralelo, pudiendo existir combinaciones de varios tipos. Los arreglos de un sistema lagunar pueden comprender una única laguna (facultativa) y lagunas en serie (anaerobia, facultativa y maduración). Además es deseable construir series del mismo tipo para permitir una operación en paralelo. Por ejemplo, las lagunas anaerobias pueden ser diseñadas para operar individualmente o en paralelo. Si se desea un mayor grado de tratamiento para una reducción mayor de organismos patógenos, el arreglo anaerobia-facultativa-maduración es el más conveniente (ver Fig. 1.1). La línea c) de la Figura 1.1. consiste de cinco lagunas, para operar en diferentes patrones dependiendo del flujo, el cual varía bastante en zonas turísticas. En el invierno las lagunas designadas como A2 y A3 están fuera de servicio. El influente entra a la laguna A1 y de ahí el flujo se dirige a la fase facultativa F, El efluente de esta laguna entra a la laguna de maduración M que produce el efluente final del sistema. Durante el verano la laguna A1 está fuera de servicio. El influente se distribuye por igual a las lagunas A2 y A3 cuyos flujos combinados entran a la F. El resto de la operación es la misma que en el invierno.

En función del lugar que ocupan en relación a otros procesos, se pueden agrupar en primarias o de aguas residuales crudas, secundarias si reciben efluentes de otros procesos y de maduración si su propósito es disminuir el número de organismos patógenos.

De acuerdo con las condiciones de descarga las lagunas se pueden clasificar en: lagunas de descarga continua, lagunas de retención completa y lagunas de regulación y descarga controlada. Las unidades de retención completa, llamadas también lagunas terminales o de descarga cero, no tienen efluente y el líquido se dispone a través de percolación y evaporación. Las lagunas de descarga controlada son conocidas también como de flujo intermitente, de regulación o de almacenamiento (ver cuarta parte, capítulo 1.4.1).

Estas unidades son diseñadas con propósitos específicos como: almacenamiento total del líquido durante el invierno y regulación del caudal previo a la temporada de riego (Yáñez, 1992).

El proceso de tratamiento es una combinación de sedimentación, digestión y conversión de desechos orgánicos por bacterias y algas así como de su propia reproducción, y puede ser anaerobia, aerobia o una combinación de ambas. En el caso de la digestión anaerobia las bacterias anaerobias producen *biogas*, una mezcla de metano (CH_4), dióxido de carbono (CO_2) y una pequeña cantidad de ácido sulfhídrico (H_2S) e hidrógeno (H_2).

Durante el proceso aerobio, con la energía del sol las algas producen oxígeno (O_2) durante el proceso de fotosíntesis. Por su reproducción generan nueva biomasa. Las bacterias aerobias usan este oxígeno para transformar los desechos orgánicos existentes en el agua residual en nuevas bacterias. Estos diferentes procesos ocurren en diferentes tipos de lagunas y en diferentes lugares de las mismas.

Algunos diseñadores pueden no estar de acuerdo en incluir lagunas anaerobias, ya que aducen como principal desventaja la generación de malos olores, lo cual puede no presentarse si el diseño está bien realizado.

Hay algunos tipos especiales de lagunas: lagunas sépticas, lagunas facultativas parcialmente aereadas, reservorios para el almacenamiento de efluentes, lagunas de macrófitas y lagunas de alta tasa algal. Las últimas dos en particular son más complicadas, más caras y más problemáticas que las lagunas anaerobias, facultativas y de maduración por lo que generalmente no se recomiendan, aunque algunas circunstancias locales pueden justificar su uso.

1.1.1 Laguna anaerobia

La laguna anaerobia (primer laguna), se caracteriza por la presencia de bacterias que no requieren oxígeno disuelto para la descomposición de materia orgánica. Este proceso se llama digestión anaerobia, el que se presenta en tres etapas (McInerney y Bryant, 1981): la primera es la de hidrólisis y fermentación ácida llevada a cabo por organismos formadores de ácidos que atacan las sustancias orgánicas y las transforman en ácidos orgánicos, alcoholes y dióxido de carbono. Las bacterias responsables de esta etapa pertenecen a diferentes grupos y pueden ser anaerobias, facultativas o estrictas. La segunda etapa es la homoacetogénesis en la cual los productos de fermentación producidos anteriormente son convertidos en acetato, hidrógeno y CO_2 por un grupo de bacterias denominadas "bacterias acetogénicas" productoras obligatorias de hidrógeno u OHPA en inglés. La última etapa, la metanogénesis, es realizada por un grupo de bacterias metanogénicas que son anaerobias estrictas, requiriendo además potenciales de óxido-reducción inferiores a -330 mV. Estas bacterias oxidan los bicarbonatos

y el acetato en metano y carbonatos. Este grupo de bacterias son sensibles a variaciones de carga, pH y temperatura. Durante la biodegradación, el 90% de las materias orgánicas se transforman en biogas. Este proceso depende mucho de la temperatura del agua y la del ambiente.

Una laguna anaerobia puede tener una profundidad de 2 a 5 metros y recibir cargas orgánicas tan altas (usualmente > 100 g DBO/m³ d, equivalente a > 3000 kg/ha d para una profundidad de 3 m). Funcionan como tanques sépticos abiertos, siendo su función primaria remover DBO. Estas lagunas trabajan extremadamente bien en climas cálidos; un buen diseño de una laguna anaerobia, deberá asegurar la remoción de alrededor del 60% de la DBO a 20°C y un máximo de 75% a 25°C. Los tiempos de retención son cortos: para aguas residuales con una DBO mayor a 300 mg/l, un día es suficiente para temperaturas mayores a los 20°C. El aspecto físico de estas lagunas es de coloración gris o negro, cuando por efecto de una carga adecuada, presentan condiciones de fermentación del metano. Sletten y Singer (1971) reportan que algunas lagunas diseñadas como anaerobias, en la etapa de operación inicial y con cargas reducidas, no han llegado a establecer condiciones anaerobias, presentan una coloración rosada, siendo esto característico de la presencia de bacterias sulfatoreductoras.

La laguna anaerobia se llena de lodos después de varios años. Dependiendo del período de diseño, se realiza la remoción de lodos. Generalmente hay una acumulación de 40 litros (0,04 m³) por habitante por año. Este número es válido en un sistema con desarenador.

Una desventaja de una laguna anaerobia es el olor que puede generarse en el caso de haber una alta carga orgánica, mayor que la carga de diseño y si existen dentro del influente sulfatos mayores a 500 mg/l.

1.1.2 Laguna facultativa

El mecanismo característico de las lagunas facultativas ocurre en el estrato superior y corresponde a una simbiosis o comensalismo de bacterias aerobias y algas. Las bacterias heterotróficas descomponen la materia orgánica produciendo compuestos inorgánicos insolubles y CO₂. La cantidad de oxígeno requerido para esta degradación es suministrada fundamentalmente por el proceso de fotosíntesis. El sistema carbonatado está sujeto a cambios cíclicos durante el día, y aunque los cambios de alcalinidad no son grandes, ocurren transformaciones en los componentes de la misma tales como variaciones de bicarbonatos a carbonatos e hidróxidos (Pipes, 1961 y Marais, 1970).

Como un resultado del proceso de fotosíntesis de las algas de la laguna, existe una variación diurna en la concentración de oxígeno disuelto. Después del amanecer, el nivel de oxígeno disuelto se incrementa gradualmente hasta llegar a un máximo al atardecer, disminuyendo al mínimo durante la noche. La posición de la oxipausa (la profundidad a la cual la

concentración de oxígeno disuelto es cero) cambia de una forma similar. En el pico de la actividad algal, los iones carbonato y bicarbonato reaccionan para proveer más bióxido de carbono a las algas, produciendo un exceso de iones hidroxilo con lo cual el pH se eleva por arriba de 9, aumentando la tasa de mortalidad de las bacterias fecales.

La temperatura es uno de los factores de mayor importancia en el funcionamiento de las lagunas de estabilización. La constante cinética de primer orden de degradación del sustrato es una función de la temperatura en su rango de 5 a 35°C, de acuerdo con la ley modificada de Van't Hoff-Arrhenius. Se ha demostrado que el crecimiento de algas es máximo en un ámbito de temperatura de 25 a 30°C. Temperaturas más altas disminuyen el crecimiento y para temperaturas sobre los 35°C se ha observado que la actividad de las algas se inhibe totalmente (Aguirre y Gloyna, 1979).

En ausencia de un mezclado inducido por el viento, la población algal tiende a estratificarse en una capa angosta de aproximadamente 20 cm de espesor, durante las horas del día. Esta capa concentrada de algas se mueve hacia arriba o hacia abajo de los primeros 50 cm superficiales como respuesta a los cambios de la intensidad de luz incidente y origina grandes fluctuaciones en la calidad del efluente (DBO y sólidos suspendidos) si la estructura de salida está dentro de esta zona.

Estas condiciones de baja mezcla pueden originar una estratificación térmica en una laguna. En esta condición, las masas de agua se estratifican, debido a las diferentes densidades, en función de la temperatura. La profundidad a la cual la tasa de cambio de la temperatura con la profundidad es máxima, se denomina termoclina; el cambio de temperatura es de más de 1°C por metro. En lagunas facultativas con 1.5 m, esto implica una variación de 1.5°C entre la superficie y el fondo para que ocurra la estratificación térmica.

En lagunas facultativas, el estado crítico de estratificación térmica es alcanzado cuando la oxipausa alcanza la termoclina. Esta condición favorece la presencia de cortocircuitos. El conocimiento de la estratificación termal para cada caso particular es importante para la adecuada ubicación de las estructuras de entrada y salida de la laguna y también para la adopción de medidas que promuevan la desestratificación.

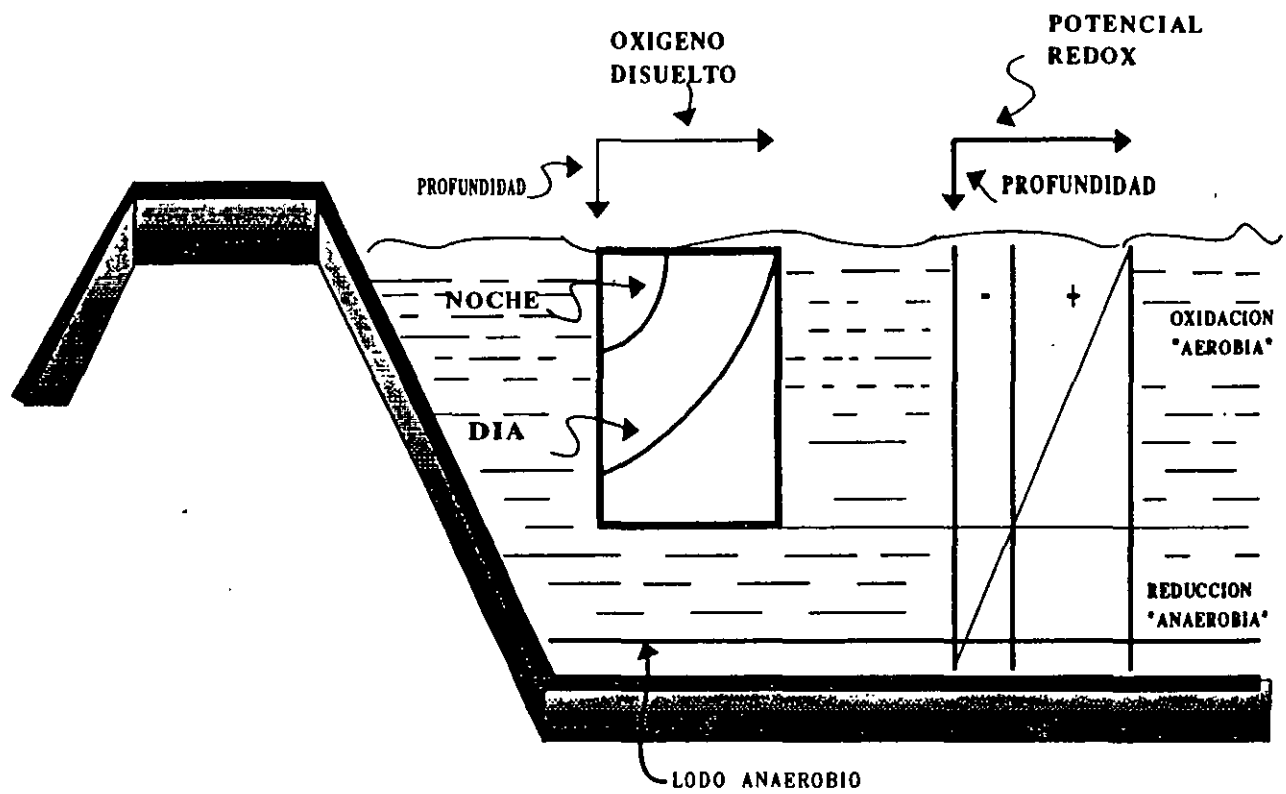
El otro mecanismo es la digestión anaerobia de los sólidos sedimentados en el fondo.

Debido a lo mencionado anteriormente, su ubicación como unidad de tratamiento en un sistema de lagunas puede ser: como laguna única, como laguna primaria o como una unidad secundaria después de lagunas anaerobias.

La laguna facultativa puede tener una profundidad entre 1 y 1.5 metros, porque tiene menos carga, lo que permite una mayor penetración de la luz. En la Figura 1.2 se presenta un perfil de este tipo de lagunas. Pueden ser de dos tipos: laguna facultativa primaria, que recibe las aguas residuales crudas y laguna facultativa secundaria, que recibe aguas residuales

sedimentadas (generalmente del efluente de una laguna anaerobia). Se diseñan para remoción de DBO considerando una carga superficial relativamente baja (100-400 kg DBO/ha d) para permitir el desarrollo saludable de una población de algas, así como el oxígeno generado por éstas para la remoción de DBO por las bacterias. Las algas de las lagunas facultativas presentan un color verde oscuro, aunque ocasionalmente pueden presentar un color rojo o rosa (especialmente cuando están ligeramente sobrecargadas) debido a la presencia de bacterias anaerobias púrpuras que oxidan los sulfuros fotosintéticamente. La concentración de algas en una laguna facultativa saludable, depende de la carga y temperatura, siendo usual el rango de 500 - 2,000 μg de clorofila *a* por litro.

Figura 1.2 Esquema de una laguna facultativa (Gloyna, 1973)



1.1.3 Lagunas de maduración

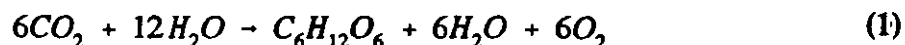
Las lagunas de maduración reciben el efluente de la laguna facultativa y son tradicionalmente diseñadas con profundidades de 1 a 1.5 m. Su tamaño y número depende de la calidad bacteriológica requerida del efluente final. En estas lagunas no hay una zona anaerobia, solamente existe una zona aerobia, la cual tiene la función de remover los microorganismos patógenos excretados, lo que ocurre por sedimentación de algunas bacterias o por su muerte ocasionada por los rayos ultravioleta del sol. Esta función es extremadamente eficiente cuando se diseñan las lagunas en serie.

Las lagunas de maduración remueven solo una pequeña parte de DBO, pero su contribución en la remoción de nutrientes puede ser significativa.

1.2 REMOCION DE DBO

En las lagunas anaerobias la remoción de DBO se asegura (como en los tanques sépticos) por la sedimentación de sólidos sedimentables y la subsecuente digestión anaerobia en la capa de lodos resultante: éste es particularmente intenso a temperaturas por arriba de los 15 °C cuando la superficie lagunar burbujea liberando el biogas; la producción de metano se incrementa siete veces por cada 5 °C de aumento de temperatura (Marais, 1970). Los grupos de bacterias involucradas son los mismos de los de un reactor anaerobio (bacterias acidogénicas y metanogénicas), siendo igualmente sensibles a los mismos tóxicos, uno de los cuales es el pH bajo (<6.2). Las aguas residuales ácidas requieren neutralización antes del tratamiento en una laguna anaerobia.

En lagunas facultativas secundarias que reciben agua previamente decantada (efluente de una laguna anaerobia), la DBO remanente no sedimentada es oxidada por bacterias heterotróficas (*Pseudomonas*, *Flavobacterium*, *Arcromobacter* y *Alcaligenes* spp), pero con una diferencia importante: estas bacterias no obtienen el oxígeno que necesitan de la aireación mecánica (como lo hacen en lagunas aereadas, zanjas de oxidación y tanques de aeración en el proceso de lodos activados); sino que a través de las actividades fotosintéticas de microalgas que crecen naturalmente y en gran cantidad en las lagunas facultativas, proporcionando al agua un color verde oscuro. Las algas presentes dependen grandemente de las bacterias por el dióxido de carbono que transforman fotosintéticamente en azúcares.



Existe una relación entre las algas y bacterias de las lagunas: las algas proveen de oxígeno a las bacterias y las bacterias suministran a las algas dióxido de carbono. Por supuesto que parte de estos gases van hacia la atmósfera por transferencia de masa, pero una gran parte de ellos es aprovechado mutuamente por algas y bacterias.

En una laguna facultativa primaria (la cual recibe agua residual cruda) las funciones anaerobias y el tratamiento de lagunas facultativas secundarias se combinan. Cerca del 30% de DBO del influente llega a la laguna primaria facultativa en forma de metano (Marais, 1970).

1.3 REMOCION DE PATOGENOS

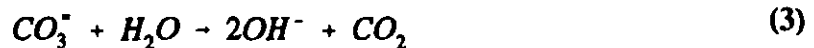
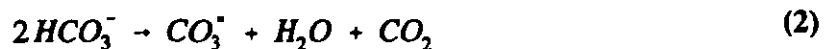
1.3.1 Bacterias

Las bacterias fecales son removidas en las lagunas anaerobias y facultativas pero especialmente en las lagunas de maduración cuyo tamaño y número determina la cantidad de coliformes fecales en el efluente final, aunque hay alguna remoción en las lagunas anaerobias principalmente por sedimentación de bacterias asociadas a los sólidos.

Los principales mecanismos de remoción de bacterias fecales en lagunas facultativas y de maduración se deben a:

- a) tiempo y temperatura
- b) alto pH (>9), y
- c) alta intensidad de luz

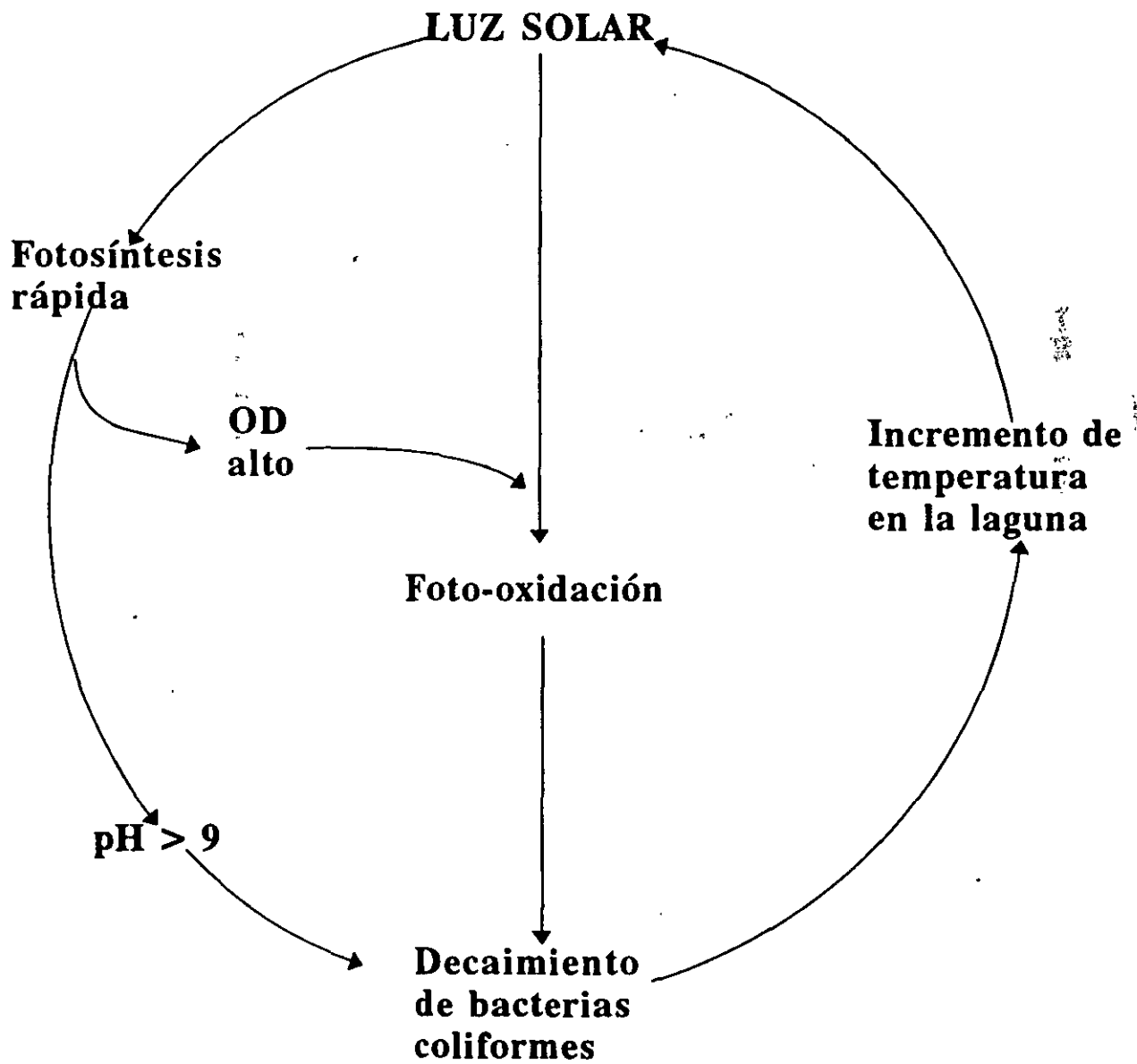
El tiempo y la temperatura son los dos principales parámetros usados en el diseño de lagunas de maduración: la mortalidad de bacterias fecales se incrementa con dichos parámetros (Feachem *et al.*, 1983). Valores de pH alto, cercanos a 9, ocurren en las lagunas por la velocidad de fotosíntesis de las algas que consumen CO₂ rápidamente y que es aprovechado por la respiración de bacterias; como un resultado de este proceso los iones carbonato y bicarbonato se disocian:



El CO₂ resultante es empleado por las algas y los iones hidróxilo acumulados aumentan el pH, frecuentemente arriba de 10. Las bacterias fecales mueren rápidamente en cuestión de minutos a Ph > 9 (Pearson *et al.*, 1987c). En el caso de *Vibrio cholerae* éste muere rápidamente debido a otros factores (Oragui *et al.*, 1993)

El factor de alta intensidad de luz ha sido recientemente aclarado (Curtis *et al.*, 1992). Las ondas luminosas de 425-700 nm pueden dañar a las bacterias fecales al ser absorbidas por sustancias húmicas localizadas en el agua de desecho: entonces estas sustancias entran y dañan la célula. La intensidad de luz que produce mortalidad depende de la presencia de oxígeno y modifica considerablemente el pH. El sol juega un papel importante en la remoción

Fig. 1.3 Mecanismo conceptual del decaimiento de coliformes fecales en lagunas de estabilización.



de bacterias fecales (Fig. 1.3): incrementa directamente la temperatura de la laguna e indirectamente provee la energía para la fotosíntesis de las algas si el pH es inferior a 9, resultando una alta concentración de oxígeno disuelto que es necesario para la tercera parte del proceso que promueve la descomposición por foto-oxidación.

1.3.2 Virus

Se conoce poco el mecanismo de remoción viral, pero es generalmente considerado que esto ocurre por adsorción de sólidos sedimentables (incluye las algas de la laguna) y una consecuente sedimentación.

1.3.3 Parásitos

Quistes de protozoarios y huevos de helmintos son removidos por sedimentación. Las velocidades de asentamiento son bastante altas (por ejemplo de 3.4×10^{-4} m/seg en caso de *Ascaris lumbricoides*), y consecuentemente se remueve más en la fase anaerobia y facultativa de las lagunas. Recientemente ha sido posible diseñar las lagunas para remover huevos de helmintos (Ayres *et al.*, 1992); esto es necesario si el efluente es utilizado para el riego de hortalizas. Grimason *et al.* (1993) estudiaron la remoción de *Cryptosporidium oocysts* y *Giardia cysts* en sistemas con tiempos de retención en el rango de 15-62 días. Las concentraciones en el agua de desecho cruda fueron de 73 ovocitos/l y 0-6200 quistes/l; no encontrándose ovocitos ni quistes en los efluentes finales.

1.4. REQUERIMIENTOS DE LA CALIDAD DEL EFLUENTE

Los requerimientos del efluente se definen a través de las normas oficiales mexicanas para descarga al alcantarillado municipal, para descarga a cuerpos receptores y para reuso agrícola. Generalmente se expresan en términos de, por ejemplo:

- materia orgánica (expresada como DBO o DQO)
- sólidos suspendidos
- nitrógeno (total, amoniacal, óxidos de nitrógeno)
- fósforo total
- número de bacterias coliformes fecales
- número de huevos de nemátodos intestinales humanos (*Ascaris lumbricoides*, *Trichuris trichura* y los anquilostomas humanos)
- Número de huevos de tremátodos intestinales humanos (*Schistosoma* spp.)

Los últimos tres requerimientos microbiológicos son particularmente apropiados si el efluente es utilizado para irrigación de cultivos o fertilización de estanques piscícolas (ver sección 1.4.3 de la primera parte).

Sin embargo, debe recordarse que del 70 al 90 por ciento de la DBO del efluente final de una serie de lagunas de estabilización bien diseñadas, es debido a su contenido de algas, y la "DBO algal" es de diferente naturaleza a la "DBO del desecho". De esta manera algunos países permiten una DBO más alta en los efluentes de las lagunas de estabilización, que en los efluentes de otros tipos de plantas de tratamiento, o permiten otra concesión a los efluentes de las lagunas de estabilización. En los Estados Unidos, los efluentes lagunares pueden tener una DBO por arriba de los 45 mg/l (EPA, 1977); en Francia, por arriba de los 40 mg/l (pero en muestras *filtradas* - ver abajo) (Circulaire Interministérielle, 1980); y en Alemania se hace una concesión para la DBO algal sobre la base de que 100 μ g de clorofila *a* es equivalente a 3 mg de DBO (Bucksteeg, 1987), de tal manera que el requerimiento está relacionado de la siguiente manera:

$$DBO_R > DBO_e - 0.03 Cla \quad (1)$$

Donde: DBO_R = DBO requerida, mg/l
 DBO_e = DBO existente, mg/l
 Cl_a = clorofila *a*, μ g/l

En la Comunidad Europea los efluentes lagunares tienen que cumplir los mismos requerimientos de otros efluentes (<25 mg DBO/l) pero con una diferencia muy importante: las muestras *filtradas* son utilizadas para determinar la DBO, la cual es por consiguiente la DBO no algal residual (Council of the Europeans Communities, 1991). Esto reconoce la

distinción entre DBO algal y DBO del desecho. Las algas de los efluentes lagunares se dispersan rápidamente y son consumidas por el zooplancton de las aguas receptoras, de tal manera que tienen poca oportunidad de ejercer su DBO, y durante las horas de luz, desde luego, producen oxígeno. En los esquemas de reuso agrícola de efluentes lagunares las algas son benéficas: actúan como liberadores lentos de fertilizantes e incrementan la materia orgánica del suelo, mejorando su capacidad de almacenamiento. Se recomienda, por tanto, que los requerimientos para los efluentes lagunares se fijen sobre la base de muestras filtradas, junto con un apropiado requerimiento para sólidos suspendidos (los cuales incluyen a las algas): en Europa, por ejemplo, es de 150 mg/l (Council of the European Communities, 1991), pero esto debe ser afinado de acuerdo a la capacidad de asimilación de los cuerpos receptores.

1.4.1 Reuso agrícola

El riego con efluentes lagunares, así como con otras aguas residuales adecuadamente tratadas, provee un buen balance de los nutrientes de las plantas (principalmente sales de N, P y K), los cuales pueden incrementar la producción de cultivos y reducir los requerimientos de los fertilizantes químicos caros (ver Tabla 1.1).

Los efluentes lagunares traen beneficios dado que las algas que ellos contienen se adicionan al contenido orgánico (humus) del suelo, mejorando su estructura y su capacidad de almacenamiento de agua. Las algas también actúan como fertilizantes de "liberación lenta", liberando los nutrientes de las plantas, los cuales se van descomponiendo lentamente en el suelo, aún después de que el riego ha cesado.

Un punto importante a considerar en el diseño de sistemas de lagunas de estabilización es que los tiempo de residencia global, y por consiguiente los requerimientos de área, pueden ser grandemente reducidos si el efluente es reutilizado para irrigación restringida. Lo opuesto ocurre cuando se utiliza para irrigación no restringida o para descargar a cuerpos receptores de agua.

Tabla 1.1 Rendimiento de cultivos en campos experimentales en la India

AGUA DE RIEGO	TRIGO	ARROZ	PAPA	ALGODON
Agua residual cruda	3.34	2.97	23.11	2.56
Agua residual sedimentada	3.45	2.94	20.78	2.30
Efluente de laguna de estabilización	3.45	2.98	22.31	2.41
Agua dulce + NPK	2.70	2.03	17.16	1.70

NPK: Nitrógeno, fósforo y potasio

1.4.2 Normas de calidad microbiológica

Las directrices de la Organización Mundial de la Salud (1989) para la calidad microbiológica de las aguas residuales tratadas a ser utilizadas para riego de cultivos se dan en la Tabla 1.2. Estas están basadas en una valoración rigurosa de la evidencia epidemiológica disponible (ver Shuval *et al.*, 1986), la cual muestra que la mayoría de los patógenos de interés en irrigación de cultivos son los nemátodos intestinales y las bacterias coliformes. La directriz de no más de un huevo de nemátodo por litro es requerida tanto para irrigación restringida como la no restringida para proteger a los trabajadores del campo y, en última instancia también a los consumidores. El riego restringido se refiere a los vegetales no cultivados para consumo humano directo; riego libre o no restringido incluye vegetales y cultivos para ensalada que se consumen crudos. Hay sin embargo, evidencias que indican que únicamente para riego restringido, la directriz pudiera ser aumentada sin peligro hasta 10 huevos por litro (ver Ayres *et al.*, 1992b).

Las lagunas de estabilización son altamente eficientes en la remoción de huevos de nemátodos (Mara y Silva, 1986; Ayres *et al.*, 1992a).

La norma para coliformes fecales de no más de 1000 por 100 ml, la cual es fácilmente alcanzable en lagunas, es para proteger a los consumidores de las enfermedades bacterianas (no hay riesgo para los trabajadores del campo). Esto es mucho menos estricto que las primeras recomendaciones (≤ 100 por 100 ml) de la OMS (1973), pero esto se justifica porque:

- a) la natación (esto es, la inmersión completa del cuerpo) en aguas recreativas que contienen hasta 2000 CF por 100 ml es permitido en Europa (Consejo de las Comunidades Europeas, 1976);
- b) el riego con aguas de río que contienen hasta 1000 CF por 100 ml es permitido en los Estados Unidos (EPA, 1973); y
- c) los alimentos que se consumen crudos se permiten que contengan hasta 100,000 CF por 100 g (peso seco), pero preferiblemente menos de 1000 CF por 100 g (ICMSF, 1974).

Las directrices de la OMS para efluentes a ser utilizados para fertilización de estanques piscícolas son una ausencia de huevos de tremátodos (*Schistosoma spp.*, *Clonorchis sinensis* y *Fasciolopsis buski*) y no más de 1000 CF por 100 ml. Ningún huevo de tremátodo es permitido debido a la alta multiplicación asexual de los parásitos en su huésped acuático (caracoles de agua). La directriz para CF se refiere a su número en los estanques piscícolas.

El uso de lagunas de estabilización de desechos para tratar aguas residuales antes de su uso en estanques piscícolas es indudablemente la mejor manera de evitar la transmisión de

esquistosomiasis. Solamente las lagunas de estabilización pueden remover todos los huevos de esquistosomas (u otro proceso de tratamiento terciario como la filtración con arena). De esta manera, con las lagunas de estabilización, la educación higiénica y las estrategias de manejo recomendadas por McCullough (1990) son innecesarias, debiendo solamente mantenerse limpios de vegetación para prevenir la proliferación de caracoles.

Tabla 1.2 Directrices de calidad microbiológica para aguas residuales tratadas usada para riego (OMS, 1989).

CONDICIONES DE REUSO	GRUPO EXPUESTO	NEMATODOS INTESTINALES ^{a/} (media aritmética del número de huevos por litro)	COLIFORMES FECALES (media geométrica del número por 100 ml)
Riego libre o no restringido (cultivos que comúnmente se consumen crudos, campos deportivos y parques públicos)	Trabajadores Consumidores Público	≤ 1	≤ 1000 ^{b/}
Riego restringido (cultivos: de cereales, industriales, forrajeros, árboles y pastos ^{c/}).	Trabajadores	≤ 1	Ninguna norma recomendada

^{a/} *Ascaris lumbricoides*, *Trichuris trichuria* y los anquilóstomos humanos

^{b/} Una directriz más estricta (≤200 coliformes fecales por 100 ml) es apropiado para prados públicos, tales como prados de hoteles, con el cual el público puede entrar en contacto directo.

^{c/} En el caso de árboles frutales, el riego deberá cesar dos semanas antes de que el fruto sea cosechado, y ningún fruto deberá ser cosechado del suelo. El riego con aspersión no deberá ser utilizado.

La norma mexicana que actualmente establece las restricciones bacteriológicas de las aguas residuales de origen urbano o municipal que se utilicen para el riego de cultivos hortícolas y hortofrutícolas es la norma técnica ecológica 33 (NTE-CCA-033/91); esta norma determina además el tipo de riego aplicable y el intervalo mínimo entre el último riego y la cosecha. En el artículo 30. fracción III se señalan como cultivos hortícolas los siguientes: acelga, ajo, apio, berro, betabel, brócoli, cebolla, cilantro, col, coliflor, epazote, espinaca, hongo, lechuga, pápalo, perejil, quelite, quintonil, rábano, hierbabuena, zanahoria, pepino, calabacita, jitomate, tomatillo y tomate verde o de cáscara, con excepción de las cinco últimas cuando se siembren con espalderas. Se equiparan a las hortalizas los siguientes frutos: fresa, jícama, melón, sandía y zarzamorra. En la fracción IV del mismo artículo se determinan como hortofrutícolas los cultivos señalados en la fracción III y todas las demás hortalizas y frutos en general (EUM, 1991).

La norma también define cuatro tipos de aguas residuales para efectos de determinar los cultivos no permitidos:

Tipo 1 \leq 1000 coliformes fecales/100 ml y ningún huevo viable de helminto/litro

Tipo 2 = De 1 a 1000 coliformes fecales/100 ml o cuando más un huevo viable de helminto/litro

Tipo 3 = De 1001 a 100,000 coliformes fecales/100 ml

Tipo 4 \geq 100,000 coliformes fecales/100 ml

En la Tabla 1.3 se muestran las condiciones de riego normadas.

Tabla 1.3 Norma oficial mexicana para reuso agrícola de aguas residuales de origen urbano o municipal.

TIPO DE RIEGO	TIPO DE AGUA	INTERVALO MINIMO ENTRE EL ULTIMO RIEGO Y LA COSECHA	CULTIVOS NO PERMITIDOS
I N U N D A C I O N	1	20	LOS SEÑALADOS EN EL ART. 3o. FRACC. III EXCEPTO AJO, PEPINO, JICAMA, MELON Y SANDIA
	2	20	LOS SEÑALADOS EN EL ART. 3o. FRACC. III EXCEPTO MELON Y SANDIA
	3	20	LOS SEÑALADOS EN EL ART. 3o. FRACC. III
	4	20	LOS SEÑALADOS EN EL ART. 3o. FRACC. IV
S U R C O	1	15	LOS SEÑALADOS EN EL ART. 3o. FRACC. III EXCEPTO AJO, PEPINO, JICAMA, MELON Y SANDIA, ASI COMO EL TOMATE VERDE O DE CASCARA
		20	LIBRE CULTIVO
	2	20	LOS SEÑALADOS EN EL ART. 3o. FRACC. III EXCEPTO AJO, PEPINO, JICAMA, MELON Y SANDIA, ASI COMO EL TOMATE VERDE O DE CASCARA
	3	20	LOS SEÑALADOS EN EL ART. 3o. FRACC. III EXCEPTO MELON Y SANDIA
	4	20	LOS SEÑALADOS EN EL ART. 3o. FRACC. IV
A S P E R S I O N	1	20	LOS SEÑALADOS EN EL ART. 3o. FRACC. III EXCEPTO AJO, PEPINO, JICAMA, MELON Y SANDIA
	2	20	LOS SEÑALADOS EN EL ART. 3o. FRACC. IV
	3		
4			

1.4.3 Criterios de calidad fisicoquímica

Los criterios de calidad microbiológica son para la protección de la salud; los de calidad fisicoquímica son para mantener la salud de las plantas y mantener el rendimiento de los cultivos. En general la calidad fisicoquímica de las aguas residuales tratadas utilizadas para riego de cultivos deberá cumplir con las recomendaciones de la FAO para la calidad del agua utilizada en irrigación (Ayres and Westcot, 1985). Para efluentes de lagunas de estabilización que tratan aguas residuales industriales (o aguas residuales municipales que contienen una apreciable proporción de desechos industriales) estas recomendaciones deberán ser cuidadosamente verificadas, particularmente con respecto a metales pesados y otros tóxicos. Para efluentes de lagunas de estabilización que tratan aguas residuales domésticas o municipales, generalmente sólo es necesario considerar los siguientes cinco parámetros.

a) conductividad eléctrica (como una medida conveniente del total de sólidos disueltos y por ende del peligro de salinidad de los suelos y cultivos), medida en milisiemens por metro a 25°C;

b) relación de adsorción de sodio (como una medida del peligro de desfloculación del suelo y de toxicidad a los cultivos), definido como:

$$RAS = \frac{Na}{\sqrt{\frac{Ca+Mg}{2}}} \quad (2)$$

donde: Na, Ca y Mg son expresados en miliequivalentes por litro (= concentración en mg/l x 0.044, 0.050 y 0.082 para Na, Ca y Mg respectivamente).

Los valores de CE y RAS son independientes, ver Figura 1.2

c) pH: el rango permisible es de 6.5 - 8.4.

d) Nitrógeno total: demasiado nitrógeno puede reducir el rendimiento de los cultivos, la mayoría de ellos no son afectados a concentraciones hasta de 30 mg N/l, pero cultivos sensibles (véase Ayers y Westcot, 1985) pueden tolerar sólo hasta 5 mg N/l.

e) Boro: los cítricos y frutos deciduos y de nuez son sensibles a concentraciones de boro (derivándolos de detergentes sintéticos) por arriba de 0.5 mg/l, pero la mayoría de los cultivos puede tolerar hasta 2 mg/l (Ayers y Westcot, 1985, da más información detallada).

Con efluentes de lagunas de estabilización que tratan aguas residuales domésticas o municipales normales hay pocos problemas fisicoquímicos, si es que hay alguno.

Sin embargo, siempre es prudente analizar muestras regularmente para los cinco parámetros anteriores.

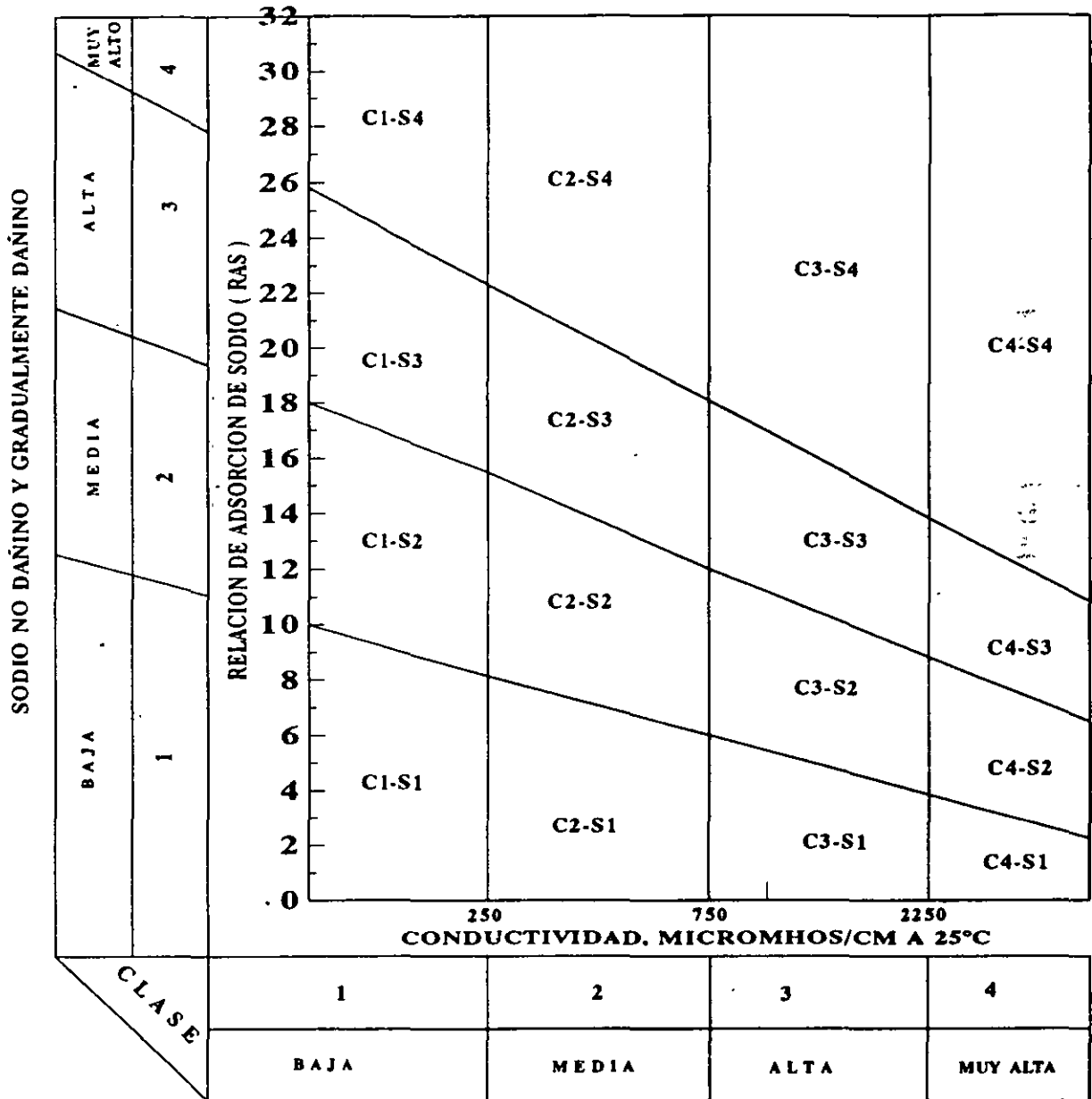
La norma técnica ecológica 32 (NTE-CCA-032/91), establece los límites máximos permisibles de los parámetros de los contaminantes en las aguas residuales de origen urbano o municipal para su disposición mediante riego agrícola. Estos parámetros se muestran en la Tabla 1.4.

No es necesario considerar, en el caso de reuso agrícola, la DBO del efluente. Sin embargo, cuando el efluente es reutilizado en acuicultura, su DBO no deberá exceder 50 mg/l para prevenir la desoxigenación y la subsecuentes muerte de los peces.

Tabla 1.4 Límites máximos permisibles de los parámetros de contaminantes para las aguas residuales de origen urbano o municipal que se dispongan mediante riego agrícola.

PARAMETROS FISICOS Y QUIMICOS	NIVELES MAXIMOS PERMISIBLES
Potencial Hidrógeno (unidades de pH)	6.5 a 8.5
Conductividad eléctrica (mmhos/cm)	2,000.00
Aluminio (mg/l)	0.20
Antimonio (mg/l)	0.10
Arsénico (mg/l)	0.10
Boro (mg/l)	0.75
Cadmio (mg/l)	0.01
Cianuro (mg/l)	0.02
Cobre (mg/l)	0.20
Cromo (mg/l)	0.01
Fierro (mg/l)	5.0
Fluoruros (mg/l) (como Flúor)	1.0
Manganeso (mg/l)	0.02
Níquel (mg/l)	0.05
Plomo (mg/l)	0.50
Selenio (mg/l)	0.02
Zinc (mg/l)	2.00

Fig. 1.4 Diagrama de clasificación para aguas de riego



SALINIDAD NO DAÑINA Y GRADUALMENTE DAÑINA

1.4.4 Reuso en acuicultura

Aunque la acuicultura (literalmente granjas de agua) también puede referirse al cultivo de vegetación acuática, el término es primariamente utilizado para describir el cultivo de peces. La acuicultura alimentada con agua residual, es una práctica antigua en India, China y el sureste asiático.

También se ha practicado a una escala comercial por más de 50 años en Alemania y Hungría y hay ahora un interés creciente en los Estados Unidos y otros países. En el sureste asiático el énfasis es puesto en la utilización de los nutrientes contenidos en las aguas residuales para producir la proteína necesaria, mientras que en los Estados Unidos y los países desarrollados, los beneficios adicionales del uso de la acuicultura como una tecnología para remoción de nutrientes son de igual importancia.

Los rendimientos de las granjas piscícolas pueden ser del orden de los 300 a 500 kg/ha al año para esquemas en poblados y hasta 10,000 kg/ha al año para grandes sistemas de policultivos bien manejados. El policultivo se refiere al cultivo de varias especies de peces que pueden explotar diferentes nichos ecológicos en una laguna, v.g. carpa común (que se alimenta del fondo) con Catla (zooplancton y fitoplancton) y Rohu (fitoplancton y materia vegetal).

1.5 MODELOS Y CRITERIOS DE DISEÑO

Las primeras aproximaciones al diseño de lagunas de estabilización han sido principalmente empíricas utilizando parámetros tales como profundidad, tiempo de residencia, forma física de la laguna y reducción de DBO, derivada de la experiencia práctica observada. Los avances en oxidación biológica y el fenómeno de fotosíntesis han hecho posible una aproximación desde el punto de vista biológico.

Thirimurthy (1969), incorporó algunos de estos parámetros dentro de la teoría de diseño de reactores químicos. Su objetivo fue desarrollar fórmulas de diseño basadas en principios matemáticos y científicos relacionados con los conceptos de diseño de reactores y operaciones unitarias de la ingeniería química.

Yáñez (1992), señala que la gran diversidad de criterios que existen en la actualidad se debe a divergencias en: valores de las constantes de reacción o mortalidad y el uso de submodelos hidráulicos, en mezcla completa, flujo pistón y flujo disperso. En relación al diseño físico, estas controversias se centran en: la localización de los dispositivos de entrada y salida para lagunas de varios tipos y la geometría de las lagunas.

El futuro de las lagunas de estabilización como método de tratamiento dependerá del mejoramiento del diseño, por lo que en principio, se deben resolver los problemas de diseño hidráulico.

Lagunas anaerobias. A pesar del gran número de investigaciones sobre lagunas anaerobias, hay notables discrepancias en relación con los coeficientes de las ecuaciones y con los criterios de diseño, debido al alto número de variables existentes en el proceso y a la falta de uniformidad de las evaluaciones realizadas. Actualmente el diseño por carga volumétrica es el más confiable. En la Tabla 1.5 se presenta un resumen de estas ecuaciones y criterios para lagunas anaerobias.

Lagunas facultativas. Los modelos cinéticos basados en la hidráulica del flujo pistón ideal y en la mezcla completa o combinación de regímenes de flujo y tasa de reacción de primer orden con o sin las relaciones de la cinética enzimática de Michaelis-Menten se han propuesto por varios autores para describir el funcionamiento de las lagunas facultativas. Estos modelos se modifican frecuentemente para reflejar la influencia de la temperatura incorporando la ecuación de Arrhenius a la ecuación básica. Estas ecuaciones fueron evaluadas por Middlebrooks (1987) utilizando datos reportados por la USEPA (1972 a, b, c, d) y Neal *et al.* (1961) para cuatro sistemas lagunares a escala real y uno a escala experimental en diferentes localidades de los Estados Unidos. Las tasas de reacción calculadas con las diez ecuaciones fueron independientes de la temperatura del agua residual de la laguna, debido al enmascaramiento de otros parámetros como dispersión, tiempo de residencia, luz, especies de organismos, etc.

El modelo del flujo pistón fue el que presentó el mejor ajuste de los datos de todos los modelos racionales. De las ecuaciones empíricas el mejor ajuste lo obtuvo Middlebrooks (1987) al evaluar la ecuación de McGarry y Pescod (1970) la cual relaciona carga orgánica removida *versus* carga orgánica aplicada. Ninguna de las ecuaciones no lineales, produjo una relación capaz de predecir el funcionamiento del sistema.

Las discrepancias actuales se derivan de la falta de investigación en la interrelación entre algunos procesos físicos (p.e. submodelos hidráulicos para el desecho y la biomasa), con otros de orden bioquímico (p.e. cinéticas de reacción). En el presente, lo más aceptable es diseñar por carga superficial para remoción de materia orgánica, y considerando flujo disperso cuando se dimensionan lagunas facultativas y de maduración en serie. En la Tabla 1.6 se presenta un resumen de estos criterios para lagunas facultativas.

Lagunas de maduración. Para las lagunas de maduración existen dos ecuaciones de diseño: el de mezcla completa y el de flujo disperso

El modelo de flujo disperso se desarrolla a partir de un balance de masa, alrededor de un reactor con flujo laminar tipo pistón. en el cual existen dos mecanismos de transporte: la convectiva en la dirección del flujo y la dispersión molecular axial. La solución a este balance fue resuelta por Wehner y Wilhem y traída a la ingeniería sanitaria por Thirimurthy. La restricción a este modelo es que asume que tanto la masa como el líquido tienen el mismo comportamiento con relación al submodelo hidráulico, lo cual es cierto para el líquido pero no para la biomasa.

Los patrones de flujo hidráulico asumidos han sido los de mezcla completa, flujo pistón y flujo disperso. Mientras que los dos primeros describen las condiciones de flujo ideal, el último describe las condiciones de flujo no ideal. Además de Thirimurthy otros autores como Uhlmann *et al.*, (1983); Polprasert y Bhattarai (1985); Marecos do Monte y Mara (1987) son de la opinión de que el modelo de flujo disperso es el que mejor describe el régimen hidráulico en una laguna de estabilización.

Sin embargo el principal problema en el uso de este modelo es la dificultad en determinar el número de dispersión (d), cuya precisión invariablemente afecta al modelo. En lagunas, la dispersión se determina mediante el uso de trazadores tal como fue sugerido por Levenspiel (1962). De acuerdo a Polprasert y Bhattarai (1985) y Mara y Pearson (1986). Estos estudios son tediosos, requieren mucho tiempo y son caros, aunado a que los valores de d obtenidos no pueden ser usados para el diseño de nuevas lagunas. Para resolver este problema, algunos investigadores han tratado de obtener ecuaciones predictivas basadas en la geometría y las propiedades hidráulicas de la laguna (Polprasert y Bhattarai, 1985; Ferrara y Harleman, 1981; Arceivala 1981; Yañez, 1988; Sáenz, 1992;). Sin embargo, los valores de d encontrados experimentalmente difieren de los obtenidos por las ecuaciones predictivas.

Esta disparidad se debe a los efectos de algunos factores que no fueron considerados en el modelo. Estos factores son: zonas muertas; relación largo-ancho, subcapa viscosa; viento, naturaleza de las paredes de la laguna, número de Reynolds, tiempo entre la inyección del trazador y el comienzo del muestreo, forma de la laguna, velocidad del flujo, cortocircuitos, dispositivos de entrada y salida, tasa de inyección del trazador y el nivel de descarga y el coeficiente de mezclado transversal.

En la Tabla 1.7 se resumen estas ecuaciones para lagunas de maduración.

Tabla 1.5 Ecuaciones y criterios de diseño para lagunas anaerobias

	MODELOS Y CRITERIOS DE DISEÑO	OBSERVACIONES
L A G U N A S A N A E R O B I A S	<p>ECUACIONES Correlación sudafricana (Vincent, 1963)</p> $L_o = \frac{L_i}{K_{an} \left(\frac{L_o}{L_i} \right)^n + 1}$ $\theta = \left(\frac{L_i}{L_o} - 1 \right) \left[\frac{1}{K_{an} \left(\frac{L_o}{L_i} \right)^n} \right]$ <p>Correlaciones de Kawai (1981)</p> $\lambda_{nr} = -14.4555 + 0.6876\lambda_p$ $\lambda_{nr} = -86.0971 + 0.6543\lambda_p + 3.3985$ $\lambda_{nr} = -265.0576 + 0.7491\lambda_p + 23.5258\theta$ <p>Correlación de Saidam y Al Salem (1988)</p> <p>a) Para lagunas anaerobias primarias</p> $L_o = -1326 + 7.47 + 3961\lambda_p - 68\theta$ <p>b) Para lagunas anaerobias secundarias</p> $L_o = -138 + 0.357 + 3494\lambda_p + 32\theta$	<p>Es utilizada para climas tropicales y subtropicales. Asume mezcla completa para el cálculo de la constante de degradación (K), en la cual existen discrepancias. Hay peligro de incrementar exageradamente el tiempo de residencia hidráulico.</p> <p>Aunque se reportan altos coeficientes de correlación (0.98), para eficiencias del 60 al 70%, éstas no se obtienen en la práctica.</p> <p>Válida para concentraciones de DBO₅ del influente entre 629 y 826 mg/l; temperatura del agua entre 14.4 y 27°C; carga volumétrica de 0.091 a 0.153 kg/m³ d; y tiempo de residencia hidráulico de 4 a 7 días.</p> <p>Válida para concentraciones de DBO₅ del influente entre 213 y 440 mg/l; temperatura del agua entre 13.8 y 27.5°C; carga volumétrica de 0.029 a 0.078 kg/m³ d; y tiempo de residencia hidráulico de 4.7 a 8 días.</p>
	<p>CRITERIOS</p> <p>Carga superficial McGarry y Pescod (1970)</p> $\lambda_p > 400.6 \times 1.099^{T-20}$ <p>Yañez (1988)</p> $\lambda_p > 357.4 \times 1.085^{T-20}$ <p>Carga volumétrica (Meiring 1968; Mara y Pearson 1986)</p> $\lambda_v = \frac{L_i \rho}{V_o}$	<p>Se usa para comprobar que la carga sea suficientemente alta a fin de sobrepasar la carga facultativa. El límite de carga facultativa es de 357 kg DBO/ha d y para asegurar condiciones anaerobias la carga debe ser > 1000 kg DBO/ha d.</p> <p>Para mantener condiciones anaerobias y evitar malos olores, se sugiere una carga volumétrica entre 100 y 300 g DBO₅/m³ d para aguas con menos de 500 mg/l de SO₄²⁻ y T > 20°C. Se sugiere un límite máximo de 1000 g DBO₅/m³ d para aguas con < 100 mg/l SO₄²⁻.</p>

Tabla 1.6 Ecuaciones y criterios de diseño para lagunas facultativas

	MODELOS Y CRITERIOS DE DISEÑO	OBSERVACIONES
L A G U N A S F A C U L T A T I V A S	Hermann y Gloyna (1958) $\theta = 0.035 L_{ud} \times 1.085^{35-T}$ $\lambda_p = 285.7 Z \times 1.085^{35-T}$	Modelo basado en la cinética de primer orden y mezcla completa. Supone una remoción de DBO de alrededor del 90%. Dimensionamiento para temperatura del mes más frío. Válido para profundidades < 2 m. Adecuado para lagunas de celda única. No es aplicable para remoción de patógenos.
	Gloyna (1976) $\lambda_p = 285.7 Z \times 1.085^{35-T} f f'$ $\theta = 3.5 \times 10^{-5} L_u \times 1.085^{35-T} f f'$	Considera correcciones por toxicidad por algas y sulfuros para carga superficial. La profundidad siempre deberá ser 1 m. La profundidad adicional de 0.5 m está prevista para el almacenamiento de lodos. El factor de toxicidad de algal f puede asumirse igual a 1.0 para las aguas residuales domésticas y muchas aguas residuales industriales (p.e. industria azucarera). La demanda de oxígeno para sulfuros (f') es también igual a 1.0 para concentraciones de SO ₄ ⁻² menores a 500 mg/l. Propone el uso del coeficiente $\theta=1.085$ el cual considera la demanda de DBO ejercida por el lodo del fondo y posibles deficiencias de operación.
	Modelo en equilibrio continuo y mezcla completa $L_u = \frac{L_d}{(1+K')\theta}$ $K' = K_{20} \times 1.085^{T-20}$ $\theta = \frac{\eta}{K' (100 - \eta)}$	Se asume mezcla completa. No existe sedimentación de sólidos y por consiguiente, tampoco la eliminación de la DBO asociada con los sólidos sedimentados. La reacción tiene una reacción de primer orden dependiente de la temperatura. No considera pérdidas por evaporación o infiltración.
	Marais (1966, 1970) $L_u = \frac{L_{ud}}{(1+K')\theta} (i p + S_p i s)$	Incorpora la influencia del lodo anaerobio al modelo de mezcla completa con cinética de primer orden. Los valores aproximados para is, ip y Sp son 0.5, 0.4 y 0.6.

Tabla 1.6 Ecuaciones y criterios de diseño para lagunas facultativas (continuación)

	MODELOS Y CRITERIOS DE DISEÑO	OBSERVACIONES
L A G U N A S F A C U L T A T I V A S	<p><u>Correlaciones empíricas de carga</u> McGarry y Pescod (1970)</p> $\lambda_{sz} = 10.35 + 0.725\lambda_p$ $\lambda_{smax} = 400.6 \times 1.0997^{-20}$	<p>Aplicable a climas tropicales y templados. Tiene un error estándar de estimación de ± 16.4 kg DBO/ha d y aplicable a un intervalo de carga superficial entre 50 y 500. Define también una correlación para carga superficial máxima sobre la cual la laguna falla, eliminando su estrato aerobio y convirtiéndose en anaerobia en toda su extensión. Tiene la deficiencia de corresponder a observaciones visuales y no estar respaldados por mediciones.</p>
	<p>Yañez (1979, 1980, 1988)</p> $\lambda_{sz} = A + B\lambda_p$ $\lambda_{smax} = 357.4 \times 1.0857^{-20}$	<p>Utiliza correlaciones de carga a base de datos de DQO soluble. Determina un valor de carga máxima de 357.4 kg DBO/ha d, obtenido en función de la cantidad de amoníaco presente. Este concepto se aparta del clásico basado en el oxígeno disuelto.</p>
	<p><u>Modelo de flujo disperso (Thirimurthy, 1969)</u></p> $\frac{N_o}{N_i} = \frac{4ae^{1/2d}}{[(1+a)^2]e^{a/2d} - [(1-a)^2]e^{-a/2d}}$	<p>Este modelo se desarrolla a partir de un balance de masa, alrededor de un reactor con flujo laminar tipo pistón. La solución a este balance fue dada por Wehner y Wilhem y traída a la ingeniería sanitaria por Thirimurthy. Las restricciones a este modelo son: se asume que la biomasa como el líquido tienen el mismo comportamiento en relación con el submodelo hidráulico. El orden de magnitud de K es de: de 0.17 -0.20 para lagunas facultativas y de 0.13 a 0.16 para lagunas de maduración (Chiang y Gloyna, 1970). Los valores de dispersión se han determinado en función de cada laguna.</p>
	<p><u>Modelo dinámico (Fritz y Meredith, 1978 y 1979)</u></p>	<p>Es el más completo en la descripción de los procesos que intervienen en el tratamiento por lagunas de estabilización. Interrelaciona los factores ambientales más importantes con las velocidades de reacción de los compuestos considerados en los balances de masas respectivos. Válido para condiciones iniciales. Está formado por un grupo de 12 ecuaciones diferenciales no lineales que deben resolverse en forma simultánea. Estas ecuaciones representan balances de masa en forma diferencial de: substrato, algas, bacterias, N-ORG, NH₃, NO₃, P-ORG, P-INOR, carbón inorgánico, alcalinidad y sólidos del fondo.</p>

Tabla 1.7 Ecuaciones y criterios de diseño para lagunas de maduración

MODELOS Y CRITERIOS DE DISEÑO		OBSERVACIONES
L A G U N A S D E M A D U R A C I O N	<u>Modelo de mezcla completa</u>	Supone mezcla completa para el submodelo hidráulico lo cual produce distorsiones cuando se diseñan lagunas en serie. En este tipo de arreglo hay que evitar la aplicación de lagunas de igual tamaño. Es un error mantener la segunda laguna (facultativa) de igual tamaño que la anaerobia, sin cuidar que se den las condiciones de carga facultativa, lo que produce un acarreo de la carga anaerobia a través del sistema.
	Una sola laguna	
	$N_o = \frac{N_i}{1 + K_T \theta}$	
	Lagunas en serie	
	$N_o = \frac{N_i}{(1 + K_T \theta_1) (1 + K_T \theta_2) (1 + K_T \theta_n)^2}$	
	Constante de decaimiento bacteriano (Marais, 1974)	
	$K_T = 2.6 \times 1.19^{T-20}$	
	<u>Modelo de flujo disperso</u>	El modelo de dispersión considera un reactor con flujo laminar tipo pistón, en el cual el mecanismo de transporte está afectado por la dispersión convectiva en la dirección del flujo y en el otro sentido por la difusión molecular axial.
	$\frac{N_o}{N_i} = \frac{4a^{1/2d}}{[(1+a)^2]^{d/2d} - [(1-a)^2]^{-d/2d}}$	
	$a = \sqrt{1 + 4K_D \theta d}$	
	Constante de decaimiento bacteriano (Garneson, 1974)	
	$K_D = 1.1 \times 1.07^{T-20}$	

Tabla 1.7 Ecuaciones y criterios de diseño para lagunas de maduración (continuación)

	MODELOS Y CRITERIOS DE DISEÑO	OBSERVACIONES	
L A G U N A S D E M A D U R A C I O N	Ecuaciones para dispersión	<p>La comparación de los valores de dispersión es difícil debido a la diferencia entre el uso de trazadores, el diseño físico de la laguna, la posición de los dispositivos de entrada y salida, etc. A la fecha existen seis ecuaciones para la determinación del factor de dispersión: con la de Fisher se obtienen resultados más altos que los experimentales; la de Polprasert obtiene valores de magnitud aceptable, pero es de difícil comparación debido al gran número de variables involucradas; la de Yáñez es un modelo simple con una alta correlación que depende de una sola variable; la de Sáenz es una modificación de la de Polprasert para expresar la viscosidad cinemática en función de la temperatura del agua.</p> <p>La forma de cálculo de la dispersión es en base a un modelo de sistema cerrado. Fisher (1967) y Liu (1977), obtuvieron sus modelos para el caso de sistemas abiertos. Una evaluación práctica para el caso de sistemas cerrados fue llevada a cabo por Polprasert y Battarai (1985), sin embargo Marecos do Montes (1992), encontró que esta es una pobre estimación. Agunwamba (1987) encontró una derivación del modelo original de Polprasert y Battarai, mejorando sus coeficientes de correlación aún en el caso de colorantes como las sulforhodamina B. Aunque este método tiene una más alta correlación que la de Yáñez (1988), se recomienda efectuar pruebas en lagunas a escala para validar este modelo, obteniendo constantes de decaimiento en condiciones naturales junto con coeficientes de dispersión para escalar el sistema.</p>	
	a) Fisher (1967)		$d = \frac{0.304 (\theta v W)^{0.5} (W+2Z)^{1.5}}{(LZ)^{1.5}}$
	b) Liu (1977)		$d = \frac{0.168 (\theta v W)^{0.25} (W+2Z)^{2.25}}{(LZ)^{1.25}}$
	c) Polprasert y Bhattarai (1985)		$d = \frac{0.187 [\theta v (W+2Z)]^{0.489} W^{1.511}}{(LZ)^{1.25}}$
	d) Yáñez, 1988		$d = \frac{L/W}{-0.26118 + 0.25392 (L/W) + 1.01368 (L/W)^2}$
	e) Sáenz (1992)		$d = \frac{1.158 [\theta (W+2Z)]^{0.489} W^{1.511}}{(T_{agua} + 42.5)^{0.734} (LZ)^{1.489}}$
f) Agunwamba (1992)	$d = 0.10201 \left(\frac{U^*}{U} \right)^{-0.01963} \times \left(\frac{Z}{L} \right) \left(\frac{Z}{W} \right)^{-\left(0.00074 + 1.0405 \frac{Z}{W} \right)}$		

1.6 IMPACTO AMBIENTAL DE LOS SISTEMAS LAGUNARES

El impacto ambiental adverso que resulta de la instalación de un sistema lagunar de estabilización de desechos deberá ser mínimo, y el impacto positivo, tal como la disminución de la contaminación del agua, debería tener más peso que el negativo, tales como la generación de malos olores y la proliferación de moscos. Sin embargo, las evaluaciones de impacto ambiental (EIA's) son reconocidas ahora como un componente esencial en el desarrollo de proyectos y como una importante herramienta para la toma de decisiones, por lo que se deben seguir los procedimientos adecuados. Es importante verificar que las evaluaciones de Impacto Ambiental, se lleven a cabo de conformidad con los requerimientos que en su materia se establecen en la Ley Federal del Equilibrio Ecológico y Protección al Ambiente.

1.7 PRUEBAS DE TRATABILIDAD

Los desechos domésticos consisten principalmente de heces y orina, siendo el 99.9% agua y el 0.1% sólidos. El 70 por ciento de estos sólidos son sustancias orgánicas (proteínas, carbohidratos y grasas) y cerca del 30% son sustancias inorgánicas (principalmente arenas, sales y metales). El alto contenido orgánico de un agua residual, puede ser fácilmente biodegradable (como es el caso de los desechos domésticos, de la industria láctea o de rastros) o no fácilmente degradable (como los desechos de la industria textil).

La concentración de los desechos domésticos dependerá del uso del agua. Un bajo consumo de agua originará un desecho más concentrado. En la Tabla 1.8 se muestran los valores promedios de aguas residuales crudas para tres tipos de concentración.

Tabla 1.8 Composición de las aguas residuales domésticas típicas sin tratar (Metcalf y Eddy, 1991).

PARAMETRO ¹	CONCENTRACION		
	Fuerte	Media	Débil
SÓLIDOS TOTALES	1200	720	350
DISUELTOS TOTALES	850	500	250
FIJOS	525	300	145
VOLÁTILES	325	200	105
SUSPENDIDOS TOTALES	350	220	100
FIJOS	75	55	20
VOLÁTILES	275	165	80
SÓLIDOS SEDIMENTABLES	20	10	5
DBO ₅ A 20°C	400	220	110
COT	290	160	80
DQO	1000	500	250
NITRÓGENO (TOTAL COMO N)	85	40	20
ORGÁNICO	35	15	8
AMONÍACO LIBRE	50	25	12
NITRITOS	0	0	0
NITRATOS	0	0	0
FÓSFORO (TOTAL COMO P)	15	8	4
ORGÁNICO	5	3	1
INORGÁNICO	10	5	3
ALCALINIDAD	200	100	50
GRASAS	150	100	50

Todos los valores están en mg/l, excepto sólidos sedimentables con unidades de ml/l.

La finalidad de los estudios de tratabilidad biológica es determinar en forma experimental el comportamiento de la biomasa que llevará a cabo el trabajo de descomposición de la materia orgánica, frente a diferentes condiciones climáticas y de alimentación. En algunas ocasiones se tratará de determinar el comportamiento del proceso de tratamiento, frente a sustancias inhibidoras o tóxicas sobre todo cuando se sospecha que los influentes tienen descargas industriales que pudiesen inhibir el desarrollo de las algas. Debe ponerse atención cuando la proporción del efluente industrial al gasto total es mayor al 20%.

Los resultados más importantes de estos estudios son:

- Las constantes cinéticas de biodegradación y mortalidad de bacterias.
- La cantidad de biomasa producida, misma que debe tratarse y disponerse posteriormente.
- Las condiciones ambientales de diseño de los diferentes procesos.

Para desechos industriales, se determinará el tipo de tratabilidad biológica o fisicoquímica que sea necesaria de acuerdo con la naturaleza del desecho.

Existen tres tipos básicos de influentes que pueden ocasionar problemas a un sistema de tratamiento lagunar (Arthur, 1983):

- a) Aquellos influentes que contienen una alta proporción de fenoles derivados de hidrocarburos, ocasionarán una inhibición de la fotosíntesis algal, por lo que no deberá permitirse su descarga al sistema lagunar a menos que reciban un pretratamiento en digestores anaerobios.
- b) Aquellos influentes con un balance de nutrientes que difiere ampliamente del contenido de nutrientes característico del agua residual, pueden causar una reducción de la eficiencia del tratamiento o una inhibición de las algas y por consiguiente un riesgo de anaerobiosis en lagunas facultativas. Puede requerirse algún tipo de pretratamiento o reestablecerse el balance de nutrientes adicionando químicos o desechos orgánicos ricos en nutrientes.
- c) Los influentes con un alto contenido orgánico pueden requerir un pretratamiento en algún tipo de digestor anaerobio, antes de descargar al alcantarillado.

Existen dos pruebas de toxicidad para evaluar la biodegradación en condiciones anaerobias. Una es la del Potencial Bioquímico del metano (PBM) y la otra es el ensayo de toxicidad anaerobia (ETA) (Owens *et al*, 1979).

La prueba PBM permite evaluar la producción de metano en el tiempo. La prueba se realiza en botellas selladas incubadas a 35°C por un total de 60 días, para observar las tendencias de aclimatación. Se toman 50 ml de lodo anaerobio (o "semilla") de un digestor de lodos municipales. La producción de gas se mide diariamente durante los primeros 10 a 20 días y después a intervalos más prolongados. Se grafica la producción de gas acumulada *versus* tiempo.

La prueba ETA está diseñada para indicar la inhibición relativa (o presencia de toxicidad) que puede causar el agua residual probada al grupo de microorganismos que convierten los ácidos volátiles a metano. Se incuban concentraciones crecientes del agua residual con réplicas de semilla a las que se les adicionan concentraciones no limitantes y no inhibitorias de acetato de calcio (10,000 mg/l) y propionato de calcio. Dado que el sustrato no es limitante, cualquier toxicidad que ocasione el agua residual a las bacterias metanogénicas que convierten el acetato a metano, se manifestará en una tasa de producción de gas reducida; a concentraciones más altas de aguas residuales se ocasionará una mayor reducción en la producción de gas. Las características de aclimatación de las metanogénicas a la toxicidad se verá reflejada en la producción de gas.

Para determinar las constantes de degradación de materia orgánica o de decaimiento de coliformes fecales en forma rápida, se realizan pruebas en estado discontinuo o batch. Para ello se parte de la siguiente expresión:

$$C_t = C_o e^{-K_b t} \quad (6)$$

La prueba batch se realiza dentro de un tanque de plástico de 200 l y 1.2 m de profundidad el cual se llena con agua de alguna laguna facultativa o de maduración cercana. Durante la prueba se mantiene el tanque cubierto con un vidrio colocado encima de soportes en el tanque, de modo que no se impida la circulación del aire. La finalidad del vidrio es aislar el contenido del tanque de posible contaminación externa. La duración de esta prueba depende del parámetro a ser medido y de su valor inicial. Generalmente dura de 8 a 10 días en condiciones promedias de temperatura. El procesamiento de datos para la determinación de la constante de decaimiento para coliformes fecales, se efectúa despejando K_b de la ecuación (6) de la siguiente forma:

$$K_b = \frac{\ln\left(\frac{N_t}{N_o}\right)}{t} \quad (7)$$

El valor promedio de K_b se determina entonces por la siguiente expresión:

$$K_b = \frac{\sum \ln\left(\frac{N_t}{N_o}\right) t_i}{\sum t_i^2} \quad (8)$$

Donde:

K_b = constante de decaimiento, días⁻¹

N_o = número de coliformes al inicio del experimento, NMP/100 ml

N_t = número de coliformes al tiempo i del experimento, NMP/100ml

t_i = tiempo del evento i , días.

\ln = logaritmo natural.

SEGUNDA PARTE: GUIAS DE DISEÑO

1. DISEÑO DEL PROCESO

Antes de construir cualquier planta de tratamiento es necesario responder la siguientes preguntas, de modo que se pueda hacer una estimación de la superficie requerida:

- ¿Cuántos habitantes viven en la comunidad?
- ¿Cuántos habitantes tienen agua entubada?
- ¿Cuántos habitantes están conectados a la red de alcantarillado o drenaje?
- ¿Cuántos habitantes van a tener agua entubada en los próximos 5 años?
- ¿Cuántas y qué tipo de industrias están descargando a la red de alcantarillado?
- ¿Cuál es el caudal descargado por el municipio y las industrias?
- ¿Cuál es el caudal y composición del agua a tratar?
- ¿Qué calidad del agua se requiere obtener en función del reuso?

Cuando se estima el área, se tiene que encontrar un lugar que reúna los siguientes requisitos para construir la laguna:

- Superficie suficiente.
- Nivel del terreno por debajo del nivel del colector final, para evitar bombeo.
- Terreno impermeable o moderadamente permeable y que no esté sujeto a inundaciones.
- Cuando menos a 1000 metros del área habitacional.

Antes de diseñar, asegúrese que los datos que tiene sobre la cantidad y la composición del agua son representativos para su comunidad/ciudad. De lo contrario su diseño podría ser o muy grande o muy pequeño.

En las siguientes secciones, se detalla el procedimiento para la obtención de los datos básicos de diseño, así como el dimensionamiento de las lagunas anaerobias, facultativas y de maduración. En la Tabla 2.1 se presentan las variables de diseño utilizadas y la secuencia de cálculo utilizada.

Tabla 2.1 Resumen de la secuencia del proceso de diseño para lagunas de estabilización

DATOS BASICOS	LAGUNAS ANAEROBIAS	LAGUNAS FACULTATIVAS	LAGUNAS DE MADURACION
Período de diseño, T_d Tasa de crecimiento, K_{pmax} Población futura, P_f Caudal medio, Q_{med} Dotación de agua potable, Aportación de aguas residuales, A_w Temperatura del mes más frío, T Temperatura del agua, T_{agua} Evaporación neta del mes más cálido, e DBO5 influente Coliformes fecales influente Coliformes fecales efluente Huevos de helmintos influente, H_{in} Huevos de helmintos efluente, H_{ef} Profundidad para lagunas anaerobias, facultativas y de maduración, Z	Carga volumétrica, λ_v Volumen, V_a Tiempo de residencia hidráulico, θ Area superficial, A_a Ancho, W Largo, L Dimensiones corregidas por pendiente del talud, Eficiencia de remoción de DBO5, Carga superficial, λ_s Coliformes fecales en el efluente	Carga superficial, λ_s Area superficial, A_s Tiempo de residencia hidráulico, θ_r Ancho, W Largo, L Procedimiento para flujo disperso Carga superficial máxima, λ_{sm} Carga superficial aplicada, λ_{sa} Tiempo de residencia hidráulico, θ_r Eficiencia remanente de coliformes fecales en el efluente, η Factor de dispersión hidráulica, d Coliformes fecales en el efluente Carga superficial removida, λ_{sr} DBO5 soluble en el efluente,	Procedimiento para mezcla completa Constante de decaimiento de coliformes, K_r Coliformes fecales en el efluente, N_e Carga superficial, λ_{sm} Area superficial, A_{sm} Procedimiento para flujo disperso Eficiencia remanente de coliformes fecales en el efluente, η Factor de dispersión hidráulica, d Constante de decaimiento de coliformes fecales a 20°C, K_s Corrección por temperatura de la K_s Coliformes fecales en el efluente, Tiempo de residencia hidráulico, Area superficial, A_m Ancho, W Largo, L

1.1 DETERMINAR EL AREA NECESARIA PARA UNA LAGUNA

Si se ha caracterizado la descarga, el área requerida para la(s) laguna(s) depende de: la temperatura, la evaporación neta, el gasto, la DBO y el número de coliformes fecales. Esos son los cinco parámetros de diseño más importantes. Los huevos de helmintos son también importantes si el efluente final es utilizado en la agricultura o en acuicultura.

Si no se tiene la información anterior, en el caso de obra nueva, o no se puede caracterizar el efluente, entonces son necesarios los siguientes datos:

- Tasa de crecimiento porcentual de la población local.
- Dotación de agua potable en litros por habitante por día.
- Población con servicio de drenaje.
- Temperatura promedio del aire en el mes más frío del año.

1.2 DATOS BASICOS

1.2.1 Vida útil de la instalación

Se recomienda tomar un valor de vida útil de la instalación entre 5 y 10 años (dependiendo de los planes de crecimiento de la ciudad), este valor se tomará como período de diseño (T_d).

1.2.2 Proyección de la población servida futura

Para proyectar la población al período fijado, se requieren tres datos censales. El cálculo, por el método geométrico, se presenta en el subíndice siguiente.

1.2.2.1 Cálculo de la tasa de crecimiento promedio (K_{prom})

Obtenga para la localidad cuyas aguas se van a tratar, el año del último censo (t_3) y la población asociada (P_3) a ese censo. Obtenga también, los datos de población (P_2 y P_1) del penúltimo y antepenúltimo censo (t_2 y t_1).

Calcule la tasa de crecimiento poblacional K_1 del censo t_1 al t_2 y la tasa de crecimiento (K_2) de la población del censo t_2 al censo vigente t_3 , mediante las ecuaciones 9 y 11.

$$K_1 = \frac{(P_2/P_1) - 1}{\Delta t_1} \quad (9)$$

$$\Delta t_1 = t_2 - t_1 \quad (10)$$

$$K_2 = \frac{(P_3/P_2)-1}{\Delta t_2} \quad (11)$$

$$\Delta t_2 = t_3 - t_2 \quad (12)$$

Calcule mediante la siguiente ecuación la tasa de crecimiento poblacional promedio (K_{prom}).

$$K_{prom} = \frac{K_2 + K_1}{2} \quad (13)$$

Donde: t_1, t_2 y t_3 = año del censo 1, 2 y 3

P_1, P_2 y P_3 = valores censales de la población asociados a los tiempos 1, 2 y 3

K_1 = tasa de crecimiento poblacional del censo 1 al 2

K_2 = tasa de crecimiento poblacional del censo 2 al 3

K_{prom} = tasa de crecimiento poblacional promedio

1.2.2.2 Cálculo de la población futura

$$P_f = P_3 (1 + K_{prom})^{T_d} \quad (14)$$

Donde: P_f = población futura, hab

T_d = período de diseño, años

P_3 = población del último censo, hab

1.2.3 Gasto de diseño

El gasto medio diario debe medirse si existen colectores de aguas residuales. Si no es el caso, debe ser estimado muy cuidadosamente, dado que el tamaño de las lagunas, y por ende su costo, es directamente proporcional al flujo. El gasto de aguas residuales no debe estar basado en el diseño de consumo de agua per cápita, el cual es indebidamente alto dado que contiene una tolerancia para pérdidas en el sistema de distribución. Un adecuado valor de diseño es el 70% del consumo de agua dentro de la casa-habitación, pudiendo esto ser determinado de los registros de los medidores de agua. Si éstos no existen, el gasto de diseño de aguas residuales deberá basarse en la experiencia local en comunidades servidas de similar estatus socioeconómico y prácticas de uso del agua o en el último de los casos tomando como valor el del 70% de la dotación promedio.

Las aguas de origen pluvial normalmente no son un problema para las lagunas. El gasto del influente con aguas de lluvia podría incrementarse, en época de lluvias, de 2 a 3 veces, sin embargo la calidad del efluente, puede conservarse por dilución y desviar los excedentes antes de que entren a la laguna.

Obtenga la *dotación promedio de agua potable* (en litros/habitante día) para la población, que esté además conectada a la red de alcantarillado. Considere un *aporte de aguas residuales* del 70% de la dotación.

1.2.3.1 Gasto medio

$$Q_{med} = A_{ar} \cdot P_f \quad (15)$$

Donde: Q_{med} = gasto o caudal medio de diseño, litros/día

A_{ar} = aporte de aguas residuales, l/hab día

P_f = población futura, número de habitantes

1.2.3.2 Gasto máximo

$$Q_{max} = Q_{med} \left(1 + \frac{14}{4 + \sqrt{p}} \right) \quad (16)$$

Donde: $p = P_f/1000$ = Población en miles de habitantes

1.2.3.3 Gasto mínimo

$$Q_{min} = \frac{Q_{med}}{2} \quad (17)$$

Hasta este momento usted ha calculado el valor de la población futura para el período de diseño fijado, así como el *gasto medio* de aguas residuales que aportará esa población. Ahora es necesario obtener los datos de calidad de agua en cuanto a demanda bioquímica de oxígeno (DBO) y coliformes fecales, así como la temperatura de diseño, así como datos climatológicos como temperatura, evaporación y precipitación.

1.2.4 Temperatura y evaporación neta

La temperatura determina la velocidad del proceso de tratamiento. Las bacterias y algas funcionan mejor si la temperatura del ambiente o del agua es alta (hasta 35°C). Por esta razón se necesita menos superficie y volumen en zonas calientes que en zonas frías.

La temperatura usual de diseño es la temperatura media del aire del mes más frío, para un período de observación meteorológica deseable de 10 años, en la estación meteorológica más

cercana. Esto provee de un pequeño margen de seguridad, dado que las temperaturas de las lagunas son de 2 a 3 °C más cálidas que el aire (lo contrario sucede en la estación más cálida); de esta manera se asegura que la laguna funcione bien en la etapa crítica para el proceso.

Otras temperaturas de diseño utilizadas son la temperatura del aire en el período más frío de la temporada de riego y el mes más frío de la temporada turística.

La evaporación neta (precipitación - evaporación) tiene que tomarse en cuenta en el diseño de lagunas facultativas y de maduración (Shaw, 1962), pero no para las lagunas anaerobias, ya que éstas generalmente tienen una capa de nata la cual previene de manera significativa la evaporación

Se utilizan las tasas netas de evaporación anual y las de evaporación del mes más cálido; adicionalmente se debe realizar un balance hidráulico en el mes más cálido.

La Tabla 2.2 presenta la temperatura media del mes más frío y la evaporación neta máxima para las localidades más importantes de cada uno de los estados de la República. Estas temperaturas podrían usarse como una referencia para lugares cercanos al sitio donde se construirán las lagunas.

Tabla 2.2 Temperaturas medias en el mes más frío en las principales ciudades de la República Mexicana¹

ESTADO	CIUDAD	TEMP °C	Mes más frío	Período de Observación (años)
ZONA NORTE				
Chihuahua	Camargo	10.9	Enero	28
	Chihuahua	9.8	"	27
	Cd. Delicias	9.4	"	29
	Hidalgo del Parral	10.2	"	27
	Juárez	6.1	"	20
	Moctezuma	8.9	"	21
	Nuevo Casas Grandes	8.3	"	10
Ojinaga	10.4	"	27	
Coahuila	Mouclova	13.0	Enero	23
	Piedras Negras	11.1	"	22
	Saltillo	11.7	"	30
	Torreón	14.4	"	23
Durango	Cd. Lerdo	12.9	Enero	30
	Durango	11.8	"	24
	Guanaceví	9.1	"	30
	Santiago Papasquiaro	11.7	"	25
Nuevo León	Cadereyta	13.8	Enero	15
	Doctor Arroyo	14.2	"	23
	Linares	14.3	"	24
	Monte Morelos	13.7	"	28
	Monterrey	14.9	"	30
San Luis Potosí	Ciudad del Maíz	13.6	Enero	15
	Ciudad Valles	18.1	"	14
	Matehuala	13.5	"	28
	Río Verde	15.3	"	30
	San Luis Potosí	13.8	Diciembre	19
Tamaulipas	Ciudad Victoria	17.4	Enero	21
	Nuevo Laredo	12.4	"	28
	Presa Falcón	12.5	"	16
	Reynosa	14.9	"	14
	San Fernando	15.6	"	30
	Soto la Marina	17.5	"	25
	Tampico	18.5	"	30
Zacatecas	Juchipila	18.2	Enero	22
	Río Grande	12.9	"	23
	Sombrerete	11.1	"	29
	Zacatecas	11.9	"	30
ZONA NOROESTE				
Baja California Norte	Eisenada	12.6	Enero	22
	Mexicali	12.4	"	23
	Tijuana	12.9	"	22
Baja California Sur	La Paz	17.9	Enero	25
	Mulejé	15.2	"	28
	San Ignacio	16.1	"	29
	Todos Santos	19.0	Abril	30
Nayarit	Compostela	19.3	Enero	10
	San Blas	21.7	"	10
	Tepic	17.0	"	30

Tabla 2.2 (continuación)

ESTADO	CIUDAD	TEMP °C	Mes más frío	Período de Observación (años)
ZONA NOROESTE				
Sinaloa	Choix	18.3	Enero	19
	Culiacán	19.6	"	30
	Guamúchil	18.5	"	26
	Mazatlán	20.0	Febrero	28
	Mocorito	17.3	Enero	8
Sonora	Altar	12.0	Enero	10
	Guaymas	18.3	"	29
	Hermosillo	16.4	"	29
	Nacozari	9.8	"	9
	San Luis Río Colorado	12.8	"	21
ZONA CENTRO				
Aguascalientes	Aguascalientes	13.8	Enero	27
	Pabellón de Arteaga	11.7	"	25
Colima	Colima	22.7	Enero	27
	Manzanillo	24.3	Marzo	30
D. F.	Mixcoac	12.7	Diciembre	20
	Escandón	14.4	Enero	29
	Ixtacalco	12.8	Diciembre	18
	San Gregorio, Xoch.	11.8	Enero	10
Guanajuato	Celaya	14.9	Enero	30
	Guanajuato	14.1	"	25
	Irapuato	17.4	"	30
	León	15.5	"	30
	San Miguel de Allende	17.4	Diciembre - Enero	24
Hidalgo	Apam	10.5	Enero	18
	Pachuca	12.0	"	30
	Tulancingo	12.0	Diciembre - Enero	26
Jalisco	Autlán	19.5	Enero	25
	Guadalajara	15.2	"	30
	Puerto Vallarta	22.9	"	29
	San Miguel el Alto	12.8	"	26
	Teocaltiche	13.6	"	24
México	Amecameca	11.4	Diciembre	15
	Malinalco	17.6	Diciembre - Enero	13
	Texcoco	12.5	Enero	29
	Toluca	10.0	"	29
	Valle de Bravo	14.9	"	18
Michoacán	Apatzingán	25.1	Enero	30
	Morelia	14.4	"	29
	Uruapan	15.2	"	8
	Zamora	17.0	"	30
	Zitácuaro	15.0	"	29
Puebla	Huauclínango	12.6	Enero	15
	Izúcar de Matamoros	19.9	Diciembre - Enero	23
	Puebla	14.0	Enero	28
	Teziutlán	13.4	"	28
	Zacatlán	11.4	"	15

Tabla 2.2 (continuación)

ESTADO	CIUDAD	TEMP °C	Mes más frío	Período de Observación (años)
ZONA CENTRO				
Querétaro	Jalpan	17.9	Diciembre - Enero	28
	Querétaro	15.3	Enero	30
	Tolimán	16.2	"	21
	Villa Corregidora	14.0	"	14
Tlaxcala	Huamantla	11.8	Enero	25
	Tlaxcala	13.9	"	30
ZONA SUR				
Guerrero	Acapulco	26.5	Enero	30
	Atoyac	27.3	"	23
	Chilpancingo	19.9	Diciembre - Enero	30
	Iguala	22.5	Enero	26
	Taxco	19.8	Diciembre - Enero	30
Oaxaca	Huajuapán de León	16.6	Diciembre	29
	Huautla de Jiménez	14.3	Enero	19
	Juchitán	24.8	"	29
	Matías Romero	22.9	"	30
	Oaxaca	18.3	Diciembre - Enero	24
	Salina Cruz	25.5	Enero	30
Tabasco	Comalcalco	23.0	Enero	27
	Tenosique	22.6	"	17
	Villahermosa	24.0	"	29
Veracruz	Córdoba	17.1	Enero	30
	Jalapa	14.8	"	30
	Orizaba	16.1	"	30
	Poza Rica	18.7	"	15
	Santiago Tuxtla	20.6	"	22
	Tierra Blanca	24.3	"	25
	Veracruz	21.5	"	30
ZONA SURESTE				
Campeche	Campeche	23.5	Enero	30
	Champotón	22.3	Diciembre - Enero	30
	Cd. del Carmen	23.6	Enero	24
	Escarcega	22.6	"	27
Chiapas	Ocosingo	21.3	Enero	23
	Pichucalco	22.9	"	26
	Sr. Cristóbal las Casas	12.3	Diciembre - Enero	27
	Tapachula	25.5	Diciembre	30
	Tuxtla Gutiérrez	22.1	"	21
Quintana Roo	Cocoyol	22.6	Enero	16
	Cozumel	22.8	"	30
	Felipe Carrillo Puerto	22.5	"	18
	Kantunilken	21.5	"	18
Yucatán	Bacanchén	22.6	Diciembre - Enero	18
	Mérida	23.0	Enero	30
	Progreso	22.7	"	30
	Tizimin	22.2	Diciembre	18

1.2.5 Demanda bioquímica de oxígeno (DBO)

Lo más adecuado es obtener el valor de la DBO promedio de agua residual a tratar de las muestras compuestas de 24 horas, tomadas cada 3 horas durante una semana.

Si esto no es posible, debido a que se trata de una obra nueva, calcule la DBO aportada, mediante la siguiente fórmula:

$$DBO = \frac{P_{eq} \cdot P_f}{Q_{med}} \quad (18)$$

Donde:

DBO = demanda bioquímica de oxígeno, en $g/m^3 = mg/l$

P_{eq} = Carga de materia orgánica promedio arrojada por un habitante diariamente para población equivalente. El valor que se toma, es el de 54 g/hab día

P_f = población futura para un período de 20 años, hab.

Q_{med} = gasto medio de diseño, $m^3 d^{-1}$

Es de gran importancia señalar que es más conveniente medir los parámetros aquí indicados, ya que el diseño puede ajustarse más a la realidad.

1.2.6 Coliformes fecales

El promedio de cuatro muestras simples tomadas con intervalo de seis horas durante un período de 24 horas, puede ser utilizado para medir la concentración de coliformes fecales en el agua residual. Analice las muestras por el método del número más probable (APHA, 1992), antes de 6 horas manteniéndolas previamente en refrigeración. Para cálculos de obras nuevas los coliformes fecales se concideran $N_0 = 1 \times 10^8$ NMP/100 ml.

1.2.7 Huevos de helmintos

Las muestras simples también pueden ser utilizadas para el conteo del número de huevos de nemátodos intestinales. El ámbito usual en que se encuentran es de 100 a 1000 huevos por litro, el último valor puede tomarse como un valor conservador para diseño.

1.3 LAGUNAS ANAEROBIAS

Experiencias en muchos países del mundo han mostrado que el procedimiento más seguro y confiable para el diseño de lagunas anaerobias es diseñar sobre la base de la carga volumétrica de DBO, la cual está dada por:

$$\lambda_v = \frac{L_i Q_{med}}{V_a} \quad (19)$$

Donde:

$\lambda_v = \text{g /m}^3 \text{ d}$

$L_i = \text{DBO del influente, mg/l (=g/m}^3\text{)}$

$V_a = \text{volumen de la laguna anaerobia, m}^3$

El valor permisible de diseño de λ_v se incrementa con la temperatura, pero existen muy pocos datos que permiten el desarrollo de una adecuada ecuación de diseño. No obstante, las recomendaciones generales de Mara y Pearson (1986), las cuales se muestran en la Tabla 2.3, pueden ser utilizadas para propósitos de diseño en México.

Estas recomendaciones están basadas en las de Meiring et al (1968) en la que la λ_v se ubica entre 100 y 400 g/m³ d, primordialmente con la finalidad de mantener condiciones anaerobias y posteriormente evitar la liberación de malos olores. Esto es apropiado para aguas residuales domésticas o municipales que contengan menos de 500 mg SO₄⁼/l.

Tabla 2.3 Valores de diseño para cargas volumétricas permisibles y porcentajes de remoción de DBO a diferentes temperaturas.

Temperatura (°C)	Carga volumétrica (g/m ³ d)	Remoción DBO (%)
< 10	100	40
10-20	20T-100	2T + 20
> 20	300	60*

T = temperatura del aire en el mes más frío

* Valores más altos pueden utilizarse si la experiencia local indica que esto es apropiado

Una vez que el valor de λ_v ha sido seleccionado, el volumen de la laguna anaerobia se calcula de la ecuación (19) en la forma:

$$V_a = \frac{L_i Q}{\lambda_v} \quad (20)$$

El tiempo medio de residencia hidráulica en la laguna (θ_a , d) está determinado por:

$$\theta_a = \frac{V_a}{Q} \quad (21)$$

La eficiencia de las lagunas anaerobias se incrementa significativamente con la temperatura, por lo que las suposiciones de diseño dadas en la Tabla 2.3 pueden adoptarse con confiabilidad.

A temperaturas mayores de 20°C, la Tabla 2.3 es algo más conservador: por ejemplo en el nordeste de Brasil Mara et al (1983) reporta una remoción media anual de DBO del 75% en una laguna cargada óptimamente con un tiempo de residencia de 0.8 d a una temperatura de 25-27°C. Sin embargo, a menos que exista experiencia local de altas eficiencias, los valores dados en la Tabla 2.3 deberán utilizarse para diseño.

a) Cálculo del área a la profundidad media de una laguna anaerobia

La profundidad media generalmente varía entre 2 y 4 m, el área está dada por la siguiente ecuación:

$$A_{an} = \frac{V_a}{Z} \quad (22)$$

Donde: A_{an} = área superficial a la profundidad media, m²

V = volumen, m³

Z = profundidad media, m

Obtenga el largo y el ancho. Generalmente se utiliza una relación largo/ancho $(L/W) = 3$

$$A_{an} = XW^2 \quad (23)$$

$$W = \sqrt{\frac{A_{an}}{X}} \quad (24)$$

Donde:

L = longitud, m

X = relación largo/ancho, adimensional

Por cuestiones de diseño se considera despreciable la remoción de coliformes fecales en lagunas anaerobias.

1.4 LAGUNAS FACULTATIVAS

Aunque existen diferentes métodos disponibles para el diseño de lagunas facultativas (Mara, 1976), se recomienda que sean diseñadas bajo la base de carga superficial (λ_s , kg/ha d), la cual está dada por:

$$\lambda_s = \frac{10 L_i Q_{med}}{A_f} \quad (25)$$

$$\lambda_s = \frac{10 \text{ mg/l} \cdot \text{m}^3/\text{d}}{\text{m}^2}$$

Donde:

A_f = área a la profundidad media de la laguna facultativa, m^2

Hay diferentes ecuaciones para calcular la λ_s , en las que se ha visto que λ_s se incrementa con la temperatura. La primera relación entre λ_s y T es aquella dada por McGarry and Pescod (1970), pero su valor de λ_s es el máximo que puede ser aplicado a una laguna facultativa antes de que decaiga (esto es, se convierta en anaerobia). Su relación, la cual es por consiguiente una "curva de decaimiento", está dada por:

$$\lambda_s = 60 (1.099)^T \quad (26)$$

Arthur (1983) recomendó la siguiente ecuación de diseño:

$$\lambda_s = 20T - 60 \quad (27)$$

Sin embargo la ecuación es demasiado liberal particularmente a temperaturas abajo de los 20°C , esto da valores demasiados cercanos a la "curva de decaimiento".

Los datos de los estudios en lagunas pilotos grandes en Extrabes, en la Universidad de Paraíba en el nordeste de Brasil, en los cuales se correlacionan la carga orgánica superficial con la concentración de algas en lagunas facultativas, sugieren que a temperaturas del agua de 25°C , las cargas orgánicas muy superiores a los 350 kg/ha d reducen significativamente la población de algas y por consiguiente la producción de oxígeno vital para el proceso de tratamiento (Pearson and König, 1986). Se propone por consiguiente, la ecuación más aplicable a las condiciones de México, que debe usarse como valor de diseño (en kg/ha d):

$$\lambda_s = 250 (1.085)^{T-20} \quad (28)$$

Donde: T = temperatura del aire, °C

Esta ecuación es más conservadora que la ecuación de Yáñez (ec. 44), pero menos que la ecuación global propuesta por Mara (1987).

Una vez que un valor adecuado de λ , ha sido seleccionado, el área de la laguna es calculada de la ecuación (25) y su tiempo de residencia hidráulica (θ_r , d) de (29):

$$\theta_r = \frac{A_f Z}{Q_{med}} \quad (29)$$

Donde: Z = profundidad media de la laguna, m
 Q_{med} = gasto medio, m³/d

El gasto medio es la media de los gastos del influente y el efluente (Q_i y Q_e) menos evaporación y filtración. Si la infiltración es despreciable, la ecuación (29) se transforma a:

$$\theta_r = \frac{2 (A_f Z)}{Q_i + Q_e} \quad (30)$$

Dado que $Q_e = Q_i - 0.001 A_f e$ (donde e es la tasa de evaporación, mm/d), la ecuación (30) se transforma en:

$$\theta_r = \frac{2 A_f Z}{2 Q_i - 0.001 A_f e} \quad (31)$$

Asuma una relación largo/ancho (X) entre 3 y 8 y calcule el ancho de la laguna y después el largo de la misma. Yáñez (1992), menciona que las relaciones largo/ancho mayores de 8 no son recomendables ya que los reactores a flujo pistón son muy sensibles a cargas pico y tienen un considerable tiempo de recuperación.

$$W = \sqrt{\frac{A_f}{X}} \quad (32)$$

$$L = WX \quad (33)$$

Donde: L = largo de la laguna en dirección del flujo, m
 W = ancho de la laguna, m
 A_f = área de la laguna facultativa a la profundidad media, m²
 X = relación largo/ancho = L/W, adimensional

La remoción de DBO en lagunas facultativas primarias es generalmente del 70 al 80% basada en muestras no filtradas (esto es, incluyendo la DBO ejercida por las algas), y arriba del 90% basado en muestras filtradas.

En lagunas facultativas secundarias la remoción es menor, pero el funcionamiento combinado de lagunas anaerobias y lagunas facultativas secundarias generalmente se aproxima (o es ligeramente mejor que) a la asegurada por las lagunas facultativas primarias.

Para calcular la remoción de DBO₅ soluble, utilice la siguiente correlación de carga (Yañez, 1988):

$$\lambda_{sr} = 0.765\lambda_s - 0.8 \quad (34)$$

Donde: λ_{sr} = carga superficial removida, kg DBO₅/ha/d

Entonces la DBO₅ soluble en el efluente esta dada por la siguiente ecuación:

$$DBO_{5soluble} = \frac{(\gamma_s - \gamma_{sr})}{A_f}$$

1.5 LAGUNAS DE MADURACIÓN

1.5.1 Coliformes fecales

Los métodos de diseño más utilizados en cuanto a remoción de coliformes fecales, son el de Marais (1974) y el de Yáñez (1986). El primero supone mezcla completa y el segundo flujo disperso.

1.5.1.1 Método de Marais (Mezcla completa)

Es generalmente utilizado para diseñar lagunas en serie para remover coliformes fecales. Este asume que la remoción de coliformes fecales puede ser modelada por una ecuación de cinética de primer orden en un reactor completamente mezclado.

La ecuación resultante para una sola laguna es la siguiente:

$$N_e = \frac{N_i}{1 + K_T \theta} \quad (36)$$

Donde: N_e = número de coliformes fecales por cada 100 ml en el efluente
 N_i = número de coliformes fecales por cada 100 ml en el influente
 K_T = constante de primer orden para remoción de coliformes fecales, d^{-1}
 θ = tiempo de residencia hidráulica, d

Para lagunas anaerobias, facultativas y de maduración en serie, la ecuación (36) se convierte a:

$$N_e = \frac{N_i}{(1 + K_T \theta_a) (1 + K_T \theta_f) (1 + K_T \theta_m)^n} \quad (37)$$

Donde: a, f y m = lagunas anaerobias, facultativas y de maduración;
n = número de lagunas de maduración.

En la ecuación (37) se asume que todas las lagunas de maduración son de igual tamaño: esto es la configuración más eficiente (Marais, 1974), pero puede no serlo por la topografía del terreno. En este caso, el último término del denominador en la ecuación (37) es reemplazado por $[(1 + k_T \theta_{m1})(1 + k_T \theta_{m2})(1 + k_T \theta_{mn})]$

El valor de K_T es altamente dependiente de la temperatura. Marais (1974) encontró que:

$$K_T = 2.6 (1.19)^{T-20} \quad (38)$$

De esta manera K_T cambia 19% por cada aumento de 1°C en la temperatura (ver Tabla 2.4)

Tabla 2.4 Valores de la constante de primer orden para remoción de coliformes fecales a varias temperaturas (calculada de la ecuación (40))

T(°C)	k_T (d ⁻¹)	T(°C)	k_T (d ⁻¹)
11	0.54	21	3.09
12	0.65	22	3.68
13	0.77	23	4.38
14	0.92	24	5.21
15	1.09	25	6.20
16	1.30	26	7.38
17	1.54	27	8.79
18	1.84	28	10.46
19	2.18	29	12.44
20	2.60	30	14.81

38

Las lagunas de maduración requieren de un cuidadoso diseño para asegurar que la remoción que siguen los coliformes fecales esté dada por las ecuaciones (36) y (38). Si está por debajo de la carga estimada, entonces su funcionamiento en la remoción de coliformes fecales puede ser baja, como se encontró en Kenya (Mara et al., 1992; Mills et al., 1992). Sin embargo, el funcionamiento de las lagunas anaerobias y facultativas en la remoción de coliformes fecales en Kenya está estrechamente relacionado con la ecuación (37).

Examinando la ecuación (37) se observa que contiene dos términos desconocidos, θ_m y n , ya que en esta etapa del diseño del proceso se han calculado θ_a y θ_r , además de que N_i se ha medido o estimado, N_e se ha supuesto (en, por ejemplo, 1000 por 100 ml para irrigación no restringida; ver Tablas 1.2 y 1.3) y k_T se ha calculado de la ecuación (38). La mejor aproximación para resolver la ecuación (37) es calcular los valores de θ_m correspondientes a $n = 1, 2, 3$, etc. y entonces adoptar las siguientes reglas para seleccionar la combinación más apropiada de θ_m y n :

$$(a) \quad \theta_m \nless \theta_f \quad (39)$$

\nless = no mayor que

$$(b) \quad \theta_m \nless \theta_m^{\min} \quad (40)$$

\nless = no menor que

donde θ_m^{\min} es el tiempo mínimo de residencia hidráulica aceptable en una laguna de maduración. Esto se introduce para minimizar los cortocircuitos hidráulicos para lo que Marais (1974) recomienda un valor de 3 días.

Los pares remanentes de θ_m y n junto con el par θ_m^{\min} y n , donde n es el primer valor de n para el cual θ_m es menor que θ_m^{\min} , son entonces comparados y el primer producto menor seleccionado dará los requerimientos mínimos de área. Después de esto, deberá comprobarse la carga de DBO en la primer laguna de maduración: ésta no debe ser más alta que la de la laguna facultativa que la precede, es preferible que sea significativamente más baja.

En este Manual la carga máxima permisible de DBO sobre la primer laguna de maduración se toma como el 75% del de la laguna facultativa precedente. No es necesario verificar las cargas de DBO sobre las lagunas de maduración subsecuentes dado que la contribución no algal de ellas es muy baja.

La carga sobre la primer laguna de maduración (m_1) se calcula asumiendo que el 70% de la DBO se removi6 de la(s) laguna(s) precedente(s). De esta manera:

$$\lambda_{s(m1)} = \frac{10 (0.3 L_1) Q}{A_{m_1}} \quad (41)$$

o dado que $Q\theta_{m1} = A_{m1}Z$

$$\lambda_{s(m1)} = \frac{10 (0.3 L_1) Z}{\theta_{m1}} \quad (42)$$

El área de la laguna de maduración a la profundidad media se calcula con la siguiente ecuación:

$$A_m = \frac{2Q_i \theta_m}{2Z + 0.001 e^{\theta_m}} \quad (43)$$

1.5.1.2 Método de Yáñez (Flujo disperso)

Incorpora la dispersión hidráulica y se puede utilizar para cualquier tipo de proceso. Las constantes de decaimiento se pueden calcular en batch.

a) Dimensionamiento para lagunas facultativas

La carga superficial máxima que puede soportar una laguna facultativa está dada por la siguiente ecuación (Yáñez, 1980):

$$\lambda_{s\max} = 357.4 (1.085)^{T_{\text{agua}} - 20} \quad (44)$$

Donde: T_{agua} = temperatura del agua, °C

$\lambda_{s\max}$ = carga orgánica superficial máxima, kg DBO₅/ha/d

Si no se cuenta con datos de temperatura del agua, se puede utilizar la siguiente expresión que utiliza la temperatura del aire (McGarry y Pescod, 1970).

$$\lambda_{s\max} = 400.6 \times 1.0993^{T-20} \quad (45)$$

Para el cálculo de la carga superficial (λ_s) utilice la ecuación (41).

El área de la laguna facultativa está dada por:

$$A_f = \frac{L_i Q_{\text{med}}}{\lambda_s} \quad (46)$$

El tiempo de residencia hidráulico se obtiene por:

$$\theta = \frac{V}{Q_{mod}} \quad (47)$$

El número de dispersión hidráulica aproximado (d) puede ser determinado utilizando las relaciones largo/ancho (X), de esta manera (Yáñez, 1988):

$$d = \frac{X}{-0.26118 + 0.25392X + 1.01360X^2} \quad (48)$$

El largo y el ancho de la laguna se obtienen utilizando las ecuaciones (32) y (33).

La K_b para lagunas facultativas varía de 0.8 a 1.6 d^{-1} a 20 °C. La corrección por temperatura de la constante de mortalidad neta se efectúa de acuerdo a la siguiente expresión:

$$K_T = K_{b20} \times 1.07^{T-20} \quad (49)$$

Yáñez (1984), utiliza una K_b a 20°C de 0.841 por lo que la ecuación anterior queda como:

$$K_{bfac} = 0.841 \times 1.07^{T-20} \quad (50)$$

Con los valores de dispersión (d), K_{bfac} y θ , se calcula el término a , de la siguiente ecuación:

$$a = \sqrt{1 + 4K_{bfac}\theta d} \quad (51)$$

Se sustituye el valor de a , en la siguiente ecuación propuesta por Thirimurthi (1969) y se determinan los coliformes fecales a la salida de la laguna facultativa.

$$\frac{N_e}{N_i} = \frac{4a e^{\frac{1-a}{2d}}}{(1+a)^2} \quad (52)$$

b) *Dimensionamiento para lagunas de maduración*

Se dimensionan para alcanzar el porcentaje de remoción bacteriana remanente. Para el efecto se usa el modelo de flujo disperso en cálculos por aproximaciones sucesivas, considerando que el ancho de la laguna de maduración es el mismo que el de la laguna facultativa.

En primer lugar, determine el porcentaje de remoción remanente.

$$\eta = \frac{100 N_e}{N_i} \quad (53)$$

Donde: η = remoción remanente, por ciento

Calcule la dispersión de la misma forma en que se obtuvo para la laguna facultativa (ecuación 48).

Para obtener la constante de decaimiento de coliformes fecales en lagunas de maduración, utilice la siguiente expresión (Yáñez, 1984):

$$K_{bmad} = 0.841 \times 1.07^{T-20} \quad (54)$$

Esta ecuación la obtuvo Yáñez para condiciones críticas de nubosidad y precipitación pluvial en invierno para la ciudad de Lima, Perú. Se considera que el valor de 0.841 se cumplirá en las condiciones meteorológicas mexicanas, donde la nubosidad no llega a ser tan extrema.

Por aproximaciones sucesivas obtenga el valor de los coliformes fecales en el efluente final, utilizando la ecuación (52). Para ello varíe los valores para el factor $K_{bmad} \theta$ hasta que la diferencia entre el valor de N_p y el porcentaje de remoción remanente sea menor al valor del error asumido.

Calcule el tiempo de residencia hidráulico utilizando el factor $K_{bmad} \theta$ con el que se obtuvo la menor diferencia para el error asumido.

$$\theta = \frac{K_{bmad} \theta}{K_{bmad}} \quad (55)$$

El área de la laguna de maduración se obtiene de la siguiente manera:

$$A_{mad} = \frac{Q_{med}\theta}{Z} \quad (56)$$

donde: A_{mad} = área superficial de la laguna de maduración, m^2

El largo y el ancho de la laguna de maduración se calculan utilizando las ecuaciones (32) y (33).

1.5.2 Remoción de huevos de helmintos

Los huevos de helmintos son removidos mediante sedimentación por lo que la mayor remoción ocurre en la laguna anaerobia o en la facultativa primaria.

Sin embargo, si el efluente final es utilizado para irrigación restringida, entonces es necesario asegurarse que no contenga más de un huevo por litro. Dependiendo del número de huevos de helmintos presentes en el agua residual cruda y de los tiempos de residencia en las lagunas anaerobias y facultativas, puede ser necesario incorporar una laguna de maduración para asegurarse que el efluente final contenga un huevo por litro como valor máximo. Los análisis de los datos de remoción de huevos de lagunas en Brasil, India y Kenya (Ayres, et al., 1992) han llevado a las siguientes relaciones, las que son igualmente válidas para lagunas anaerobias, facultativas y de maduración:

$$\eta = 100 [1 - 0.4^{-0.38\theta}] \quad (57)$$

donde: η = remoción de huevos de helmintos, %

La ecuación que corresponde a un límite de confianza del 95% es:

$$\eta = 100 [1 - 0.41^{-0.49\theta + 0.0085\theta^2}] \quad (58)$$

La ecuación 58 se recomienda para utilizarse en el diseño; se aplica secuencialmente a cada laguna en serie, de tal manera que el número de huevos en el efluente final pueda ser calculado. En la Tabla 2.5 se dan algunos valores de diseño del porcentaje de remoción de huevos de helmintos en lagunas de estabilización.

Sin embargo, por ser empírica esta ecuación y el principal factor de remoción está relacionado

con la sedimentación, en el caso de influentes con alto contenido de sales, no se recomienda su aplicación.

1.5.3 Remoción de DBO

Las lagunas de maduración no son normalmente diseñadas para remoción de DBO, aunque con frecuencia es necesario estimar la DBO del efluente final. Los resultados del estudio de la laguna de Kenya (Mara et al., 1990) fueron equívocos y no fue posible correlacionar la remoción de DBO en lagunas de maduración con la temperatura o el tiempo de residencia hidráulico. La remoción de DBO en lagunas de maduración es mucho más lenta que en lagunas anaerobias y facultativas, por lo que es apropiado estimar la DBO filtrada del efluente final, asumiendo que el 90% de la remoción acumulada se realiza en las lagunas anaerobias y facultativas y que el 25% se realiza en cada laguna de maduración (Mara y Pearson, 1987).

Tabla 2.5 Valores de diseño del porcentaje de remoción de huevos de helmintos en lagunas anaerobias, facultativas o de maduración para tiempos de residencia hidráulicos en el ámbito de 1 a 20 días

θ (d)	R (%)	θ (d)	R (%)	θ (d)	R (%)
1.0	74.67	4.0	93.38	9.0	99.01
1.2	76.95	4.2	93.66	9.5	99.16
1.4	79.01	4.4	93.40		
1.6	80.87	4.6	94.85	10	99.29
1.8	82.55	4.8	95.25	10.5	99.39
2.0	84.08	5.0	95.62	11	99.48
2.2	85.46	5.5	96.42	12	99.61
2.4	87.72			13	99.70
2.6	87.85	6.0	97.06	14	99.77
2.8	88.89	6.5	97.57	15	99.82
3.0	89.82	7.0	97.99	16	99.86
3.2	90.68	7.5	98.32	17	99.88
3.4	91.45			18	99.90
3.6	92.16	8.0	98.60	19	99.92
3.8	92.80	8.5	98.82	20	99.93

1.6 EJEMPLOS DE DISEÑO

1.6.1 Población constante

Diseñe un sistema de lagunas de estabilización para tratar 10,000 m³/d de aguas residuales municipales. Datos de partida: DBO = 350 mg/l, N₀ = 1x10⁸ NMP/100 ml de coliformes fecales, temperatura de diseño de 18°C y la tasa de evaporación neta 6 mm/d. El efluente debe contener N_e < de 1000 coliformes fecales por 100 ml.

Solución:

1. Por el método de Marais

(a) Lagunas anaerobias

De la Tabla 2.3 calcule la carga de diseño:

$$\lambda_v = 20T - 100 = (20 \times 18) - 100 = 260 \frac{g}{m^3 d} \quad (59)$$

El volumen de la laguna dado por la ecuación (20) es:

$$V_a = \frac{L_i Q}{\lambda_v} = \frac{350 \times 10,000}{260} = 13,462 m^3 \quad (60)$$

El tiempo de residencia hidráulico dado por la ecuación (21) es:

$$\theta_a = \frac{V_a}{Q} = \frac{13,462}{10,000} = 1.35 d \quad (61)$$

El área de la laguna anaerobia considerando una profundidad de 4 m es:

$$A_{an} = \frac{13462 (m^3)}{4 (m)} = 3365.5 m^2 \quad (62)$$

Considerando una relación largo/ancho (X) = 2, el ancho de la laguna es:

$$W = \sqrt{\frac{3365.5 \text{ (m}^2\text{)}}{2}} = 41 \text{ m} \quad (63)$$

y el largo sera: $L = 2 \times W = 2 \times 41 = 82 \text{ m}$.

El área corregida es igual 3362 m^2 .

La remoción de DBO para la estación fría está dada en la Tabla 2.3 como:

$$R = 2T + 20 = (2 \times 18) + 20 = 56 \% \quad (64)$$

y para la estación cálida de 60%.

Por lo que la DBO_5 de la efluente de la laguna anaerobia en la estación fría es de 154 mg/l y de 140 mg/l en la estación cálida.

(b) Lagunas facultativas

La carga de diseño dada por la ecuación (28) es:

$$\lambda_s = 250 (1.085)^{T-20} = 250 (1.085)^{18-20} = 212 \frac{\text{kg}}{\text{ha d}} \quad (65)$$

De esta manera el área está dada por la ecuación (25) como:

$$A_f = \frac{10 L_i Q}{\lambda_s} = \frac{10 \times 0.44 \times 350 \times 10,000}{212} = 72,641 \text{ m}^2 \quad (66)$$

El tiempo de residencia hidráulico está dado por la ecuación (29) como:

$$\theta_f = \frac{2 A_f Z}{2Q - 0.001 A_f e} \quad (67)$$

Tomando una profundidad de 1.5 m, éste queda como:

$$\theta_f = \frac{2 \times 72,641 \times 1.5}{[(2 \times 10,000) - (0.001 \times 72,641 \times 6)]} = 11.1 \text{ d} \quad (68)$$

El gasto del efluente está dado por:

$$Q_e = Q_i - 0.001 A_f e = 10,000 - (0.001 \times 72,641 \times 6) = 9,564 \frac{m^3}{d} \quad (69)$$

(c) Lagunas de maduración

Para 18°C el valor de k_T está dado por la ecuación (38) como sigue:

$$k_T = 2.6 (1.19)^{T-20} = 2.6 (1.19)^{-2} = 1.84 d^{-1} \quad (70)$$

Para calcular el tiempo de residencia reordenamos la ecuación (37) como sigue:

$$\theta_m = \frac{\left[\frac{N_i}{N_o (1 + k_T \theta_a) (1 + k_T \theta_f)} \right]^{1/n} - 1}{k_T} \quad (71)$$

$$\theta_m = \frac{\left[\frac{10^8}{10^3 (1 + (1.84 \times 1.35)) (1 + (1.84 \times 11.1))} \right]^{1/n} - 1}{1.84} \quad (72)$$

Esta ecuación, que tiene dos incógnitas, el tiempo de residencia y el número de las lagunas de maduración, se resuelve por el método de tanteo. Los resultados son:

$$\begin{aligned} \theta_m &= 728.09 \text{ d para } n = 1 \\ \theta_m &= 19.35 \text{ d para } n = 2 \\ \theta_m &= 5.44 \text{ d para } n = 3 = 16.32 \\ \theta_m &= 2.74 \text{ d para } n = 4 = 12 \end{aligned}$$

Las primeras dos combinaciones de θ_m y n se rechazan dado que $\theta_m > \theta_r$. La cuarta combinación también se rechaza dado que $\theta_m < \theta_m^{\min}$ (3 días). Se hace comparación entre la tercer combinación y la de $\theta_m = \theta_m^{\min} = 3$ días y $n = 4$: la última tiene un producto más pequeño (12) que el primero (16.32), por lo que es la seleccionada.

Verifique la carga de la primera laguna de maduración de la ecuación (43):

$$\lambda_{s(m1)} = \frac{10 \times 0.3 \times 350 \times 1.5}{3} = 525 \frac{\text{kg}}{\text{ha d}} \quad (73)$$

Este valor es más alto que el 75% de la carga sobre la laguna facultativa ($0.75 \times 212 = 159$ kg/ha d). Por consiguiente $\lambda_{s(m1)}$ se toma como 159 kg/ha d, y θ_{m1} se calcula de:

$$\theta_{m1} = \frac{10 L_i Z}{\lambda_{m1}} = \frac{10 \times 0.3 \times 350 \times 1.5}{159} = 9.9 \text{ d} \quad (74)$$

Los nuevos tiempos de residencia hidráulico en las dos subsecuentes lagunas de maduración se calculan de la misma ecuación (37):

$$\theta_m = \left[\frac{N_i}{N_o (1+k_T \theta_a) (1+k_T \theta_f) (1+k_T \theta_{m1})} \right]^{1/n} - 1 \quad (75)$$

$$\theta_m = \left[\frac{10^8}{10^3 (1 + (1.84 \times 1.35)) (1 + (1.84 \times 11.1)) (1 + 1.84 \times 9.9)} \right]^{1/n} - 1 \quad (76)$$

Los resultados del tanteo son:

$$\begin{aligned} \theta_m &= 37.34 \text{ d para } n = 1 && \times \\ \theta_m &= 3.99 \text{ d para } n = 2 && 7.98 \\ \theta_m &= 1.70 \text{ d para } n = 3 && 3 \end{aligned}$$

Se escoge la segunda combinación cuyo producto 7.98, es menor que el dado para: $\theta_m = \theta_m^{\min} = 3$ días y $n = 3$.

Para una profundidad de 1.5 m, el área de la primera laguna de maduración está dada por la ecuación (43) como:

$$A_{m1} = \frac{2Q_i\theta_m}{2Z + 0.001e\theta_m} = \frac{(2 \times 9564 \times 9.9)}{(2 \times 1.5) + (0.001 \times 6 \times 9.9)} = 61,897 m^2 \quad (77)$$

El gasto del efluente está dado por:

$$Q_e = Q_i - 0.001A_{m1}e = 9564 - (0.001 \times 61,897 \times 6) = 9,193 \frac{m^3}{d} \quad (78)$$

Similarmente el área de la segunda laguna de maduración y su caudal efluente son dados por:

$$A_{m2} = \frac{(2 \times 9193 \times 4.0)}{(2 \times 1.5) + (0.001 \times 6 \times 4.0)} = 24,320 m^2 \quad (79)$$

$$Q_e = 9,193 - (0.001 \times 24,320 \times 6) = 9,047 \frac{m^3}{d} \quad (80)$$

y para la tercer laguna de maduración:

$$A_{m3} = \frac{(2 \times 9,047 \times 4.0)}{(2 \times 1.5) + (0.001 \times 6 \times 4.0)} = 23,933 m^2 \quad (81)$$

$$Q_e = 9,047 - (0.001 \times 23,933 \times 6) = 8,903 \frac{m^3}{d} \quad (82)$$

Remoción de DBO

Asumiendo una remoción acumulada de DBO filtrada del 90% en las lagunas anaerobias y facultativas y 25 por ciento en cada una de las tres lagunas de maduración, el efluente final tendrá una DBO filtrada (no-algal) de:

$DBO_{\text{efluente}} = 350 \times 0.1 \times 0.75 \times 0.75 \times 0.75 = 15 \text{ mg/l}$, el cuál es adecuado.

Resumen:

El diseño comprende:

LAGUNA	VOLUMEN (m ³)	AREA (m ²)	θ (d)
Laguna(s) anaerobia (s)	13,462	3,362	1.35
Laguna(s) facultativa(s)		72,641	11.1
Primer(as) laguna(s) de maduración		61,897	9.9
Segunda(s) laguna(s) de maduración		24,320	4.3
Tercera(s) laguna(s) de maduración		23,933	4.3

El tiempo global de residencia hidráulico es de esta manera de 30.95 días y la remoción de DBO filtrada y coliformes fecales a través de las lagunas en serie es como sigue:

SITIO	DBO (mg/l)	Coliformes Fecales/100 ml
Agua residual cruda	350*	1.0×10^8
Efluente laguna anaerobia	154*	2.9×10^7
Efluente laguna facultativa	35	1.4×10^6
Efluente 1er laguna maduración	26	7.2×10^4
Efluente 2a. laguna maduración	20	8.5×10^3
Efluente tercer laguna maduración	15	9.9×10^2

DBO no filtrada

El caudal del efluente es $8903 \text{ m}^3/\text{d}$, por lo que las pérdidas por evaporación son del 10.9 por ciento.

Nota:

Si el diseño anterior fuera hecho sin lagunas anaerobias, el resultado podría ser una laguna facultativa primaria y cuatro lagunas de maduración, como se presenta enseguida:

LAGUNA	DISEÑO	
	AREA (m ²)	θ (d)
Laguna(s) facultativas	162,037	25.5
Primer(as) laguna(s) de maduración	57,272	9.7
Segunda(s) laguna(s) de maduración	17,263	3.0
Tercera(s) laguna(s) de maduración	17,057	3.0
Cuarta(s) laguna(s) de maduración	16,854	3.0

El tiempo global de residencia hidráulico es de esta manera de 44.2 días, el cual es 46.6% más grande que cuando las lagunas anaerobias son incluidas. Esto muestra claramente las ventajas de incluir las lagunas anaerobias: ellas reducen substancialmente los tiempos de residencia hidráulicos, y de esta manera los requerimientos de área, y también las pérdidas debidas a la evaporación (lo cual es muy importante si el efluente va a ser utilizado para riego de cultivos).

2. Por el método de Yáñez, usando los criterios de flujo disperso

a) Lagunas anaerobias

Los cálculos para las lagunas anaerobias son iguales del método anterior.

b) Lagunas facultativas

La carga de diseño dada por la ecuación (28) es:

$$\lambda_s = 250 (1.085)^{T-20} = 250 (1.085)^{18-20} = 212.36 \frac{kg}{ha \cdot d} \quad (83)$$

La carga orgánica será:

$$C.O. = 10,000 \left(\frac{m^3}{día} \right) \times 0.154 \left(\frac{kg}{m^3} \right) = 1,540 \frac{kg}{día}$$

Calcule el área de la laguna facultativa:

$$A = \frac{1540 \left(\frac{\text{kg}}{\text{día}} \right)}{212.36 \frac{\text{kg}}{\text{ha} \cdot \text{día}}} = 7.2518 \text{ ha}$$

Determine el largo de la laguna eligiendo una relación largo/ancho apropiado por ejemplo 3:

$$W = \frac{A}{X} = \sqrt{\frac{72518}{3}} = 155.48 \text{ m} = 155.50 \text{ m}$$

$$L_a = WX = 155.50 \times 3 = 466.50 \text{ m}$$

El área corregida será:

$$A_c = 155.50 \times 466.50 = 72540.75 \text{ m}^2$$

Calcule la dispersión:

$$d = \frac{X}{-0.26118 + 0.25392X + 1.0135X^2}$$

$$d = \frac{3}{-0.26118 + 0.25392 \cdot (3) + 1.0136 \cdot (9)} = 0.3117$$

Calcule el coeficiente de decaimiento K_b :

$$K_b = 0.841 (1.075)^{T-20} = 0.841 (1.075)^{18-20} = 0.7277$$

Calcule el tiempo de retención hidráulica:

$$V = 155.50 (466.50) (1.5) = 108741.15 \text{ m}^3$$

$$\theta = \frac{V}{Q_{med}} = \frac{108741.15 \text{ (m}^3\text{)}}{10000 \left(\frac{\text{m}^3}{\text{día}}\right)} = 10.874 \text{ días}$$

Calcule el valor de "a" para el tiempo de retención hidráulica de 10.874 días:

$$a = \sqrt{1 + 4K_b \theta d} = \sqrt{1 + 4(0.7277)(10.874)(0.3117)} = 3.296$$

Calcule el valor de los coliformes fecales en efluente de la laguna facultativa - N_f por la ecuación (52):

$$\frac{N_f}{N_0} = \frac{4ae^{\frac{1-a}{2d}}}{(1+a)^2}$$

$$\frac{N_f}{N_0} = \frac{4(10.874)e^{\frac{1-10.874}{2(0.3117)}}}{(1+10.874)^2} = 0.0179638$$

$$N_f = (1 \times 10^8)(0.0179638) = 1,796,386 \text{ NMP/100 ml}$$

c) Lagunas de maduración

Calcule la primer laguna de maduración asumiendo 10 días de retención:

$$V = 10 \times Q_{pr.día} = 10 (10,000) = 100,000 \text{ m}^3$$

Asumiendo la profundidad de 1.5 m el area será:

$$A = 100,000/1.5 = 66,666 \text{ m}^2$$

Asumiendo la relación largo/ancho $X = 3$, el coeficiente de dispersión "d" tomará el mismo valor $d = 0.3117$:

Calcule el coeficiente "a" para la primer laguna de maduración:

$$a = \sqrt{1 + 4(0.7277)(10)(0.3117)} = 3.1737833$$

$$\frac{N_{m1}}{N_f} = \frac{4(3.1738) e^{\frac{1-3.1738}{2(0.3117)}}}{(1+3.1738)^2} = 0.022289694$$

$$N_{m1} = 1,796,386 \times 0.022289694 = 40,049 \text{ NMP/100 ml}$$

Calcule la segunda laguna de maduración asumiendo el tiempo de retención hidráulica de 4 días:

$$a = \sqrt{1 + 4(0.7277)(4)(0.3117)} = 2.1515542$$

$$\frac{N_{m2}}{N_{m1}} = \frac{4(2.1516) e^{\frac{1-2.1516}{2(0.3117)}}}{(1+2.1516)^2} = 0.136624$$

$$N_{m2} = (0.136624) \times 40,049 = 5,117$$

Calcule la tercer laguna de oxidación asumiendo el tiempo de retención hidráulica de 4 días:

$$a = 2.1515542$$

$$N_{m3}/N_{m2} = 0.136624$$

$$N_{m3} = (0.136624) \times (5,117) = 747 \text{ NMP/100 ml}$$

Como el valor de N_4 es menor de 1000 NMP/100 ml se acepta este valor.

Resumen:

LAGUNA	VOLUMEN (m ³)	AREA (m ²)	θ (d)
Laguna(s) anaerobia (s)	13,462		1.35
Laguna(s) facultativa(s)		72,540	10.87
Primer(as) laguna(s) de maduración		66,666	10.0
Segunda(s) laguna(s) de maduración		26,666	4.0
Tercera(s) laguna(s) de maduración		26,666	4.0

Nota:

La constante de decaimiento 0.841 es el promedio obtenido en Perú por Fabian Yáñez que coincide con las evaluaciones experimentales de SACCI, PULPRASERI y IMTA.

1.6.2 Población que varía estacionalmente

El diseño es el mismo que para el ejemplo anterior (1.6.1) pero, debido a los efectos estacionales del turismo, los caudales en la estación cálida y fría, la temperatura y la tasa de evaporación son como sigue:

Estación fría	10,000m ³ /d	18°C	6 mm/d
Estación cálida	30,000m ³ /d	28°C	11 mm/d

Solución:

a) Lagunas anaerobias

Diseñe la laguna anaerobia para la estación cálida y compárela con el diseño de la estación fría dado en el ejemplo 1.6.1.

Para 28°C, $\lambda_v = 300 \text{ g/m}^3 \text{ d}$. Por consiguiente:

$$V_a = \frac{350 \times 30,000}{300} = 35,000 \text{ m}^3 \quad (101)$$

Esta V_a es más alta que para 18°C, por lo que se selecciona.

$$\theta_a = \frac{35,000}{30,000} = 1.17 \text{ d (estación cálida)} \quad (102)$$

$$\theta_a = \frac{35,000}{10,000} = 3.5 \text{ d (estación fría)} \quad (103)$$

La carga volumétrica para la estación fría es:

$$\lambda_v = \frac{350 \times 10,000}{35,000} = 100 \frac{\text{g}}{\text{m}^3} \quad (104)$$

lo cual es satisfactorio.

b) Lagunas facultativas

Para 28°C la carga superficial permisible de DBO está dada por:

$$\lambda_s = 250 (1.085)^{28-25} = 480 \frac{kg}{ha \cdot d} \quad (105)$$

La remoción en la laguna anaerobia es del 60% a 28°C. Por consiguiente:

$$A_f = \frac{10 \times 0.4 \times 350 \times 30,000}{480} = 87,500 \text{ m}^2 \quad (106)$$

Esto es más grande que lo requerido en la estación fría, por lo que es seleccionado.

Los tiempos de residencia hidráulica y los caudales del efluente para la estación cálida son:

$$\theta_f = \frac{2 \times 87,500 \times 1.5}{(2 \times 30,000) - (0.001 \times 87,500 \times 11)} = 4.45 \text{ d} \quad (107)$$

$$Q_e = 30,000 - (0.001 \times 87,500 \times 11) = 29,037.5 \frac{m^3}{d} \quad (108)$$

y para la estación fría son:

$$\theta_f = \frac{2 \times 87,500 \times 1.5}{(2 \times 10,000) - (0.001 \times 87,500 \times 6)} = 13.48 \text{ d} \quad (109)$$

$$Q_e = 10,000 - (0.001 \times 87,500 \times 6) = 9,475 \frac{m^3}{d} \quad (110)$$

c) Lagunas de maduración

Estas serán diseñadas primero para la estación cálida y se verifican para el funcionamiento en la estación fría.

A 28°C, la k_T está dada por:

$$k_T = 2.6 (1.19)^{28-20} = 10.51 d^{-1} \quad (111)$$

De la ecuación (37) se calcula el tiempo de retención hidráulica:

$$\theta_m = \left[\frac{10^8}{10^3 (1 + (10.5 \times 1.17)) (1 + (10.5 \times 5.3))} \right]^{1/n} \cdot 10.5 \quad (112)$$

Los resultados del tanteo son:

$$\begin{aligned} \theta_m &= 12.6 \text{ para } n = 1 \\ \theta_m &= 1.0 \text{ para } n = 2 \end{aligned}$$

Se escogen 2 lagunas con un tiempo de residencia de 3 días cada una ($=\theta_m^{\min}$), y se calcula la carga sobre la primera:

$$\lambda_{sm1} = \frac{10 \times 0.3 \times 350 \times 1.5}{3} = 525 \frac{kg}{ha \ d} \quad (113)$$

ésta es más alta que ($0.75 \times 406 = 304 \text{ kg ha}^{-1} \text{ d}^{-1}$). Así, el tiempo de residencia hidráulico en la primera laguna de maduración es:

$$\theta_{m1} = \frac{10 \times 0.3 \times 350 \times 1.5}{304} = 5.2 d \quad (114)$$

El tiempo de residencia en la(s) laguna(s) subsecuente(s) es:

$$\theta_m = \frac{\left[\frac{10^8}{10^3 (1 + (10.5 \times 1.17)) (1 + (10.5 \times 5.3)) (1 + (10.5 \times 5.2))} \right]^{1/n-1}}{10.5} \quad (115)$$

$$\theta_m = 0.13 \text{ d para } n = 1$$

Por lo que se selecciona una laguna sencilla con un tiempo de residencia de 3 días.

Verifique los coliformes fecales a la salida durante la estación fría (cuando los tiempos de residencia en las lagunas de maduración serán tres veces más grandes):

$$N_e = \frac{10^8}{(1 + (1.84 \times 3.5)) (1 + (1.84 \times 16)) (1 + (1.84 \times 15.6)) (1 + (1.84 \times 9))} \quad (116)$$

$N_e = 847 \text{ NMP/100 ml}$, lo cual es satisfactorio.

Se calculan ahora las áreas y los caudales efluentes de las lagunas de maduración:

$$A_{m1} = \frac{(2 \times 28,862 \times 5.2)}{(2 \times 1.5) + (0.001 \times 11 \times 5.2)} = 98,183 \text{ m}^2 \quad (117)$$

$$Q_e = 28,862 - (0.001 \times 98,183 \times 11) = 27,782 \frac{\text{m}^3}{\text{d}} \quad (118)$$

$$A_{m2} = \frac{(2 \times 27,782 \times 5.2)}{(2 \times 1.5) + (0.001 \times 11 \times 3)} = 54,960 \text{ m}^2 \quad (119)$$

$$Q_e = 27,782 - (0.001 \times 54,960 \times 11) = 27,177 \frac{\text{m}^3}{\text{d}} \quad (120)$$

Calcule los tiempos de residencia en la estación fría:

$$\theta_{m1} = \frac{98,183 \times 1.5}{9,379} = 15.7 \text{ d} \quad (121)$$

$$Q_e = 9,379 - (0.001 \times 98,183 \times 6) = 8790 \frac{m^3}{d} \quad (122)$$

$$\theta_{m2} = \frac{54,960 \times 1.5}{8790} = 9.4 \text{ d} \quad (123)$$

$$Q_e = 8790 - (0.001 \times 54,960 \times 6) = 8460 \frac{m^3}{d} \quad (124)$$

Estos tiempos de residencia son ligeramente más grandes que los asumidos anteriormente en la verificación del funcionamiento en la estación fría. De esta manera N_e será ligeramente menor que 847 coliformes fecales por 100 ml, pero aún satisfactorio desde luego.

Resumen:

El diseño comprende:

LAGUNA	VOLUMEN (m ³)	AREA (m ²)	θ (d)	
			estación fría	estación cálida
Laguna(s) anaerobia(s)	35,000		3.5	1.17
Laguna(s) facultativa(s)		103,448	16.0	5.3
Primera(s) laguna(s) de maduración		98,183	15.7	5.2
Segunda(s) laguna(s) de maduración		54,960	9.4	3.0

El tiempo de residencia global es de 14.7 días en la estación cálida y de 44.6 días en la estación fría.

1.6.3 Irrigación no restringida

El diseño es el mismo que para el ejemplo 1.6.1, excepto que el efluente será utilizado para irrigación no restringida sólo en aquellos meses en el cual la temperatura esté por encima de los 25°C (cuando la tasa de evaporación es de 9 mm/d).

Solución:

a) Lagunas anaerobias y facultativas

Estas deben operar satisfactoriamente todo el tiempo, por lo que tienen que ser diseñadas para 18°C; así, el diseño será el mismo que en el ejemplo 1.6.1. El tiempo de residencia en la laguna facultativa cuando la tasa de evaporación es de 9 mm/d está dado por:

$$\theta_f = \frac{(2 \times 71,300 \times 1.5)}{(2 \times 10,000) - (0.001 \times 71,300 \times 9)} = 11.0 \text{ d} \quad (125)$$

siendo el caudal efluente correspondiente a la laguna facultativa de:

$$Q_e = 10,000 - (0.001 \times 71,300 \times 9) = 9358 \frac{m^3}{d} \quad (126)$$

b) Lagunas de maduración

El valor de k_T a 25°C = $2.6 (1.19)^{25-20} = 6.20 \text{ d}^{-1}$

El tiempo de residencia es:

$$\theta_m = \left[\frac{10^8}{10^3 (1 + (6.2 \times 1.35)) (1 + (6.2 \times 11))} \right]^{1/n} - 1 \quad (127)$$

6.2

$$\theta_m = 24.7 \text{ para } n = 1$$

$$\theta_m = 1.8 \text{ para } n = 2$$

Seleccione 2 lagunas, cada una con $\theta_m = 3 (= \theta_m^{\min})$ y verifique la carga sobre la primer laguna.

$$\lambda_{s(m1)} = \frac{10 \times 0.3 \times 350 \times 1.5}{3} = 525 \frac{\text{kg}}{\text{ha d}} \quad (128)$$

Esta es más alta que el 75% de la carga permisible en la laguna facultativa, la cual es a los 25° de $(0.75 \times 350) = 262 \text{ kg ha}^{-1} \text{ d}^{-1}$. De esta manera, el tiempo de residencia hidráulico en la primer laguna de maduración es:

$$\theta_{m1} = \frac{10 \times 0.3 \times 350 \times 1.5}{262} = 6.0 \text{ d} \quad (129)$$

El tiempo de residencia en la(s) laguna(s) subsecuente(s) es:

$$\theta_{m1} = \left[\frac{10^8}{10^3 (1 + (6.2 \times 1.35)) (1 + (6.2 \times 11)) (1 + (6.2 \times 6))} \right]^{1/n} - 1 \quad (130)$$

6.2

$$\theta_m = 0.5 \text{ d para } n = 1$$

Se selecciona por tanto una laguna de maduración con un tiempo de residencia de 3 d ($=\theta_m^{\text{min}}$)

Las áreas y los caudales de efluentes de estas lagunas de maduración se calculan como sigue:

$$A_{m1} = \frac{(2 \times 9358 \times 6)}{(2 \times 1.5) + (0.001 \times 9 \times 6)} = 36,770 \text{ m}^2 \quad (131)$$

$$Q_e = 9,358 - (0.001 \times 36,770 \times 9) = 9,027 \frac{\text{m}^3}{\text{d}} \quad (132)$$

$$A_{m2} = \frac{(2 \times 9,027 \times 3)}{(2 \times 1.5) + (0.001 \times 9 \times 3)} = 17,893 \text{ m}^2 \quad (133)$$

$$Q_e = 9,027 - (0.001 \times 17,893 \times 9) = 8,866 \frac{m^3}{d} \quad (134)$$

Resumen:

El diseño comprende:

LAGUNA	VOLUMEN (m ³)	AREA (m ²)	θ (d)
Laguna(s) anaerobia(s)	13,462		1.35
Laguna(s) facultativa(s)		71,300	11.0
Primer(as) laguna(s) de maduración		36,770	6.0
Segunda(s) laguna(s) de maduración		17,893	3.0

El tiempo de residencia global es de 21.35, el cual es 30% menor que el diseño del ejemplo 1.6.1. Esto ilustra la ventaja de diseñar sistemas lagunares para producir un efluente que contenga \times 1000 coliformes fecales por 100 ml sólo en los meses en que se utilice para irrigación no restringida.

1.6.4 Irrigación restringida

El diseño es el mismo que para el ejemplo número 1.6.3, excepto que el efluente es utilizado para irrigación restringida. El agua residual cruda contiene 600 huevos de nemátodos intestinales humanos por litro.

Solución:

a) Laguna anaerobia

Como en el diseño del ejemplo 1.6.1, θ_a será de 1.35 días. Para éste tiempo de residencia, el porcentaje de remoción de huevos de helmintos está dado por la ecuación (58) como:

$$\eta = 100 \left[1 - 0.41^{(0.49\theta_a + 0.0085\theta_a^2)} \right] \quad (135)$$

$$\eta = 100 \left[1 - 0.41^{((0.49 \times 1.35) + (0.0085 \times 1.8225))} \right] = 78.5\% \quad (136)$$

Por tanto el número de huevos de helmintos por litro de efluente anaerobio es de $(600 \times 0.215) = 129$

b) Laguna facultativa

$\theta_f = 10.9$ d, por tanto el valor de η es de:

$$\eta = 100 \left[1 - 0.41^{((0.49 \times 10.9) + (0.0085 \times 118.81))} \right] = 99.4\% \quad (137)$$

Por consiguiente, el número de huevos de helmintos en el efluente de la laguna facultativa es $(0.006 \times 129) = 0.8$. De esta manera no es necesario un tratamiento adicional dado que el efluente de la laguna facultativa cumple con el de la OMS de ≤ 1 huevo de nemátodo por litro (Tabla 1.2).

Suponga, sin embargo, que el efluente de la laguna facultativa contiene 10 huevos por litro. Se requerirá entonces una laguna de maduración para reducir el número a 1. Esto es equivalente a una remoción de huevos del 90 por ciento. De la Tabla 2.5, se requiere un tiempo de residencia de 3.1 días, y por consiguiente se deberá tener en cuenta una laguna de maduración de este tamaño.

2. DISEÑO FISICO

El diseño del proceso tal como se describe en la sección 2.1 debe ser traducido a un diseño físico. Las dimensiones actuales de la laguna, consistentes con el sitio disponible, deben ser calculadas. Se deben diseñar los terraplenes y las estructuras de entrada y salida además de tomar decisiones con respecto al tratamiento preliminar, sistemas lagunares paralelos, tubería de derivación, vallas de seguridad y letreros.

El diseño físico de las lagunas de estabilización debe hacerse cuidadosamente: es tan importante como el diseño del proceso y puede afectar significativamente la eficiencia de tratamiento.

2.1 SELECCION DEL SITIO APROPIADO

Lo más importante para seleccionar el sitio de ubicación de la planta es que se encuentre al final de sistema de drenaje, donde ya no haya más aportaciones de caudal. El propósito es evitar bombear agua que hubiese quedado debajo del nivel de la laguna, con el consecuente ahorro de costos.

Las lagunas anaerobia, facultativa y de maduración, deben colocarse al menos a 1000, 500 y 100 m respectivamente, viento abajo de la comunidad que ellas sirven y estar alejadas de algún área de futura expansión poblacional. La liberación de olores, aún de lagunas anaerobias, es poco probable que sea un problema en sistemas bien diseñados y con un mantenimiento adecuado, pero el público puede necesitar asegurarse de esto en la etapa de planeación por lo que una distancia mínima de 1000 m normalmente aleja cualquier temor al respecto.

Para asegurar el acceso vehicular a la laguna y minimizar el movimiento de tierra, el sitio deberá ser llano o de pendiente suave. En los casos que se requiera construir lagunas cerca de aeropuertos, puesto que algunas aves son atraídos por las lagunas, debe evitarse su ubicación en una distancia mínima de 2 km, a fin de evitar riesgos de cualquier naturaleza.

Es indispensable hacer un estudio de mecánica de suelos. Actualmente muchas lagunas no funcionan por razones de alta permeabilidad, de modo que las aguas se infiltran al subsuelo.

Antes de tomar la decisión de comprar uno de los lugares elegidos, primero debe caracterizarse y clasificarse el suelo de cada uno de ellos con la finalidad de estimar su compresibilidad, permeabilidad, tenacidad y capacidad de carga. Esto permitirá seleccionar la mejor adquisición.

2.2 CONSIDERACIONES GEOTECNICAS

Los aspectos geotécnicos de las lagunas de estabilización son muy importantes. En Francia por ejemplo la mitad de los sistemas de lagunas de estabilización que funcionan mal son por problemas geotécnicos, lo cual podría haber sido evitado en el período de diseño.

El principal objetivo de una investigación geotécnica es asegurar el correcto diseño de terraplén y determinar si el suelo es impermeable o si se requiere que la laguna sea impermeabilizada.

Al proponer la localización de la laguna, deberá ser determinada la altura máxima del manto frático, así mismo, deberán ser medidas las propiedades del suelo como:

- a) Distribución del tamaño de partículas.
- b) Máxima densidad seca y contenido de humedad óptimo (por la prueba Proctor modificada).
- c) Límites "Atterberg"
- d) Contenido de materias orgánicas.
- e) Coeficiente de permeabilidad.

Deberán ser tomadas, al menos, cuatro muestras no alteradas de suelo por hectárea. Las muestras deberán ser representativas del perfil del suelo a una profundidad de 1 metro más bajo que el lecho de la laguna.

Los suelos orgánicos, turbosos, plásticos y con arena de cuarzo, no son útiles para la construcción de terraplenes. Si no existe un suelo local útil que al menos proporcione un corazón del terraplén estable e impermeable, deberá ser acareado al sitio a un costo extra, y el suelo local, si es útil, usarlo para las pendientes del terraplén. Suelos negros algodonosos, son impermeables y muy útiles para lagunas, pero los suelos rojo-café son demasiado permeables y las lagunas requerirán impermeabilización.

Idealmente los terraplenes podrán ser construidos con material del sitio y ello podría dar un balance entre la excavación y el acareo, constituyendo una alternativa barata, especialmente si el costo de construcción del terraplén es alto. El suelo usado para la construcción del terraplén podría ser compactado en capas de 150 a 250 mm al 95 % de la máxima densidad seca, determinada por la prueba Proctor modificada. Cuando sea posible el diseño del terraplén deberá admitir el acceso de vehículos para facilitar el mantenimiento.

Las pendientes del terraplén son comúnmente de 1 a 3 en el talud interno y de 1 a 2 externamente. Taludes escarpados o de mayor pendiente, pueden ser usados si el suelo lo

permite, la estabilidad de la pendiente, podría ser asegurada siguiendo los procedimientos estándares de mecánica de suelos para pequeños diques de tierra. Se puede plantar pasto en el terraplén para incrementar la estabilidad. Una especie rizomatosa y de crecimiento lento podría ser usada para minimizar el mantenimiento.

El talud externo puede ser protegido de la erosión de las tormentas disponiendo de un drenaje adecuado. El talud interno requiere protección contra la erosión por la acción de olas y para esto el mejor método de acabado, es con roca al nivel de la superficie del agua. Tal protección también previene que emerge la vegetación del terraplén y dentro de la laguna, tal que prevenga el desarrollo de un hábitat para el desarrollo de los mosquitos y la gestación de víboras.

2.3 BALANCE HIDRAULICO

Para mantener el nivel del agua en la laguna, el efluente deberá ser más grande que la evaporación neta y la infiltración, entonces:

$$Q_1 \geq 0.001 A (e + s) \quad (138)$$

donde: Q_1 = gasto de entrada a la primer laguna, $m^3/día$.

A = área total de las lagunas, m^2

e = evaporación neta (evaporación menos precipitación), $mm/día$.

s = Infiltración ($mm/día$)

La permeabilidad máxima permisible de la capa superior de la base de la laguna puede ser determinada de la ley de D'Arcy.

$$K = \left(\frac{Q_s}{86400 A} \right) \left(\frac{\Delta L}{\Delta h} \right) \quad (139)$$

donde: K = permeabilidad máxima permisible.

Q_s = flujo de infiltración máximo permisible ($=\rho_1 - 0.001 A$) $m^3/día$.

A = área del fondo de la laguna, m^2

ΔL = profundidad entre el fondo de laguna y el nivel freático, m .

Δh = Altura hidráulica (profundidad de la laguna + Δl), m .

Si la permeabilidad del suelo es mayor que la máxima permisible, la laguna deberá ser impermeabilizada. Hay una gran variedad de material de cubiertas disponibles y los costos locales son los que dictan cuales podrían ser usados. Se ha usado un recubrimiento satisfactorio con cemento portland ($8 \text{ kg}/m^2$), membranas plásticas y capas de 150 a 300 mm de suelo de baja permeabilidad (como tepetate).

Como una guía general, los siguientes valores de K podrán ser comparados con los valores obtenidos en campo de los coeficientes de permeabilidad:

$K > 10^{-6} \text{ m/s}$: El suelo es demasiado permeable y las lagunas deberán ser impermeabilizadas.

$K > 10^{-7} \text{ m/s}$: Algunas infiltraciones pueden ocurrir pero no impedir el llenado de la laguna.

$K > 10^{-8}$ m/s: Las lagunas sellarán naturalmente.

$K > 10^{-9}$ m/s: No existe el riesgo de contaminación del acuífero. Sin embargo, si $K > 10^{-9}$ m/seg pero el manto acuífero es usado para abastecimiento de agua potable, se requieren estudios geohidrológicos más detallados.

2.4 TRATAMIENTO PRELIMINAR

Deberán ser instalados equipos adecuados de cribado y para remover arena en todos sistemas lagunares, como rejillas y desarenadores.

El diseño podría seguir los procedimientos formales (por ejemplo: IWEM, 1992; Marais, 1971; Metcalf & Eddy Inc., 1991, Degremont, 1985), con atención particular en regiones donde las cargas de arena en las aguas residuales domésticas son altas (por ejemplo drenaje combinado con pendientes de captación muy grandes).

Se requiere tener un lugar adecuado para la disposición higiénica de los desechos del cribado y las arenas. Normalmente el entierro en zanjas es el método más apropiado.

Gastos de aguas negras arriba de 6 veces el gasto de diseño de estiaje podría estar sujeto a cribado y remoción de arena. Algunos flujos que exceden 6 veces el gasto de estiaje producto de una tormenta, deberán ser desviados por una estructura de desviación para recibirse en un canal de excedencia.

Las lagunas anaeróbicas no deben recibir más que 3 veces el gasto de diseño de estiaje, con el objeto de prevenir el lavado de las bacterias acidogénicas y metanogénicas; un exceso de flujo de entre 3 y 6 veces el gasto de estiaje es desviado a través de una estructura de desviación de rebose hacia las lagunas facultativas.

Después del cribado y remoción de arenas y si se ha instalado la estructura de desviación del rebose para 6 veces el gasto de estiaje, el flujo de las aguas negras podría ser medido en un Venturi estándar o una canaleta Parshall. Esto es esencial para asegurar el desempeño de la laguna. Un dispositivo de registro de flujo puede ser instalado, pero éstos requieren una cuidadosa calibración y mantenimiento regular. A menudo es mejor leer la profundidad del canal, aguas arriba mediante una regla calibrada de latón y entonces calcular el flujo por una fórmula para canales estándar (ver IWEM, 1992; Metcalf & Eddy Inc., 1991).

2.5 GEOMETRIA DE LAS LAGUNAS

Existen pocos trabajos rigurosos para determinar el tamaño y la forma óptimos de la laguna. La forma más común es rectangular, aunque hay mucha variación en la relación de largo - ancho.

Usualmente la geometría óptima de la laguna, que incluye no sólo el tamaño de la laguna, sino también la posición relativa de las entradas y salidas, es la que minimiza los cortos circuitos hidráulicos.

En general, las lagunas anaeróbicas y facultativas primarias podrían ser rectangulares, con relaciones largo-ancho de 2 o 3 a 1, evitando la formación de bancos de lodo cercanos en la entrada. Las lagunas secundarias y de maduración podrían, de ser posible, tener relaciones largo-ancho más grandes (entre 3 y 8) con el objetivo de que se aproximen mejor al flujo pistón.

Las lagunas no necesitan ser estrictamente rectangulares, pero pueden ser suavemente curvadas si es necesario o se desean por razones estéticas. Una entrada y salida simple son normalmente suficientes. Para facilitar que el viento induzca el mezclado de las capas superficiales, la laguna podría estar localizada con la dimensión más larga en la dirección del viento dominante. Si éste es variable de acuerdo a la estación, se recomienda tomar en cuenta la dirección del viento en la estación caliente cuando la estratificación termal es más grande. Para minimizar los cortocircuitos hidráulicos, la entrada puede ubicarse de forma tal que el flujo de entrada de aguas negras en la laguna esté en céntrico o puesto al viento.

Las áreas calculadas para el proceso, por el procedimiento de diseño de la sección 2.1 son áreas a la profundidad media, y las dimensiones calculadas a partir de éstos son cálculos a estas profundidades medias. Estas necesitan ser corregidas para la pendiente del terraplén, como se demuestra en la Figura 2.1. Es conveniente utilizar un método más preciso para las lagunas anaerobias, dado que éstas son relativamente pequeñas. La siguiente fórmula es usada (EPA, 1983):

$$V_a = [(LB + (L - 2SD)(B - 2SD + 4(L - SD)(B - SD))] [D/6] \quad (140)$$

Donde: V_a = volumen de la laguna anaerobia, m^3 .

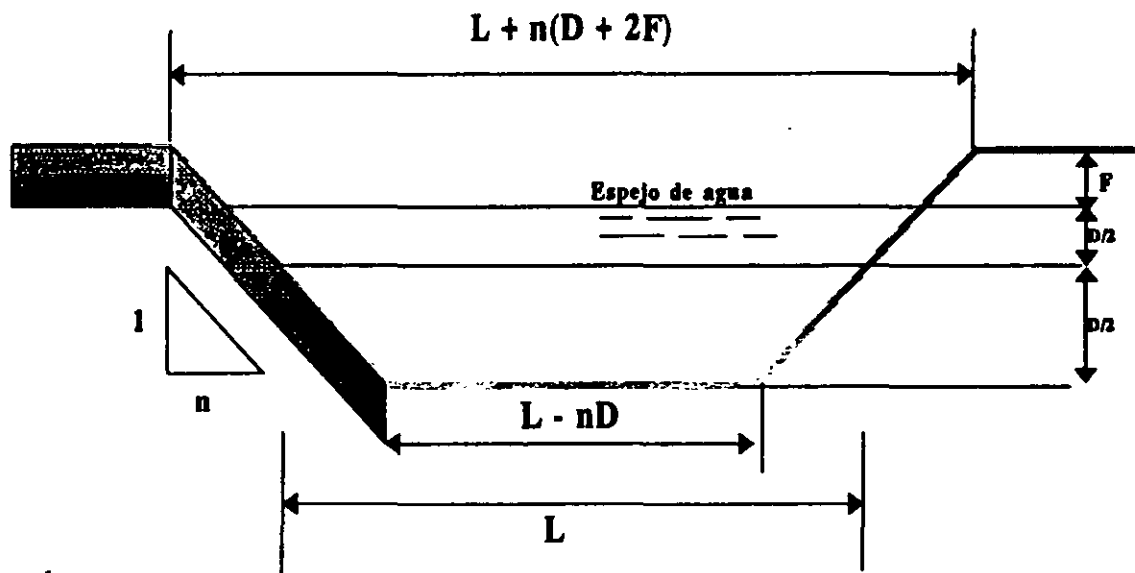
L = longitud de la laguna al nivel del agua, m .

B = ancho de la laguna al nivel del agua, m .

s = factor de pendiente horizontal (por ejemplo una pendiente de 1 en s).

D = Profundidad del nivel hidráulico, m .

Fig. 2.1 Cálculo de las dimensiones entre la superficie y el fondo de la laguna basados en la profundidad media



Con la substitución de L o B, basado en una relación longitud-ancho igual a 1, la ecuación (140) viene a dar una ecuación cuadrática simple.

Las dimensiones y niveles que el contratista necesita conocer son los de la base y la cima del terraplén; además de incluir después el efecto del bordo libre mínimo que deberá ser previsto sobre la base de prevenir el efecto de las olas, inducidas por el viento, sobre elevando el terraplén. Para lagunas pequeñas (menos de 1 hectárea de superficie), 0.5 m de bordo libre deberá ser provisto; para lagunas de 1 a 3 ha, el bordo libre deberá ser de 0.5 a 1 m, dependiendo de las condiciones del sitio.

Para lagunas grandes el bordo libre puede ser calculado de la ecuación siguiente (Oswald, 1975):

$$F = (\log A)^{1/2} - 1 \quad (141)$$

Donde: F = bordo libre, m.

A = área de la laguna al nivel del espejo de agua, m².

Existe otro método para el cálculo del bordo libre que consiste en obtener los niveles debidos al nivel de las olas, al nivel de la obra muerta y a la sobre elevacion debida a los asentamientos permisibles:

$$F = h_{ol} + h_{om} + h_{ap} \quad (142)$$

Donde: h_{ol} = altura del oleaje, m.

h_{om} = altura de la obra muerta, m.

h_{ap} = altura debida a los asentamientos permisibles, m.

La altura del oleaje puede ser calculada mediante la ecuación de Henny modificada (Fred, 1938):

$$h_{ol} = (0.005v - 0.068) \sqrt{\frac{F_e}{1000}} \quad (143)$$

Donde: v = velocidad máxima del viento, km/h.

F_e = Fetch (longitud de mayor distancia en línea recta sobre el nivel del agua), m.

En caso, de no contar con valores de la velocidad del viento, se puede optar por la siguiente ecuación (Frevort et al., 1962):

$$h_{ol} = 0.014\sqrt{F_e} \quad (144)$$

La altura de la obra muerta es la altura que se construye como factor de seguridad para evitar el derrame de la presa. Se recomiendan los siguientes valores, en función del Fetch:

FETCH DEL RECIPIENTE, m.	h_{ol} , en metros.
$0 < F_e < 200$	0.3
$200 < F_e < 400$	0.5
$400 < F_e < 800$	0.6

Para los asentamientos permisibles, aún teniendo un óptimo en compactación, se presentan asentamientos que se pueden calcular como un porcentaje de la altura total, para terraplenes bien compactados la tolerancia no será mayor del 5% y cuando se emplean malos materiales se acepta hasta un 10% de la altura total:

$$h_{ap} = P_{orc} H_{total} \quad (145)$$

Donde: P_{orc} = porcentaje de asentamientos permisibles, en fracción.

H_{total} = altura total del terraplen, m.

La profundidad efectiva está comúnmente en los siguientes rangos:

Laguna anaerobia: de 2 a 5 m.

Laguna facultativa: de 1 a 2 m.

Laguna de maduración: de 1 a 1.5 m.

La profundidad elegida para una laguna en particular depende del sitio en consideración (presencia de rocas poco profundas, minimización de movimiento de tierras).

La profundidad de las lagunas facultativas y de maduración no debe ser menor de 1 metro a fin de evitar el crecimiento de la vegetación sobre la base profunda de la laguna, con un consecuente desarrollo mosquitos y serpientes.

Una laguna de estabilización debe servir a no más de 10,000 habitantes por módulo si se utiliza el modelo de mezcla completa. Esto no es a menudo una regla (tal que tenga un incremento en la flexibilidad de operación). Pueden tener 2 o mas series de lagunas en paralelo. La topografía del sitio utilizable puede en algunos casos necesitar una subdivisión, lo mismo para sistemas pequeños. Usualmente las series son iguales, lo cual quiere decir que reciben el mismo flujo y tienen los mismos arreglos para la repartición del flujo en partes iguales después de que se haga el tratamiento preliminar (ver Stalzer y von der Emde, 1972).

2.6 ESTRUCTURAS DE ENTRADA Y SALIDA

Existe una amplia variedad de diseños para estructuras de entrada y salida y a condición de que se sigan conceptos básicos certeros, el diseño preciso es relativamente de poca importancia. Primeramente deberá ser simple y barato, en tanto que esto es evidente, también es demasiado común ver la complejidad innecesaria y estructuras caras. En segundo lugar, deberá permitir muestrear los efluentes lagunares y ser tomadas las muestras con facilidad. La entrada a las lagunas primarias anaerobias deberán descargar bien abajo del nivel del líquido tal que minimicen los cortocircuitos especialmente en las lagunas poco profundas, y de esta manera reducir la cantidad de natas (lo cual es importante en lagunas facultativas). Las entradas a lagunas secundarias facultativas y de maduración deberán también descargar debajo del nivel del líquido, preferiblemente a la profundidad media para reducir la posibilidad de cortocircuito. Algunos ejemplos simples de diseño se muestran en las figuras 2.2a, 2.2b, 2.3, 2.3a, 2.3b y 2.3c.

Las salidas de todas las lagunas deben ser protegidas, proveyéndolas de trampas de natas. El desnivel del efluente, el cual es controlado por la profundidad de la trampa de natas, es importante puesto que tiene una influencia significativa en la calidad del efluente. En lagunas facultativas la trampa de natas deberá extenderse justo abajo del estrato de algas cuando la laguna está estratificada tal que minimice la cantidad de algas que abandonan la laguna. y por consiguiente la DBO. En lagunas anaerobias y de maduración donde el estrato es irrelevante, la extracción de natas podría ser cercana a la superficie. En lagunas anaerobias la trampa deberá estar bien cerca de la máxima profundidad del lodo pero abajo de alguna corteza superficial, mientras que en la laguna de maduración deberá ser en el nivel de la mejor posible calidad microbiológica. Se recomiendan los siguientes niveles de extracción:

Laguna anaerobia: 300 mm
Laguna facultativa: 600 mm
Laguna de maduración: 50 mm

La instalación de una trampa de natas de altura variable es recomendable siempre que permita el óptimo nivel de extracción que debe ser el único al cual opere la laguna.

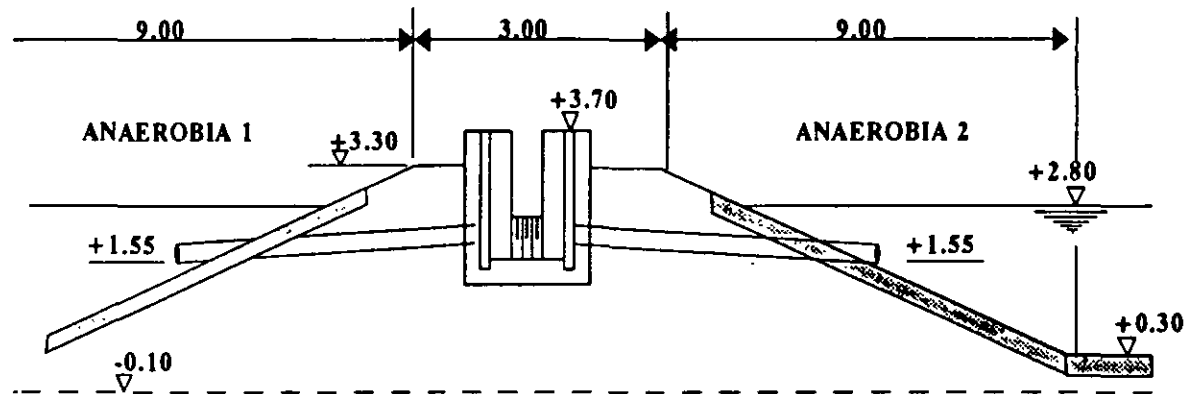
En las figuras 2.4 y 2.5. se muestran ejemplos de diseños simples para estructuras de salida, Si un vertedero es usado en la estructura de salida la siguiente fórmula deberá utilizarse para determinar la pérdida sobre el vertedero. Conociendo la profundidad de la laguna, se pueden calcular los requerimientos de altura sobre la base de la laguna con la siguiente expresión:

$$q = 0.0567 h^{3/2} \quad (146)$$

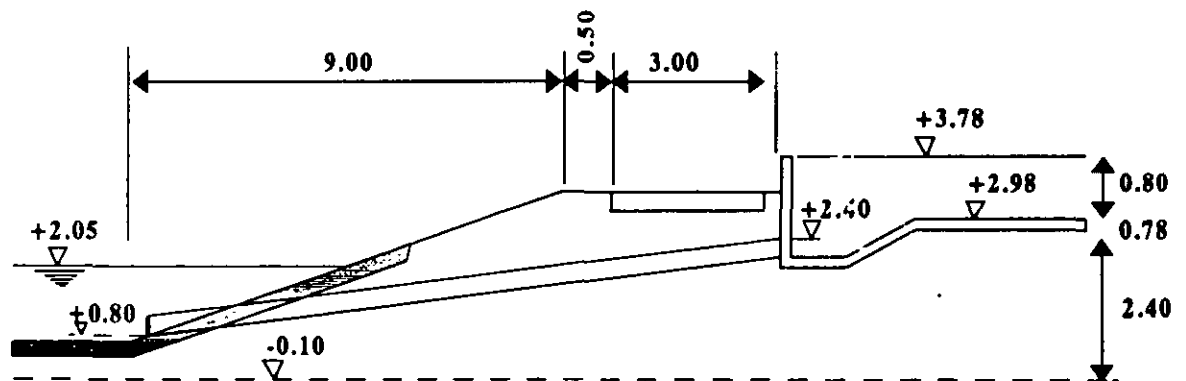
Donde: q = gasto por metro de longitud de vertedero, l/seg.
 h = lámina de agua sobre el vertedero, mm.

La estructura de salida de una laguna final en un arreglo en serie, deberá descargar dentro de un dispositivo simple de medición de gasto tales como un vertedor triangular o rectangular. Dado que el gasto de la primera laguna es también medido, se puede calcular la tasa de evaporación e infiltración y si la evaporación es medida separadamente entonces se puede calcular la tasa de infiltración.

Fig. 2.2 Estructuras de entrada a lagunas anaerobias y facultativas primarias.



a) Lagunas anaerobias



b) Derivación dentro de lagunas facultativas

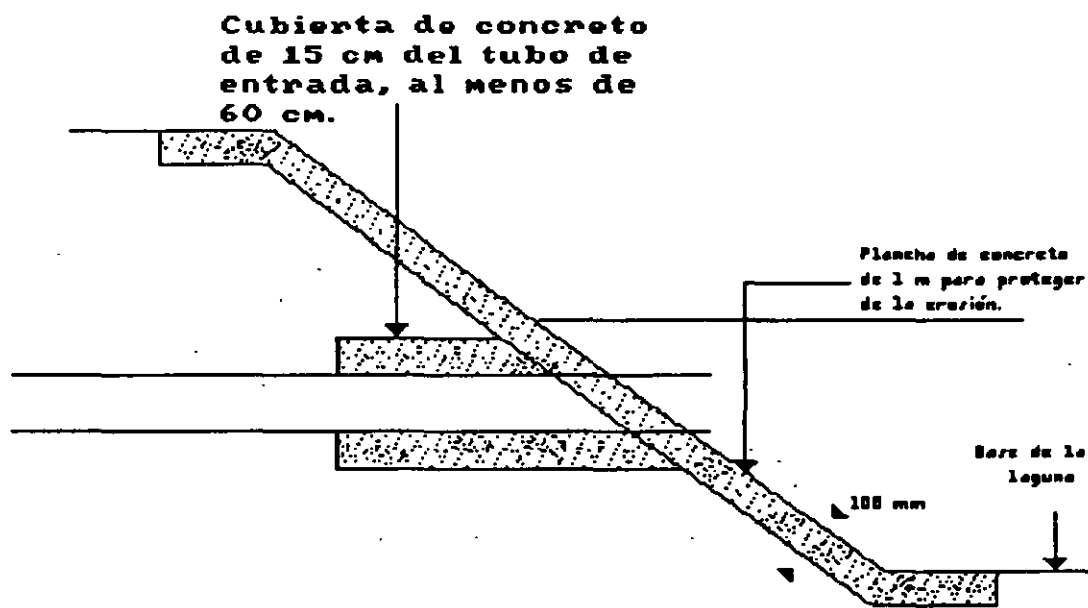


Fig.2.3 Estructuras de entradas para lagunas secundarias facultativas y lagunas de maduración.

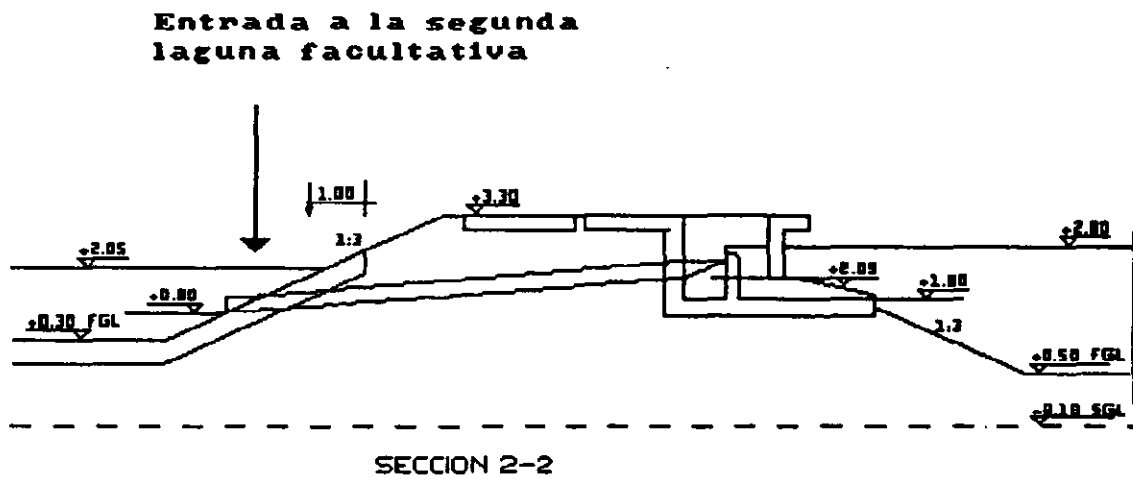


Fig. 2.3a Conexión típica interlagunas.

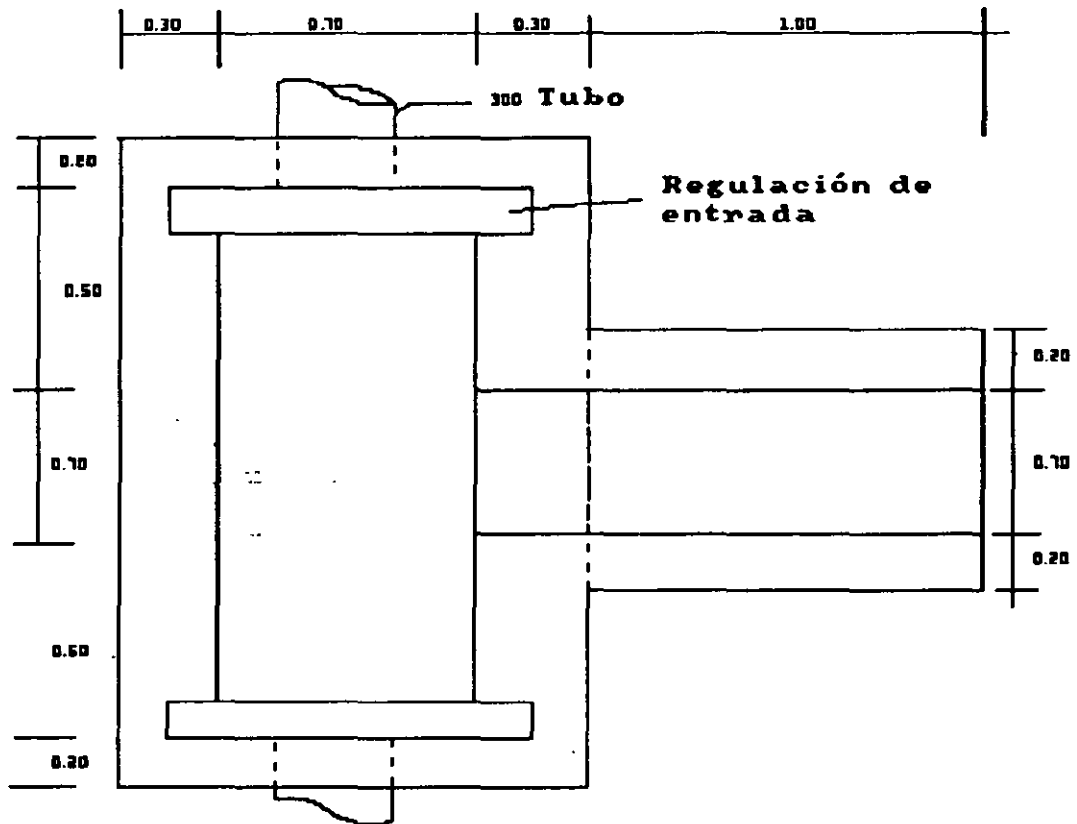


Fig 2.3b Detalle de la caja de entrada a lagunas anaeróbicas. Vista en planta.

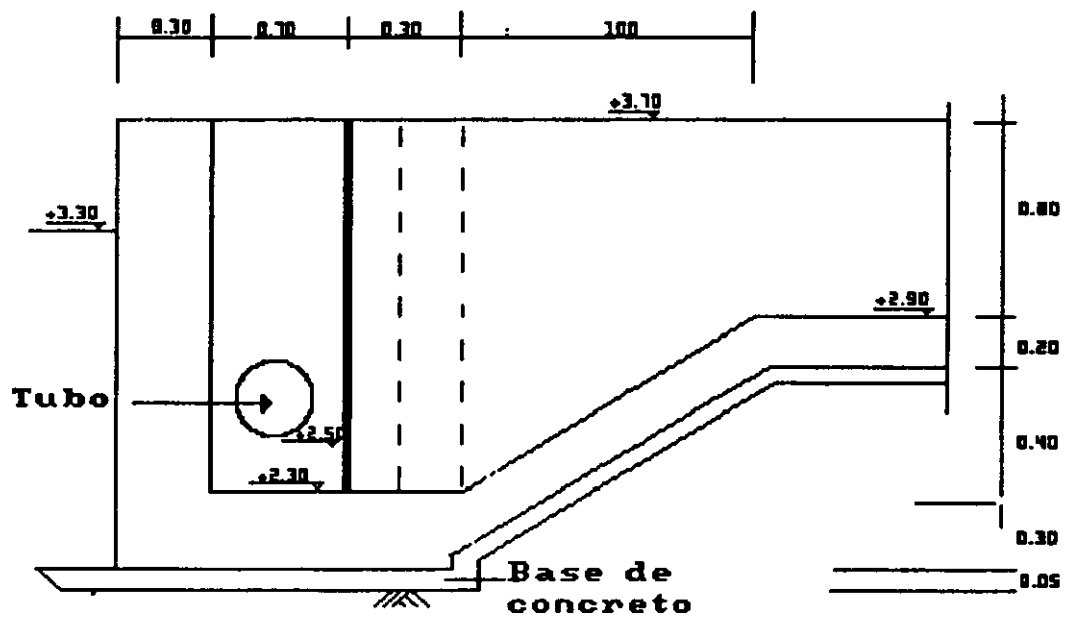


Fig 2.3 c Detalle de la caja de entrada a la laguna anaeróbica. **S e c c i ó n** Transversal.

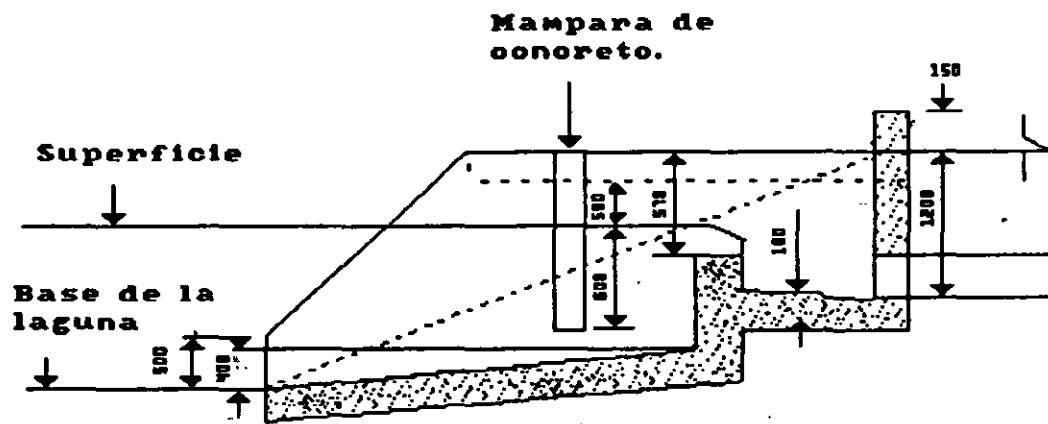
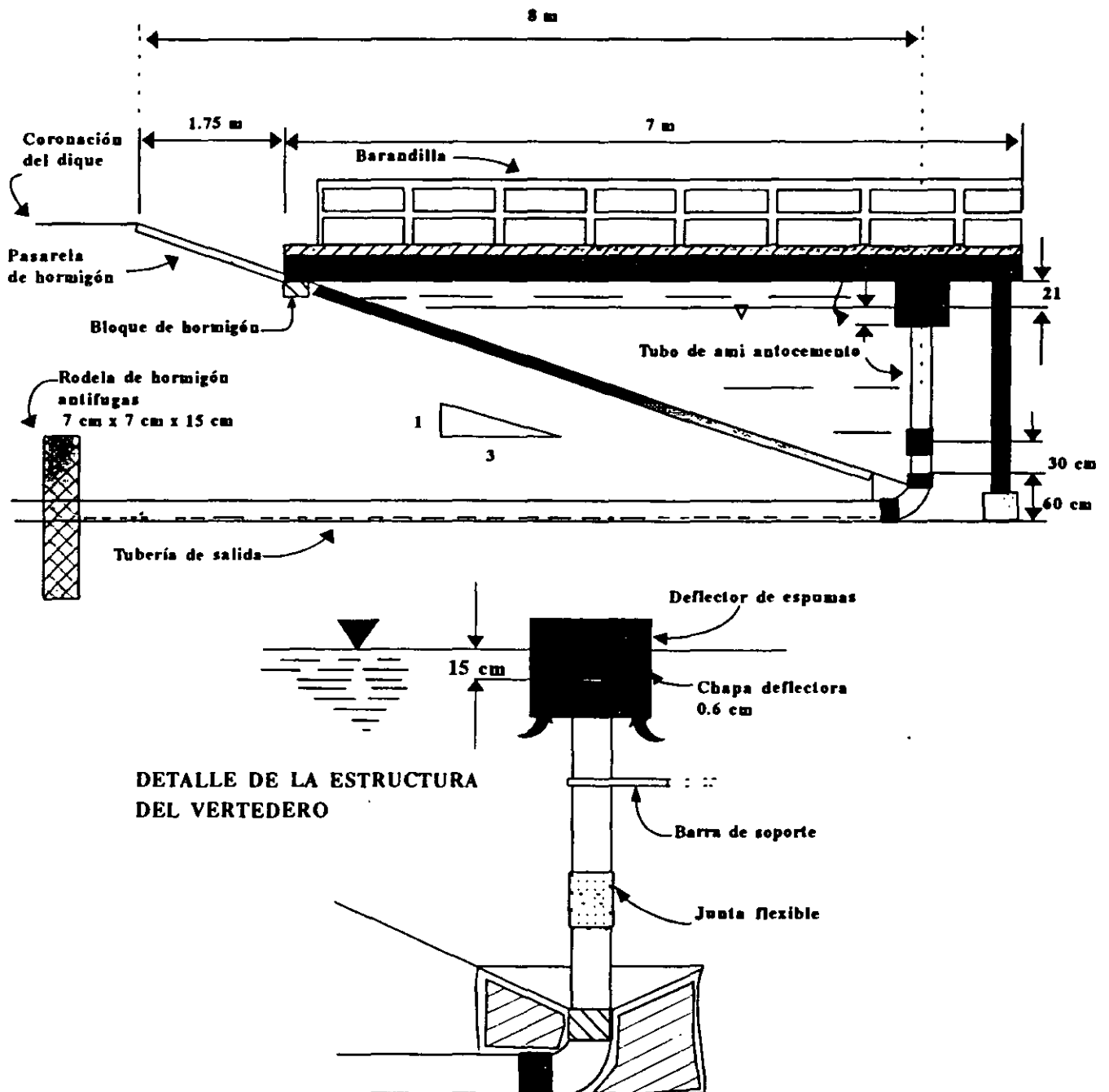


Fig. 2.4 Ejemplo de estructura de salida.

Fig. 2.5 Colector de salida de usos múltiples (Gloyna, 1973)



2.7 OBRA DE DERIVACION

Es necesario una derivación en la laguna anaerobia tal que la laguna facultativa pueda ser cargada primero y también durante las operaciones de eliminación de lodos. La figura 2.6 muestra un arreglo esquemático de derivación para dos series de lagunas de estabilización en paralelo.

Cuando el coeficiente de escurrimiento es alto (entre 0.7 y 0.9), y la intensidad de lluvia es grande (0.015 m de lámina), con áreas de afluencia grande y drenaje combinado es necesario construir una estructura de derivación pluvial.

El gasto pluvial será:

$$Q_p = 2.778 A_c i C_e \quad (147)$$

Donde: Q_p = gasto pluvial, l/s

A_c = área de captación pluvial, ha

i = intensidad de lluvia, mm/h

C_e = coeficiente de escurrimiento, adimensional

La altura del lecho alto superior del tubo de vertido (H) a la altura de la obra de descarga se calcula en función del flujo máximo (Q_{max}) de descarga, para evitar que el sistema lagunar se lave.

$$H = \left(\frac{Q_{max}}{C_d (0.7854 D^2)} \right)^2 \left(\frac{1}{2g} \right) \quad (148)$$

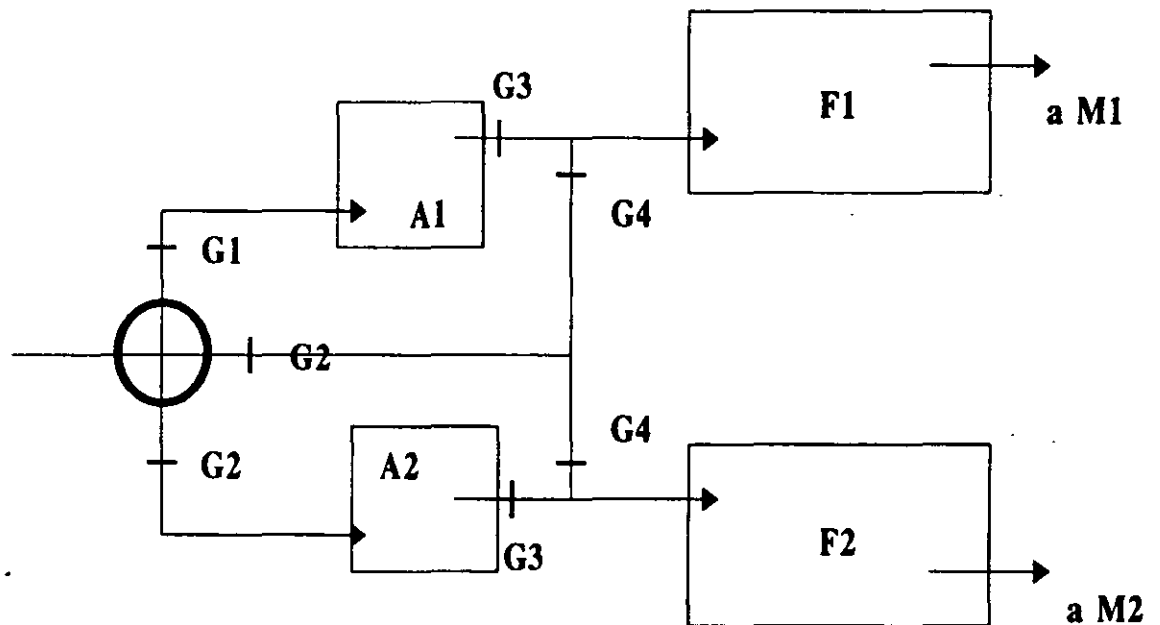
Donde: H = altura, m ;

C_d = coeficiente de descarga para pared gruesa ≈ 0.6 .

D = diámetro de entrada a la laguna que será mayor de 4";

g = 9.8 m/s².

Fig. 2.6 Sistema de ruta alterna para lagunas anaerobias.



Durante la operación normal, las puertas G1 y G3 están abiertas y G2 y G4 permanecen cerradas. Para alternar la ruta de una (o de ambas) se cierran las puertas de las lagunas anaerobias G1 y G3 y la puerta G2 y una (o ambas) de las puertas G4 se deben abrir.

La derivación pluvial tendrá la composición:

$$C = \frac{Q_{med} C_{dom} + (2.778 A_c i C_e) C_x}{(2.778 A_c i C_e) + Q_{med}} \quad (149)$$

Donde: C = concentración de DBO o coliformes fecales de la derivación, mg/l o NMP/100ml.

C_e = coeficiente de escurrimiento entre 0.8 a 0.9 para cemento, adimensional.

C_{dom} = concentración de DBO o coliformes fecales en las descargas domiciliarias, mg/l o NMP/100ml.

C_x = concentración de DBO o coliformes fecales en las aguas de escorrentía, mg/l o NMP/100ml.

2.8 RECIRCULACIÓN

Si el agua cruda que está llegando es séptica, puede ser necesario llevar a cabo un control de olores por recirculación del 50 % del efluente final. Ello deberá hacerse retornando y mezclando el efluente final con el agua cruda inmediatamente después del tratamiento preliminar, esto es: antes de que el agua residual entre en la primera laguna. El efluente final actúa oxigenando el agua residual séptica y ello puede ayudar a incrementar la remoción de DBO. El diseño de proceso de las lagunas tiene que ser alterado para tener en cuenta el gasto recirculado, con sus problemas inherentes de operación y mantenimiento del bombeo, por lo que la recirculación deberá considerarse como una medida de último recurso.

2.9 CORTINA ROMPEVIENTOS

En áreas desforestadas deberá proveerse de un cinturón de árboles para impedir que el arrastre de arenas por viento este siendo depositado en las lagunas. El cinturón de árboles puede ser también deseado por razones estéticas si el sitio de la laguna de estabilización esta cerca a habitaciones humanas. Ello deberá ser plantado como barrera del viento que se origina en la laguna de estabilización y comprende arriba de 5 hileras, como sigue (a partir del sitio donde se levanta el viento):

- (a) 1 - 2 hileras de arbustos tales como "*Latana*", "*Hibiscus*" y "*Nero*", ninguno de los cuales tienen por meta servir de alimentación.
- (b) 1 - 2 hileras de árboles de "*Casuarina*"
- (c) 1 hilera de una mezcla de árboles altos tales como "*Poinciana regia*" (árboles de flama), "*Tipuana tipu*", "*Khaya senegalensis*" y "*Albizia lebbech*".

Los botánicos locales deben tener información sobre las especies nativas más apropiadas; aquellas que sean adecuadas para zonas áridas y semiáridas. Tales cinturones de árboles serán de alrededor de 40 a 60 metros de ancho.

TERCERA PARTE: OPERACION, MANTENIMIENTO Y EVALUACION

1. OPERACION Y MANTENIMIENTO

En un gran número de casos las lagunas se han puesto a trabajar con ausencia de supervisión en la operación y en el mantenimiento, lo que ha ocasionado fallas en su funcionamiento, disminución en la eficiencia de tratamiento y en otras ocasiones el cierre de ellas. En la mayoría de las veces esto ha sido provocado por la falta de capacitación del personal que opera las lagunas y la ausencia de un programa de operación y mantenimiento.

Para que la operación de las lagunas sea eficiente, es de gran importancia considerar aspectos como la selección del sitio de construcción y de la definición del criterio de diseño (remoción de patógenos, de DBO o de nitrógeno amoniacal).

También es importante considerar sus diferentes fases como son: recepción de la obra, puesta en marcha, operación de rutina, labores de mantenimiento y evaluación de su comportamiento, incluyendo la determinación de las constantes de reacción que intervienen en los modelos aplicados a fin de proyectar y aumentar la eficiencia estos sistemas de tratamiento.

Dicho de un modo sencillo, lo anterior se resume a un buen diseño de las lagunas de estabilización; a mantenerse limpias y con un buen aspecto; a la remoción de plantas dentro y fuera de ellas; a la limpieza y buen funcionamiento de las estructuras hidráulicas de entrada, salida y de interconexión; al mantenimiento de los bordos; a la disposición de plantas, basuras y natas removidas; a la evaluación de su eficiencia de tratamiento; y al registro por escrito de todas estas actividades.

Los objetivos de la operación y el mantenimiento pretenden:

- Homogenizar los procedimientos de operación y mantenimiento.
- Establecer criterios para definir la cantidad y calidad de recursos humanos (técnicos y administrativos) requeridos.
- Describir los procesos del funcionamiento, así como la indicación de los principales parámetros de diseño, operación y mantenimiento.
- Señalar los problemas principales de operación y mantenimiento, sus efectos a corto plazo y su solución.

1.1 *ARRANQUE DEL PROCESO*

Una laguna no puede aceptar inmediatamente la carga completa para la que fue diseñada, por lo que necesita un período de ajuste equivalente a diferentes períodos de residencia hidráulicos; esto puede hacerse aumentando gradualmente el gasto, con la finalidad de tener tiempos de residencia altos, hasta llegar al gasto de diseño. El tiempo que toma el alcanzar el equilibrio o la estabilización dependerá del tipo de desecho, tipo de laguna y las condiciones meteorológicas locales. El período de arranque deberá hacerse durante la época más cálida, para lograr una estabilización rápida del agua residual.

1.1.1 Lagunas anaerobias

Estas lagunas operaran más eficientemente en el arranque, si se les añade lodo digerido de cualquier proceso anaerobio. Este lodo proveerá el cultivo de organismos necesario y una capacidad de amortiguamiento inicial. Durante la primera etapa de fermentación ácida, puede adicionarse cal para elevar el pH a 6.5-7.0 y así obtener un buen control de olores y permitir el desarrollo de las bacterias metanogénicas.

El establecimiento de condiciones estables de fermentación toma un tiempo considerable, dependiendo de la temperatura. Marais (1966) reporta un tiempo de estabilización de 4 meses para letrinas, en un área subtropical con temperatura promedio anual de 20°C.

La sobrecarga orgánica causada por aumento en la concentración o en el caudal, puede ocasionar que la velocidad a la que se producen los ácidos durante la etapa de fermentación sea mayor que la velocidad de consumo de estos ácidos. La acumulación de estos ácidos no degradados conduce a la inhibición de las bacterias metanogénicas con lo que se rompe la estabilidad del reactor (Monroy, 1992).

1.1.2 Lagunas facultativas

Una laguna facultativa no puede recibir inmediatamente la DBO o la carga hidráulica de diseño. En primer lugar, el crecimiento de las algas no puede establecerse tan rápidamente como la población bacteriana; en segundo lugar la laguna puede requerir tiempo para un autosellado u obturación de los intersticios de la capa del fondo, y en tercer lugar, la población servida para la cual fue planeada la laguna puede no estar conectada al sistema de alcantarillado. Normalmente las lagunas son llenadas gradualmente (1/10 del gasto final) permitiendo el desarrollo de poblaciones de bacterias y algas (esto toma de 10 a 20 días) y alcanzando el gasto final en un mes, pero lo ideal es llenarlas con agua clara y lodo digerido antes de introducir el agua residual.

Otro procedimiento es llenar la laguna facultativa y darle un período de adaptación. En este método la laguna es llenada tan rápidamente como sea posible con agua residual a una profundidad de 1 m y dejarla sin alterar durante un período de 20 días o hasta que la laguna tenga un color verdoso o azul verdoso. Este período de adaptación, se da en dos fases: la fase bacteriana seguida de la fase algal. Durante esta última fase se desarrollan algas como: *Chlorella*, *Scenedesmus*, *Chlamidomonas*, *Euglena*, *Oscillatoria* o combinaciones de ellas. Normalmente no se requiere inoculación. Cuando las lagunas desarrollan un color verde, se abren las entradas y las salidas para aceptar las cargas de diseño (Gloyne, 1971).

1.1.3 Lagunas de maduración

Deberán llenarse con agua clara antes de cargarlas. La primera laguna de la serie puede recibir el efluente de la laguna facultativa una vez que éste esté disponible. Las siguientes lagunas de maduración sólo aceptarán el efluente de la laguna precedente hasta que ésta haya recibido su carga completa.

Donde no haya agua clara disponible para llenar las lagunas de maduración antes de adicionar el desecho, se deberán llenar las lagunas rápidamente con agua residual cruda y abandonarla durante 20 días como ya se mencionó anteriormente; posteriormente sólo se adicionará agua residual para compensar las pérdidas por evaporación e infiltración. A medida que la carga superficial se incrementa sobre las lagunas facultativas, igual se hará con las de maduración a medida que el líquido desplazado pasa a través de la superficie inundada de las lagunas sucesivas. (Arthur, 1983)

1.2 PROBLEMAS MAS FRECUENTES DE OPERACION

Es indudable que en la operación de las lagunas continuamente aparecen un gran número de detalles que pueden afectar negativamente su funcionamiento, sin embargo los problemas que se presentan con más frecuencia son:

1. En el llenado de las lagunas.
2. Desarrollo de vegetación enraizada dentro de la laguna, y sobre los bordos.
3. Proliferación de plantas flotantes.
4. Producción de malos olores.
5. Variaciones en el color del agua.
6. Molestias causadas por mosquitos.
7. Proliferación de roedores.
8. Alta densidad de algas en el efluente.
9. Presencia de espumas o de desechos flotantes.
10. Lagunas con poca carga.
11. Lagunas sobrecargadas
12. Oxígeno disuelto bajo.
13. Generación de corto circuito.
14. Tendencia a disminuir el pH.
15. Disminución de la eficiencia de remoción de patógenos.
16. Derrame del agua sobre los bordos.
17. Deterioro de las estructuras hidráulicas.

Las causas de cada uno de estos problemas son tan diversas como los son los efectos que ocasionan en el corto plazo. Sin embargo, en la mayor parte de ellos las consecuencias principales se reflejan en:

- Disminución de la eficiencia de tratamiento.
- Incumplimiento de las normas de descarga.
- Generación de malos olores.
- Desarrollo de mosquitos y roedores.
- Destrucción parcial o total de los bordos.
- Deterioro de las estructuras hidráulicas.
- Algunas veces contaminación del agua subterránea por infiltración.
- Deterioro del aspecto general de la planta.
- Fuertes desembolsos monetarios para restauración.

De igual modo, cada uno de los problemas de operación al encontrar su origen en diferentes causas, las soluciones también son diversas. Por lo tanto, con el propósito de evitar se produzcan problemas de alcances mayores, es de gran importancia subrayar que el **mantenimiento continuo, que se practica con un propósito preventivo, resulta más fácil y económico que la rehabilitación.**

Las acciones rutinario - preventivas de la operación consisten en:

- Verificar que el tirante no disminuya.
- **Poda y disposición de la vegetación** circundante a la laguna, conforme vaya apareciendo, especialmente sobre los bordos.
- **Extracción de plantas acuáticas** flotantes, enraizadas o sumergidas, así como de natas, basuras y otros objetos flotantes.
- Realizar la **medición**, 3 veces al día de los caudales en entradas y salidas.
- Efectuar la **limpieza de las estructuras hidráulicas** tan frecuentemente como sea necesario para mantenerlas constantemente libres de taponamientos.
- **Registro por escrito** de los datos resultados de las mediciones, de las anomalías detectadas, de las reparaciones efectuadas y de todas las acciones de limpieza hechas durante el día.
- **Informar** en forma inmediata al técnico responsable de cualquier anomalía detectada.

Existen también acciones de mantenimiento correctivo, el que pudiera presentarse a pesar de un buen mantenimiento rutinario. Generalmente se presenta porque la laguna no fue adecuadamente diseñada, o bien porque la capacidad de tratamiento fue rebasada por un incremento de caudal en el influente conjuntamente con un aumento de carga orgánica. Las acciones sobresalientes son:

- En las lagunas con poca carga, causadas por un sobrediseño, pueden aparecer pulgas de agua (*Daphnia* sp. y *Moina* sp.) las que al morir generan malos olores. La corrección puede ser: con control biológico utilizando peces carnívoros que las consuman y/o con la construcción de un bordo que separe la laguna en dos partes, con el objeto de incrementar la carga orgánica por área de tratamiento.
- El problema de **concentración baja de oxígeno disuelto y generación de condiciones anaerobias**, puede deberse a la presencia de compuestos tóxicos que impiden el desarrollo de las algas generadoras de oxígeno. Se debe monitorear si no hay alguna industria descargando sus aguas residuales al mismo colector que conduce a la laguna. Si lo hay, evitarlo. Si el pH es menor de 8.0 hay posibilidad de que las algas mueran.

Para solucionar este problema, se sugiere, operar las lagunas en paralelo por un tiempo, y/o recircular parte del efluente.

- Los **espacios muertos**, se resuelven al ubicar correctamente las estructuras de entrada y salida, remover la maleza acuática y al remover irregularidades por acumulación de lodos.
- El problema de **sobrecarga** se presenta cuando llega al influente una cantidad mayor de materiales orgánicos, por un mal diseño o por que la laguna fue rebasada en su capacidad de tratamiento. Se puede resolver aumentando la eficiencia del sistema mediante mamparas al aumentar la longitud de flujo y disminuir la dispersión, o mediante biomanipulación con especies que permitan aumentar la constante de mortalidad. También por recirculación o por un pretratamiento en un sistema anaerobio.

Otros problemas de carácter especial son:

- Problemas en el **llenado de las lagunas**, generalmente porque al principio el suelo absorbe gran cantidad de agua, por infiltraciones o por obstrucción de los conductos de entrada. Se resuelve con agua adicional proveniente de algún río o lago, por impermeabilización eficiente, o por limpieza del influente.
- **Dificultades con los bordos**. El agua puede desbordarse por los taludes cuando éstos han sido deteriorados por la erosión del agua o del viento; por la generación de conductos por donde puede escaparse el agua (tubificación), los que pueden generar asentamientos; o por fuertes avenidas en períodos pico de lluvias. La solución consiste en rellenar las áreas afectadas por asentamientos, eliminar la vegetación terrestre, la que al morir sus raíces y descomponerse producen galerías que contribuyen a la tubificación, a la colocación de una capa de rocas en la parte interna de los taludes, y por la construcción de un canal para excedencias.

En la Tabla 3.1 se presentan los rangos normales de operación y el significado de los valores extremos de los parámetros seleccionados para el control de la operación o para la evaluación del funcionamiento (ver capítulo 2 de la tercera parte).

Por otro lado, con el fin de asegurar la participación activa de los operadores se recomienda se incorporen a las siguientes actividades:

- Participe desde la fase de la construcción a fin de que conozca completamente las estructuras y su funcionamiento.
- Sea capacitado en cursos a diferentes niveles de acuerdo a su experiencia en la operación y mantenimiento de las lagunas.
- Participe en los períodos de evaluación del sistema.
- Que después de haber adquirido experiencia participe en los programas de capacitación como instructor o como ponente.

Tabla 3.1 Rango normal de operación y significado de valores extremos de los parámetros seleccionados

PARAMETROS	RANGO NORMAL	SIGNIFICACION DE VALORES EXTREMOS
TEMPERATURA	20-25 °C	< 1°C Congelación > 35°C Fuera de rango
pH	8-9	< 6.5 Anaerobiosis > 9.5 Aumentar carga
OXÍGENO DISUELTO	6-35 mg/l	< 0 mg/l Anaerobiosis > 35 mg/l Sobresaturación
ACIDO SULFÚDRICO	0-6 mg/l	> 8 mg/l Problemas de toxicidad para algas
CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA	400 μ mhos/cm	> 1200 salinidad alta, reuso restringido
SÓLIDOS SUSPENDIDOS VOLÁTILES	40-120 mg/l	> 200 mg/l alta presencia de algas en el efluente de la laguna facultativa
NITRÓGENO AMONIACAL	0.05-30 mg/l	Valores mayores a 30, indican mortandad de algas.
NITRÓGENO TOTAL	0.05-40 mg/l	\leq 0.05 mg/l puede provocar escasa presencia de algas y zooplancton; \geq 40 mg/l puede provocar nitrificación del efluente
FÓSFORO TOTAL	3-15 mg/l	\leq 1 mg/l \geq 30 mg/l laguna que se sobrecarga rápidamente
DQO TOTAL	200-600 mg/l	Normalmente las lagunas facultativas y aerobias, aumentan el DQO total por la biomasa que se genera
DQO SOLUBLE	200-400 mg/l	Parámetro para medir eficiencia
CLOROFILA A, B	0-900 μ g/l	Valor nulo, significa anaerobiosis Valores grandes, aerobiosis
DBO ₅ TOTAL	60-300 mg/l	Existe aumento de DBO ₅ total en el efluente en algunos casos
DBO ₅ SOLUBLE	40-200 mg/l	Existe buena remoción de DBO ₅ soluble
COLIFORMES FECALES (NMP)	100-1000/100 ml	Valores > 1000 significan el no cumplimiento de la norma para reuso agrícola
HUEVOS DE HELMINTOS	< 1/litro	> 1/l sedimentación pobre, alta densidad

1.3 DRAGADO Y DISPOSICION DE LODOS

Las lagunas anaerobias requieren dragarse cuando un tercio de su volumen está ocupado por lodos. Esto ocurre cada n años:

$$n = \frac{V}{3 P s} \quad (1)$$

Donde: V = volumen de la laguna anaerobia, m^3

P = población servida, hab

s = tasa de acumulación de lodos, m^3 /habitante año

El valor usual de diseño de s es de $0.04 m^3$ /habitante año. De esta manera, para temperaturas arriba de $20^\circ C$ ($\lambda_v = 300 g/m^3 d$) y una aportación de DBO de $40 g/persona d$, el dragado deberá requerirse anualmente ($n = 1.11$ años). El requerimiento preciso para el dragado puede ser determinado por el método de la "toalla blanca" (ver sección 5.2).

La remoción de lodos puede llevarse a cabo utilizando una bomba de lodos montada en una balsa. Estas son disponibles comercialmente o pueden ser ensambladas en la localidad. El lodo es descargado dentro de una laguna de lodos adyacente o en contenedores que los transporten a un relleno sanitario, a terrenos agrícolas o en otros lugar adecuado para su disposición. Aunque los lodos de una laguna tienen una mejor calidad microbiológica que el lodo tratado por métodos convencionales, su disposición debe llevarse a cabo en concordancia con las normas oficiales mexicanas que se estipulen para ello.

1.4 *SEGURIDAD*

Las lagunas (poniendo énfasis en las instalaciones remotas), deberán ser cercadas por vallas de púas o ciclónica y las válvulas resguardarse con candados. Avisos de cuidado, en lenguajes apropiados adheridos a las vallas, advirtiendo que las lagunas son un sistema de tratamiento y por lo tanto son peligrosas para la salud, son esenciales para desanimar a los visitantes a las lagunas, las cuales si están adecuadamente atendidas deberá verse como un lugar placentero, invitando a estar en este cuerpo de agua. Los niños son especialmente un riesgo, porque ellos pueden ser tentados a nadar en las lagunas. Observadores de aves y cazadores son también atraídos a las lagunas por que muchas veces existe una variedad de vida silvestre, y ellos pueden no ser advertidos que las lagunas son sistemas de tratamiento de aguas.

1.5 EQUIPO DEL OPERADOR

Debe de incluirse el siguiente equipo para el cuerpo de operadores de la laguna.

- a) Botiquín de primeros auxilios (que debe incluir suero antiviperino).
- b) Boyas salvavidas estratégicamente colocadas.
- c) Lavamanos e inodoro.
- d) Espacio de almacenamiento para proteger la ropa, equipo para cortar pasto y remoción de natas, tamices y otras herramientas, bote de muestreo (si lo proveen) y chalecos salvavidas.

Con la excepción de las boyas salvavidas, todo esto puede ser acomodado en un edificio sencillo, en el que también deberá haber un refrigerador para almacenar muestras. Equipo de laboratorio, oficinas y un teléfono pueden ser también provistas en una gran instalación. Deberá preverse un espacio adecuado para estacionamiento de carros.

Una laguna de estabilización muy grande deberá también prever dar alojamiento para los operadores empleados.

2. EVALUACION DEL FUNCIONAMIENTO

En un sistema lagunar debe llevarse una rutina de monitoreo y realizar un programa de evaluación para poder verificar la calidad real del efluente esperado.

Los sistemas pueden fallar en un momento dado o la calidad de los efluentes deteriorarse, los resultados del monitoreo permanente ayudan a definir la causa del problema y pueden indicar qué acción inmediata puede requerirse.

Para llevar a cabo la evaluación de sistemas lagunares con el fin de mejorar su funcionamiento, se debe de realizar un diagnóstico que incluya la descripción física del sistema lagunar (ver Tabla 3.2), el registro histórico de datos de campo, frecuencia de muestreo, resultados de parámetros analizados, análisis y evaluación de resultados.

En los sistemas lagunares se deben realizar dos tipos de evaluaciones: la evaluación continua cuyos muestreos deben realizarse una vez por semana y la evaluación estacional que se realiza en la época más cálida y en la más fría y seca, en este caso el muestreo deberá realizarse semanalmente durante un período de 5 semanas a la mitad de cada estación seleccionada para ello. De esta manera se tomará en cuenta la mayor parte de la variación semanal en la calidad del influente y del efluente, las muestras se tomarán cada 2 ó 4 horas cada día empezando por ejemplo el lunes de la primera semana, martes en la segunda y así sucesivamente.

La evaluación estacional del desempeño del funcionamiento de la laguna es de gran utilidad porque provee información acerca del sistema si es que es subcargado o sobrecargado y como consecuencia de esto último definir si nuevas lagunas son necesarias.

También la información generada de estas evaluaciones son un índice para mejorar el diseño de futuras instalaciones lagunares en la región, tomando en cuenta condiciones locales.

Este tipo de evaluación es necesaria, aunque consume tiempo y requiere de personal experimentado para interpretar los datos obtenidos. Pero este es el único medio para poder optimizar los sistemas lagunares.

Tabla 3.2 Formato para la descripción física del sistema lagunar a evaluar

Nombre del sistema: _____	
Población: _____ Municipio: _____ Estado: _____	
Estación meteorológica: _____ Período de observación: _____	
Longitud: _____ Latitud: _____ Altitud: _____ Temperatura: _____ Precipitación: _____	
Población servida: _____ Industria servida: _____	
Población equivalente (g DBO/día)/(54 g DBO/hab día): _____	
Fecha de: a) construcción _____ b) terminación _____	
Gasto de actual _____ Gasto de diseño _____ Gasto futuro _____	
Número de lagunas: _____ Número en serie: _____	Simbología ⊗ = medidor de flujo R = recirculación I = influente E = efluente → = dirección del flujo A = anaerobia F = facultativa M = maduración Mf = macrofitas flotantes o cruzadas At = alta tasa L = longitud (m) W = ancho (m) Z = profundidad (m) B = bordo libre (m) S = pendiente (%) 1 = dirección del viento dominante
CROQUIS DEL ARREGLO LAGUNAR	
NOTA: Poner dimensiones de los lados	
EQUIPO PARA RECIRCULACION diámetro del tubo: _____ Potencia: _____ Gasto de recirculación: Factor de recirculación (Qr/Qs): _____	

Tabla 3.2 Formato para la descripción física del sistema lagunar a evaluar (continuación)

EQUIPO DE TRATAMIENTO PRIMARIO: Rejilla: _____ Desarenador: _____ Sedimentador: _____ Otro: _____ Medidor de flujo: _____
EQUIPO DE POSTRATAMIENTO: Remoción de algas: _____ Cloración: _____ Filtración: _____ Otro: _____
DESCRIPCION DE LAS LAGUNAS INDIVIDUALES: Laguna núm. _____ (Utilice la notación del esquema). Largo (L): _____ Ancho (W): _____ Profundidad (Z): _____ Mamparaje: si no Largo de las mamparas: _____ Espaciamiento entre mamparas: _____ Relación W_m/W_{Lag} (ancho de mamparas/ancho de laguna): _____ Relación L_{Lag}/L_m (largo de la laguna/espaciamiento entre mamparas): _____ Impermeabilización: a) Geomembrana _____ b) Arcilla _____ c) Otra _____ Dispositivos de entrada y salida: _____ a) entrada: tubería simple: _____ tubería múltiple: _____ Profundidad de inmersión: b) salida: _____ Hay datos de calidad del agua de la laguna: si no Período de monitoreo: _____ Tipo de muestreo: a) superficial b) inmersión a _____ Tipo de muestra: a) simple b) compuesta c) columna Frecuencia de muestreo: _____ Hora de muestreo: _____ Parámetros analizados: _____
REUSO DEL EFLUENTE FINAL Agrícola: _____ Superficie irrigada: _____ Cultivos: _____ Producción (ton/Ha) _____ Caudal anual: _____ Piscícola: _____ Especies: _____ Producción: _____ Caudal anual _____ Descarga a cuerpo receptor: _____ Recarga de acuíferos: _____ Tipo de acuífero: a) libre b) confinado c) semiconfinado Uso del acuífero: _____ Calidad promedio del efluente final: DBO_5 (total) _____ mg/l DBO_5 (soluble) _____ mg/l DQO (total) _____ mg/l DQO (soluble) _____ mg/l SST _____ mg/l Col. fecales: _____ NMP/100 ml.

2.1 MONITOREO DE LA CALIDAD DEL EFLUENTE

Los programas de monitoreo de la calidad del efluente deben ser sencillos, pero proporcionando datos confiables. Se recomiendan dos niveles del monitoreo del efluente:

a) Nivel 1: Se toman muestras semanales representativas del efluente final; los parámetros de análisis deben ser los requeridos para cumplir con las normas de descarga a cuerpos receptores o para reuso.

b) Nivel 2: Se recomienda un estudio más detallado para evaluar el funcionamiento de laguna cuando el nivel 1 del monitoreo muestra que el efluente no cumple con las condiciones de descarga o reuso. Esto permite determinar si los problemas son por sobrecarga, por problemas de operación y mantenimiento o un diseño físico inapropiado. Los parámetros a analizar en este nivel de monitoreo se muestran en la Tabla 3.3

Dado que la calidad de un efluente lagunar muestra una variación diurna significativa (aunque es menos pronunciada en las lagunas de maduración que en las facultativas), son preferibles muestras compuestas de 24 horas para la mayoría de los parámetros, aunque las muestras instantáneas son necesarias para algunos parámetros (pH, temperatura y coliformes fecales). Las muestras compuestas deben colectarse en una de las siguientes formas:

a) en un muestreador automático, el cual toma muestras instantáneas cada una o dos horas, con la consecuente medición del caudal si esto no es realizado automáticamente por el muestreador.

b) tomar muestras instantáneas cada una o tres horas (dependiendo de la disponibilidad de mano de obra), con las consecuentes mediciones manuales del flujo.

c) tomar una muestra en columna cerca de la salida de la laguna final; esto puede realizarse en cualquier momento del día y da una buena aproximación de la calidad media del efluente (Pearson *et al*, 1987b)

Tabla 3.3 Parámetros a determinar en un "nivel 2" de un programa de monitoreo de la calidad del efluente.

Parámetro	Tipo de muestra ¹	Observaciones
GASTO	--	Medir tanto el gasto del agua residual cruda como el del efluente final
DBO	C	Muestras no filtradas ²
DQO	C	Muestras no filtradas ²
SÓLIDOS SUSPENDIDOS	C	
N-NH ₃	C	
COLIFORMES FECALES	S	Tomar la muestra entre las 08:00 y 10:00 h
PH	S	Tomar dos muestras, una entre las 08:00 y 10:00 h y la otra entre las 14:00 y 16:00 h
TEMPERATURA	S	
NITRÓGENO TOTAL	C	Sólo cuando el efluente es utilizado (o va a ser utilizado) para riego de cultivos. Ca, Mg y Na se requieren para calcular la relación de adsorción de Na ⁴
FÓSFORO TOTAL	C	
CLORUROS	C	
CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA	C	
CA, MG, NA	C	
BORO	C	
HUEVOS DE HELMINTOS ³	C	

¹ C = muestras compuestas de 24 horas en proporción al flujo; S = muestras simples

² Pueden ser también muestras filtradas si los requerimientos de descarga así lo exigen.

³ *Ascaris lumbricoides*, *Trichuris trichiura*, *Ancylostoma duodenale* y *Necator americanus*.

$$RAS = \frac{0.44 Na}{\sqrt{\frac{0.050 Ca + 0.082 Mg}{2}}}$$

4

2.2 EVALUACIÓN DEL FUNCIONAMIENTO DE LA LAGUNA

Una evaluación completa del funcionamiento de un sistema lagunar es un proceso que requiere mucho tiempo y personal experimentado para interpretar los datos obtenidos. Es de alguna manera lo más cercano a una investigación, pero es el único medio por el cual las lagunas pueden optimizarse para las condiciones locales.

Las recomendaciones dadas en seguida, constituyen un nivel 3 en el programa de monitoreo y están basadas en la evaluación mínima del funcionamiento de una laguna dadas por Pearson *et al* (1987a) y Collí y Escalante (1992).

No es la intención de que todos los sistemas lagunares sean estudiados de esta manera, sólo con que sean uno o dos sistemas representativos de las principales regiones climáticas del país. Este tipo de estudio es también necesario cuando se requiere conocer cuanta carga adicional puede recibir un sistema antes de que sea necesario ampliarlo.

Las muestras deben ser tomadas y analizadas al menos cinco días durante un período de cinco semanas tanto en la estación más cálida del año como en la más fría.

Se requieren muestras del agua residual cruda y del efluente de cada laguna conectada en serie. Y para conocer la variación semanal en la calidad del influente y del efluente, las muestras deben recolectarse el lunes de la primera semana, el martes en la segunda semana y así sucesivamente. Factores locales tales como un flujo alto de visitantes los fines de semana pueden influenciar la selección de los días en los cuales las muestras deben recolectarse. La Tabla 3.4 presenta las recomendaciones para muestreo, almacenamiento y preservación de las muestras para los parámetros que son necesarios analizar. Las técnicas analíticas para efectuar los análisis deberán basarse en el Standard Methods (APHA, 1992) o de acuerdo a los procedimientos descritos en la metodología para evaluar sistemas lagunares (Collí y Escalante, 1992).

En la Tabla 3.2 se presenta un formato para la recolección de datos climatológicos, de diseño, físicos (dimensiones y dispositivos del sistema) así como de calidad del agua obtenidos de la memoria de cálculo del sistema y de los registros históricos de calidad del agua.

Las muestras compuestas, son necesarias para la mayoría de los parámetros; las muestras instantáneas se requieren para coliformes fecales y pH; y las muestras de la columna de agua de la laguna deben tomarse para análisis algológicos (clorofila *a* y determinación del género de alga), utilizando un muestreador de columna como el muestreador Kemmerer o el propuesto por Pearson *et al* (1987a). Las muestras de columna deben tomarse en un bote, o balsa inflable o en una plataforma de muestreo.

En cada muestra diaria, la media de la temperatura a la profundidad media de la laguna, la cual se aproxima a la media diaria de la temperatura de la laguna, deberá determinarse con

un termómetro de máximas y mínimas suspendido a la profundidad media de la laguna a la 08:00-9:00 horas y leído 24 horas más tarde.

En uno de los días de cada período de muestreo, debe determinarse la profundidad de los lodos en las lagunas anaerobias y facultativas, la prueba de la "toalla blanca" de Malan (1964). La toalla blanca a lo largo de un tercio de un palo largo, el cual se baja verticalmente dentro de la laguna hasta que alcance el fondo de la laguna; después se retira lentamente. La profundidad de la capa de lodos es claramente visible dado que algunas partículas de lodo serán atrapadas en el material afelpado. La profundidad del lodo debe medirse en al menos cinco puntos de la laguna, lejos de la base del terraplén y calcularse la profundidad media.

Es útil medir también al menos tres ocasiones durante cada campaña de muestreo la variación diurna en la distribución vertical del pH, oxígeno disuelto y temperatura. Los perfiles deben obtenerse a las 08:00, 12:00 y 16:00 horas. Si no se cuenta con electrodos sumergibles, las muestras deben tomarse manualmente cada 20 cm.

Tabla 3.4 Parámetros a ser analizados para la evaluación del funcionamiento de lagunas de estabilización, recomendaciones para su muestreo, tiempo máximo de almacenamiento, preservación y volumen de muestra.

PARAMETRO	SITIO DE MUESTREO	TIPO DE MUESTRA	TIEMPO MAXIMO DE ALMACENAMIENTO	RECIPIENTE	FORMA DE PRESERVAR	VOLUMEN REQUERIDO
Gasto	IN. EF			ANALIZAR	
pH	IN. EF	S		V y P		
Temp. agua	IN. EF		V y P		
Temp. amb.	IN. EF		V y P	EN	
Cond. elec.	EF	C		V y P		
O ₂ disuelto	IN. EF	S	0.5h-1h	V y *		300
Profundidad de lodos	A y F	CAMPO	
DBO ₅ total y soluble	IN. EF	C	6h-48h	V y P	REFRIGERAR A 4°C EN LA OSCURIDAD	1000
DQO total y soluble	IN. EF	C	7d-28d	V y P	AGREGAR H ₂ SO ₄ HASTA UN pH < 2 REFRIGERAR A 4°C	100
SST	IN. EF	C	7d-14d	V y P	IGUAL QUE DQO	1000
NTK y N-NH ₃	IN. EF	C	24h	V y P	REFRIGERAR A 4°C	200
P-total	IN. EF	C	6h-3d	V y P	ACETATO DE ZINC 2N, 2ml	500
S ²⁻ y SO ₄ ²⁻	EF, EA, IF	C y COL	24h	V y P	REFRIGERAR A 4°C	100
Coliformes fecales	IN. EF	S	6h	V y P**	REFRIGERAR A 4°C	100
Nemátodos intestinales	IF, EM	C	24h	V**	REFRIGERAR A 4°C	500
Clorofila a	IN. EF	C	30 d	P	OSCURIDAD	100
Cl ⁻	IN. EF	C	—	V, P	—	200
Ca, Mg y Na	EF	C	—	P	—	

Notación: IN, agua residual cruda de entrada; EF, efluente final del sistema lagunar; A, laguna anaerobia; F, laguna facultativa; M, laguna de maduración; IF, influente facultativa; EA, efluente anaerobia; EF, efluente facultativa; V, vidrio; P, plástico; (polietileno); *, botella de DBO; **, estéril y de una capacidad de 120 ml; S, simple; C, compuesta; COL, columna.

2.3 ANALISIS DE DATOS

Esta información y la que se obtenga con la evaluación que se realice siguiendo las indicaciones de esta parte del manual, es utilizada para calcular los promedios de los parámetros en cada temporada de muestreo, calculando los siguientes valores:

- a) Tiempo de residencia hidráulico (V/Q).
- b) Cargas volumétricas de DBO₅ y DQO en las lagunas anaerobias, medidas en g ó kg m⁻³ d⁻¹
- c) Cargas superficiales de DBO₅ y DQO en las lagunas facultativas, medidas en kg ha⁻¹ d⁻¹.
- d) Porcentajes de remoción de DBO₅, DQO, SS, N-NH₃, fósforo total, huevos de helmintos y coliformes fecales.
- e) Cálculo de las constantes de decaimiento bacteriano
- f) Medición de la dispersión para conocer la hidrodinámica de la laguna (cortocircuitos, volumen de zonas muertas, tipo de flujo).

En la Tabla 3.5 se presenta un formato para registro de las eficiencias.

Con la información que se obtenga de varias regiones del país será posible establecer criterios de diseño regionales para optimizar y rehabilitar sistemas lagunares.

Tabla 3.5 Formato de resultados de los parámetros medidos y analizados y su eficiencia de remoción lagunar, cuando corresponda.

PARAMETRO	INFLUENTE	EFLUENTE	EFICIENCIA DE REMOCION (η) EN %
GASTO		
TEMPERATURA		
PH		
OXÍGENO DISUELTO		
CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA			
SÓLIDOS SUSPENDIDOS VOLÁTILES			
NITRÓGENO AMONICAL			
NITRÓGENO TOTAL KJELDHAL			
FÓSFORO TOTAL			
DQO TOTAL			
DQO SOLUBLE			
DBO5 TOTAL			
DBO5 SOLUBLE			
COLIFORMES FECALES			
HUEVOS DE HELMINTOS			
ALGAS			
CLOROFILA A, B			

CUARTA PARTE: REHABILITACION Y OPTIMIZACION

1. REHABILITACION Y OPTIMIZACION

1.1 REHABILITACION

Algunos sistemas lagunares, como se anotó antes, no funcionan bien. Esto puede ser simplemente debido a una sobrecarga (en cuyo caso el sistema lagunar necesita una ampliación (ver sección 4.2), pero puede con frecuencia ser resultado de:

- a) un diseño inapropiado del proceso y/o del diseño físico
- b) un pobre diseño y/o operación de las estructuras de entrada, y/o
- c) un inadecuado mantenimiento de las lagunas

Los efectos pueden ser serios: liberación de olor tanto de las lagunas anaerobias como de las facultativas; criadero de moscas en lagunas anaerobias; macrófitas flotantes o vegetación emergente que sirven como reservorio para la cría de moscos, en casos extremos las lagunas pueden azolverse y desaparecer completamente.

La rehabilitación se asegura mediante una combinación de las siguientes medidas:

- a) una revisión completa o rediseño de las estructuras de entrada, reemplazando algunas unidades que no pueden ser satisfactoriamente reparadas;
- b) la reparación o el reemplazamiento de algunos de los dispositivos de medición del caudal;
- c) asegurarse que los dispositivos repartidores de flujo derivan actualmente el caudal en las proporciones requeridas;
- d) dragado de las lagunas anaerobias o de las facultativas primarias, y alguna laguna subsecuente si es necesario;
- e) desbloqueo, reparación o reemplazamiento de las estructuras de entrada y salida;
- f) reposicionar algunas de las estructuras de entrada y/o salida inapropiadamente localizadas, de tal manera que ellas se encuentren diagonalmente opuestas a las esquinas de cada laguna;
- g) reparación, reemplazamiento o aprovisionamiento de estructuras para

controlar la espuma de efluente;

h) prevención de la formación de corrientes superficiales de flujo, cuando la laguna está estratificada, mediante la descarga del influente a media profundidad o instalando una mampara de entrada para asegurar el mismo efecto;

i) remoción de las natas y la vegetación flotante o emergente de las lagunas facultativas y de maduración;

j) verificación de la estabilidad de los taludes, y reparación, reemplazamiento o instalación de bordos de protección;

k) verificación de la infiltración excesiva (> 10 por ciento del caudal de entrada) e impermeabilización de la laguna si es necesario;

l) corte del pasto de los terraplenes; y

m) reparación o reemplazamiento de rejas o puertas externas; puede ser necesario electrificar las cercas para mantener alejados a los animales salvajes y domésticos.

Como la rehabilitación puede resultar cara, una buena rutina de mantenimiento es mucho más rentable.

1.2 OPTIMIZACION Y AMPLIACION DEL SISTEMA LAGUNAR EXISTENTE

Antes de optimizar o ampliar un sistema lagunar debe evaluarse su funcionamiento como se describe en el capítulo 3, esto permitirá tomar una decisión correcta acerca del cómo optimizar y/o ampliar el sistema.

Las estrategias que se pueden utilizar para optimizar y ampliar los sistemas lagunares, además de algunas de las medidas de rehabilitación mencionadas en la sección 6.1, incluyen las siguientes:

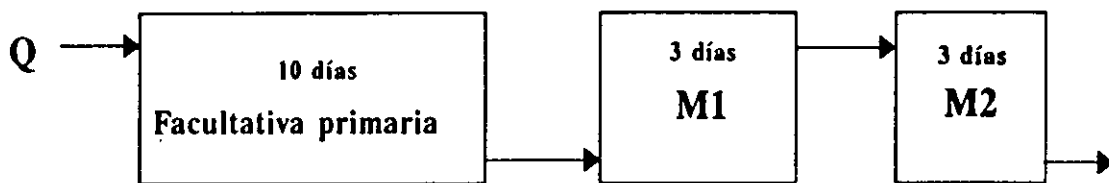
- a) proveer de lagunas anaerobias:
- b) proveer de lagunas de maduración adicionales:
- c) proveer de una o más series adicionales de lagunas;
- d) modificación de los tamaños y configuración, por ejemplo, remoción de un terraplén entre dos lagunas para crear uno más grande.

Solamente cuando todas estas posibilidades han sido consideradas deberá pensarse en la instalación de aereadores superficiales, con lo cual se creará una laguna facultativa parcialmente aerada. Para evitar que el agua rica en sulfuros del fondo de la laguna sea llevada a la superficie y aerada con la consecuente liberación de olores, es necesario limpiar la laguna antes de proceder a aerarla.

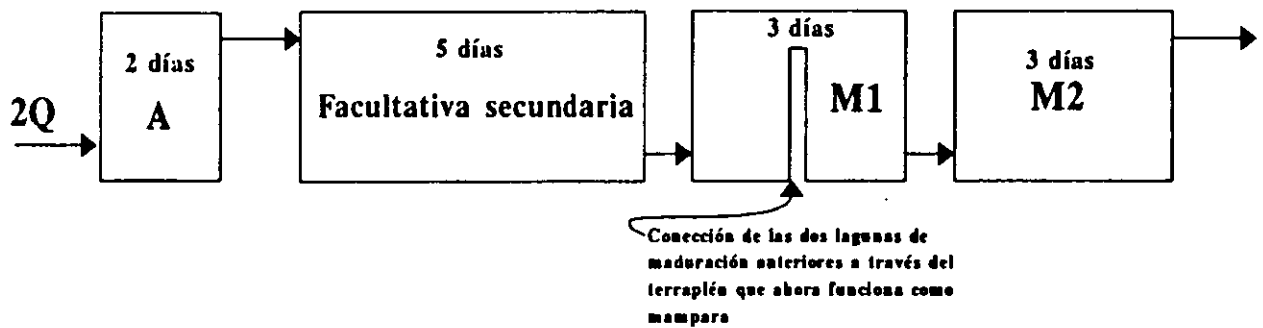
La Figura 4.1 muestra cómo las estrategias mencionadas en los incisos a), b) y d) pueden ser mejoradas para optimizar una serie sencilla de lagunas de estabilización que reciban dos veces su gasto de diseño original, en un tiempo de residencia global más bajo y con una producción de efluente de más alta calidad.

Fig. 4.1 Optimización de una serie de lagunas para tratar el doble de gasto

DISEÑO ORIGINAL



SISTEMA OPTIMIZADO



1.3 TECNICAS PARA REMOCION DE ALGAS

Las algas en el efluente de una laguna de estabilización contribuyen tanto a su contenido de sólidos suspendidos como a su DBO. Si las normas oficiales mexicanas no toman en cuenta la diferencia inherente entre los SS y la DBO algal de los SS y la DBO del efluente "ordinario" (ver capítulo 2.2), puede ser necesario incorporar una técnica de remoción de algas para pulir efluentes lagunares, tales técnicas pueden ser de alta o baja tecnología. La primera incluye coagulación y floculación (con alumbre -sulfato de aluminio-, 40-60 mg/l a un pH de 6 a 7 o con cal, 100-200 mg/l a un pH de 10 a 11) seguida de sedimentación; coagulación y flotación con aire disuelto y filtración intermitente en arena. Más detalles son proporcionados por Ellis (1983).

Los sistemas de "baja tecnología" comprenden micromallas, filtros de roca y terrenos con pasto, los cuales se describen brevemente a continuación junto con las lagunas de macrófitas flotantes (los cuales se discuten en la sección 1.4.2 de esta cuarta parte) y el cultivo de peces.

1.3.1 Micromallas

Los microtamices convencionales (por ejemplo, aquellos utilizados para filtrar humus) no han sido exitosos con los efluentes lagunares, dado que las algas son demasiado pequeñas.

Sin embargo hay un reporte (Harrelson y Cravens, 1982) de micromallas hechas de tela de poliéster de 1 μm utilizado exitosamente en Cambden, Carolina del Norte, para tratar 7200 m^3/d de un efluente de una laguna facultativa. A cargas hidráulicas de 0.7-1.4 litros de efluente por metro cuadrado de tela por segundo (60-120 $\text{m}^3/\text{m}^2 \text{ d}$), la DBO y los SS del efluente filtrado fueron ambos menores a 30 mg/l.

1.3.2 Filtros de roca y arena

Los filtros de roca consisten de un lecho de roca porosa sumergida, dentro del cual las algas sedimentan mientras el efluente fluye a través del medio. La descomposición de las algas libera nutrientes los cuales son utilizados por las bacterias que crecen sobre la superficie de las rocas. Además de la remoción algal, puede haber una remoción significativa del amoníaco por las bacterias nitrificantes que crecen sobre la superficie del medio filtrante.

Las ventajas de este proceso son: el reducido costo inicial y la simplicidad de operación. Mientras que las desventajas derivan del hecho que es un proceso acumulativo y la calidad del efluente tiende a degradarse con el tiempo (Yáñez, 1992).

El funcionamiento depende de la carga, la temperatura y el tamaño y la forma de la roca. La

carga permisible se incrementa con la temperatura, pero en general puede ser utilizado una tasa de aplicación de 1.0 m^3 de efluente lagunar por m^3 de lecho de roca por día. El tamaño de la roca es importante, debido a que el área superficial para la película microbiana se incrementa a medida que disminuye el tamaño de la roca, pero si las rocas son demasiado pequeñas, pueden ocurrir problemas de taponamiento. El tamaño de la roca es normalmente de 100 mm, con una profundidad del lecho de 1.5-2.0 m. El efluente debe introducirse por debajo de la capa superficial debido a que algunas veces se pueden tener problemas de malos olores ocasionados por las películas cianobacterias que se forman sobre la superficie húmeda de las rocas expuestas al sol.

Los costos de construcción son bajos y se requiere poco mantenimiento, aunque es necesario una limpieza periódica para remover el humus acumulado. Esto puede ser llevado a cabo durante los meses más fríos cuando las concentraciones de algas son más bajas. En los Estados Unidos se han reportado remociones de DBO y SS del 50 y el 70% para los efluentes de lagunas de maduración (Middlebrooks, 1988).

Los filtros de arena fueron utilizados hace años para el tratamiento de efluentes primarios o secundarios. Actualmente se le utiliza para el tratamiento de efluentes de lagunas de estabilización. Con respecto a los parámetros de diseño, se ha encontrado que el tamaño efectivo de la arena es el factor más importante para la calidad del efluente (Yáñez, 1992).

Los criterios de diseño para filtros de una sola etapa son: carga hidráulica entre 0.2 y 0.4 m^3/d ; arena como lecho filtrante, con un tamaño efectivo de 0.20 a 0.30 mm; coeficiente de uniformidad menor de 7; y profundidad del lecho filtrante de 0.90 m (Yáñez, 1992).

1.4 OTROS TIPOS DE LAGUNAS

1.4.1 Reservorios de almacenamiento de efluentes

Los reservorios de almacenamiento de efluentes (RAE) son especialmente útiles en zonas áridas y semiáridas. Estos reservorios fueron desarrollados en Israel (ver Juanico y Shelef, 1991) para almacenar el efluente de un sistema lagunar durante el período (8 meses en Israel) en que no es requerido para el riego. Es por tanto, un método para conservar el efluente, de tal manera que durante la temporada de riego se puede regar una mayor superficie de terreno. La práctica actual Israelí, es tratar el agua residual en una laguna anaerobia y descargar su efluente en RAE de 5 a 10 m de profundidad con un tiempo de residencia hidráulico de 8 meses. Esto es perfectamente satisfactorio, dado que el efluente del RAE es únicamente utilizado para el riego del algodón (ver Sección 1.4, irrigación restringida), con lo que este uso cumple con las directrices de la OMS para irrigación restringida dado que los huevos de helmintos sedimentan en la laguna anaerobia y el RAE.

Si el efluente del RAE va a ser utilizado para irrigación no restringida (por ejemplo, los cultivos que se consumen crudos), deberá contener ≤ 1000 coliformes fecales por 100 ml (Tabla 1.2) el cual no puede ser alcanzado con el RAE antes mencionado. En lugar de eso, se requieren varios RAE secuenciales en paralelo, alimentados en forma "batch" (Mara y Pearson, 1992) (ver Figura 4.2). Estos son operados en un ciclo de llenado, descanso y uso, con lo que se tiene < 1000 coliformes fecales por 100 ml durante los períodos de llenado y descanso. La Tabla 4.1 ilustra esta secuencia con tres RAE en paralelo para un período de irrigación de 6 meses. Estrategias similares puede desarrollarse fácilmente para temporadas de irrigación de diferente duración.

1.4.2 Lagunas con macrófitas flotantes

Las lagunas con macrófitas flotantes contienen plantas que flotan sobre el agua con sus hojas aéreas dispuestas en roseta cerca de la superficie del agua y su sistema radicular fibroso colgando dentro de la columna de agua para absorber nutrientes. Se utilizan varios géneros entre los cuales tenemos: *Salvinia*, *Pistia*, *Lemna* y *Eichornia*. Una mayor sombra evita el crecimiento de algas, pero las grandes especies y sus correspondientes más grandes sistemas radiculares son considerablemente más eficientes en la absorción de nutrientes. *Eichornia crassipes* (lirio acuático) ha sido la más estudiada, pudiendo verse que las lagunas con lirio acuático que reciben el efluente de una laguna facultativa puede recibir cargas hasta de 40 kg de DBO/ha d; con cargas más altas, se desarrollan en la noche malos olores.

La generación de mosquitos también es un problema en las lagunas con macrófitas flotantes, pero puede ser controlado introduciendo peces que coman sus larvas como *Gambusia* y *Poecelia*.

Fig. 4.2 Posible estrategia de operación para tres reservorios de almacenamiento de efluentes (RAE) en paralelo, para una estación de riego de seis meses.

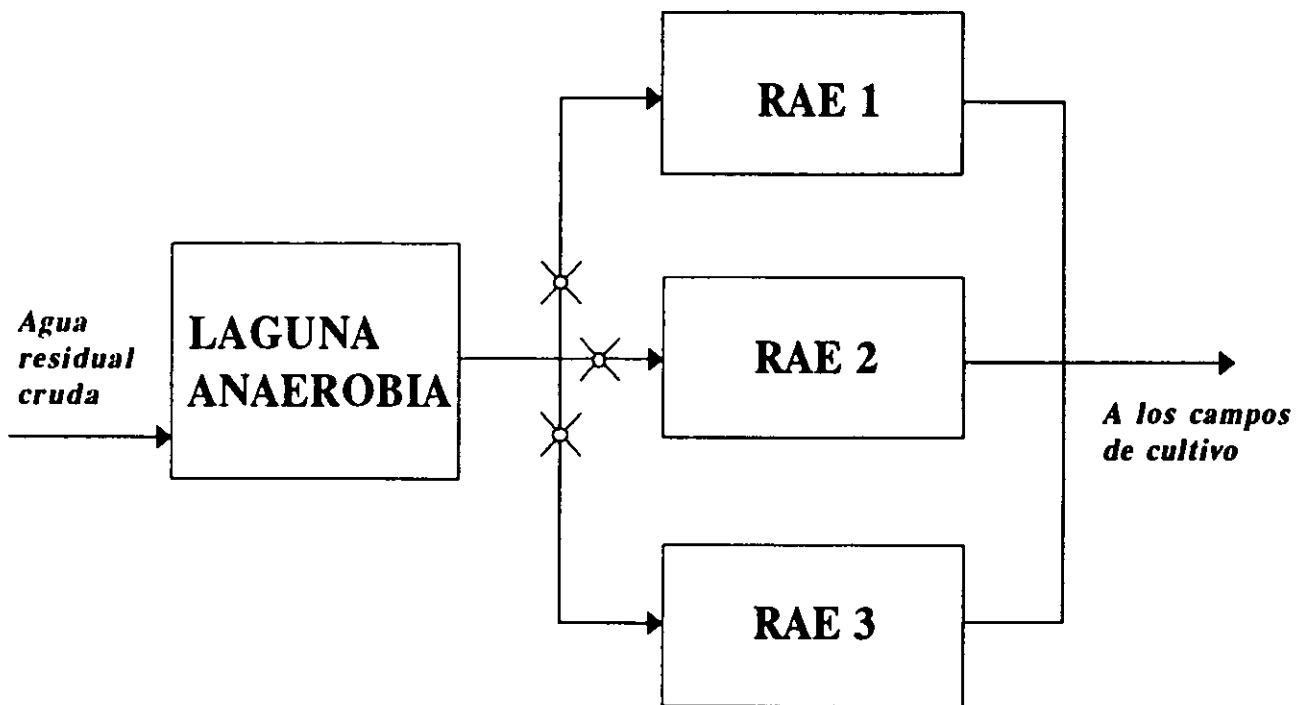


Tabla 4.1 Posible estrategia de manejo para tres reservorios en paralelo de almacenamiento de efluentes para una temporada de riego de 6 meses*

MES	RAE 1	RAE 2	RAE 3
Enero	Llenar (1) ^b	USAR	Descansar
Febrero	Llenar (1)	USAR	Descansar
Marzo	Llenar (½)	Llenar (½)	USAR
Abril	Llenar (½)	Llenar (½)	USAR
Mayo	Llenar (½)	Llenar (½)	Vacío
Junio	Llenar (½)	Llenar (½)	Vacío
Julio	Descansar	Llenar (1)	Vacío
Agosto	Descansar	Llenar (1)	Vacío
Septiembre	Descansar	Descansar	Llenar (1)
Octubre	Descansar	Descansar	Llenar (1)
Noviembre	USAR	Descansar	Llenar (1)
Diciembre	USAR	Descansar	Llenar (1)
Volumen ^c	4	4	4

* Se asume como temporada de calor Enero-Febrero, por tanto el RAE tiene el período mínimo de descanso de dos meses en estos meses; los otros RAEs tienen períodos de descanso de cuatro meses.

^b Proporción del flujo desviado a cada RAE

^c Volumen expresado como un múltiplo del flujo mensual de aguas residuales.

Las macrófitas como el lirio acuático, la cual atrapa el agua limpia en sus axilas de las hojas sombreadas arriba de la superficie del agua de la laguna, también estimula el crecimiento de mosquitos de agua limpia, y en este caso las larvas están libres de la depredación de los peces.

Hay otros factores que requieren ser considerados cuidadosamente cuando se utilizan lagunas con macrófitas de flotantes. Con algunas macrófitas, la pérdida de agua vía evapotranspiración de las hojas superficiales puede ser más grande que la evaporación de la superficie libre de una laguna ordinaria. En el día, las concentraciones de oxígeno disuelto en la columna de agua de la laguna son también mucho más bajas que en las lagunas convencionales, debido a que el oxígeno fotosintéticamente producido por las hojas de las macrófitas se pierde directamente a la atmósfera. Más aún, el uso de macrófitas no endémicas es totalmente inaceptable porque, si ellas salen de la laguna, como ha sucedido con *Eichornia*, pueden ocasionar un efecto perjudicial sobre la ecología y la calidad del medio ambiente local.

No diseñe lagunas con macrófitas flotantes hasta que hayan sido evaluadas suficientemente para confirmar su eficiencia de operación a largo plazo. La información obtenida hasta la

fecha sugiere que las lagunas con macrófitas flotantes, requieren considerablemente más mantenimiento que las lagunas convencionales; de otra manera la calidad del efluente es pobre. En particular, debido a un pH menor y a una intensidad luminosa disminuida, la remoción de patógenos es mucho menor que en las lagunas de maduración con algas. Por consiguiente, las lagunas de macrófitas flotantes deberán ser consideradas para su uso como una tecnología de tratamiento cuando el desecho sea microbiológicamente seguro, o como un proceso adicional subsecuente a las lagunas de maduración convencionales, y sólo cuando un alto grado de remoción de nutrientes o algas sea necesitado por la ecología de la corriente receptora.

1.4.3 Lagunas de alta tasa algal

Las lagunas de alta tasa algal (LAT) son lagunas de estabilización de desechos muy especializadas que son fundamentalmente diseñadas para maximizar la producción de algas, utilizando el agua residual como alimento (substrato). El uso económico para el alga producida está implícito en la decisión de seleccionar esta tecnología. Se han reportado rendimientos hasta de 160 toneladas anuales de algas (peso seco) por hectárea. Esto es equivalente a la producción de 80 toneladas de proteína por hectárea por año, lo cual está lejos de que sea logrado por la agricultura convencional. Esta es una de las razones del aparente atractivo económico de estas lagunas, aunque después de 20 años de investigación pocos sistemas a escala completa están en operación.

Una LAT generalmente toma la forma de un canal somero de 2 a 3 metros de ancho y una profundidad del agua de 20 a 60 cm y arreglado en una configuración tipo "hipódromo". Para prevenir la sedimentación de las algas, la laguna es mezclada por agitación, ya sea de manera continua o a intervalos regulares, con las paletas de mezclado localizadas a lo largo del canal. Los tiempos de residencia hidráulica están entre dos y seis días y son por consiguiente mucho más cortos que los de las lagunas convencionales. Las profundidades someras de las LAT y sus cortos tiempos de residencia las hacen más sensibles a los cambios en las condiciones ambientales y a las cargas pico. Sus tiempos de residencia corto pueden dar la apariencia de ofrecer una significativa reducción en los requerimientos de terreno, pero esto es neutralizado por su escasa profundidad y una baja remoción de los patógenos excretados, lo cual puede requerir el uso de lagunas de maduración para producir un efluente microbiológicamente satisfactorio.

El agua residual influente es pretratado mediante una sedimentación primaria o en una laguna anaerobia para remover sólidos sedimentables. Las LAT pueden ser fuertemente cargadas con agua residual, hasta 350 kg DBO/ha d en los trópicos, y aún producir un efluente con <20 mg/l de DBO filtrada. Dado que estas lagunas son diseñadas para maximizar la producción de la biomasa algal, se desprende que la cosecha eficiente de las algas es crucial para la viabilidad del sistema y la calidad del efluente final. Las técnicas para cosechar que han sido

utilizados incluyen centrifugación, filtración mecánica, autofloculación y floculación química seguida por flotación con aire disuelto (Ellis, 1983).

Los rendimientos reducidos de algas han sido asociados a una depredación por el zooplancton, tales como *Daphnia* y *Moina*, y como una consecuencia de infecciones fungosas. La corrección de estos problemas es posible pero requiere de un alto grado de competencia microbiológica. La cuidadosa manipulación del funcionamiento de un LAT puede también ser necesaria como un intento para controlar la especiación algal en los casos donde se requiera producir un tipo particular de alga.

En resumen, las LAT son reactores biológicos altamente sensibles que requieren de un cuidadoso control y mantenimiento por personal experimentado. Son mucho más complicadas para operar que los sistemas de lodos activados, y no pueden ser consideradas como una alternativa sencilla a los sistemas lagunares convencionales. Por consiguiente su uso sólo deberá contemplarse cuando se cuente rutinariamente con un equipo técnico bien entrenado y experimentado y cuando haya un mercado definido para el producto algal.

GLOSARIO

Aereación

Proceso de transferencia de masa, generalmente referido a la transferencia de oxígeno al agua por medios naturales (flujo natural, cascadas, etc.) o artificiales (agitación mecánica o difusión de aire comprimido).

Aguas residuales

Es el agua suministrada a una población, que habiéndose aprovechado para diversos usos, ha quedado contaminada. Desde el punto de vista de su origen es una combinación del líquido o desechos arrastrados por el agua de las casas habitación, edificios comerciales e instituciones, con los procedentes de edificios comerciales e instituciones, con los procedentes de establecimientos industriales a los que se agregan las aguas subterráneas, las superficiales y las de lluvia, etc.

Bacterias

Grupo de organismos microscópicos unicelulares, rígidos y carentes de clorofila. No requieren luz para su desarrollo vital. Desempeñan una serie de procesos de tratamiento incluyendo: oxidación biológica, digestión anaerobia, nitrificación y desnitrificación.

Aerobias. Bacterias que requieren oxígeno libre (elemental) para su desarrollo.

Anaerobias. Bacterias que se desarrollan en ausencia de oxígeno libre y que extraen oxígeno, de las sustancias complejas, al descomponerlas.

Anaerobias facultativas. Bacterias que pueden vivir tanto en presencia como en ausencia de oxígeno no combinado.

Grupo coliforme. Grupo de bacterias, que habitan predominantemente en el intestino del hombre, pero que también se encuentran en los vegetales, incluyéndose todos los bacilos aerobios y anaerobios facultativos Gram negativos que no esporulan y fermentan la lactosa desprendiendo gases. Si esta fermentación ocurre a la temperatura de 35 o 37°C se les denomina coliformes totales y si ocurre a la temperatura de 44 o 44.5°C se les denomina coliformes fecales.

Bordo libre

La distancia vertical entre el máximo nivel de la superficie del líquido, en un conducto, depósito, tanque, canal, etc., y los extremos de los bordos en un conjunto abierto, el coronamiento de una presa, embalse o dique, etc., que sirve para que las olas y otros movimientos del líquido no rebasen los límites de la construcción.

By-pass

(1) Conjunto de tuberías, canales, válvulas y compuertas que permiten el paso de un líquido alrededor de un proceso o planta de tratamiento. (2) Conducto usado para desviar el agua residual de un proceso de tratamiento en condiciones de emergencia o de mantenimiento

correctivo.

Carga

Energía por unidad de peso de un líquido, se expresa en metros.

Carga de diseño

Combinación entre caudal y concentración de un parámetro específico, que se usa para dimensionar un proceso de tratamiento, bajo condiciones aceptables de operación.

Carga superficial

Caudal o masa de un parámetro por unidad de área, que se usa para dimensionar un proceso de tratamiento. Se mide en m^3/m^2 d o kg DBO/ha d.

Criterios de diseño

Normas o guías de ingeniería que especifican objetivos, resultados o límites que deben cumplirse en el diseño de un proceso, estructura o componente de un sistema.

Demanda bioquímica de oxígeno (DBO)

La cantidad de oxígeno utilizado en la oxidación bioquímica de la materia orgánica, en un tiempo y a una temperatura determinada. No está relacionada con los requerimientos de oxígeno para la combustión química, ya que depende totalmente de la disponibilidad de materia utilizable como alimento biológico y de la cantidad de oxígeno utilizado por los microorganismos durante la oxidación.

DBO₅

Es la demanda bioquímica de oxígeno determinada a los 5 días. La técnica analítica normalizada especifica que la prueba de la DBO debe determinarse a los 5 días de incubación a 20°C.

Demanda química de oxígeno

Una medida cuantitativa de la cantidad de oxígeno requerido para la oxidación química del material carbonoso (orgánico) presente en las aguas residuales, utilizando sales inorgánicas de permanganato o dicromato de potasio como oxidante en una prueba de dos horas.

Efluente

Un líquido que fluye hacia afuera del espacio confinado que lo contiene.

Efluente final. El efluente de la última unidad de una planta de tratamiento de aguas residuales.

Hidrólisis

Ruptura de una molécula en dos o más moléculas menores mediante la adición de una molécula de agua.

Influyente

Agua residual u otro líquido que ingresa a una planta de tratamiento o proceso de tratamiento.

Laguna anaerobia

Laguna con alta carga orgánica en la cual se efectúa el tratamiento en la ausencia de oxígeno. Este tipo de laguna requiere tratamiento posterior.

Laguna de estabilización

Término genérico para todo tipo de lagunas que describen a un estanque en el cual se descarga aguas residuales y en donde se produce la estabilización de la materia orgánica y la mortalidad bacteriana.

Laguna de maduración

Laguna de estabilización diseñada para tratar efluentes secundarios o agua residual previamente tratada por un sistema de lagunas (anaerobia, facultativa aerada, facultativa primaria, facultativa secundaria). Originalmente concebida para reducir la población bacteriana. En la práctica moderna se reconoce que en todo tipo de lagunas se produce una reducción de organismos patógenos y está tendiendo a reemplazarse por el de "diseño de lagunas para reducción de organismos patógenos". Los términos "lagunas de pulimento" o "lagunas de acabado" tienen el mismo significado.

Laguna facultativa

Laguna de coloración verdosa, cuyo contenido de oxígeno varía de acuerdo con la profundidad y hora del día. En el estrato superior de una laguna facultativa primaria existe un comensalismo entre algas y bacterias en la presencia de oxígeno y en los estratos inferiores se produce una biodegradación anaerobia de los sólidos sedimentados.

Lodos

Los sólidos depositados por las aguas residuales o desechos industriales, crudos o tratados, acumulados por sedimentación en tanques o lagunas y que contienen más o menos agua para formar una masa semilíquida.

Digestión de lodos. Proceso por el cual se gasifica la materia orgánica o volátil de los lodos, o se licúa, o se mineraliza, o se transforma en materia orgánica más estable, mediante la actividad de los organismos vivos.

Muestreador automático

Equipo que toma muestras individuales a intervalos determinados.

Muestreo

Colección de muestras de volumen predeterminado y con la técnica de preservación correspondiente para el parámetro que se va a analizar en el laboratorio.

Nata

Una masa de material de las aguas residuales que flota en su superficie.

Nemátodos intestinales

Parásitos helmintos (*Ascaris lumbricoides*, *Trichuris trichiura*, *Necator americanus* y *Ancylostoma duodenale*) que no requieren huésped intermediario, sus huevos requieren de un período latente de desarrollo antes de causar infección y su mínima dosis infectiva es un organismo. Son considerados como los organismos de mayor preocupación en cualquier esquema de reuso agrícola.

Número más probable (NMP)

En la prueba del contenido bacteriano por el método de dilución, el número de organismos que, de acuerdo con la teoría estadística, sería entre los números posibles el más probable que se obtenga como resultado del examen; o el que se obtendría con mayor frecuencia como resultado de la prueba. Se expresa en cantidad de organismos por 100 ml.

Oxidación

La adición de oxígeno, la pérdida de hidrógeno o el aumento en la valencia de un elemento.

Parásito

Organismos protozoarios y helmintos que habitando en el intestino pueden causar enfermedades. Los helmintos pueden ser de forma plana y redonda (nemátodos). Estos últimos son los más importantes en aguas residuales.

Población equivalente

La población estimada al relacionar la carga o volumen de un parámetro (DBO, sólidos suspendidos, caudal) al correspondiente aporte per cápita (kg DBO/hab d), (l/hab d).

Recirculación

El retorno del efluente a la entrada del flujo, para rebajar su concentración.

Siembra, de lodos

La inoculación de sólidos de las aguas residuales no digeridos con lodos que han sufrido descomposición, con el propósito de introducir organismos favorables y de este modo acelerar las etapas iniciales de la digestión.

Sólidos suspendidos (SS)

(1) Sólidos insolubles que flotan en la superficie o están en suspensión en aguas residuales u otros líquidos. (2) Partículas sólidas orgánicas o inorgánicas (coloidales, dispersas, coaguladas o floculadas) mantenidas físicamente en suspensión mediante agitación o por el movimiento del agua. (3) La cantidad de material removido de las aguas residuales en una prueba de laboratorio y al que se denomina residuos no filtrables.

Tiempo de residencia hidráulico

El tiempo en que permanece el agua residual dentro del reactor.

Trampa de natas

Un dispositivo mecánico para quitar la espuma y la nata de la superficie de los tanques de sedimentación.

Tratamiento

Es cualquier proceso definido para modificar la condición de la materia.

De aguas residuales. Se denomina así a cualquier proceso artificial a que se sometan las aguas residuales, para eliminar o alterar sus constituyentes inconvenientes y hacerlas así menos peligrosas.

Preliminar o pretratamiento. (1) Es el acondicionamiento de cualquier desecho industrial, en el lugar donde se origina, antes de su descarga, para eliminar o neutralizar las substancias perjudiciales para las alcantarillas y los procesos de tratamiento. En el proceso mismo se llama así a las operaciones unitarias que preparan el licor para operaciones subsiguientes más intensas. (2) Procesos de tratamiento localizados antes del tratamiento primario (desmenuzados, cribas, desarenadores, etc).

Primario. Es el primer tratamiento intensivo (y en ocasiones el único) en una planta de tratamiento de aguas residuales y usualmente es una sedimentación. Es la eliminación de un alto porcentaje de materia suspendida, pero de poca o ninguna materia coloidal y disuelta.

Secundario. Es el tratamiento de aguas residuales, por métodos biológicos, después del tratamiento primario por sedimentación. Las eficiencias de remoción de DBO son del orden del 85%.

Terciario o avanzado. Proceso de tratamiento físico, químico o biológico usado para alcanzar un grado de tratamiento de las aguas residuales más allá de la etapa secundaria o biológica. Actualmente el término está siendo reemplazado por un término más adecuado: tratamiento avanzado. Puede implicar la remoción de varios parámetros como:

- Remoción de sólidos en suspensión (microcribado, clarificación química, filtración).
- Remoción de complejos orgánicos disueltos (adsorción, oxidación química, etc.)
- Remoción de compuestos inorgánicos disueltos (destilación, electrodiálisis, intercambio iónico, osmosis inversa, precipitación química).
- Remoción de nutrientes (nitrificación-desnitrificación, desgasificación del amoníaco, precipitación química, asimilación biológica).

BIBLIOGRAFIA

Aguirre M. J. y Gloyna E. F., *Design guides for biological wastewater treatment process: waste stabilization pond performance*, Center for Research in Water Resources, Technical Report No. CRWR-77, The University of Texas, Austin TX, USA,

APHA, *Standard Methods for the examination of water and wastewater*, 18th edition, New York, American Public Health Association, 1992

Arceivala S. T., Hydraulic modelling for waste stabilization ponds (discussion), *Journal of the Environmental Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, 109, (EE1), pp. 265-268, 1981

Arthur, J. P., *Notes on the design and operation of waste stabilization ponds in warm climates of developing countries*, World Bank Technical Paper Number 7, USA, 106 pp. 1983

Ayres R. S., and Westcot D. W., *Water Quality for Agriculture*, Irrigation and Drainage Paper No. 29, Rev. 1 Rome: Food and Agriculture Organization of the United Nations, 1985

Ayres R. M., Alabaster G. P., Mara D. D. y Lee D. L., A design equation for human intestinal nematode egg removal in waste stabilization ponds, *Water Reserch*, 26(6), 863-865, 1992a

Ayres R. M., Stott R., Lee D. L., Mara D. D. and Silva S. A., Contamination of lettuces with nematodes eggs by spray irrigation with treated and untreated wastewater, *Water Science and Technology*, 26(7/8), pp. 1615-1623, 1992b

Buckteeg K, German experiences with sewage treatment ponds, *Water Science and Technology*, 19(12), pp. 17-23, 1987

Circulaire Interministérielle, Conditions de déterminations de la qualité minimale d'un rejet d'effluents urbains, *Journal Officiel de la République Française* (N. C. 10395), 1980

Collí Misset J., Escalante Estrada V., *Lagunas de estabilización en México: Una metodología para la evaluación de su funcionamiento*, IMTA, México, 73 pp. 1992

Council of the European Communities, Council Directive of 8 December 1975 concerning the quality of bathing water (76/100/EEC), *Official Journal of the European Communities*, L31, 1-7 (5 February), 1976

Council of the European Communities, Council Directive of 21 May 1991 concerning urban waste water treatment, (91/271/EEC), *Official Journal of the European Communities*, L135/40 (30 may), 1991

Curtis T. P., Mara D. D. y Silva S. A., Influence of pH, oxygen and humic substances on ability on sunlight to damage faecal coliform in waste stabilization pond water, *Applied and Environmental Microbiology*, 58(4), pp 1335-1343, 1992

Ellis K V., Stabilization ponds: design and operation, *Critical Reviews in Environmental Control*, 13(2), pp. 69-102, 1983

EPA, *Water Quality Criteria 1972*, Report No. EPA-R3-73-003, Washington D. C.: Environmental Protection Agency, 1973

EPA, *Upgrading Lagoons*, Report No. EPA-625/4-73-001B, Cincinnati, Environmental Protection Agency, Centre for Environmental Research Information, 1977

EPA, *Manual Guidelines for water reuse*, Report No. EPA-625/R-92/004, Cincinnati, Environmental Protection Agency, Centre for Environmental Research Information, 1992
Estados Unidos Mexicanos, Norma Técnica Ecológica NTE-CCA-032/91, *Diario Oficial de la Federación*, 24 de septiembre de 1991, pp. 26-29

Escalante Estrada V., *Arranque de dos reactores anaerobios de flujo ascendente, sin utilizar inóculo y obtención del tiempo de residencia hidráulico óptimo*, IMTA, México, 11 pp. 1992

Estados Unidos Mexicanos, Norma Técnica Ecológica NTE-CCA-033/91, *Diario Oficial de la Federación*, 24 de octubre de 1991, pp. 6-9

Feachem R. G., Bradley D. J., Garelick H. y Mara D. D., *Sanitation and Disease: Health Aspects of Excreta and Wastewater Management*, Chichester, John Wiley, 1983

Ferrara R. A., and Harleman D. R. F., Hydraulic modelling for waste stabilization ponds, *Journal of the Environmental Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, 106, pp. 817-830, 1981

Fisher H. B., The mechanics of dispersion in natural streams, *Journal of the Hydraulics Division*, ASCE, 93 (HY6), p. 187, 1967

Fritz J. J., Meredith D. D. and Middleton R. C., *Modeling and design of wastewater stabilization ponds*, University of New York at Buffalo, Water Resources and Environmental Engineering Research Report No. 78-54, 1978.

Fritz J. J., Meredith D. D. and Middleton R. C., Dynamic process modelling of wastewater stabilization ponds, *Journal of Water Pollution Control Federation*, 51(11), pp 2724-, 1979.

Gameson A. L. H. and Gould D. J. Effect of solar radiation on the mortality of some terrestrial bacteria in sea water, *Proceeding of the Symposium on discharge of sewage from sea outfalls*, Pergamon Press, 1974

Gloyna F. E., *Waste Stabilization Ponds*, World Health Organization, Geneva, 175 pp., 1971.

Grimason A. M., Smith H. V., Thitai W. N., Smith P. G., Jackson M. H. y Girdwood R. W. A., Occurrence and removal of *Cryptosporidium* spp. oocysts and *Giardia* spp. cysts in Kenyan waste stabilization ponds, *Water Science and Technology*, 27 (Health-related Microbiology issue, in press), 1993

Harrelson M. E. and Cravens J. B., Use of microscreens to polish lagoons effluents, *Journal of the Water Pollution Control Federation*, 54(1), pp. 36-42

Hermann E. R. and Gloyna E. F., *Waste stabilization ponds III: Formulation of design equations*, Sewage and industrial wastes, 30(8) p. 963, 1958

ICMSF, *Microorganisms in Food: I- Sampling for Microbiological Analysis: Principles and Scientific Applications*, International Commission on Microbiological Specifications for Foods, Toronto: University of Toronto Press, 1974

IWEM, *Preliminary Processes*, 3rd ed., London: Institution of Water and Environmental Management, 1992

Juanico M. and Shelef G., The performance of stabilization reservoirs as a function of design and operation parameters, *Water Science and Technology*, 23 (Kyoto), pp. 1509-1516

Kawai H., Descrição das avaliações de lagoas de estabilização no Brasil, *Curso Internacional sobre Lagunas de Estabilización*, CEPIS/OPS, Documento DTIAPA, LAG24, 1981

Levenspiel O., *Chemical reaction engineering*, 2nd ed., Wiley, New York, 1962

Liu H., Predicting dispersion coefficient in streams, *Journal of the Environmental Engineering Division*, ASCE, 103 (EE1), p. 59. 1977

Malan W. M., *A Guide to the Use of Septic Tank Systems in South Africa*, CSIR Report No. 219, Pretoria: National Institute for Water Research, 1964

Maldonado S. J., *Estudio de evaluación de pérdidas*, IMTA, México, Versión preliminar, 50 pp., 1992

Mara D. D., *Sewage Treatment in Hot Climates*, Chichester, John Wiley and Sons, 1976

- Pearson H. W., Mara D. D., Konig A., de Oliveira R., Silva S. A, Mills S., y Smallman D. J., Water column sampling as a rapid and efficient method of determining effluent quality and the performance of waste stabilization ponds, *Water Science and Technology*, 19(12), pp 109-113, 1987b
- Pearson H. W., Mara D. D., Smallman D. J. y Mills S., Physicochemical parameters influencing faecal coliform survival in waste stabilization ponds, *Water Science and Technology*, 19(12), pp. 145-152, 1987c
- Pipes W. O., pH variation and BOD removal in stabilization ponds, *Journal Water Pollution Control Federation*, 39(10) pp.1140-1150.
- Polprasert C. and Bhattarai K. K., Dispersion model for waste stabilization ponds, *Journal of the Environmental Engineering Division*, ASCE, 111 (EE1), pp. 45-58, 1985
- Rico Martínez M., Escalante Estrada V., y García Ollervides J., *Manual de Agua Potable y Saneamiento (Lagunas de Estabilización)*, IMTA, México, 87 pp. 1992
- Sáenz F. R., *Predicción de la calidad del efluente en lagunas de estabilización*, OPS, Washington D. C., 15 pp., 1992.
- Saidam M. Y. and Al Samem S. S., Anaerobic and facultative ponds in the middle east. New foundations for design, *Regional Seminar on Wastewater Reclamation and Reuse*, sponsored by FAO and the World Bank, Egypt, 1988.
- Saqqar M. M. and Pescod M., Coliform die-off in waste stabilization ponds in Jordan, *Proceedings of the regional seminar on wastewater reclamation and reuse*, FAO/UNDP/World Bank, Cairo, Egypt, 1988
- Sarikaya H. Z. y Saatci, Bacterial die-off in waste stabilization ponds, *Journal of Environmental Engineering*, vol. 113, no. 2, pp. 366-382, 1987
- Shaw, V. A., An assessment of the probable influence of evaporation and seepage on oxidation pond design and construction, *Journal of the Institute of Sewage Purification*, (4), pp. 359-365, 1962
- Shuval H. I., Adin A., Fattal B., Rawitz E. and Yekutieli P., *Wastewater Irrigation in Developing Countries: Health Effects and Technical Solutions*, Technical Paper No. 51, Washington D. C.: The World Bank, 1986
- Sletten O. and Singer R. H., Sulfur bacteria in red lagoons, *Journal Water Pollution Control Federation*, 43(10), pp. , 1971

Stalzer W. and von der Emde W., Division of wastewater flow, *Water Research*, 6, pp. 371-373, 1972

Thirimurthy D., Design principle of waste stabilization ponds, *Journal of the Sanitary Engineering Division*, ASCE, vol. 95, no. SA2, pp.311-329, 1969

Thirimurthy D., Design criteria for waste stabilization ponds, *Journal of the Water Pollution Control Federation*, vol. 46, pp. 2094-2106, 1972

Uhlmann D. *et al.*, A new design procedure for waste stabilization ponds, *Journal of the Water Pollution Control Federation*, vol. 55, pp. 1252-1255, 1983

Vilchis R., *et al.*, *Estudio de actualización de dotaciones en México*, IMTA, México, Versión preliminar, sp. 1992

Vincent J. L., Algie W. E. and Marais G. v. R., A system of sanitation for low cost density housing, *Proceedings of the Symposium on Hygiene and Sanitation in Relation to Housing*, Niamey, 1961, London, Commission for Technical Cooperation South of the Sahara, Publication No. 84, 135 pp., 1963

Watters G. Z., Mangelson K. A. and George L. R., *The hydraulics of waste stabilization ponds*, Logan: Utah Water Research Laboratory, 100 pp., 1973

WHO, *Health Guidelines for the Use of Wastewater in Agriculture and Aquaculture*, Technical Report Series No. 778, Geneva: World Health Organization, 1989

WHO, *Reuse of Effluents: Methods of Wastewater Treatment and Health Safeguards*, Technical Report Series No. 517, Geneva: World Health Organization, 1973

Yáñez Cossío F., *Manual de métodos experimentales para evaluación de lagunas de estabilización*, Serie Técnica CEPIS/HPE/OPS/OMS No. 24, Perú, 181 pp., 1983

Yáñez Cossío F., *Lagunas de estabilización. Teoría, diseño, evaluación y mantenimiento*, Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias, Ecuador, 421 pp. 1992



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**PROCESO DE LODOS ACTIVADOS
CURSOS ABIERTOS**

CURSOS BASICOS DE PROCESOS BIOLÓGICOS

DE TRATAMIENTO

**DIPLOMADO EN MANEJO INTEGRAL DE
AGUAS MUNICIPALES**

GRUPOS DE TRABAJO

GRUPO DE TRABAJO CONVENCIONAL

GRUPO DE TRABAJO APROFUNDADO

GRUPO DE TRABAJO

GRUPO DE TRABAJO

GRUPO DE TRABAJO

GRUPO DE TRABAJO

GRUPO DE TRABAJO

**MÓDULO III
CA 086**

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

TEMA

**PROCESOS DE LODOS ACTIVADOS Y COSTOS DE
PLAGAS DE TRATAMIENTO**

**EXPOSITOR: DR. ENRIQUE GODINEZ ARREDONDO
PALACIO DE MINERÍA
JULIO DEL 2002**

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

Curso: Tratamiento de Aguas Municipales, Industriales y Reuso

Temas: Proceso de Lodos Activados y Costos de Plantas de Tratamiento

Impartido por: Dr. Enrique Godínez Arredondo

Fecha: Junio 7 del 2002

CONTENIDO GENERAL DEL CURSO

A.- PROCESO DE LODOS ACTIVADOS

A.1. Conceptos Básicos de Procesos Biológicos

a.1.1. Microorganismos

a.1.2. Cinética de crecimiento biológico y de remoción de sustrato

A.1.3. Definición de procesos biológicos aerobios

a) Medio suspendido

b) Medio fijo

A.2. Tratamientos Biológicos

a.2.1. Lodos activados convencional

a.2.2. Lodos activados alta tasa

a.2.3. Aereación extendida

a.2.4. Zanjas de oxidación

a.2.5. Biodiscos

a.2.6. Filtros biológicos

a.2.7. Lagunas aereadas

B.- COSTOS DE PLANTAS DE TRATAMIENTO

B.1. Niveles de Desarrollo de Proyectos de Plantas de Tratamiento

b.1.1. Ingeniería básica

b.1.2. Proyecto ejecutivo

b.1.3. Proyectos llave en mano

b.1.4. Proyectos con inversión privada

B.2. Definición de Conceptos de Costos

b.2.1. Inversión

b.2.2. Amortización del capital

b.2.3. Costos fijos de operación y mantenimiento

b.2.4. Costos variables de operación

b.2.5. Costo unitario

B.3. Evaluación de Costos

b.3.1. Evaluación técnica

b.3.2. Evaluación económica

a) Ada/Plantas

b) Capdet

b.3.3. Costos índice

b.3.4. Ecuación paramétrica de costos

B.4. Resultados de Costos de Tratamiento en México

b.4.1. Proyecto Puebla, Pue.

b.4.2. Proyecto Culiacán, Sin.

b.4.3. Proyecto renacimiento, Acapulco, Gro.

b.4.4. Proyecto Morelia, Mich.

b.4.5. Costos plantas de tratamiento (CNA)

b.4.6. Costos alternativas Guadalajara, Jal.

CURRICULUM VITAE
Dr. ENRIQUE GODINEZ ARREDONDO

Ingeniero Civil; año 1964 (U.N.L.), Especialidad y Maestría en Ingeniería Sanitaria, respectivamente en los años 1965 y 1977 por la DESFI (UNAM) y Doctorado (Ph.D) en Ingeniería Ambiental por la Columbia Southern University, Al., U.S.A. en el año 2000.

La experiencia en las áreas de la ingeniería sanitaria y ambiental corresponde al diseño de plantas potabilizadoras y de tratamiento de aguas residuales, sistemas integrales de agua potable y alcantarillados, así como en la administración de proyectos en el curso de 36 años para el sector gubernamental y de iniciativa privada. Iniciando en el año 1966 y durante cinco años en la SARH; Dirección de Pequeñas Obras de Agua Potable y Alcantarillado y en la Comisión Hidrológica de la Cuenca del Valle de México; y en las empresas de proyectos y consultoría: CIEPS Ingenieros Consultores y Proyectistas, S. A. de C.V. y Sistemas de Ingeniería y Tecnología Ambiental, S.A.

A partir del año 1973 y hasta el año 1985, socio y director técnico de Diseños Hidráulicos y Tecnología Ambiental, S.A., accionista y diseñador de Laboratorio e Ingeniería de la Calidad del Agua, S. A. y de Servicios de Ingeniería del Medio Ambiente, S.A. de C.V.

En el período 1985-1988, participa como consultor independiente y a partir de 1989 y hasta 1997 es director general de Desarrollo de Ingeniería y Tecnología Ambiental, S. A. de C. V. Retomando nuevamente en el período 1998 la consultoría e ingeniería de proyectos de ingeniería sanitaria y ambiental en apoyo a las empresas: Grupo de Ingeniería en Consultoría y Obras, S. A. de C.V., Montgomery Watson México, S.A. de C.V., Consultores en Ingeniería y Servicios S.A. de C.V. y Grupo Empresarial FRISA, para atender a la Comisión Nacional del Agua, organismos operadores e industrias a nivel nacional. Desde el año 1999, es gerente general de Tecnología del Agua Urbana e Industrial, S.A. de C.V.

Con relación a la participación en cursos, periódicamente forma parte del grupo de catedráticos del Centro de Educación Continua y del Programa Universitario del Medio Ambiente (PUMA) de la UNAM; participando en cursos sobre potabilización y tratamiento del agua. A partir del año 1999, se integra como profesor de las materias: Operaciones Unitarias en Ingeniería Ambiental, Procesos Biológicos de Tratamiento y Proyectos de Plantas de Tratamiento correspondientes a la Maestría en Ingeniería Ambiental de la Benemérita Universidad Autónoma de Puebla (BUAP); a partir del año 2002, forma parte del Comité Doctoral y Conferencista en Ingeniería Ambiental en la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Autónoma de Nuevo León (UANL).

Respecto a la participación en sociedades, actualmente es Secretario de Agua y Ambiente A. C. y miembro de la Water Environment Federation (WEF) desde el año 1996 y miembro activo desde el año 1965 de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sanitaria y Ambiental del DF, A. C. (SMISAAC), Federación Mexicana de Ingeniería Sanitaria y Ciencias Ambientales, A. C. (FEMISCA) y desde el año 2000 de la Asociación Mexicana de Hidráulica, A. C. (AMH), con la participación en congresos nacionales e internacionales .

Abril del 2002

TRATAMIENTO DE AGUAS MUNICIPALES, INDUSTRIALES Y REUSO

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

Curso: Tratamiento de Aguas Municipales, Industriales y Reuso

Proceso de Lodos Activados

Impartido por: Dr. Enrique Godinez Arredondo

Fecha: Junio 7 del 2001

El presente libro trata de los procesos biológicos de tratamiento de aguas, desde el punto de vista de la microbiología, la cinética de crecimiento y de remoción de sustrato, así como de los procesos biológicos aerobios y anaerobios. El libro está dividido en dos partes: la primera trata de los conceptos básicos de los procesos biológicos y la segunda de los tratamientos biológicos de aguas residuales.

CONTENIDO

PROCESO DE LODOS ACTIVADOS

1. Conceptos Básicos de Procesos Biológicos

- 1.1. Microorganismos
- 1.2. Cinética de crecimiento biológico y de remoción de sustrato
- 1.3. Definición de procesos biológicos aerobios
 - 1.3.1. Medio suspendido
 - 1.3.2. Medio fijo

2. Tratamientos Biológicos

- 2.1. Lodos activados convencional
- 2.2. Lodos activados alta rata
- 2.3. Aereación extendida
- 2.4. Zanjas de oxidación
- 2.5. Biodiscos
- 2.6. Filtros biológicos
- 2.7. Lagunas aereadas

BIBLIOGRAFIA

- 1.- **Wastewater Engineering Treatment, Disposal and Reuse**, Metcalf & Eddy, Ed. Mc. Graw-Hill, Inc. 1991.
- 2.- **Design of Municipal Wastewater Treatment Plants**, WEF Manual of Practice No.8, ASCE, 1991.
- 3.- **Wastewater Treatment Plants, Planning, Design and Operation**, Syde R. Qasim, Ed. Technomic, Publishing Co, Inc.
- 4.- **Biological Process for Wastewater Treatment**, Larry D.Benefield & Clifford W.Randall, Ed. Prentice Hall, Inc. 1980.
- 5.- **Tratamiento de Aguas Residuales**, R.S.Ramalhó, Ed. Revcrte,S.A., 1991.
- 6.- **Water Pollution Control, Experimental Procedures for Process Design**, W.W. Eckenfelder & D.L. Ford, Ed. He Pemberton Publishing Co., 1970.

Objectives of Biological Treatment

The objectives of the biological treatment of wastewater are to coagulate and remove the nonsettleable colloidal solids and to stabilize the organic matter. For domestic wastewater, the major objective is to reduce the organic content and, in many cases, the nutrients such as nitrogen and phosphorus. In many locations, the removal of trace organic compounds that may be toxic is also an important treatment objective. For agricultural return wastewater, the objective is to remove the nutrients, specifically nitrogen and phosphorus, that are capable of stimulating the growth of aquatic plants. For industrial wastewater, the objective is to remove or reduce the concentration of organic and inorganic compounds. Because many of these compounds are toxic to microorganisms, pretreatment may be required.

Microbial Nutrition and Biological Treatment Processes. The major objective in most biological treatment processes is the reduction of organic content (carbonaceous BOD) in the wastewater. In accomplishing this type of treatment, chemoheterotrophic organisms are of primary importance because of their requirements for organic compounds in addition to both carbon and energy source. When treatment objectives include the conversion of ammonia to nitrate, the chemoautotrophic nitrifying bacteria are significant.

Municipal wastewater typically contains adequate amounts of nutrients (both inorganic and organic) to support biological treatment for the removal of carbonaceous BOD. In industrial wastewaters, however, nutrients may not be present in sufficient quantities. In these cases, nutrient addition is necessary for the proper growth of the bacteria and the subsequent degradation of the organic waste.

TABLE 8-1
General classification of microorganisms by sources
of energy and carbon^a

Classification	Energy source	Carbon source
Autotrophic:		
Photoautotrophic	Light	CO ₂
Chemoautotrophic	Inorganic oxidation-reduction reaction	CO ₂
Heterotrophic:		
Chemoheterotrophic	Organic oxidation-reduction reaction	Organic carbon
Photoheterotrophic	Light	Organic carbon

^a Adapted from Ref. 34.

Bacteria

Bacteria are single-celled prokaryotic organisms. Their usual mode of reproduction is by binary fission, although some species reproduce sexually or by budding. Even though there are thousands of different species of bacteria, their general form falls into one of three categories: spherical, cylindrical, and helical. Bacteria vary widely in size. Representative sizes are 0.5 to 1.0 μm in diameter for the spherical, 0.5 to 1.0 μm in width by 1.5 to 3.0 μm in length for the cylindrical (rods), and 0.5 to 5 μm in width by 6 to 15 μm in length for the helical (spiral).

Fungi

Fungi of importance in environmental engineering are considered to be multicellular non-photosynthetic, heterotrophic protists. Fungi are usually classified by their mode of reproduction. They reproduce sexually or asexually by fission, budding, or sporulation. Molds, or "true fungi," produce microscopic units (hyphae) that collectively form a filamentous mass called the *mycelium*. Yeasts are fungi that can form a mycelium and are therefore unicellular.

Most fungi are strict aerobes. They have the ability to grow under low-moisture conditions and can tolerate an environment with a relatively low pH. The optimum pH for most species is 5.6; the range is 2 to 9. Fungi also have a low nitrogen requirement, needing approximately one-half as much as bacteria. The ability of the fungi to survive under low pH and nitrogen-limiting conditions, coupled with the ability to degrade cellulose, makes them very important in the biological treatment of some industrial wastes and in the composting of solid organic wastes.

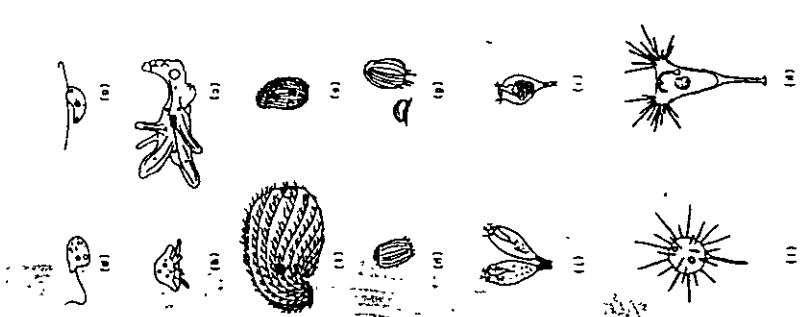
Protozoa and Rotifers

Protozoa are motile, microscopic protists that are usually single cells. The majority of protozoa are aerobic heterotrophs, although a few are anaerobic. Protozoa are generally larger than bacteria and often consume bacteria as an energy source. In effect, the protozoa act as polishers of the effluents from biological waste-treatment processes by consuming bacteria and particulate organic matter.

Algae

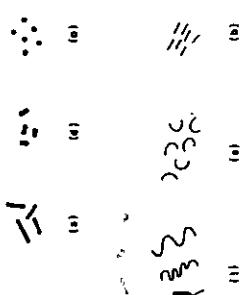
Algae are unicellular or multicellular, autotrophic, photosynthetic protists. They are of importance in biological treatment processes for two reasons. In ponds, the ability of algae to produce oxygen by photosynthesis is vital to the ecology of the water environment. For an aerobic or facultative oxidation pond to operate effectively, algae are needed to supply oxygen to aerobic, heterotrophic bacteria. This symbiotic relationship between algae and bacteria will be expanded upon in Sec. 8-12, which deals with aerobic and facultative oxidation ponds.

Algae are also important in biological treatment processes because the problem of preventing excessive algal growth in receiving waters has, to date, centered around nutrient removal in the treatment process. Some scientists advocate the removal of nitrogen from treatment plant effluents, others recommend the removal of phosphorus, and still others recommend removal of both. The choice of treatment objectives influences the type of biological process selected.



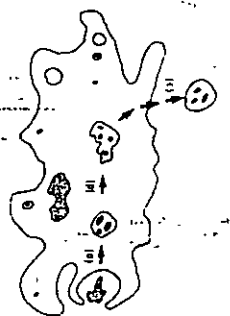
Number	Plant Name	Part	Structure
(1)	Epilobium	Flower	Cyrtogaster
(2)	Epilobium	Flower	Cyrtogaster
(3)	Epilobium	Flower	Cyrtogaster
(4)	Epilobium	Flower	Cyrtogaster
(5)	Epilobium	Flower	Cyrtogaster
(6)	Epilobium	Flower	Cyrtogaster
(7)	Epilobium	Flower	Cyrtogaster
(8)	Epilobium	Flower	Cyrtogaster
(9)	Epilobium	Flower	Cyrtogaster
(10)	Epilobium	Flower	Cyrtogaster
(11)	Epilobium	Flower	Cyrtogaster

Figure 71.1. Proximal condensation of the scapular angle.

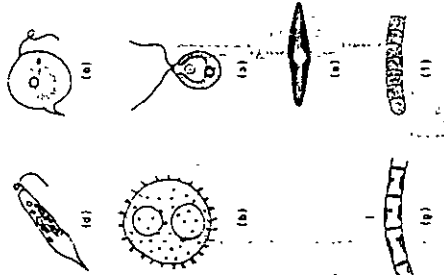


- (a) Epilobium
- (b) Epilobium
- (c) Epilobium

(1) Epilobium
 (2) Epilobium
 (3) Epilobium
 (4) Epilobium
 (5) Epilobium
 (6) Epilobium
 (7) Epilobium
 (8) Epilobium
 (9) Epilobium
 (10) Epilobium
 (11) Epilobium

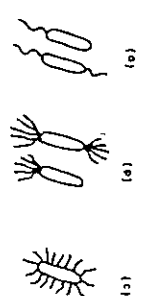


- (1) Epilobium
- (2) Epilobium
- (3) Epilobium
- (4) Epilobium
- (5) Epilobium
- (6) Epilobium
- (7) Epilobium
- (8) Epilobium
- (9) Epilobium
- (10) Epilobium
- (11) Epilobium



Dactyloctenium
 (1) Dactyloctenium
 (2) Dactyloctenium
 (3) Dactyloctenium
 (4) Dactyloctenium
 (5) Dactyloctenium
 (6) Dactyloctenium
 (7) Dactyloctenium
 (8) Dactyloctenium
 (9) Dactyloctenium
 (10) Dactyloctenium
 (11) Dactyloctenium

- (a) Epilobium
- (b) Epilobium
- (c) Epilobium



8-5 KINETICS OF BIOLOGICAL GROWTH

The need for a controlled environment and biological community in the design of biological waste-treatment units is stressed throughout this chapter. The classes of microorganisms of importance in wastewater treatment have been discussed, along with their metabolic characteristics and their growth patterns. Although the characteristics of the environment needed for their growth have been described, nothing has been said about how to control the environment of the microorganisms. Environmental conditions can be controlled by pH regulation, temperature regulation, nutrient or trace-element addition, oxygen addition or exclusion, and proper mixing. Control

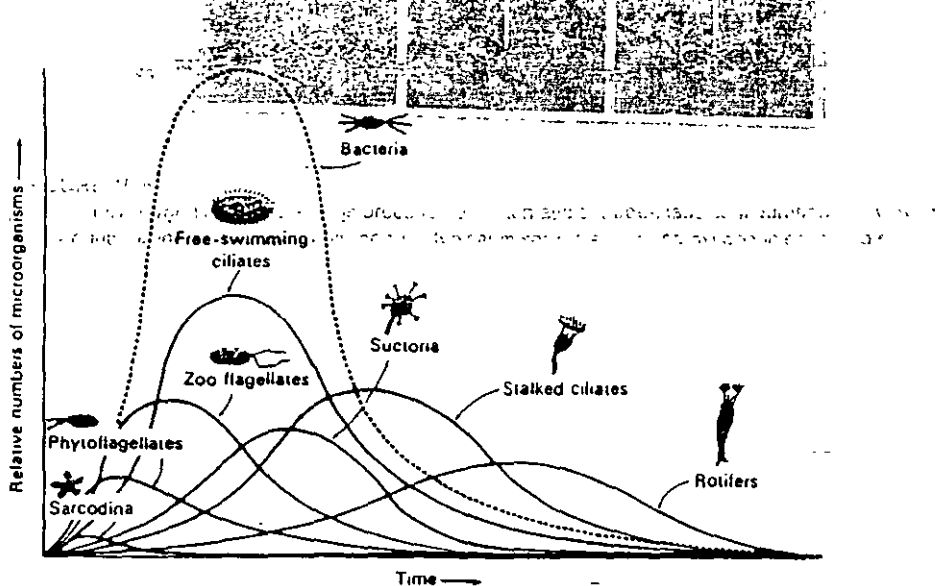


FIGURE 8-6 Relative growth of microorganisms stabilizing organic waste in a liquid environment [24].

Cell Growth

In both batch and continuous culture systems the rate of growth of bacterial cells can be defined by the following relationship.

$$r_g = \mu X \quad (8-1)$$

where r_g = rate of bacterial growth, mass/unit volume · time

μ = specific growth rate, time⁻¹

X = concentration of microorganism, mass/unit volume

Because $dX/dt = r_g$ for batch culture (see Appendix G), the following relationship is also valid for a batch reactor:

$$\frac{dX}{dt} = \mu X \quad (8-2)$$

368 BIOLOGICAL UNIT PROCESSES

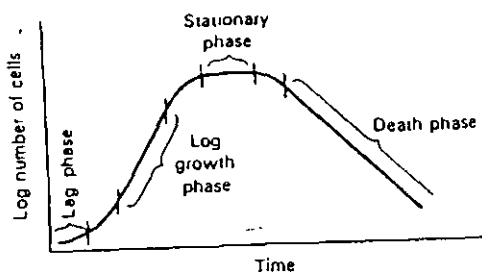


FIGURE 8-5 Typical bacterial growth curve in terms of numbers.

Effects of Temperature

The temperature dependence of the biological reaction-rate constants is very important in assessing the overall efficiency of a biological treatment process. Temperature not only influences the metabolic activities of the microbial population but also has a profound effect on such factors as gas-transfer rates and the settling characteristics of the biological solids. The effect of temperature on the reaction rate of a biological process is usually expressed in the following form:

$$r_T = r_{20} \theta^{(T-20)} \quad (8-14)$$

TABLE 8-5
Temperature activity coefficients for various biological treatment processes

Process	θ value	
	Range	Typical
Activated sludge	1.00-1.08	1.04
Aerated lagoons	1.04-1.10	1.08
Trickling filters	1.02-1.08	1.035

Microorganism and Substrate Mass Balances. A mass balance for the mass of microorganisms in the complete-mix reactor shown in Fig. 8-8 can be written as follows:

1. General word statement:

$$\begin{matrix} \text{Rate of accumulation} \\ \text{of microorganism} \\ \text{within the system} \\ \text{boundary} \end{matrix} = \begin{matrix} \text{Rate of flow of} \\ \text{microorganism} \\ \text{into the system} \\ \text{boundary} \end{matrix} - \begin{matrix} \text{Rate of flow of} \\ \text{microorganism} \\ \text{out of the system} \\ \text{boundary} \end{matrix} + \begin{matrix} \text{Net growth of} \\ \text{microorganism} \\ \text{within the} \\ \text{system boundary} \end{matrix} \quad (8-19)$$

2. Simplified word statement:

$$\text{Accumulation} = \text{Inflow} - \text{Outflow} + \text{Net growth} \quad (8-20)$$

3. Symbolic representation:

$$\frac{dX}{dt} V_r = QX_0 - QX + V_r r'_g \quad (8-21)$$

where dX/dt = rate of change of microorganism concentration in the reactor measured in terms of mass (volatile suspended solids), mass VSS/unit volume · time

V_r = reactor volume

Q = flowrate, volume/time

X_0 = concentration of microorganisms in influent, mass VSS/unit volume

X = concentration of microorganisms in reactor, mass VSS/unit volume

r'_g = net rate of microorganism growth, mass VSS/unit volume · time

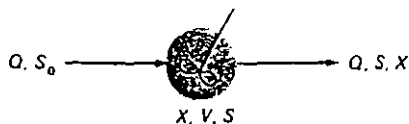


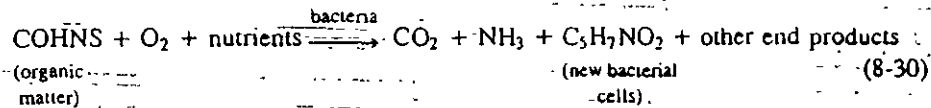
FIGURE 8-8
Schematic of a complete-mix reactor without recycle.

Activated-Sludge Process

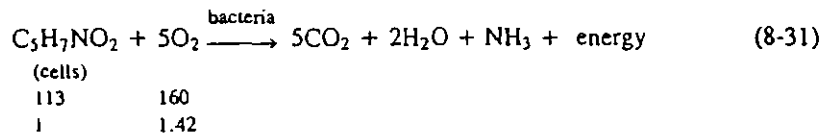
The activated-sludge process was developed in England in 1914 by Arden and Lockett [3] and was so named because it involved the production of an activated mass of microorganisms capable of stabilizing a waste aerobically. Many versions of the original process are in use today, but fundamentally they are all similar. The system shown in Fig. 8-13 is the complete-mix activated-sludge system. Other activated-sludge systems are listed in Table 8-6 and discussed in Chap. 10.

Process Description. Operationally, biological waste treatment with the activated-sludge process is typically accomplished using a flow diagram such as that shown in Fig. 8-13. Organic waste is introduced into a reactor where an aerobic bacterial culture is maintained in suspension. The reactor contents are referred to as the "mixed liquor." In the reactor, the bacterial culture carries out the conversion in general accordance with the stoichiometry shown in Eqs. 8-30 and 8-31.

Oxidation and synthesis:



Endogenous respiration:



In these equations, COHNS represents the organic matter in wastewater.

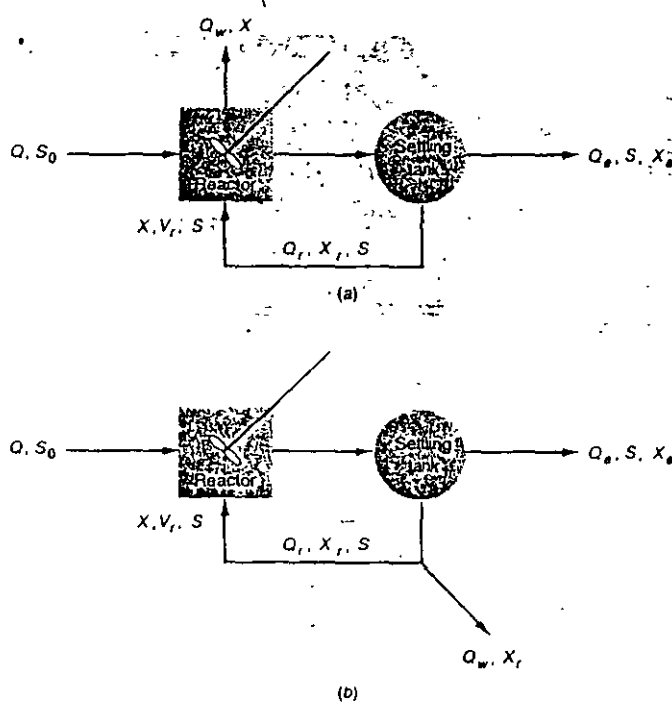


FIGURE 8-13

Schematic of complete-mix reactor with cellular recycle and wasting: (a) from the reactor and (b) from the recycle line

TABLE 8-6
Major biological treatment processes used for wastewater treatment

Type	Common name	Use ^a
<i>Aerobic processes:</i>		
Suspended-growth	Activated-sludge process	Carbonaceous BOD removal (nitrification)
	Conventional (plug-flow)	
	Complete-mix	
	Step aeration	
	Pure oxygen	
	Sequencing batch reactor	
	Contact stabilization	
	Extended aeration	
	Oxidation ditch	
	Deep tank (90 ft)	
Deep shaft		
Suspended-growth nitrification	Suspended-growth nitrification	Nitrification
	Aerated lagoons	Carbonaceous BOD removal (nitrification)
	Aerobic digestion	Stabilization, carbonaceous-BOD removal
Attached-growth	Conventional air	
	Pure oxygen	
Attached-growth	Trickling filters	Carbonaceous BOD removal, nitrification
	Low-rate	
	High-rate	
	Roughing filters	Carbonaceous BOD removal
	Rotating biological contactors	Carbonaceous BOD removal (nitrification)
Attached-growth	Packed-bed reactors	Carbonaceous BOD removal (nitrification)
	Activated biofilter process, trickling-filter solids-contact process; biofilter activated-sludge process, series trickling-filter activated-sludge process	Carbonaceous BOD removal (nitrification)
Combined suspended- and attached-growth processes		

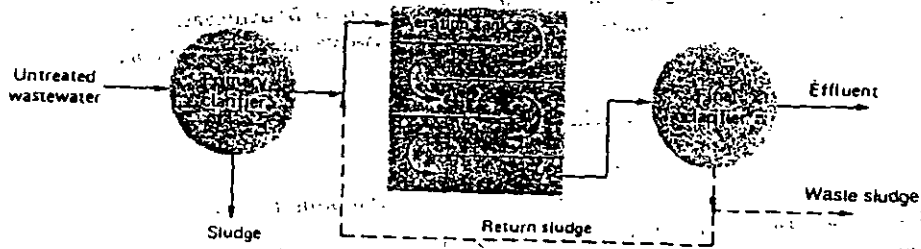


FIGURE 10-2
Typical schematic for a conventional plug-flow activated process.

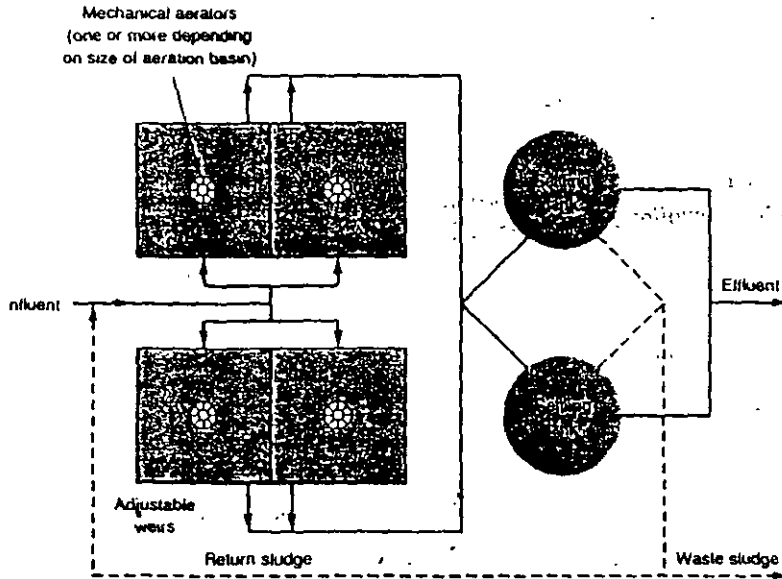


FIGURE 10-3
Complete-mix activated-sludge process (typical schematic for four-cell process).

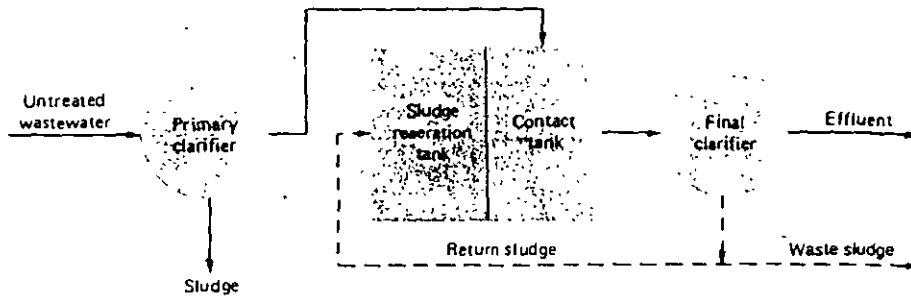


FIGURE 10-5
Flow diagram for contact stabilization activated-sludge process.

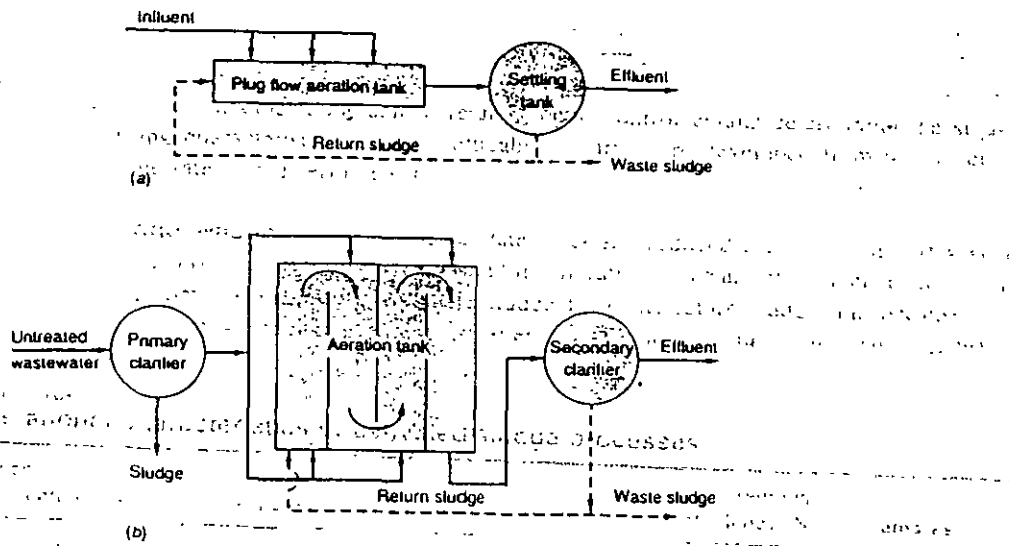


FIGURE 10-4
Flow diagram for step-feed aeration activated-sludge process: (a) simplified schematic and (b) typical physical configuration.

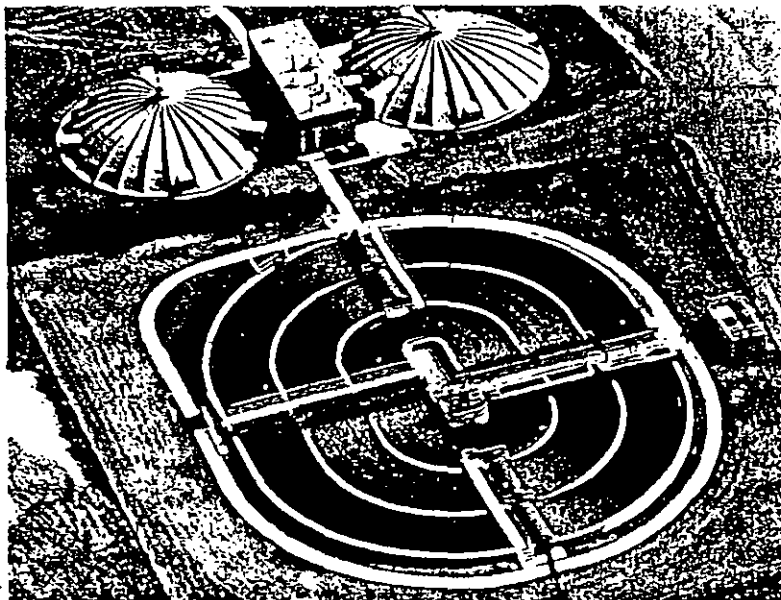
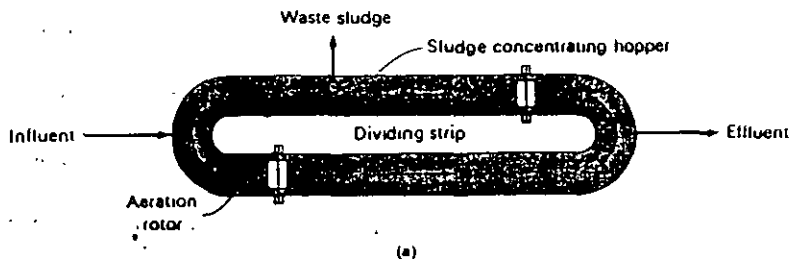


FIGURE 10-7
Oxidation ditch activated-sludge process: (a) schematic of oxidation ditch process and (b) aerial view of oxidation ditch process (from Envirex Inc.).

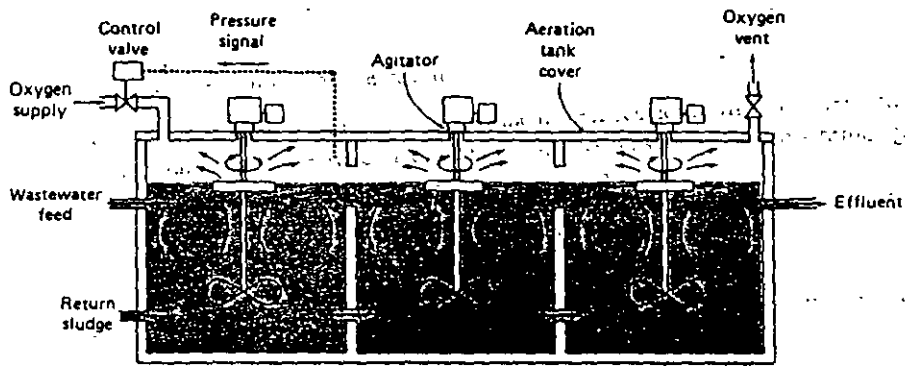


FIGURE 10-6 High-purity oxygen activated-sludge process: (a) schematic of three-stage configuration, (b) view of high-purity oxygen generation unit, and (c) typical mixer drive unit and oxygen injection point.

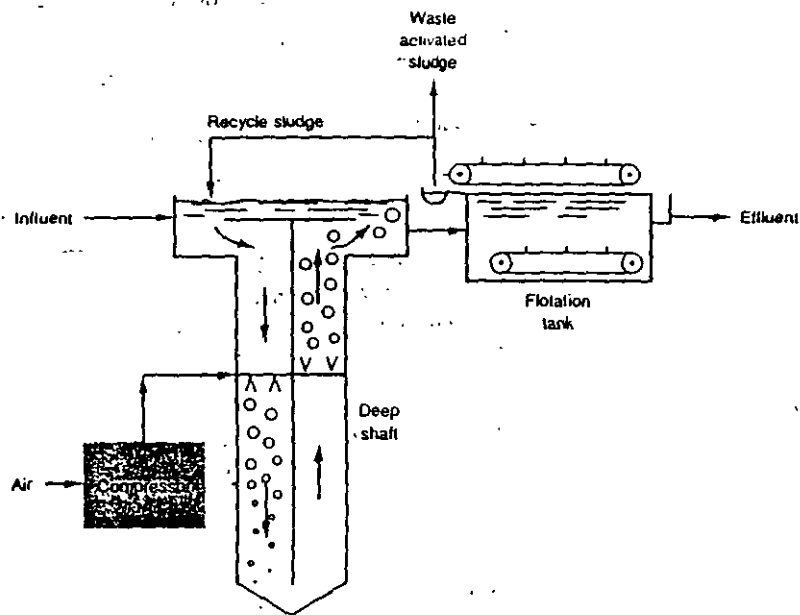


FIGURE 10-8 Schematic diagram of deep shaft activated-sludge reactor [64].

Rotating Biological Contactors

A rotating biological contactor consists of a series of closely spaced circular disks of polystyrene or polyvinyl chloride. The disks are submerged in wastewater and rotated slowly through it (see Fig. 8-27).

Process Description. In operation, biological growths become attached to the surfaces of the disks and eventually form a slime layer over the entire wetted surface area of the disks. The rotation of the disks alternately contacts the biomass with the organic material in the wastewater and then with the atmosphere for adsorption of oxygen. The disk rotation affects oxygen transfer and maintains the biomass in an aerobic condition. The rotation is also the mechanism for removing excess solids from the disks by shearing forces it creates and maintaining the sloughed solids in suspension so they can be carried from the unit to a clarifier. Rotating biological contactors can be used for secondary treatment, and they can also be operated in the seasonal and continuous-nitrification and denitrification modes.

Process Performance Analysis. Rotating biological contactors are usually designed on the basis of loading factors derived from pilot plant and full-scale installations, although their performance can be analyzed using an approach similar to that for trickling filters. Both hydraulic and organic loading-rate criteria are used in sizing units for secondary treatment. The loading rates for warm weather and year-round nitrification will be considerably lower than the corresponding rates for secondary treatment. Typical design values are presented in Chap. 10.

Properly designed, rotating biological contactors generally are quite reliable because of the large amount of biological mass present (low operating F/M). This large biomass also permits them to withstand hydraulic and organic surges more effectively. The effect of staging in this plug-flow system eliminates short circuiting and dampens shock loadings.

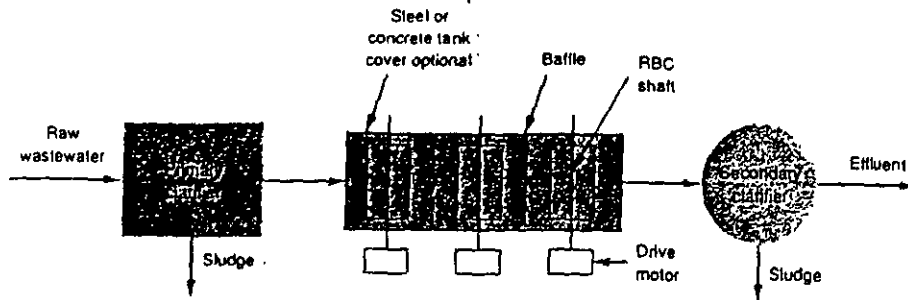


FIGURE 10-37
Typical RBC schematic for secondary treatment.

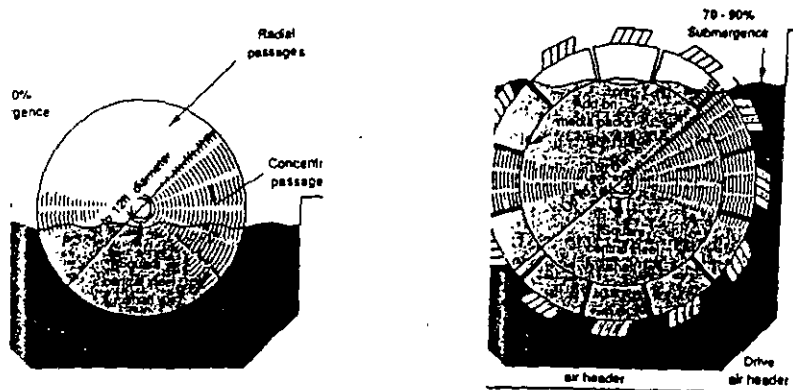


TABLE 10-17
Typical design information for rotating biological contractors

Item	Treatment level		
	Secondary	Combined nitrification	Separate nitrification
Hydraulic loading, gal/ft ² · d	2.0-4.0	0.75-2.0	1.0-2.5
Organic loading			
lb SBOD ₅ /10 ³ ft ² · d ^{a, b}	0.75-2.0	0.5-1.5	0.1-0.3
lb TBOD ₅ /10 ³ ft ² · d ^{a, c}	2.0-3.5	1.5-3.0	0.2-0.6
Maximum loading on first stage			
lb SBOD ₅ /10 ³ ft ² · d ^{a, b}	4-6	4-6	
lb TBOD ₅ /10 ³ ft ² · d ^{a, c}	8-12	8-12	
NH ₃ loading, lb/10 ³ ft ² · d		0.15-0.3	0.2-0.4
Hydraulic retention time, θ, h	0.7-1.5	1.5-4	1.2-2.9
Effluent BOD ₅ , mg/L	15-30	7-15	7-15
Effluent NH ₃ , mg/L		<2	1-2

^a Wastewater temperature above 55°F (13°C).

^b SBOD = Soluble BOD.

^c TBOD = Total BOD.

Note: gal/ft² · d × 0.0407 = m³/m² · d
lb/10³ ft² · d × 0.0049 = kg/m² · d

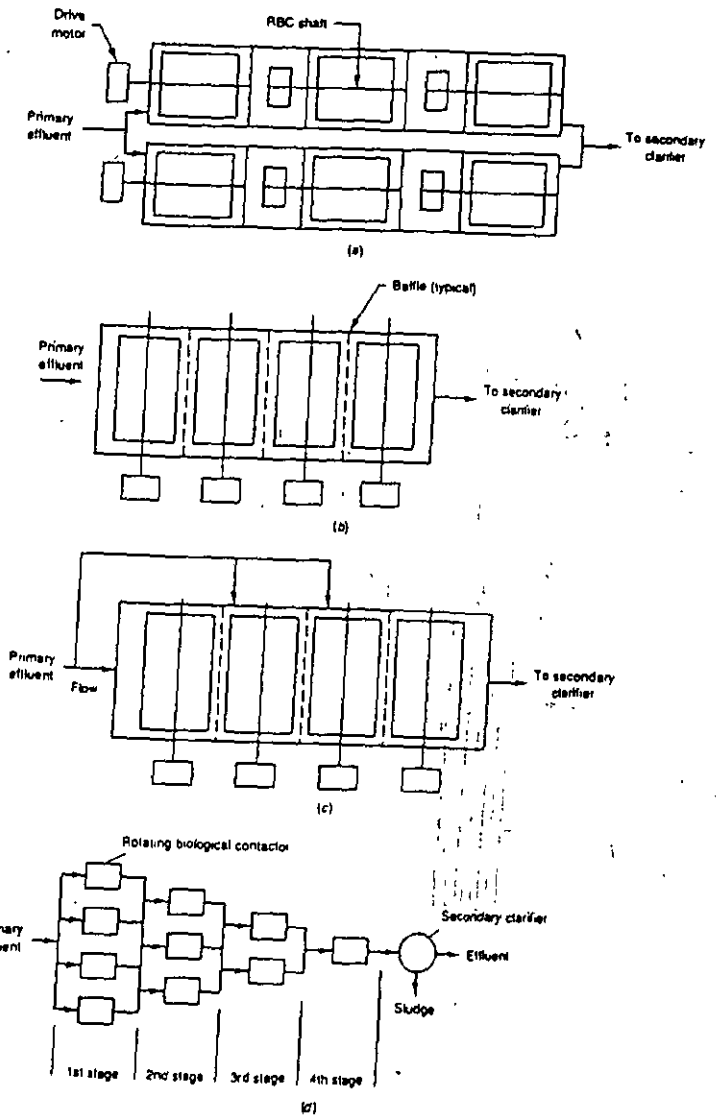


FIGURE 10-38
Typical rotating biological contactor arrangements: (a) flow parallel to shaft, (b) flow perpendicular to shaft, (c) step feed, and (d) tapered feed.

Sequencing Batch Reactor

A sequencing batch reactor (SBR) is a fill-and-draw activated-sludge treatment system. The unit processes involved in the SBR and conventional activated-sludge systems are identical. Aeration and sedimentation/clarification are carried out in both systems. However, there is one important difference. In conventional plants, the processes are carried out simultaneously in separate tanks, whereas in SBR operation the processes are carried out sequentially in the same tank.

TABLE 8-8
Description of the operational steps
for the sequencing batch reactor^a

Operational step	Description
Fill	The purpose of the fill operation is to add substrate (raw wastewater or primary effluent) to the reactor. The fill process typically allows the liquid level in the reactor to rise from 25 percent of capacity (at the end of idle) to 100 percent. If controlled by time, the fill process normally lasts approximately 25 percent of the full cycle time.
React	The purpose of react is to complete the reactions that were initiated during fill. Typically, react takes up 35 percent of the total cycle time.
Settle	The purpose of settle is to allow solids separation to occur, providing a clarified supernatant to be discharged as effluent. In an SBR, this process is normally much more efficient than in a continuous-flow system because in the settle mode the reactor contents are completely quiescent.
Draw ^b	The purpose of draw is to remove clarified treated water from the reactor. Many types of decant mechanisms are in current use, with the most popular being floating or adjustable weirs. The time dedicated to draw can range from 5 to 30 percent of the total cycle time (15 minutes to 2 hours), with 45 minutes being a typical draw period.
Idle ^b	The purpose of idle in a multitank system is to provide time for one reactor to complete its fill cycle before switching to another unit. Because idle is not a necessary phase, it is sometimes omitted.

^aAdapted from Ref. 37.

^bSludge wasting usually occurs during the settle or idle phases, but wasting can occur in the other phases depending on the mode of operation.

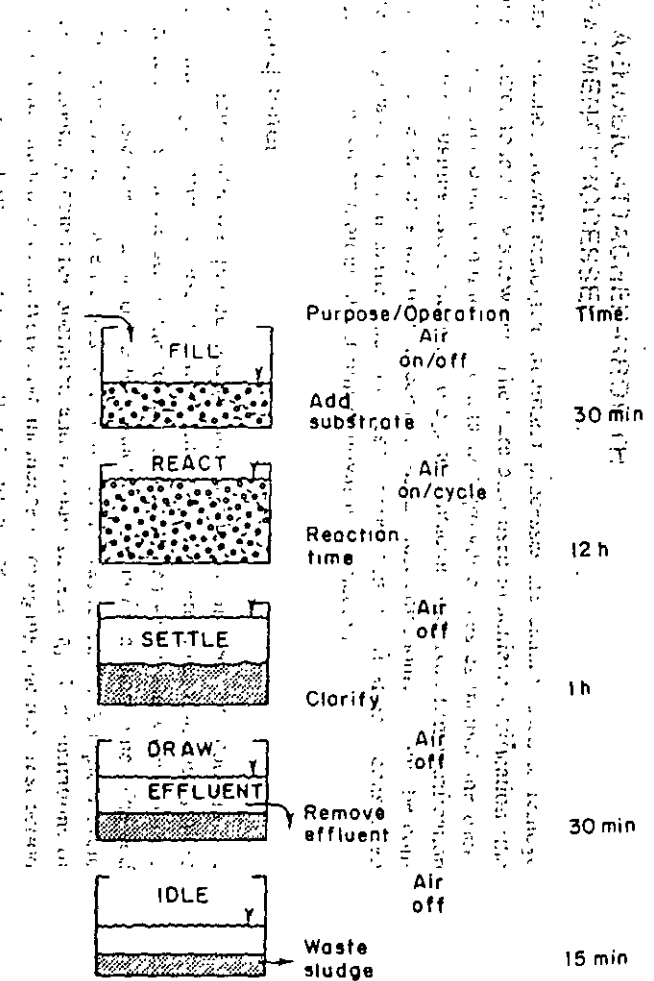


Figure 2.13 Cycle of alternating conditions imposed on the reactor of an SBR.

If it is assumed that the concentration of microorganisms in the influent can be neglected and that steady-state conditions prevail ($dX/dt = 0$), Eq. 8-22 can be simplified to yield

$$\frac{Q}{V_r} = \frac{1}{\theta} = \frac{\mu_m S}{K_s + S} - k_d \quad (8-23)$$

where θ = hydraulic detention time, V_r/Q .

In Eq. 8-23, the term $1/\theta$ corresponds to the net specific growth rate (see Eq. 8-12). The term $1/\theta$ also corresponds to $1/\theta_c$ where θ_c is the mean cell residence time. In the field of wastewater treatment, θ_c may be defined as the mass of organisms in the reactor divided by the mass of organisms removed from the system each day. (A second commonly used definition is given in Sec. 8-7.) For the reactor shown in Fig. 8-8, θ_c is given by the following expression.

$$\theta_c = \frac{V_r X}{QX} = \frac{V_r}{Q} \quad (8-24)$$

Performing a substrate balance corresponding to the microorganism mass balance given in Eq. 8-22 results in the following expression.

$$\frac{dS}{dt} V_r = QS_o - QS + V_r \left(\frac{kXS}{K_s + S} \right) \quad (8-25)$$

At steady state ($dS/dt = 0$), the resulting equation is

$$(S_o - S) - \theta \left(\frac{kXS}{K_s + S} \right) = 0 \quad (8-26)$$

where $\theta = V_r/Q$.

Effluent Microorganism and Substrate Concentrations. The effluent microorganism and substrate concentrations may be obtained as follows. If Eq. 8-23 is solved for the term $S/(K_s + S)$ and the resulting expression is substituted into Eq. 8-26 and simplified using Eq. 8-7, then effluent steady-state concentration is found to be given as

$$X = \frac{\mu_m(S_o - S)}{k(1 + k_d\theta)} = \frac{Y(S_o - S)}{(1 + k_d\theta)} \quad (8-27)$$

Similarly, the effluent substrate concentration is found to be equal to

$$S = \frac{K_s(1 + \theta k_d)}{\theta(Yk - k_d) - 1} \quad (8-28)$$

Application of Biological Treatment Processes

The principal applications of these processes, also identified in Table 8-6, are for (1) the removal of the carbonaceous organic matter in wastewater, usually measured as BOD, total organic carbon (TOC), or chemical oxygen demand (COD); (2) nitrification; (3) denitrification; (4) phosphorus removal; and (5) waste stabilization. In the remainder of this chapter, the emphasis will be on the removal of carbonaceous material, both aerobically and anaerobically. For clarity, biological nutrient removal and pond processes are considered in separate sections. Nitrification, denitrification, and phosphorus removal are considered in greater detail in Chap. 11. Sludge stabilization is discussed in Chap. 12.

return of activated sludge from the final clarifier to the inlet of the aeration tank is

$$Q_r = Q \frac{X}{X_r - X} \quad (10-8)$$

Still another approach to return sludge control entails determining the sludge settling characteristics. Sludge settleability curves are developed from which return sludge rates are determined [61].

Sludge Wasting. The excess activated sludge produced each day must be wasted to maintain a given food-to-microorganism ratio or mean cell-residence time. The most common practice is to waste sludge from the return sludge line because it is more concentrated and requires smaller waste sludge pumps. The waste sludge is

TABLE 10-4
Operational characteristics of activated-sludge processes

Process modification	Flow model	Aeration system	BOD removal efficiency, %	Remarks
Conventional	Plug-flow	Diffused-air, mechanical aerators	85-95	Use for low-strength domestic wastes. Process is susceptible to shock loads.
Complete-mix	Continuous-flow stirred-tank reactor	Diffused-air, mechanical aerators	85-95	Use for general application. Process is resistant to shock loads, but is susceptible to filamentous growths.
Step-feed	Plug-flow	Diffused-air	85-95	Use for general application for a wide range of wastes
Modified aeration	Plug-flow	Diffused-air	60-75	Use for intermediate degree of treatment where cell tissue in the effluent is not objectionable.
Contact stabilization	Plug-flow	Diffused-air, mechanical aerators	80-90	Use for expansion of existing systems and package plants
Extended aeration	Plug-flow	Diffused-air, mechanical aerators	75-95	Use for small communities, package plants, and where nitrified element is required. Process is flexible.
High-rate aeration	Continuous-flow stirred-tank reactor	Mechanical aerators	75-90	Use for general applications with turbine aerators to transfer oxygen and control floc size.
Kraus process	Plug-flow	Diffused-air	85-95	Use for low-nitrogen, high-strength wastes.

TABLE 10-5
Design parameters for activated-sludge processes

Process modification	t_c , d	F/M , lb BOD ₅ applied/ lb MLVSS · d	Volumetric loading, lb BOD ₅ / 10 ³ ft ³ · d	MLSS, mg/L	V/Q, h	Q_r/Q
Conventional	5-15	0.2-0.4	20-40	1,500-3,000	4-8	0.25-0.75
Complete-mix	5-15	0.2-0.6	50-120	2,500-4,000	3-5	0.25-1.0
Step-feed	5-15	0.2-0.4	40-60	2,000-3,500	3-5	0.25-0.75
Modified aeration	0.2-0.5	1.5-5.0	75-150	200-1,000	1.5-3	0.05-0.25
Contact stabilization	5-15	0.2-0.6	60-75	(1,000-3,000) ^a (4,000-10,000) ^b	(0.5-1.0) ^a (3-6) ^b	0.5-1.50
Extended aeration	20-30	0.05-0.15	10-25	3,000-6,000	18-36	0.5-1.50
High-rate aeration	5-10	0.4-1.5	100-1,000	4,000-10,000	2-4	1.0-5.0
Kraus process	5-15	0.3-0.8	40-100	2,000-3,000	4-8	0.5-1.0
High-purity oxygen	3-10	0.25-1.0	100-200	2,000-5,000	1-3	0.25-0.5
Oxidation ditch	10-30	0.05-0.30	5-30	3,000-6,000	8-36	0.75-1.50
Sequencing batch reactor	N/A	0.05-0.30	5-15	1,500-5,000 ^d	12-50	N/A
Deep shaft reactor	NI	0.5-5.0	NI	NI	0.5-5	NI
Single-stage nitrification	8-20	0.10-0.25 (0.02-0.15) ^c	5-20	2,000-3,500	6-15	0.50-1.50
Separate stage nitrification	15-100	0.05-0.20 (0.04-0.15) ^c	3-9	2,000-3,500	3-6	0.50-2.00

^aContact unit

^bSolids stabilization unit.

^cTKN/MLVSS

^dMLSS varies depending on the portion of the operating cycle

Note: lb/10³ ft³ · d × 0.0160 = kg/m³ · d

lb/lb · d = kg/kg · d

NI = not applicable

V_s = volume of settling tank.

The mean hydraulic retention time for the reactor θ is defined as

$$\theta = \frac{V_r}{Q} \quad (8-33)$$

where V_r is the volume of the reactor.

For the system shown in Fig. 8-13a, the mean cell-residence time θ_c , defined as the mass of organisms in the reactor divided by the mass of organisms removed from the system each day, is given by the following expression.

$$\theta_c = \frac{V_r X}{Q_w X + Q_e X_e} \quad (8-34)$$

where Q_w = flowrate of liquid containing the biological cells to be removed (wasted) from the system (in this case from the reactor)

Q_e = flowrate of liquid from the separation unit

X_e = microorganism concentration in effluent from solids separation unit

A term closely related to the specific utilization rate U and commonly used in practice as a design and control parameter is known as the food-microorganism ratio (F/M), which is defined as follows:

$$F/M = \frac{S_o}{\theta X} \quad (8-48)$$

The terms U and F/M are related by the process efficiency as follows:

$$U = \frac{(F/M)E}{100} \quad (8-49)$$

where E is the process efficiency as defined by Eq. 8-49:

$$E = \frac{S_o - S}{S_o} \times 100 \quad (8-50)$$

where E = process efficiency, percent

S_o = influent substrate concentration

S = effluent substrate concentration

For the system shown in Fig. 8-13b, the mean cell residence time θ_c is given by the following expression.

$$\theta_c = \frac{V_r X}{Q_w X_r + Q_e X_e} \quad (8-35)$$

where X_r = microorganism concentration in return sludge line

Q_w = cell wastage rate from recycle line

$$N = N_0 \left(\frac{C_{s,alt} - C_L}{C_{s,20}} \right) 1.024^{T-20} \alpha \quad (10-19)$$

- where N = lb O₂/hp · h transferred under field conditions
 N_0 = lb O₂/hp · h transferred in water at 20°C and zero dissolved oxygen
 β = salinity-surface tension correction factor, usually 1
 $C_{W,alt}$ = oxygen saturation concentration for tap water at given temperature and altitude (see Appendix E and Fig. 10-17), mg/L
 $C_{s,20}$ = oxygen saturation concentration in tap water 20°C, mg/L
 C_L = operating oxygen concentration, mg/L
 T = temperature, °C
 α = oxygen-transfer correction factor for waste (see Table 10-10)

TABLE 10-9
Typical ranges of oxygen-transfer capabilities
for various types of mechanical aerators^a

Aerator type	Transfer rate, lb O ₂ /hp · h	
	Standard ^b	Field ^c
Surface low-speed	2.0-5.0	1.2-2.4
Surface low-speed with draft tube	2.0-4.6	1.2-2.1
Surface high-speed	2.0-3.6	1.2-2.0
Surface downdraft turbine	2.0-4.0	1.0-2.0 ^d
Submerged turbine with sparger	2.0-3.3	1.2-1.8 ^d
Submerged impeller	2.0-4.0	1.2-1.8
Surface brush and blade	1.5-3.6	0.8-1.8

- ^a Derived in part from Refs. 47, 48, and 63.
^b Standard conditions: tap water 20°C; at 14.7 lb_f/in² and initial dissolved oxygen = 0 mg/L.
^c Field conditions: wastewater, 15°C; altitude 500ft, $\alpha = 0.85$, $\beta = 0.9$ operating dissolved oxygen = 2 mg/L.
^d Recent research suggests that α values may be lower than 0.85.
 Note: lb/hp · h × 0.6083 = kg/kW · h
 lb_f/in² × 6.8948 = kN/m²
 1.8(°C) + 32 = °F

TABLE 10-10
Typical values of alpha factor for low-speed surface aerators and selected wastewater types^a

Wastewater type	BOD ₅ , mg/L		α factor ^b	
	Influent	Effluent	Influent	Effluent
Municipal wastewater	180	3	0.82	0.98
Pulp and paper	187	50	0.68	0.77
Kraft paper	150-300	37-48	0.48-0.68	0.7-1.1
Bleached paper	250	30	0.83-1.98	0.86-1.0
Pharmaceutical plant	4,500	380	1.65-2.15	0.75-0.83
Synthetic fiber plant	5,400	585	1.88-3.25	1.04-2.65

- ^a Ref. 63.
^b Recent research suggests that α values may be lower and more variable than values listed in table.

TABLE 10-11
Typical aeration tank dimensions for mechanical surface aerators

Aerator size, hp	Tank dimensions, ft	
	Depth	Width
10	10-12	30-40
20	12-14	35-50
30	13-15	40-60
40	12-17	45-65
50	15-18	45-75
75	15-20	50-85
100	15-20	60-90

- Note: hp × 0.7457 = kW
 ft × 0.3048 = m

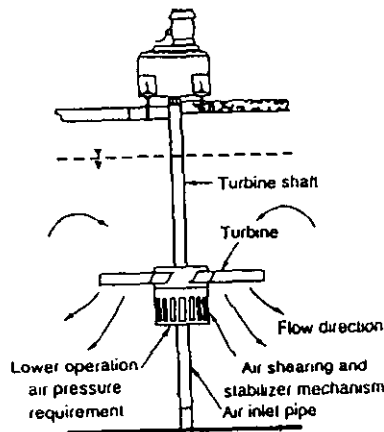


FIGURE 10-15
 Typical submerged mechanical aerator.

TABLE 10-7
Typical information on the clean water oxygen-transfer efficiency of various diffuser systems^a

Diffuser type and placement	Air flowrate, ft ³ /min · diffuser	SOTE (%) at 15 ft submergence ^b
Ceramic discs—grid	0.4–3.4	25–40
Ceramic domes—grid	0.5–2.5	27–39
Ceramic plates—grid	2.0–5.0 ^c	26–33
Rigid porous plastic tubes		
Grid	2.4–4.0	28–32
Dual spiral roll	3.0–11.0	17–28
Single spiral roll	2.0–12.0	13–25
Nonrigid porous plastic tubes		
Grid	1.0–7.0	26–36
Single spiral roll	2.0–7.0	19–37
Perforated membrane tubes		
Grid	1.0–4.0	22–29
Quarter points	2.0–6.0	19–24
Single spiral roll	2.0–6.0	15–19
Jet aeration		
Side header	54.0–300	15–24
Nonporous diffusers		
Dual spiral roll	3.3–10.0	12–13
Mid-width	4.2–45.0	10–13
Single spiral roll	10.0–35.0	9–12

^a Adapted from Refs. 57 and 63

^b SOTE = standard oxygen-transfer efficiency. Standard conditions: tap water, 68°F, at 14.7 lb_v/in² and initial dissolved oxygen = 0 mg/L.

^c Units are ft³/ft² of diffuser · min.

Note lb_v/in² × 6.8948 = kN/m²

ft³/min × 0.0283 = m³/min

ft × 0.3048 = m

$\frac{5}{9} (°F - 32) = °C$

TABLE 10-8
Typical air velocities in header pipes

Pipe diameter, in	Velocity, ft/min ^a
1–3	1,200–1,800
4–10	1,800–3,000
12–24	2,700–4,000
30–60	3,800–6,500

^a At standard conditions

Note: in × 25.4 = mm

ft/min × 3048 = m/min

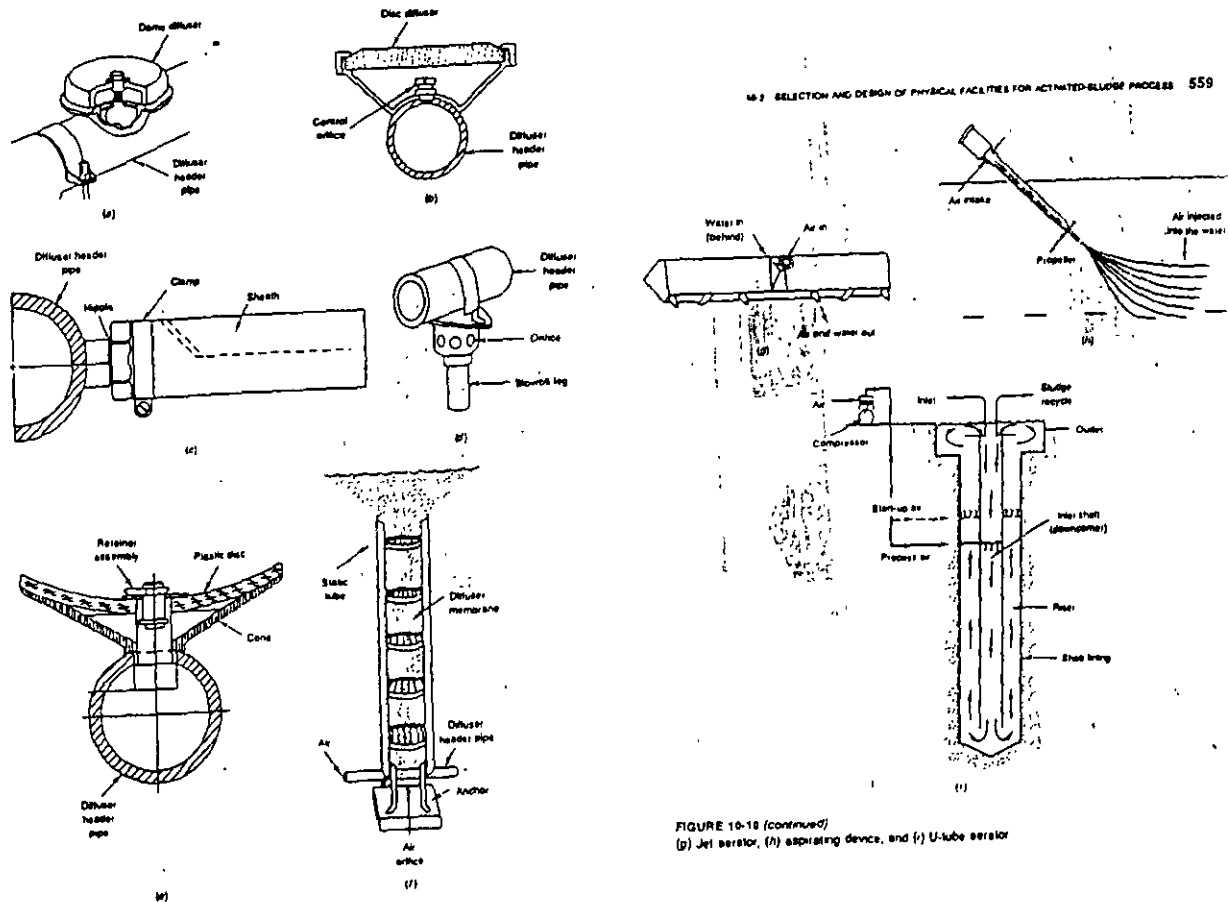


FIGURE 10-10
 Typical diffused-air aeration devices: (a) dome diffuser, (b) disc diffuser, (c) tubular diffuser, (d) sparger, (e) valved orifice diffuser, and (f) static tube aerator.

FIGURE 10-9 SELECTION AND DESIGN OF PHYSICAL FACILITIES FOR ACTIVATED-SLUDGE PROCESS 559

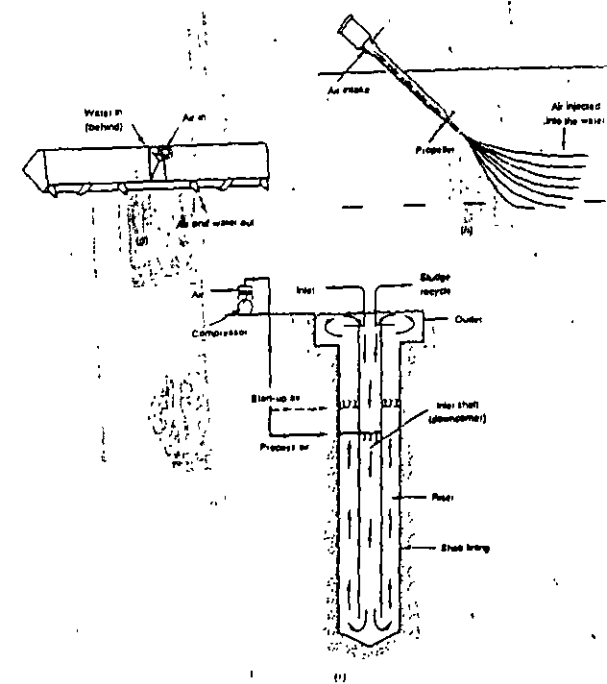


FIGURE 10-10 (continued)
 (g) Jet aerator, (h) aspirating device, and (i) U-tube aerator

8-8 AEROBIC ATTACHED-GROWTH TREATMENT PROCESSES

Aerobic attached-growth biological treatment processes are usually used to remove organic matter found in wastewater. They are also used to achieve nitrification (the conversion of ammonia to nitrate). The attached-growth processes include the trickling filter, the roughing filter, rotating biological contactor, and fixed-film nitrification reactor. Because the trickling-filter process is used most commonly, it will be considered in greater detail than the other processes. Fixed-film nitrification is considered in Sec. 8-11 in which biological nutrient removal is considered.

Trickling Filter

The first trickling filter was placed in operation in England in 1893. The concept of a trickling filter grew from the use of contact filters, which were watertight basins filled with broken stones. In operation, the contact bed was filled with wastewater from the top, and the wastewater was allowed to contact the media for a short time. The bed was then drained and allowed to rest before the cycle was repeated. A typical cycle required 12 hours (6 hours for operation and 6 hours of resting). The limitations of the contact filter included a relatively high incidence of clogging, the long rest period required, and the relatively low loading that could be used.

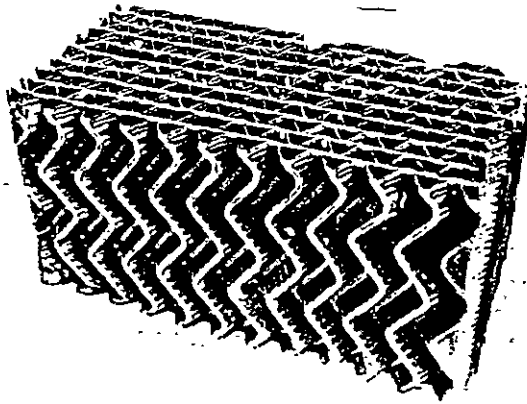


FIGURE 8-23.
Typical vertical-flow plastic module
used in tower trickling filters.

Equation 8-67 can now be integrated between the limits of S_e and S_i and 0 and D to yield

$$\frac{S_e}{S_i} = \exp\left[-(f h k_d) \frac{wD}{Q}\right] \quad (8-68)$$

where S_e = effluent concentration, mg/L

S_i = influent concentration resulting after the untreated incoming wastewater is mixed with recycled effluent, mg/L

TABLE 10-13
Typical design information for trickling filters^a

Item	Low-rate	Intermediate rate	High-rate	Super high-rate	Roughing	Two-stage
Filter medium ^b	Rock, slag	Rock, slag	Rock	Plastic	Plastic, redwood	Rock, plastic
Hydraulic loading, gal/ft ² · min	0.02–0.06	0.06–0.16	0.16–0.64	0.2–1.20	0.8–3.2	0.16–0.64
Mgal/acre · d	1–4	4–10	10–40	15–90	50–200 ^c	10–40 ^c
BOD ₅ loading, lb/10 ³ ft ³ · d	5–25	15–30	30–60	30–100	100–500	60–120
Depth, ft	6–8	6–8	3–6	10–40	15–40	6–8
Recirculation ratio	0	0–1	1–2	1–2	1–4	0.5–2
Filter flies	Many	Some	Few	Few or none	Few or none	Few or none
Sloughing	Intermittent	Intermittent	Continuous	Continuous	Continuous	Continuous
BOD ₅ removal efficiency, %	80–90	50–70	65–85	65–80	40–65	85–95
Effluent	Well-nitrified	Partially nitrified	Little nitrification	Little nitrification	No nitrification	Well-nitrified

^a Adapted in part from Refs. 36 and 62.

^b See Table 10-15 for physical characteristics of various filter mediums.

^c Does not include recirculation.

Note: ft × 0.3048 = m
gal/ft² · min × 58.6740 = m³/m² · d
Mgal/acre · d × 0.9354 = m³/m² · d
lb/10³ft³ · d × 0.0160 = kg/m³ · d

TABLE 10-15
Physical properties of trickling-filter media^a

Medium	Nominal size, in.	Mass/unit volume, lb/ft ³	Specific surface area, ft ² /ft ³	Void space, %
River rock				
Small	1–2.5	78–90	17–21	7–8
Large	4–5	50–62	12–50	3–6
Blast furnace slag				
Small	2–3	56–75	17–21	40–5
Large	3–5	50–62	14–18	50–6
Plastic				
Conventional	24 × 24 × 48 ^b	2–6	24–30	94–9
High-specific surface	24 × 24 × 48 ^b	2–6	30–60	94–9
Redwood	48 × 48 × 20 ^b	9–11	12–15	70–8
Random pack ^c	1–3.5	3–6	38–85	90–9

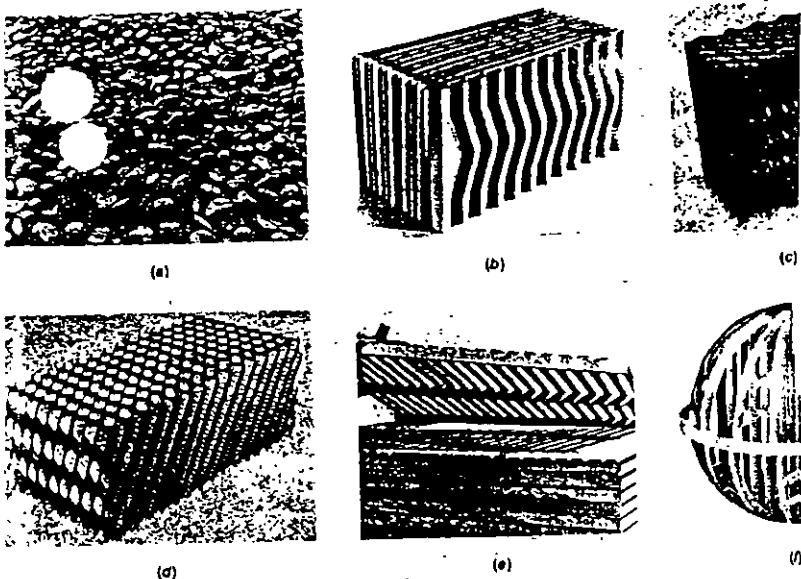


FIGURE 10-33
Typical packing media for trickling filters: (a) rock, (b) and (c) plastic-vertical flow, (d) plastic-cross flow, (e) redwood horizontal, and (f) random pack. (Figs. (c) and (d), from American Surfpac Corp., (e) from Neptune Microfloc, and (f) from Jaeger Products, Inc.)

TABLE 10-16
Typical treatability constants for 20-foot tower trickling filter packed with plastic media^a

Type of wastewater	Treatability constant, k, gal/min ^{0.5} ft
Domestic	0.065–0.10
Domestic and food waste	0.060–0.08
Fruit-canning wastes	0.020–0.05
Meat packing	0.030–0.05
Paper mill wastes	0.020–0.04
Potato processing	0.035–0.05
Refinery	0.020–0.07

^a Data are for 20°C.

Because of the irregular nature of the rock, river stone and slag used in rock filters, it has been difficult to develop meaningful theoretical relationships that can be used to predict the performance of rock filters. The NR equations for trickling-filter performance are empirical expressions developed from an extensive study of the operating records of trickling-filter plants serving World War II military installations [27]. The formulas are primarily applicable to single-stage and multistage rock systems, with varying recirculation rates (see Fig. 8-26). For a single-stage or first-stage rock filter, the equation is

$$E_1 = \frac{100}{1 + 0.0561 \sqrt{\frac{W}{VF}}} \quad (8-69)$$

where E_1 = efficiency of BOD removal for process at 20°C, including recirculation and sedimentation, percent

W = BOD loading to filter, lb/day

V = volume of filter media, 10³ ft³

F = recirculation factor

The recirculation factor is calculated using Eq. 8-70

$$F = \frac{1 + R}{(1 + R/10)^2} \quad (8-70)$$

410 BIOLOGICAL UNIT PROCESSES

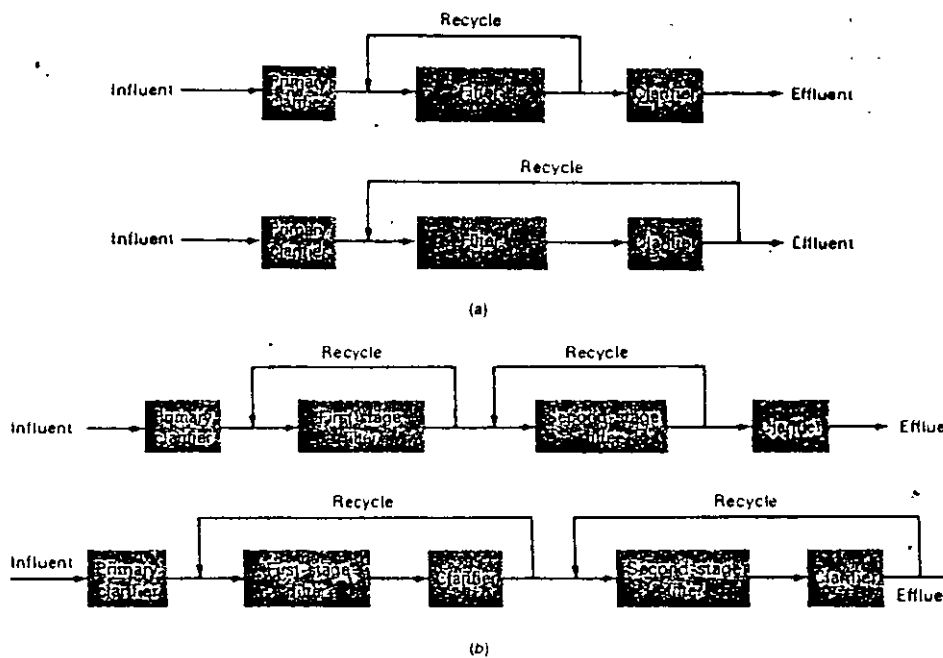


FIGURE 8-26

Typical trickling-filter flow diagrams with various recirculation patterns: (a) single-stage filters and (b) two-stage filters (see also Fig. 10-31)

where R = recirculation ratio Q_r/Q

Q_r = recirculation flow

Q = wastewater flow

The recirculation factor represents the average number of passes of organic matter through the filter. The term $R/10$ takes into account the experimental observation that the removability of organics appears to decrease as the number of passes increases [27]. Typical recycle ratios for various types of filters are reported in Table 10-13. For the second-stage filter (see Fig. 8-26), the equation is

$$E_2 = \frac{100}{1 + \frac{0.0561}{1 - E_1} \sqrt{\frac{W'}{VF}}} \quad (8-71)$$

where E_2 = efficiency of BOD removal for second-stage filter at 20°C, including recirculation and settling, percent
 E_1 = fraction of BOD removal in first-stage filter
 W' = BOD loading applied to second-stage filter, lb/day

The efficiency of plastic media

Formulations for plastic media: Because of the predictable properties of the plastic media, a number of more-or-less empirical relationships have been developed to predict the performance of trickling filters packed with plastic media. Two of the expressions used most commonly to describe the observed performance of plastic-

The general form of the equation proposed by Germain [11] and Schultz [32] is as follows:

$$\frac{S_e}{S_i} = \exp[-k_{20} D (Q_v)^{-n}] \quad (8-73)$$

where S_e = Total BOD₅ of settled effluent from filter, mg/L
 S_i = Total BOD₅ of wastewater applied to the filter, mg/L
 k_{20} = treatability constant corresponding to a filter of depth D at 20°C, (gal/min)^{0.5} ft.
 D = depth of filter, ft
 Q_v = volumetric flowrate applied per unit volume of filter, gal/ft³ · min
 $Q_v = (Q/A)$
 Q = flowrate applied to filter without recirculation, gal/min
 A = cross-sectional area of filter, ft²
 n = experimental constant, usually 0.5

The treatability constant, k_{20} , in Eq. 8-73 takes into account the rate constant K_T and the specific surface area, A_s , of the filter medium as given in Eq. 8-72. The effect of wastewater temperature on the process efficiency is accounted for by adjusting the k_{20} using a θ value of 1.035. The range of θ values found in the field is reported in Table 8-5.

Based on the analysis of data from a variety of operating filters, Alberson [1] has found that the treatability constant must be corrected for depth when a k_{20} value determined at one depth is to be applied to the design of a filter at another depth. The relationship proposed by Alberson [1] is as follows:

$$k_2 = k_1 \left(\frac{D_1}{D_2} \right)^x \quad (8-74)$$

where k_2 = treatability constant corresponding to a filter of depth D_2
 k_1 = treatability constant corresponding to a filter of depth D_1
 D_1 = depth of filter one, ft
 D_2 = depth of filter two, ft
 x = 0.5 for vertical and rock media filters
 0.3 for cross flow plastic medium filters

ACTIVATED SLUDGE

**TABLE 14-III. Threshold Concentrations
of Pollutants Inhibitory to the
Activated Sludge Process**

Pollutant	Concentration (mg/l)	
	Carbonaceous Removal	Nitrification
Aluminum	15 to 26	
Ammonia	480	
Arsenic	0.1	
Borate (Boron)	0.05 to 100	
Cadmium	10 to 100	
Calcium	2 500	
Chromium (hexavalent)	1 to 10	0.25
Chromium (trivalent)	50	
Copper	1.0	0.005 to 0.5
Cyanide	0.1 to 5	0.34
Iron	1 000	
Lead	0.1	0.5
Manganese	10	
Magnesium		50
Mercury	0.1 to 5.0	
Nickel	1.0 to 2.5	0.25
Silver	5	
Sulfate		500
Zinc	0.08 to 10	0.08 to 0.5
Phenols:		
Phenol	200	4 to 10
Cresol		4 to 16
2-4 Dinitrophenol		150

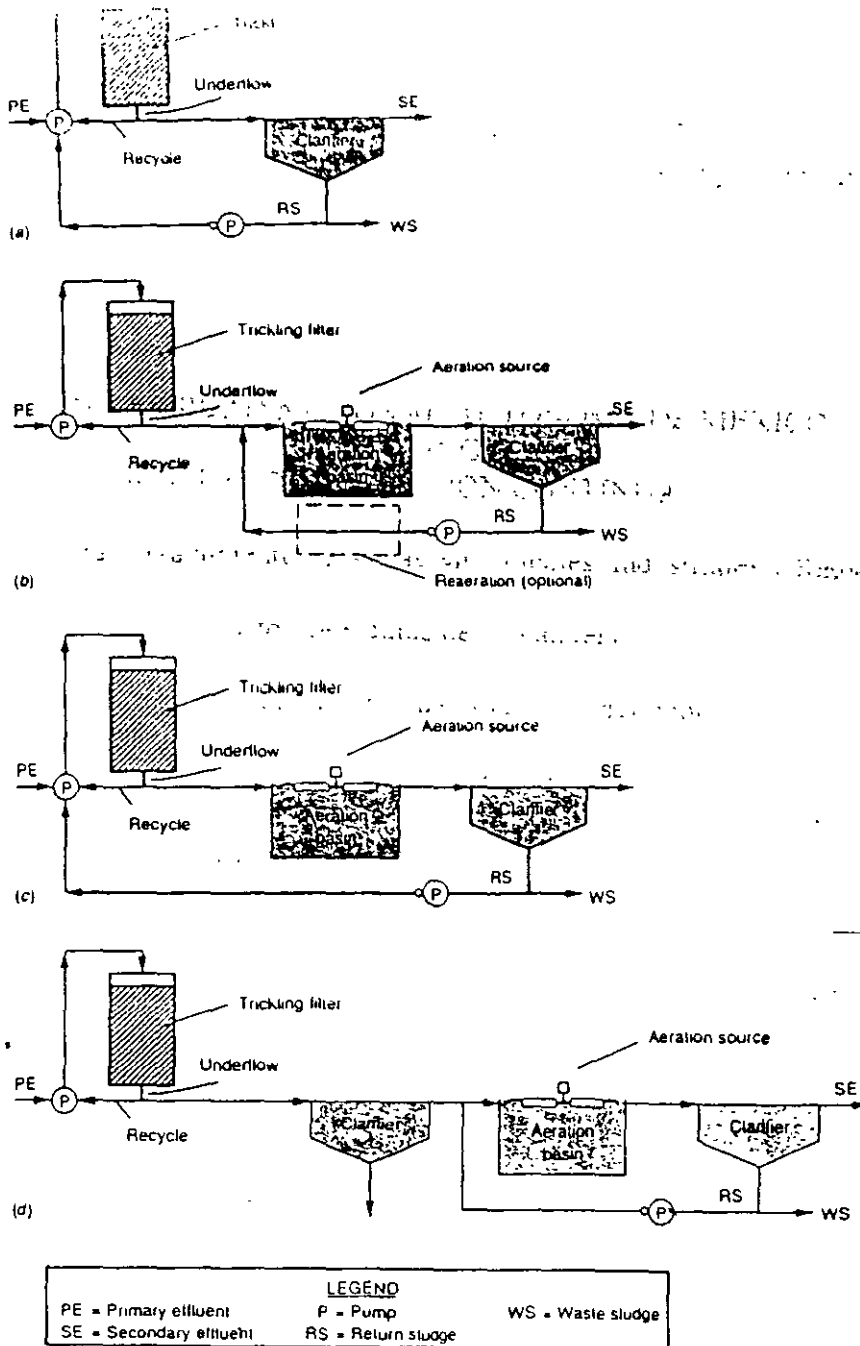


FIGURE 10-41
 Typical combined aerobic treatment system flow diagrams: (a) activated biofilter, (b) trickling filter solids contact and roughing filter/activated sludge, (c) biofilter/activated sludge, and (d) series trickling filter/activated sludge

TABLE 10-18
 Typical design information for combined aerobic treatment processes^a

Process combination	Trickling-filter loading	Aeration basin		
		t_c , d	F/M, lb BOD ₅ applied/ lb MLVSS · d	MLSS, mg/L
Activated biofilter	Low ^b	N/A	N/A	1,500–4,000
Trickling-filter/solids-contact	Low	0.5–2.0	N/A	1,000–3,000
Roughing filter/activated-sludge	High ^c	2–5	0.5–1.2	1,500–3,000
Biofilter/activated-sludge	High	2–5	0.5–1.2	1,500–4,000
Trickling-filter/activated-sludge	High	4–8	0.2–0.5	1,500–4,000

^a Adapted from Ref. 62.

^b Typically less than 40 lb BOD₅/10³ ft³ · d.

^c Typically greater than 100 lb BOD₅/10³ ft³ · d.

Note lb/10³ ft³ · d × 0.0160 = kg BOD₅/m³ · d

N/A = Not applicable

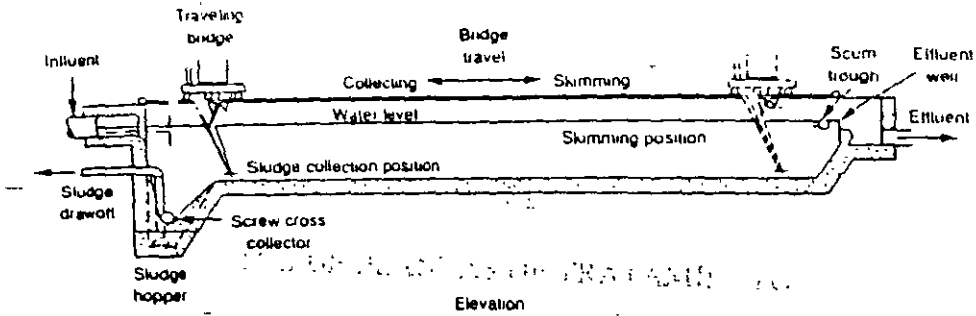


FIGURE 10-23
Typical rectangular secondary settling tanks: (a) chain-and-flight collector and (b) traveling-bridge collector.

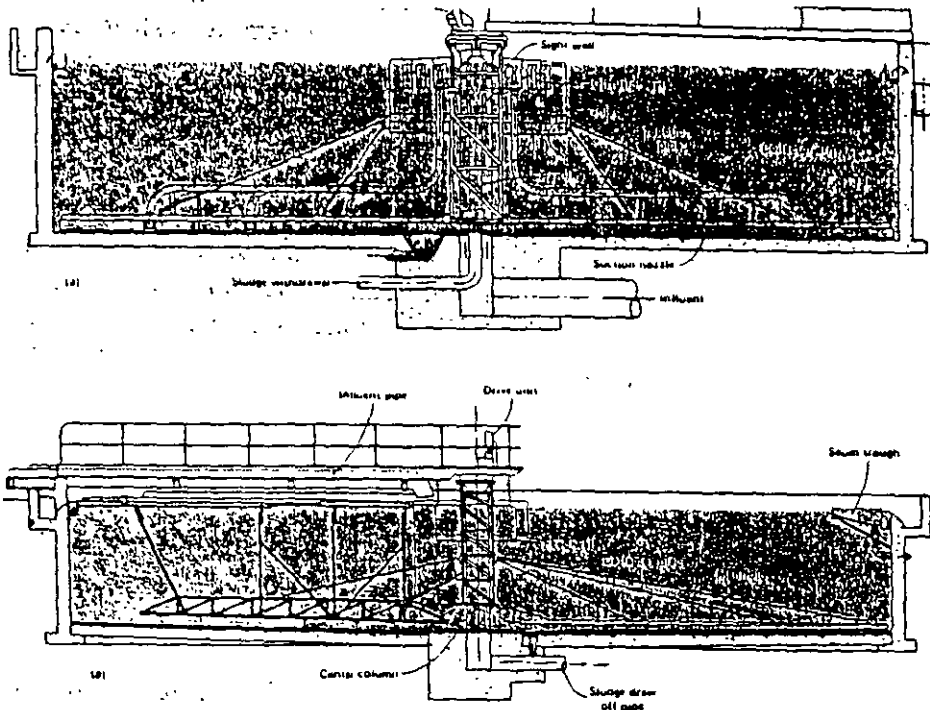


FIGURE 10-22
Typical circular secondary settling tanks designed for rapid sludge removal (a) sludge removed through suction pipes (from Walker Process Equipment Division, Chicago Bridge & Iron Company) and (b) sludge removed through manifold (from Envirex).

TABLE 10-12
Typical design information for secondary clarifiers^a

Type of treatment	Overflow rate, gal/ft ² · d		Solids loading, lb/ft ² · h		Depth ft
	Average	Peak	Average	Peak	
Settling following air activated-sludge (excluding extended aeration)	400–800	1,000–1,200	0.8–1.2	2.0	12–2
Settling following oxygen activated-sludge	400–800	1,000–1,200	1.0–1.4	2.0	12–2
Settling following extended aeration	200–400	600–800	0.2–1.0	1.4	12–2
Settling following trickling filtration	400–600	1,000–1,200	0.6–1.0	1.6	10–1
Settling following rotating biological contractors.					
Secondary effluent	400–800	1,000–1,200	0.8–1.2	2.0	10–1
Nitrified effluent	400–600	800–1,000	0.6–1.0	1.6	10–1

Tabla 6.4
Eficiencias de Procesos de Tratamiento

Proceso	Eficiencias de Remoción (%)						P Total	Col. Fec.
	DBO	DQO	SSed	SST	N Total	N-NH3		
nogenización	10							
Alimentación primaria	25-35		50-65					
Filtración rápida	95-99			95-99	25-90			0-90 99.99
Filtración lenta	90-99			90-99	50-95			80-99 >99.99
Exposición sobre el suelo	80-95			80-95	75-90			30-60 90-99.9
Reactivos activados	85-95					10 a 20		
Reactivos biológicos	80-90			80-90			95	10 a 30
Reactivos activados alta tasa	50-70					5 a 10		
Reacción extendida	85-95					50-90		
Lagunas aereadas	60-90	70-90		70-90				
Lagunas facultativas	80-95							
Lagunas anaeróbicas	80-95							
Zanjas de oxidación	92-94		93-94					
Filtros biológicos	80-85							
Carbón activado granular	40-50	50			50			

10-4 AERATED LAGOONS

An aerated lagoon is a basin in which wastewater is treated either on a flow-through basis or with solids recycle. The essential function of this treatment process is waste conversion. Oxygen is usually supplied by means of surface aerators or diffused air units. As with other suspended-growth systems, the turbulence created by the aeration devices is used to maintain the contents of the basin in suspension.

Depending on the detention time, the effluent from an aerated lagoon contains about one-third to one-half the value of the incoming BOD in the form of cell tissue.

Most of these solids must be removed by settling prior to discharge (a settling tank or basin is a normal component of most lagoon systems). If the solids are returned to the lagoon, there is no difference between this process and a modified activated-sludge process. A typical aerated lagoon is shown in Fig. 10-30.

Process Design Considerations

Factors that must be considered in the process design of aerated lagoons include (1) BOD removal, (2) effluent characteristics, (3) oxygen requirements, (4) temperature effects, (5) energy requirement for mixing, and (6) solids separation. The first four factors are considered in the following discussion, and their application is illustrated in Example 10-4. The energy required for mixing was discussed previously (see "Mechanical Aerators"). Solids separation is discussed at the end of this section.

in Chap. 8. The mean cell-residence time should be selected to ensure (1) that the suspended microorganisms will bioflocculate for easy removal by sedimentation and (2) that an adequate safety factor is provided when compared to the mean cell-residence time of washout. Typical design values of θ_c for aerated lagoons used for treating domestic wastes vary from about 3 to 6 d. Once the value of θ_c has been selected, the soluble substrate concentration of the effluent can be estimated, and the removal efficiency can then be computed using the equations given in Chap. 8.

An alternative approach is to assume that the observed BOD₅ removal (either overall, including soluble and suspended-solids contribution, or soluble only) can be described in terms of a first-order removal function. The BOD₅ removal is measured between the influent and lagoon outlet (not the outlet of the sedimentation facilities following the lagoon). The pertinent equation for a single aerated lagoon (see Appendix G for derivation) is

$$\frac{S}{S_0} = \frac{1}{1 + k(V/Q)} \quad (10-20)$$

where S = effluent BOD₅ concentration, mg/L

S_0 = influent BOD₅ concentration, mg/L

k = overall first-order BOD₅ removal-rate constant, d⁻¹

V = volume, Mgal (m³)

Q = flowrate, Mgal/d (m³/d)

Reported overall k values vary from 0.25 to 1.0. Removal rates for soluble BOD₅ would be higher. Application of this equation is illustrated in Example 10-5 presented later in this section.

Aerated Lagoon Process Design

The design of an aerated lagoon is illustrated in Example 10-5.

Comment. For installations designed to treat domestic wastewater, the energy requirement for mixing is usually the controlling factor in sizing the aerators. The energy needed to meet the oxygen required is often the controlling factor in sizing the aerators where industrial wastes are to be treated. It should be noted that in some cases when the power requirements for mixing are significantly greater than the power required for oxygen transfer, aerated lagoons have not been operated in the complete-mix mode.

Solids Separation

If the effluent from aerated lagoons must meet the minimum standards for secondary treatment as defined by the U.S. Environmental Protection Agency (see Table 4-1), it will be necessary to provide some type of settling facility. Usually, sedimentation is accomplished in a large, shallow earthen basin used expressly for the purpose, or in more conventional settling facilities. Where large earthen basins are used, the following requirements must be considered carefully: (1) the detention time must be adequate to achieve the desired degree of suspended-solids removal; (2) sufficient volume must be provided for sludge storage; (3) algal growth must be minimized; (4) odors that may develop as a result of the anaerobic decomposition of the accumulated sludge must be controlled; and (5) the need for a lining must be assessed. In some cases, because of local conditions, these requirements may be in conflict with each other.

In most cases, a minimum detention time of 6 to 12 h is required to achieve solids separation [1]. If a 6 to 12 h detention time is used, adequate provision must be made for sludge storage so that the accumulated solids will not reduce the actual liquid detention time. Further, if all the solids become deposited in localized patterns, it may be necessary to increase the detention time to counteract the effects of poor hydraulic distribution. Under anaerobic conditions, about 40 to 60 percent of the deposited volatile suspended solids will be degraded each year. Assuming that first-order removal kinetics apply, the following expression can be used to estimate the decay of volatile suspended solids [1].

$$W_t = W_0 e^{-k_d t} \quad (10-23)$$

where W_t = mass of volatile suspended solids that have not degraded after time t ,
lb (kg)
 W_0 = mass of solids deposited initially, lb (kg)
 k_d = decay coefficient, d^{-1} or yr^{-1}
 t = time, d or yr

Two problems that are often encountered with the use of settling basins are the growth of algae and the production of odors. Algal growths can usually be controlled by limiting the hydraulic detention time to 2 d or less. If longer detention times must be used, the algal content may be reduced by using either a rock filter (see Sec. 10-8) or a microstrainer. Odors arising from anaerobic decomposition can generally be controlled by maintaining a minimum water depth of 3 ft (1 m). In extremely warm areas, depths up to 6 ft (1.8 m) have been needed to eliminate odors, especially those of hydrogen sulfide.

If space for large settling basins is unavailable, conventional settling facilities can be used. To reduce the construction costs associated with conventional concrete and steel settling tanks, lined earthen basins can be used. The design of a large earthen sedimentation basin for an aerated lagoon is illustrated in Example 10-6.

Oxygen Requirement. The oxygen requirement is computed as previously outlined in Sec. 10-1, which deals with the activated-sludge process design. Based on operating results obtained from a number of industrial and domestic installations, the amount of oxygen required has been found to vary from 0.7 to 1.4 times the amount of BOD₅ removed.

Temperature: Because aerated lagoons are installed and operated in locations with widely varying climatic conditions, the effects of temperature change must be considered in their design. The two most important effects of temperature are (1) reduced biological activity and treatment efficiency and (2) the formation of ice.

The effect of temperature on biological activity is described in Chap. 8. From a consideration of the influent wastewater temperature, air temperature, surface area of the pond, and wastewater flowrate, the resulting temperature in the aerated lagoon can be estimated using the following equation developed by Mancini and Barnhart [24].

$$(T_l - T_w) = \frac{(T_w - T_a)fA}{Q} \quad (10-21)$$

where T_l = influent waste temperature, °F (°C)

T_w = lagoon water temperature, °F (°C)

T_a = ambient air temperature, °F (°C)

f = proportionality factor

A = surface area, ft² (m²)

Q = wastewater flowrate, Mgal/d (m³/d)

The proportionality factor incorporates the appropriate heat transfer coefficients and includes the effect of surface area increase due to aeration, wind, and humidity. A typical value for the eastern United States is 12×10^{-6} in U.S. customary units (0.5 in SI units). To compute the lagoon temperature, Eq. 10-21 is rewritten as

$$T_w = \frac{AfT_a + QT_l}{Af + Q} \quad (10-22)$$

Alternatively, if climatological data are available, the average temperature of the lagoon may be determined from a heat budget analysis by assuming that the lagoon is mixed completely.

TRATAMIENTO DE AGUAS MUNICIPALES, INDUSTRIALES Y REUSO

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

Curso: Tratamiento de Aguas Municipales, Industriales y Reuso

Costos de Plantas de Tratamiento

Impartido por: Dr.Enrique Godinez Arredondo

Fecha: Junio 7 del 2001

CONTENIDO

COSTOS DE PLANTAS DE TRATAMIENTO

1. Niveles de Desarrollo de Proyectos de Plantas de Tratamiento

- 1.1. Ingeniería básica
- 1.2. Proyecto ejecutivo
- 1.3. Proyectos llave en mano
- 1.4. Proyectos con inversión privada

2. Definición de Conceptos de Costos

- 2.1. Inversión
- 2.2. Amortización del capital
- 2.3. Costos fijos de operación y mantenimiento
- 2.4. Costos variables de operación
- 2.5. Costo unitarios

3. Evaluación de Costos

- 3.1. Evaluación técnica
- 3.2. Evaluación económica
 - 3.2.1. Ada/Plantas
 - 3.2.2. Capdet
- 3.3. Costos índice
- 3.4. Ecuación paramétrica de costos

4. Resultados de Costos de Tratamiento en México

- 4.1. Proyecto Puebla, Pue.
- 4.2. Proyecto Culiacán, Sin.
- 4.3. Proyecto Renacimiento, Acapulco, Gro.
- 4.4. Proyecto Morelia, Mich.

CAPITULO 3

NIVELES DE DESARROLLO DE PROYECTOS DE PLANTAS DE TRATAMIENTO

Los proyectos de las plantas de tratamiento de aguas residuales, se desarrollan en distintos niveles con objeto de lograr los alcances que se requieren para su licitación:

Ingeniería básica, Proyecto ejecutivo, Proyectos llave en mano y Proyectos con inversión privada.

3.1. Ingeniería Básica

La ingeniería básica tiene como objetivo, el obtener la información del sistema de tratamiento viable de implementarse, a fin de tramitar los apoyos económicos ante las instituciones crediticias y licitar la ejecución del proyecto ejecutivo ó bien licitar las obras de tratamiento bajo los alcances de: llave en mano ó inversión privada.

El alcance de esta ingeniería corresponde a:

- . Recopilar y evaluar la información
- . Realizar los trabajos de campo y laboratorio-topografía, geotécnia , caracterización de las aguas residuales y pruebas de tratabilidad
- . Analizar las alternativas y seleccionar la viable técnica y económicamente factible.
- .Establecer las bases de diseño
- . Elaborar el proyecto dimensional, de conjunto e hidráulico.
- . Elaborar el antepresupuesto de las obras civiles e instalaciones mecánicas, eléctricas e instrumentación y control.

3.2. Proyecto Ejecutivo

La ingeniería a nivel de proyecto ejecutivo tiene como objetivo, el obtener el proyecto integral del sistema de tratamiento , a fin de convocar a concurso la construcción de las obras, y una vez puesto en marcha el sistema, operar la planta de tratamiento por el Contratante. Adicionalmente, permite tramitar los apoyos económicos ante las instituciones crediticias y licitar las obras de tratamiento bajo el esquema de inversión privada recuperable.

Las actividades que incluye el proyecto ejecutivo, se realizan a partir del nivel alcanzado en la ingeniería básica, procediendo a:

- . Elaborar los proyectos ejecutivos, además de la planta de tratamiento; generalmente los correspondientes a: colectores de intercepción de las descargas y emisor de aguas crudas; estación de bombeo de aguas crudas, estación de bombeo de aguas tratadas ó emisor hasta su estructura de incorporación en un cuerpo receptor o de entrega para el reuso de las aguas, manejo, tratamiento y disposición de los lodos residuales.
- . Desarrollar los diseños y proyectos: estructural, mecánico, eléctrico, instrumentación y control y arquitectónico; así como las especificaciones, catálogo de cantidades de obra e instalaciones, programa de construcción, equipamiento, arranque y prueba; manual de operación y mantenimiento, además de los estudios socioeconómico y económico-financiero.

3.3. Proyectos LLave en Mano

La ingeniería a nivel de proyecto llave en mano tiene como objetivo, el logro de un proyecto integral de un sistema de tratamiento específico, generalmente de patente, la construcción, equipamiento, puesta en marcha y prueba a través de una convocatoria de concurso; pudiendo la Licitante Ganadora, o Prestador del Servicio operar la planta de tratamiento, de así requerirlo el Contratante. La limitante consiste en tramitar posibles apoyos económicos ante las instituciones crediticias; y por lo consiguiente la contratación se realiza con un cien por ciento de capital de riesgo por el Prestador.

Las actividades que incluye el desarrollo del proyecto se circunscriben específicamente en la planta de tratamiento; y la selección del tipo de planta se realiza a partir del nivel alcanzado en la ingeniería básica y en algunos casos, las Licitantes proceden a incluir los trabajos básicos.

El proyecto ejecutivo a nivel de llave en mano, por parte del Prestador, no incluye la entrega de los diseños: estructural, mecánico, eléctrico, instrumentación y control y arquitectónico; ni las especificaciones, catálogo de cantidades de obra e instalaciones, sino únicamente el programa de construcción, equipamiento, arranque y prueba; además del manual de operación y mantenimiento.

3.4. Proyectos con Inversión Privada

La ingeniería a nivel de proyecto con inversión privada tiene como objetivo, el obtener por parte del Contratante, un proyecto integral de un sistema de tratamiento específico, generalmente de patente, la construcción, equipamiento, puesta en marcha y prueba y

operación del sistema integral a largo plazo, generalmente 15 a 20 años, a través de una convocatoria de concurso. Permitiendo el tramitar los apoyos económicos ante las instituciones crediticias; y conformando una mezcla de recursos: capital no recuperable- apoyo federal-, financiamiento otorgado al Prestador-tasa preferencial- y capital de riesgo por el Prestador a una tasa comercial.

Las actividades que incluye el desarrollo de un proyecto de inversión privada, se circunscribe al desarrollo de un documento de concurso y de licitación; que incluye un anexo técnico que integra la información básica, a nivel informativo, quedando bajo el criterio del Licitante, realizar los trabajos que requiera, y por consiguiente el Prestador es responsable total de dicha información-, calidad del agua tratada, y las respectivas penalizaciones por ambas partes, Prestador y Contratante, además de las garantías de cumplimiento.

La amortización de la inversión y la operación del sistema es función de la definición de tarifas de pago por el servicio: (T1) recuperación de la inversión, (T2) gastos fijos de operación incluyendo la reposición de equipos y (T3) gastos variables de operación. Debiendo incluir los costos por la elaboración del proyecto ejecutivo, impuestos, pago de derechos y cualesquier otra erogación o gasto necesario para implementar el proyecto, hasta su puesta en marcha, prueba e inicio de operación.

La selección del tipo de planta se realiza, indirectamente por las ofertas presentadas por las Licitantes, que en algunos casos proceden a incluir los trabajos básicos. Y se tiene la ventaja de que se trata el proyecto a nivel integral, tanto como proyecto ejecutivo como construcción y operación.

El Prestador debe entregar, los diseños: estructural, mecánico, eléctrico, instrumentación y control y arquitectónico; las especificaciones, catálogo de cantidades de obra e instalaciones, el programa de construcción, equipamiento, arranque y prueba; además del manual de operación y mantenimiento.

2.- Definición de Conceptos de Costos

2.1. Inversión

La inversión debe entenderse como el costo total, correspondiente a las obras civiles y arquitectónicas e instalaciones mecánicas, eléctricas e instrumentación y control, y del equipamiento de laboratorio y equipo necesario para la operación y el mantenimiento del sistema de tratamiento, incluyendo los indirectos y utilidad de la construcción y los costos de ingeniería y administración de la obra.

Los porcentajes aplicables en México, sobre el costo directo total, corresponden a los siguientes:

Indirectos y Utilidad.	28 al 36 %
Ingeniería	4 %
Administración	5%

2.2. Amortización del capital

La amortización del capital, corresponde a la recuperación de la inversión, en pagos anuales iguales durante un período de tiempo a una tasa de interés.

El período de amortización y la tasa de interés, aplicables, para fines comparativos corresponde generalmente a:

- 15 años y 12 % anual
- 15 años y 15 % anual

En los proyectos de inversión privada:

18 años y la tasa, que defina el Prestador del Servicio, dado que está arriesgando su capital más el financiamiento que le otorga Banobras, generalmente por un 32 y 28 % respectivamente, considerando que el resto del capital requerido (40%) es aportación de FINFRA.

Ejemplo:

Tasa de interés (Banobras) = 12 %
 Tasa por manejo en Banobras + 3 %

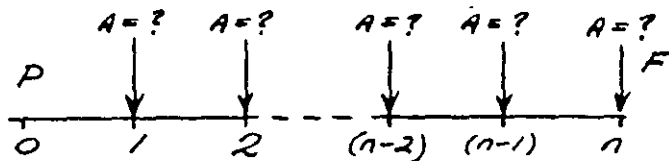
TIE 15 %

% de inflación en el último año 7 %

Resultando la tasa real de = 1.15 / 1.07 = 1.075

FACTOR DE RECUPERACION DEL CAPITAL

¿Qué monto uniforme (A) se debe invertir a una tasa (i) de interés compuesto, al final de cada período, durante (n) períodos, para obtener el mismo monto final (F) que se obtendría si se invirtiera una cantidad inicial (P) durante el mismo tiempo y a la misma tasa de interés (i)?



datos: $P, n, i\%$
 $A = ?$

Habíamos determinado que:

$$A = F \cdot \left[\frac{i}{(1+i)^n - 1} \right]$$

pero por otro lado, tenemos que: $F = P (1+i)^n$

substituyendo resulta:
$$A = P \cdot \left[\frac{i (1+i)^n}{(1+i)^n - 1} \right]$$

al factor: $\left[\frac{i (1+i)^n}{(1+i)^n - 1} \right]$ se le denomina:
"factor de recuperación del capital"

y se representa:

a) $(i-n \text{ crf})$ que significa: "capital recovery factor."

b) $(A/P, i\%, n)$

y es el factor por el cual se multiplica (P) para encontrar el valor de los pagos (A) que lo recuperan al final de (n) períodos a una tasa (i) de interés compuesto.

Conclusión:

$$A = P \left[\frac{i (1+i)^n}{(1+i)^n - 1} \right]$$

$$A = P \cdot i-n \text{ crf} = P \cdot (A/P, i\%, n)$$

598

APPENDIX B

T-15

12% Interest Factors for Discrete Compounding Periods

N	SINGLE PAYMENT		UNIFORM SERIES				Gradient Factor	N
	Compound Amount Factor	Present Worth Factor	Capital Recovery Factor	Present Worth Factor	Sinking Fund Factor	Compound Amount Factor		
	(F/P, 12, N)	(P/F, 12, N)	(A/P, 12, N)	(P/A, 12, N)	(A/F, 12, N)	(F/A, 12, N)		
1	1.1200	.89286	1.1200	.8929	1.0000	1.0000	.0000	1
2	1.2544	.79719	.99170	1.0900	1.27690	2.1200	.4717	2
3	1.4049	.71178	.91835	1.24018	1.79036	3.3743	.9246	3
4	1.5735	.63592	.85924	1.0373	2.6924	4.7793	1.3588	4
5	1.7623	.56743	.81274	1.6047	3.741	6.3528	1.7745	5
6	1.9738	.50663	.77623	4.1114	5.1223	8.115	2.1720	6
7	2.2106	.45235	.74612	4.5637	.09912	10.068	2.5514	7
8	2.4759	.40388	.72130	4.9676	.08130	12.259	2.9131	8
9	2.7730	.36061	.70084	5.3282	.06768	14.775	3.2573	9
10	3.1058	.32197	.68298	5.6502	.05698	17.548	3.5846	10
11	3.4785	.28740	.66642	5.9376	.04842	20.654	3.8952	11
12	3.8959	.25668	.65144	6.1943	.04144	24.107	4.1896	12
13	4.3634	.22918	.63766	6.4235	.03568	28.028	4.4682	13
14	4.8870	.20462	.62487	6.6261	.03087	32.392	4.7316	14
15	5.4735	.18270	.61282	6.8108	.02682	37.279	4.9802	15
16	6.1303	.16312	.60139	6.9739	.02339	42.752	5.2146	16
17	6.8659	.14565	.59046	7.1198	.02046	48.863	5.4352	17
18	7.6899	.13004	.58004	7.2496	.01794	55.749	5.6427	18
19	8.6126	.11611	.57016	7.3657	.01576	63.439	5.8375	19
20	9.6462	.10367	.56088	7.4694	.01368	72.051	6.0201	20
21	10.803	.09256	.55224	7.5620	.01124	81.698	6.1913	21
22	12.100	.08264	.54418	7.6446	.00931	92.501	6.3513	22
23	13.552	.07379	.53666	7.7184	.00756	104.60	6.5009	23
24	15.178	.06588	.52960	7.7843	.00606	118.15	6.6406	24
25	16.999	.05882	.52298	7.8431	.00475	133.33	6.7708	25
26	19.039	.05252	.51686	7.8956	.00365	150.33	6.8920	26
27	21.324	.04689	.51119	7.9425	.00270	169.37	7.0049	27
28	23.883	.04187	.50594	7.9844	.00192	190.65	7.1097	28
29	26.749	.03738	.50108	8.0218	.00130	214.58	7.2071	29
30	29.959	.03338	.49660	8.0551	.00084	241.32	7.2974	30
31	33.554	.02980	.49249	8.0840	.00059	271.25	7.3810	31
32	37.581	.02661	.48874	8.1116	.00042	304.64	7.4585	32
33	42.090	.02376	.48534	8.1353	.00030	342.42	7.5302	33
34	47.141	.02121	.48228	8.1565	.00020	384.51	7.5964	34
35	52.798	.01894	.47956	8.1755	.00014	431.65	7.6576	35
40	93.049	.01075	.47130	8.2437	.00010	767.07	7.8987	40
45	163.98	.00610	.46274	8.2825	.000074	1358.2	8.0572	45
50	288.99	.00346	.45402	8.3045	.000042	2359.9	8.1597	50

601 INTEREST TABLES

15% Interest Factors for Discrete Compounding Periods

N	SINGLE PAYMENT		UNIFORM SERIES				Gradient Factor	N
	Compound Amount Factor	Present Worth Factor	Capital Recovery Factor	Present Worth Factor	Sinking Fund Factor	Compound Amount Factor		
N	(F/P, 15, N)	(P/F, 15, N)	(A/P, 15, N)	(P/A, 15, N)	(A/F, 15, N)	(F/A, 15, N)	(A/G, 15, N)	N
1	1.1500	.86957	1.1500	.8696	1.0000	1.000	.0000	1
2	1.3225	.75614	.61512	1.6257	.46512	2.1499	.4651	2
3	1.5208	.65792	.43798	2.2822	.28798	3.4724	.9071	3
4	1.7490	.57175	.35027	2.8549	.20027	4.9933	1.3262	4
5	2.0113	.49718	.29832	3.3521	.14832	6.7423	1.7227	5
6	2.3130	.43233	.26424	3.7844	.11424	8.7536	2.0971	6
7	2.6630	.37594	.24036	4.1604	.09036	11.066	2.4498	7
8	3.0590	.32690	.22285	4.4873	.07285	13.726	2.7813	8
9	3.5178	.28426	.20957	4.7715	.05957	16.785	3.0922	9
10	4.0455	.24719	.19925	5.0187	.04925	20.303	3.3831	10
11	4.6523	.21494	.19107	5.2337	.04107	24.349	3.6549	11
12	5.3502	.18691	.18448	5.4206	.03448	29.001	3.9081	12
13	6.1527	.16253	.17911	5.5831	.02911	34.351	4.1437	13
14	7.0756	.14133	.17469	5.7244	.02469	40.504	4.3623	14
15	8.1369	.12290	.17102	5.8473	.02102	47.579	4.5649	15
16	9.3575	.10687	.16795	5.9542	.01795	55.716	4.7522	16
17	10.761	.09293	.16537	6.0471	.01537	65.074	4.9250	17
18	12.375	.08081	.16319	6.1279	.01319	75.835	5.0842	18
19	14.231	.07027	.16134	6.1982	.01134	88.210	5.2307	19
20	16.366	.06110	.15978	6.2593	.00976	102.44	5.3651	20
21	18.821	.05313	.15842	6.3124	.00842	118.80	5.4883	21
22	21.644	.04620	.15727	6.3586	.00727	137.62	5.6010	22
23	24.891	.04018	.15628	6.3988	.00628	159.27	5.7039	23
24	28.624	.03493	.15543	6.4337	.00543	184.16	5.7978	24
25	32.918	.03038	.15470	6.4641	.00470	212.78	5.8834	25
26	37.856	.02642	.15407	6.4905	.00407	245.70	5.9612	26
27	43.534	.02297	.15353	6.5135	.00353	283.56	6.0318	27
28	50.064	.01997	.15306	6.5335	.00306	327.09	6.0959	28
29	57.574	.01737	.15265	6.5508	.00265	377.16	6.1540	29
30	66.210	.01510	.15230	6.5659	.00230	434.73	6.2066	30
31	76.141	.01313	.15200	6.5791	.00200	500.94	6.2541	31
32	87.563	.01142	.15173	6.5905	.00173	577.08	6.2970	32
33	100.69	.00993	.15150	6.6004	.00150	664.65	6.3356	33
34	115.80	.00864	.15131	6.6091	.00131	765.34	6.3705	34
35	133.17	.00751	.15113	6.6166	.00113	881.14	6.4018	35
40	267.85	.00373	.15056	6.6417	.00056	1779.0	6.5167	40
45	533.75	.00186	.15028	6.6543	.00028	3585.0	6.5829	45
50	1083.6	.00092	.15014	6.6605	.00014	7217.4	6.6204	50

2.3 Costos fijos de operación y mantenimiento

Los costos fijos corresponden a los cargos necesarios por realizar para la operación y mantenimiento del sistema de tratamiento; independientemente del caudal tratado y de la calidad de las aguas crudas recibidas; y éstos generalmente son:

- . Sueldos y salarios
- . Energía eléctrica del sistema de alumbrado exterior e interiores
- . Conservación de las instalaciones
- . Jardinería
- . Gastos administrativos; incluyendo: teléfono, gas, papelería y material de consumo.

2.4. Costos variables de operación

Los costos variables de operación corresponden a los cargos necesarios para la operación de la planta de tratamiento; dependientes del caudal tratado y de la calidad de las aguas crudas y tratadas; y éstos generalmente son:

- . Energía eléctrica en operaciones y procesos unitarios para el manejo y tratamiento de las aguas crudas y tratadas así como de los lodos a producidos.
- . Substancias químicas aplicadas en los procesos unitarios para el manejo y tratamiento de las aguas crudas y tratadas así como de los lodos a producidos
- . Reactivos químicos empleados en el laboratorio.
- . Pruebas analíticas de laboratorio.

2.5. Costo unitario

En los proyectos a nivel de ingeniería básica, ejecutivos y llave en mano, el costo unitario, corresponde a la suma de los costos de amortización más operación y mantenimiento entre el volumen anual de agua, función de la capacidad de la planta de tratamiento con base al caudal medio.

En los proyectos de inversión privada el costo unitario, se define en base a tres (3) tarifas:

- T1: Amortización de la inversión: \$/m³ , en algunos casos \$/mes ó \$/año
- T2: Costos fijos de operación : \$/m³, en algunos casos \$/mes ó \$/año
- T3: Costos variables de operación: \$/m³

CAPITULO 10

EVALUACION DE ALTERNATIVAS DE TRATAMIENTO

10.1. Selección de trenes de procesos

Los factores que se emplean para el análisis de alternativas son:

- a. Gastos de aguas residuales actuales y proyectados para diferentes períodos de tiempo.
- b. Gasto de agua residual por módulo de tratamiento y número de módulos por períodos.
- c. Características de calidad de las aguas residuales crudas.
- d. Características de calidad del agua tratada: Reuso y/o disposición a cuerpo receptor.
- e. Requerimientos de terreno
- f. Costos de inversión.
- g. Costos de operación y mantenimiento.
- h. Costo unitario, para el mismo período de vida útil y tasa de interés.

También, se emplean parámetros adicionales, tales como los que se mencionan a continuación, para complementar el análisis y apoyar la selección:

- a. Climatología.
- b. Régimen de propiedad y área disponible.
- c. Requerimientos de terrenos para expansiones futuras.
- d. Acceso al predio.
- e. Líneas de energía.
- f. Requerimientos de mano de obra.
- g. Requerimientos de personal calificado.
- h. Experiencia en operación en México.
- i. Eficiencias de remoción
- j. Producción y manejo de lodos.
- k. Flexibilidad en la operación y confiabilidad
- l. Impacto ambiental.

10.2 Evaluación Técnica

Para la evaluación técnica, de cada una de las alternativas de tratamiento, se seleccionan diez factores, que representan las principales condiciones y características del sistema.

Los factores seleccionados se relacionan en la tabla 1, y son: eficiencia de remoción de carga orgánica, requerimientos de potencia, requerimientos de terreno, generación y manejo de lodos, mano de obra, nivel del personal, experiencia de la operación en México, climatología, flexibilidad en la operación, confiabilidad e impacto ambiental adverso que pueden provocar la operación de cada sistema de tratamiento.

Para calificar cada uno de los factores se emplean datos de referencias bibliográficas y resultados de proyectos similares en cuanto a gasto, calidad aproximada del agua a tratar y tipo de proceso; también, se utilizan criterios de personal especializado en este campo de la ingeniería.

10.3 Evaluación Económica

Para la evaluación económica de los diferentes procesos de tratamiento analizados se emplean dos programas de computadora: CAPDET (Computer-Assisted Procedure for the Design and Evaluation of Wastewater Treatment Systems), de la U.S. EPA, comercializado por la Cia. Hydromantics, y ADAX (Sistema para el Diseño de Plantas de Procesos Unitarios), desarrollando y comercializando por la Cia. ECOSOFT. Además, para que los resultados sean más representativos a las condiciones de la localidad, se adicionan las condiciones de calidad de las aguas residuales a tratar y costos reales obtenidos de proveedores de equipo y precios unitarios.

En la tabla 2 se presenta el formato a utilizar en cada proceso alternativo, e incluye: costos de inversión total, operación y mantenimiento, amortización y costo unitario.

10.4 Evaluación Social

Se analizarán las condiciones socioeconómicas de la región, empleos, salud, salarios, etc; para visualizar los beneficios que inciden en las distintas alternativas.

De la evaluación técnica, se deduce la eficiencia de remoción de los procesos se encuentra dentro de un ámbito semejante. Con las eficiencias indicadas se puede determinar que en caso de que las condiciones particulares de descarga sean relativamente significativas para descarga a cuerpo receptor, es posible optar por cualquiera de las alternativas analizadas.

En cuanto a los requerimientos de energía, se analizan los mayores consumos. Esto se puede constatar con los resultados obtenidos de la evaluación económica, en el rebro correspondiente a costos por energía eléctrica. Conviene hacer notar que es posible reducir los requerimientos de energía.

Se analizan los procesos que requerirán de mayor superficie de terreno. El hecho de que la planta sea de menor tamaño permite un mejor control y mantenimiento de las unidades y de las instalaciones en general. Los requerimientos de superficie están estimados para la capacidad total de la planta e incluyen áreas para laboratorio, oficinas, talleres, vestidores, cuartos de control, casetas de vigilancia, vialidades y áreas verdes, principalmente.

Con respecto a la generación de lodos, se analiza el problema que se presenta con los procesos, debido a que en estos se generan lodos primarios crudos cuyo manejo es más complejo que en los demás casos o bien secundarios.

Se analiza el nivel académico o de especialización a requerirse por parte de los operadores y si se requerirán los procesos semiautomatizados. Es recomendable que los operadores cuenten con especialización o, al menos, se les proporcione capacitación continua y apropiada.

La experiencia en México en la operación de los sistemas analizados se puede considerar como regular. Ello no implica una experiencia importante en la operación, ya que la mayoría de los sistemas no operan, o bien, lo hacen deficientemente.

Se analiza la climatología para todos los procesos de tratamiento, y si es posible absorber variaciones importantes de carga o gasto, debido a los altos tiempos de retención en las unidades.

Para la selección del proceso se consideran los costos tanto de inversión como de operación y mantenimiento, en forma desglosada, y las posibles implicaciones que puedan generarse en cada sistema.

Si se observa la tabla 2, se incluye una columna de costo por metro cúbico, el menor será el más económico.

10.5. Selección de alternativa

De acuerdo con el análisis de los datos obtenidos, en las evaluaciones técnicas y económicas realizadas, se puede concluir lo siguiente:

- a. El optar por unidades modulares de x capacidad, en la etapa inicial, si presentan mayor flexibilidad en la operación y mantenimiento del sistema.
- b. Definir la alternativa recomendable, por el menor costo unitario de agua tratada y mayores ventajas técnicas.

TABLA 1
EVALUACION TECNICA DE LAS ALTERNATIVAS

FACTORES	PROCESOS DE TRATAMIENTO				
	Lodos Activados Convencional	Zanjas de Oxidación	Filtros Biológicos Convencional	Aeración Extendida	Lagunas Aeradas Mecanicamente
1.- Eficiencia de remoción de carga orgánica, %	85 - 95	85 - 92	75 - 95	75 - 95	70 - 90
2.- Requerimientos de energía, HP .Línea de agua .Línea de lodos	MEDIO ALTO	MEDIO ALTO	BAJA ALTO	ALTO MEDIO	ALTO MEDIO
3.- Requerimiento de terreno, (Ha)	MEDIA	MEDIA	MEDIA	BAJA	ALTO
4.- Generación y manejo de lodos, TON/DIA	ALTA	BAJA	ALTA	MEDIO	BAJA
5.- Mano de obra	20	17	20	17	17
6.- Nivel de personal	CALIFICADO	CALIFICADO	NO NECESARIAMENTE	CALIFICADO	CALIFICADO
7.- Experiencia de su operación en México	BUENA	REGULAR	BUENA	REGULAR	REGULAR
8.- Climatología	APROPIADA	APROPIADA	APROPIADA	APROPIADA	APROPIADA
9.- Flexibilidad	REGULAR	BUENA	REGULAR	BUENA	MUY BUENA
10.- Impacto Ambiental (Negativo)	BAJO	BAJO	REGULAR	MINIMO	MINIMO

ETAPA	Q	Q	INVERSION					OPERACION Y MANTENIMIENTO					AMORTI- ZACION	COSTO UNITARIO	
	MODULO LPS	ACUM. LPS	OBRA CIVIL	EQUIPO	TERRENO	DIRECTO	TOTAL	ENERGIA ELECTRICA	QUIMICOS	MATE- RIALES	MANO DE OBRA	LAB. Y ADMON.			TOTAL

CAPITULO 9

APLICACION DE INGENIERIA DE SISTEMAS EN EL DISEÑO DE PLANTAS DE TRATAMIENTO

9.1. Ada/Plantas.

El paquete de ADA/Plantas es un sistema que debe operarse conjuntamente con el sistema ADA/Opus.

Básicamente ADA/Plantas es un sistema que permite al usuario modelar una serie de plantillas de cálculo (denominadas "Tablas de Cálculo") con el fin de dimensionar y costear cada uno de los procesos unitarios que se deseen, incluyendo trenes de tratamiento con recirculación y trenes secundarios de tratamiento. La precisión de los resultados es variable, depende del nivel de detalle con el que se hagan las plantillas y se capturen los costos o precios unitarios. Los resultados que obtenga un analista no serán, necesariamente iguales a los que obtenga otro.

El sistema ADA/Plantas es una poderosa herramienta que permite a ingenieros, consultores, autoridades municipales, fabricantes de equipo, constructores de plantas, y en general, a toda persona dedicada a la planeación regional y ambiental, a analizar diferentes alternativas de tratamiento de aguas residuales municipales e industriales, a fin de hacer comparaciones de costos y de calidades de efluentes. También es posible construir curvas de costo contra nivel de remoción de contaminantes en cosa de minutos; este tipo de análisis que normalmente lleva varios días de trabajo, por lo que se logran ahorros considerables.

ADA/Plantas se entrega con 32 plantillas de otros tantos procesos de tratamiento. El diseño de una planta de tratamiento utilizando ADA/Plantas se reduce a la construcción gráfica del tren de tratamiento, y la selección de un comando, el cálculo o recálculo de las dimensiones de cada unidad de tratamiento, cantidades de obra principales y finalmente el presupuesto y el costo de la planta.

Dentro del CUC, se almacenan entonces todos los conceptos de obra que son requeridos dentro de una obra de construcción de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales; para poder visualizar este catálogo es necesario que usted accese la opción *OTROS\PRECIOS UNITARIOS*; de inmediato se abrirá una pantalla mostrando el catálogo de los conceptos, con su clave TOCC, descripción, unidad y costo.

Clave	Descripción	Unidad	Costo Unitario
500101	Concreto simple	m3	126,089.20
500102	Acero de refuerzo para concreto en tan:	Kg	2,376.00
500103	Cimbra de Pino 2a. Clase	m2	21,195.15
500104	Excavacion	m3	1,901.00
500105	Relleno	m3	12,373.00
500106	Terraceria	m3	3,609.00
500107	Precio Unitario de Construccion para E:	m2	600,000.00
500108	Precio Unitario Para Edificio de Clora:	m2	600,000.00
500109	Construccion de Edificio de Control de:	m2	600,000.00
500110	Construccion de Edificio de Bombeo en:	m2	600,000.00
500201	Mano de Obra Por Operación o Mantenim:	hora	5,611.00
500202	Energia Electrica Para Operacion:	kuh	173.00
500203	Mano de Obra Para Mantenimiento de:	hora	5,611.00

12:19 25-Abr-91

Ins

1.1 Alta, baja y modificación de plantas

Para dar de alta una planta accese la opción *PLANTAS\CREAR*. Como puede observar, inmediatamente se abre una ventana, la cual requiere que se capturen los datos generales de una planta, como lo son: el nombre de la planta, la fecha de creación (con el formato dd-mmm-aa, donde mmm son las tres primeras letras del mes, y donde dd y aa corresponden al número de día y año respectivamente), su descripción, la localización del tren, las siglas de quien lo elaboró, el porcentaje de indirecto del costo total que manejará la obra, y el directorio sobre el que se crearán los archivos, referentes a la planta.

Plantas	Trenes	Otros	Configuración
Alta			
Ve			
Mo			
Ed			
Sa			
Alta de una Nueva Planta			
Planta:	<input type="text"/>	Fecha:	25-Abr-91
Descripción:	<input type="text"/>		
Localización:	<input type="text"/>		
Elaboró:	<input type="text"/>	% Indirecto:	0.00
Directorio:	C:\NADAPLA		
<input type="button" value="Confirmar"/>		<input type="button" value="Cancelar"/>	

12:25 25-Abr-91

Ins

1.3 Visualización de una planta

En cualquier momento es posible observar los datos generales de una planta, como lo son: directorio donde se dio de alta el tren, descripción, localización, costo de construcción, costo de mantenimiento (estos dos últimos campos serán actualizados después de haber calculado el costo de una planta), el porcentaje de indirecto, las iniciales de la persona que diseñó el tren y por último la fecha de creación; por lo que debe accesar la opción **PLANTAS\VER**. En ese instante se mostrará una ventana con la lista de todas las plantas existente, el proceso de selección de una planta es similar a el proceso de selección en la opción *Borrar*. Una vez elegida la planta, a continuación será desplegada una ventana conteniendo los datos descritos.

Plantas	Trenes	Otros	Configuración
Alt	Planta NUEVA		
Abr	Directorio : C:\ADAPT\NUEVA		
Ver	Descripción : PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS		
Mod	Localización : VERACRUZ, VERACRUZ		
Baj	Costo de Construcción : 0.00		
Sal	Costo de Mantenimiento : 0.00		
	% Indirecto : 0.10		
	Elaboró : HRSP		Fecha de Creación: 25-Abr-91
	<input type="button" value="Continuar"/>		

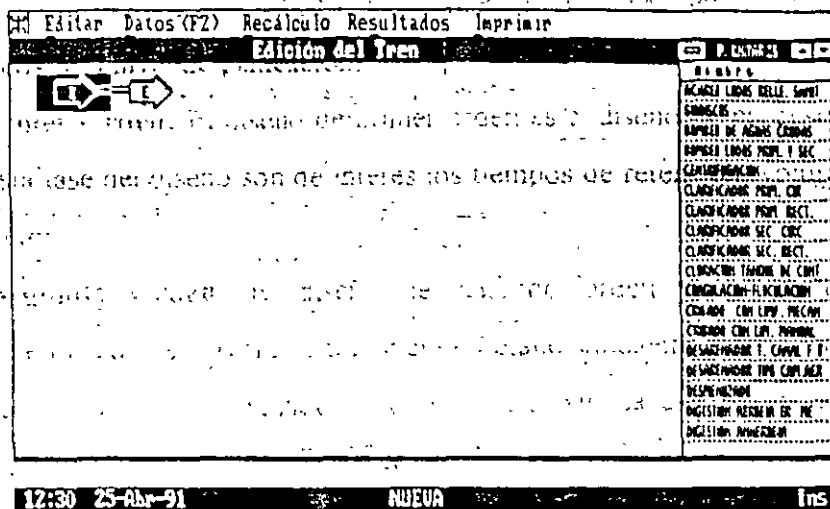
12:30 25-Abr-91 NUEVA - Ins

2. Trenes (Diseño Preliminar)

Siguiendo con el procedimiento del diseño de una planta, y habiendo creado y seleccionado la planta, se encuentra usted en la posibilidad de comenzar a armar el tren de procesos unitarios.

2.1 Alta y baja de procesos unitarios en el tren

Accese la opción *TRENES* del menú principal, como puede verse se presenta la siguiente pantalla:



Esta pantalla se divide en dos ventanas y un submenú horizontal; la ventana de la izquierda muestra dos iconos que representan el influente y efluente del tren de tratamiento, es decir, el proceso de entrada de datos, y el proceso de salida. En la ventana de la derecha se muestra una lista de los procesos unitarios del sistema, en esta opción como en todas las opciones del sistema, el manejo general del mouse es idéntico, así como la utilización de las teclas.

Entre los iconos o dibujos de influente y efluente (representados como dos flechas), nos será posible insertar todos aquellos procesos unitarios que conformarán el tren. Para ello, en principio usted deberá posicionar el cursor-cuadro (cursor que se mueve al través de los iconos o figuras del tren) sobre el proceso de efluente; ya que el procedimiento normal que se sigue, es el que la inserción de un proceso siempre se localizará exactamente después del icono donde se encuentra el cursor-cuadro, entonces usted deberá posicionar el cursor-cuadro sobre el efluente de lo contrario el sistema enviará un mensaje de error.

Si usted se encuentra en el submenú horizontal, teclee <ESC> para pasar a la ventana donde se encuentra el tren. Si se encuentra sobre el tren, teclee <Alt> para ir al submenú. Si usted desea salir de la opción sólo teclee <ESC>. Si se encuentra sobre el tren, o bien, accese la opción *EDITAR\SALIR* del submenú.

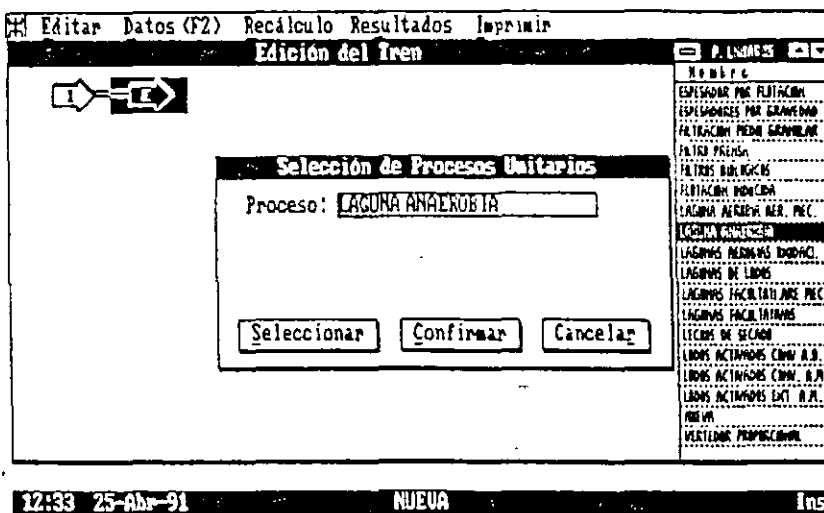
Recuerde bien lo siguiente, todo procedimiento sobre el tren, como es la inserción o eliminación de procesos unitarios etc., se logrará siempre con respecto al proceso unitario donde se encuentra el cursor-cuadro. Por lo cual, y en adelante, siempre

que nos refiramos a un procedimiento, tome en cuenta la posición del cursor-cuadro.

Accese la primera opción del menú horizontal, ya sea con el mouse, o bien, teclee <Alt>, y pulse <ENTER> sobre *EDITAR*; entonces, en seguida se abrirá un menú vertical conteniendo los comandos para el mantenimiento del tren, seleccione la opción *ALTA*, también usted puede acceder directamente esta opción sin la necesidad de acceder el menú, teclee <Ins> y el procedimiento tendrá el mismo efecto; en ese momento se abrirá una ventana de selección de procesos unitarios (como se muestra en la siguiente figura), por lo que se requiere capturar o escoger, el nombre de uno de los procesos de entre la lista que se muestra a la derecha.

Capture el nombre del proceso unitario; si por alguna razón, usted no recuerda el nombre completo del proceso, no importa, teclee sólo las primeras letras del nombre y de <ENTER>, el sistema buscará de acuerdo al prefijo dado, y colocará sobre el campo de captura el nombre correspondiente al primer proceso unitario que se asemeje con dicho prefijo.

Además de que posicionará el cursor en el primer botón de la ventana, destinado para la selección. Si usted está de acuerdo con el proceso unitario entonces mueva el cursor hacia el botón de confirmar, de lo contrario teclee <ENTER> sobre el botón de selección, y el cursor-barra se posicionará sobre la lista de procesos unitarios para que usted seleccione el adecuado, de ser así, teclee <ENTER> sobre el proceso y vuelva a teclear <ENTER> sobre el botón de confirmar, de lo contrario teclee <ESC>, para abandonar la operación.



Editar Datos (F2) Reciclar Resultados Imprimir

Edición del Tren

RESUMOS

- ACUMULADOR DE AGUA
- RESERVA
- RESERVA DE AGUA LIMPIA
- RESERVA DE AGUA CONTAMINADA
- RESERVA DE AGUA TRATADA
- RESERVA DE AGUA TRATADA CON CLORINADO
- RESERVA DE AGUA TRATADA CON DESINFECCION
- RESERVA DE AGUA TRATADA CON DESINFECCION Y CLORINADO
- RESERVA DE AGUA TRATADA CON DESINFECCION Y CLORINADO Y FLUORINADO

Datos de Influyente para el Tren NUEVA

Var	Descripción	Unidad	Cant.	Un
QMED	Gasto Medio Diario	lps	100.00000	
QMAX	Gasto Maximo Horario	lps	100.00000	
QMIN	Gasto Minimo diario	lps	100.00000	
DBO	Demanda Bioquímica de Oxígeno	mg/l	220.00000	
REMDBO	Remoción de DBOS deseado.	%	90.00000	
DBOS	Demanda Bioquímica de Oxígeno Soluble	mg/l	90.00000	
DQOMAX	DQO Máxima	mg/l	1.000.00000	

12:52 25-Abr-91 NUEVA Ins

La ventana que aparece al centro de la pantalla, contiene la lista de todas las variables declaradas como de influente, ésta es una ventana de datos normal, donde aparece la columna del nombre de las variables, su descripción, la unidad, la cantidad inicial, y por último el rango de valores, sobre el que se encuentra la cantidad por asignar. Cabe mencionar que la captura de todos los campos de esta ventana excepto la columna de cantidad, se realiza desde la tabla de cálculo, la cual explicaremos posteriormente.

Con ayuda de las flechas, usted puede mover el cursor barra al través de las columnas de la ventana, posicione el cursor barra sobre la columna *Cantidad*, y comience a capturar la cantidad o valor inicial de la variable correspondiente. Si requiere sólo modificar la cantidad, entonces estando sobre la columna y renglón adecuado teclee <F2> y comience su reedición. Teclee <ESC> para concluir con la captura.

2.4 Captura de cantidades de diseño

La utilización de las variables de diseño se asemeja mucho a las variables de influente, sólo que son consideradas para introducir valores locales, es decir, cantidades muy específicas de cada proceso unitario, y que por tanto su uso sólo se limita dentro del algoritmo propio del proceso.

Es necesario poder introducir las cantidades en las variables de diseño, para lo cual, accese la opción *DATOS* (o bien teclee <F2>), pero en este caso, el

2.6 Vista de los resultados de cálculo

Existen dos formas de poder ver los resultados del cálculo, uno es a través de los reportes (que explicaremos más adelante), y el otro es visualizarlos desde la pantalla, para ello posicione el cursor-cuadro sobre cualquiera de los procesos unitarios y accese la opción *RESULTADOS\DEL DISEÑO* del submenú de trenes (o bien teclee <Ctrl> + <F2>, en seguida se abrirá una ventana como la que se muestra:

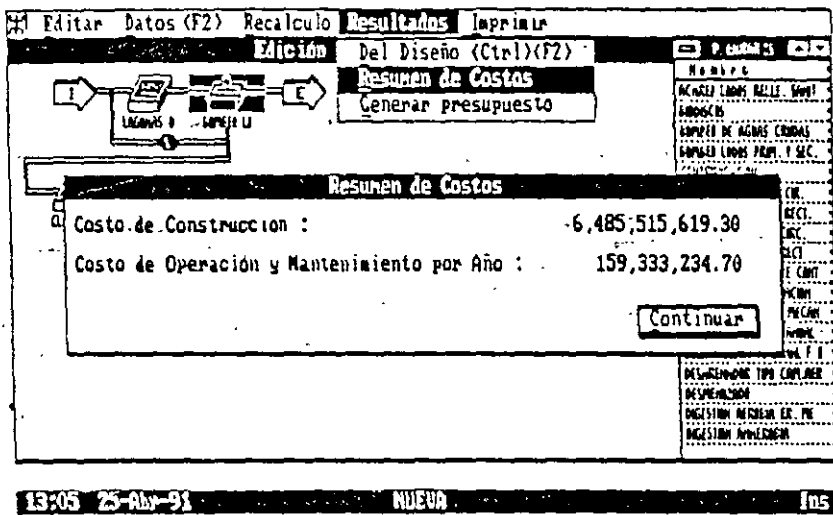
Var	Descripción	Unidad	Cant.
QMED	Costo Medio Diario	lps	100.00
QMAX	Costo Maximo Horario	lps	100.00
QMIN	Costo Minimo diario	lps	100.00
DBO	Demanda Bioquímica de Oxígeno	mg/l	200.00
DBO5	Demanda Bioquímica de Oxígeno Soluble	mg/l	90.00
DQOMAX	DQO Máxima	mg/l	1,000.00
DQO	Demanda Química de Oxígeno.	mg/l	500.00

Esta ventana muestra todas las variables de diseño, que son resultado del cálculo. Dependiendo de la posición previa del cursor-cuadro podremos ver ya sea, las variables particulares de un proceso unitario, o bien todas las variables finales que son resultado del tren, si este fuera el caso deberá posicionar el cursor-cuadro sobre el efluente, y teclear <Ctrl> + <F2>; analizando un poco la ventana, si recorremos el cursor barra sobre los datos podemos ver claramente como se muestra sobre el título de la ventana, el nombre del Proceso Unitario al que corresponde la variable corriente.

Cabe señalar que por la misma estructura del tren, los datos que se deben tomar como finales, son aquellos datos provenientes del último Proceso Unitario antes del efluente, por lo que no importa de que forma sean vistos los datos, (de forma conjunta, a través del influente, o particularmente), siempre los datos finales serán aquellos del último proceso unitario.

Los datos presentados en la ventana se muestran como sigue: el nombre de la variable, su descripción, la unidad, y la cantidad calculada por el sistema.

Para poder visualizar el costo de la planta después de haber calculado el tren por medio de <F9>, accese la opción *RESULTADOS\RESUMEN DE COSTOS* del submenú de *TRENES*, y de inmediato aparecerá una ventana como la siguiente:



Así mismo si usted accesa la opción de *PLANTAS\VER* del menú principal podrá observar el costo del tren actualizado.

2.7 Reportes

Una de las partes más importantes, y de hecho la que consolida la gran parte de los resultados, es la opción de *IMPRIMIR* del submenú de *TRENES*, realmente esta parte se divide en dos, la primera mitad es la que se genera dentro de *ADA/Plantas*, y la segunda se efectúa en *ADA/Opus*. Nuestra explicación, al menos dentro de este manual, se limita a la explicación de los reportes que se generan en *ADA/Plantas*, ya que la explicación a detalle la encontrará en el manual adjunto de *ADA/Opus*.

9.2. Capdet

CAPDET (Computer Assisted Program for the Design of Wastewater Treatment Facilities); El programa analiza a nivel de anteproyecto y antepresupuesto sistemas completos de tratamiento formados por diferentes secuencias de procesos; en total el número de procesos que pueden ser modelados se desglosa como a continuación se indica:

Plantas Grandes (> 22 l/seg):	
Línea de lodos.....	15 procesos
Línea de agua.....	41 procesos
Plantas Chicas (<22 l/seg)	
Línea de lodos.....	3 procesos
Línea de agua.....	21 procesos
Total.....	81 procesos

El programa permite al usuario especificar sus bases de diseño para cada proceso así como sus costos unitarios o, si se prefiere, emplear datos de reserva tanto para el diseño de los procesos como para el análisis económico. El usuario puede emplear los costos unitarios que trae de reserva el programa o, si se desea, puede alimentar sus propios precios unitarios.

Los resultados del programa incluyen diseño de cada proceso, dimensionamiento de las unidades y equipos de proceso, requerimientos de reactivos, consumo de energía eléctrica, requerimientos de área, necesidades de mano de obra para instalación, para operación y mantenimiento, costos desglosados de capital, materiales, reactivos, laboratorios, reposiciones de equipos, etc.

Estimación de Costos en general: Se pueden identificar rápidamente cuatro niveles de estimación de costos, éstos incluyen: el estimativo preliminar, previo a cualquier análisis de procesos de tratamiento; el estimativo de planeación, basado en el conocimiento de la formulación básica del sistema; el estimativo de ingeniería, basado en la revisión de las especificaciones; y, por supuesto, el estimativo del contratista, comúnmente llamado "la propuesta". El modelo CAPDET II está diseñado para proporcionar un segundo nivel de detalle, (por ejemplo, estimación de costos a nivel de planeación). Una vez que éste

concepto de nivel de planeación se ha comprendido, el ingeniero puede seguir con el desarrollo y refinamiento de la técnica de estimación de costos para utilizarse en la estimación de costos a nivel de planeación.

Diseño de Primer Orden: El diseño de primer orden es el diseño de procesos sanitarios básicos. En esta fase del diseño son de interés los tiempos de retención, volúmenes, tasas de rebalzo, etc.

Diseño de Segundo Orden: El diseño de segundo orden es la identificación y cuantificación de los costos mayores a un nivel de detalle suficiente para la estimación de costos unitarios. El diseño de segundo orden se aplica para la estimación de costos de capital y costos de operación y mantenimiento.

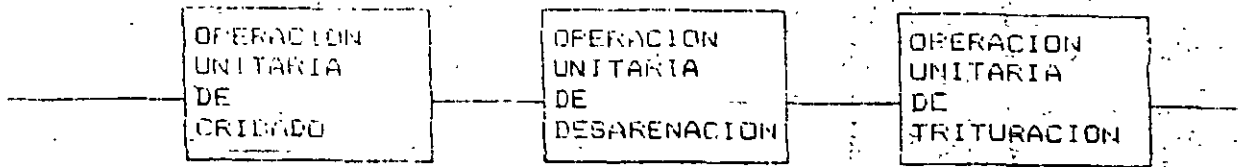
Diseño de Tercer Orden: Los resultados del diseño de segundo orden son usados como datos de entrada para el diseño de tercer orden para obtener los estimativos de los conceptos de mayor costo.

Programación Básica de CAPDET II

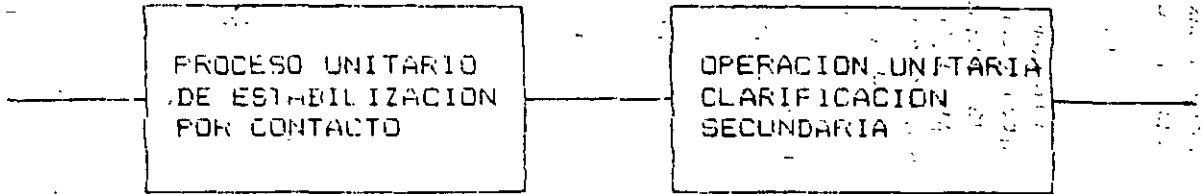
La introducción de la tecnología básica usada en este programa, conduce a señalar las definiciones siguientes:

Un proceso unitario es una unidad única particular o un grupo de unidades paralelas de un mismo tipo. Ejemplos de procesos unitarios son desarenación, procesos de estabilización por contacto y sedimentadores secundarios. Un proceso de tratamiento es una secuencia de uno o más procesos unitarios, los cuales están automáticamente ligados en CAPDET.

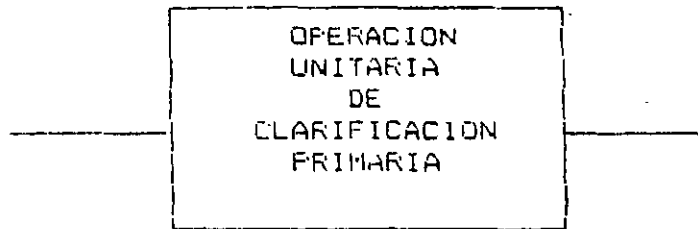
PROCESO DE TRATAMIENTO PRELIMINAR



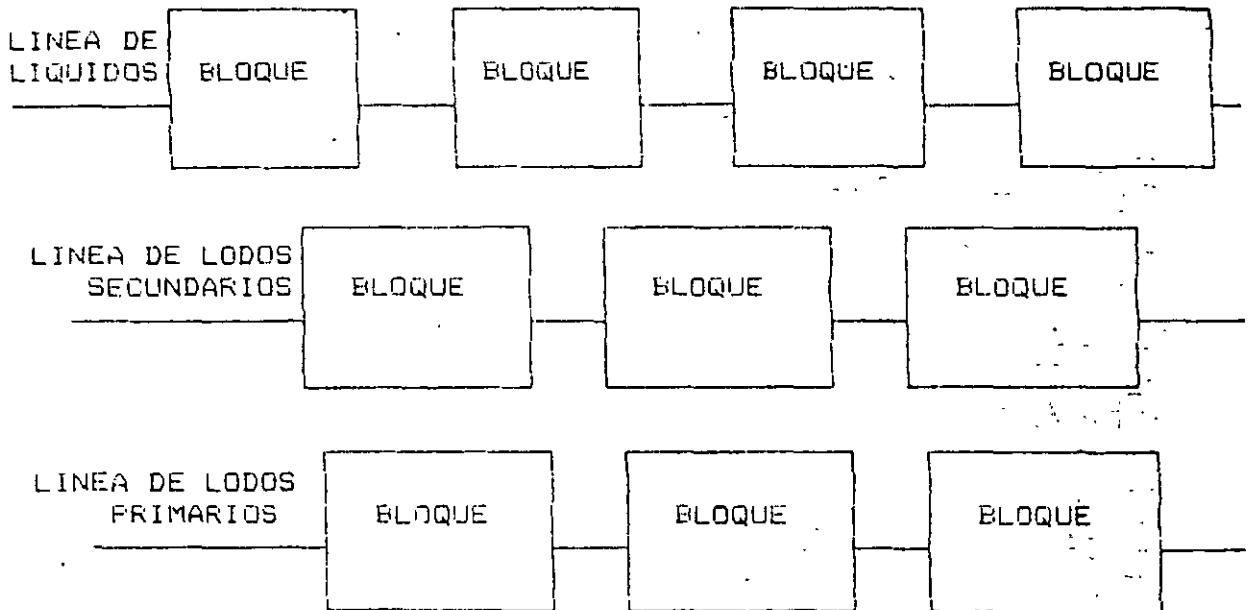
PROCESOS DE TRATAMIENTO DE ESTABILIZACION POR CONTACTO



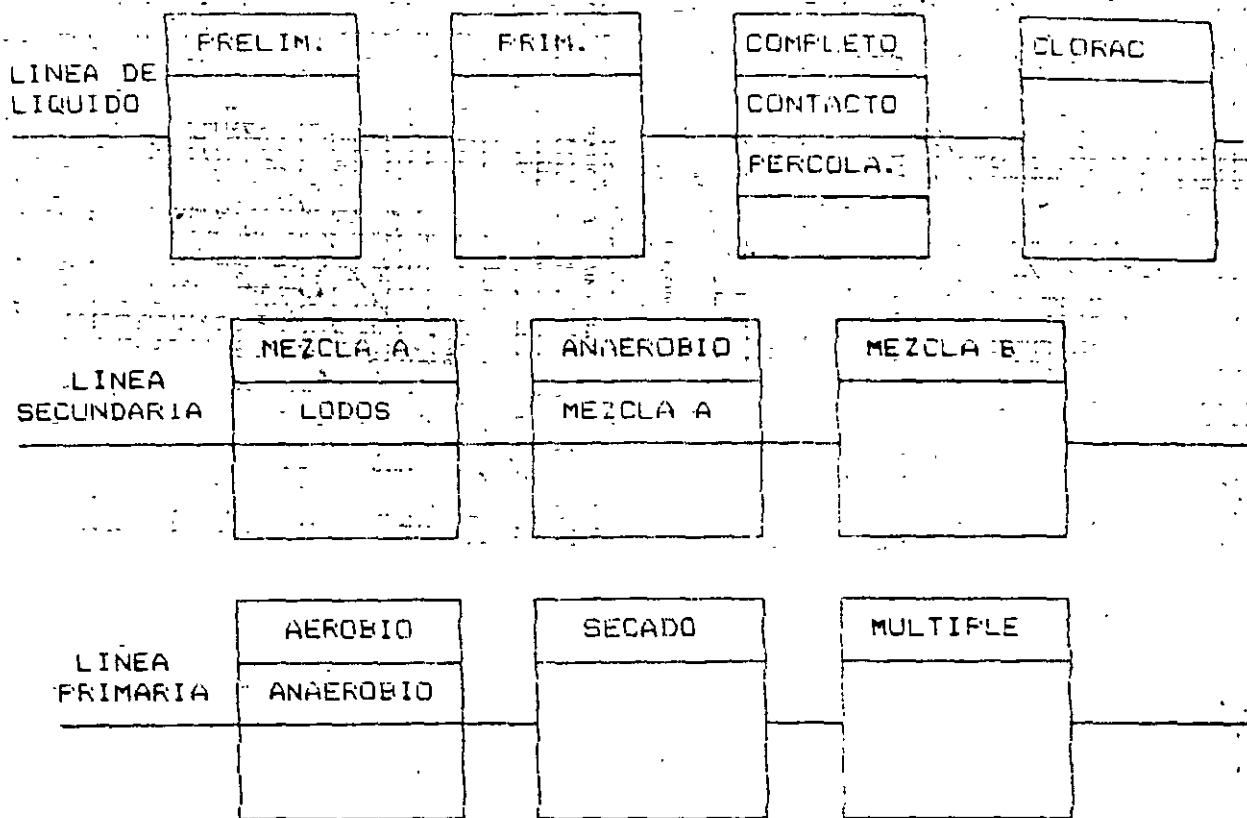
PROCESO DE TRATAMIENTO DE CLARIFICADOR PRIMARIO



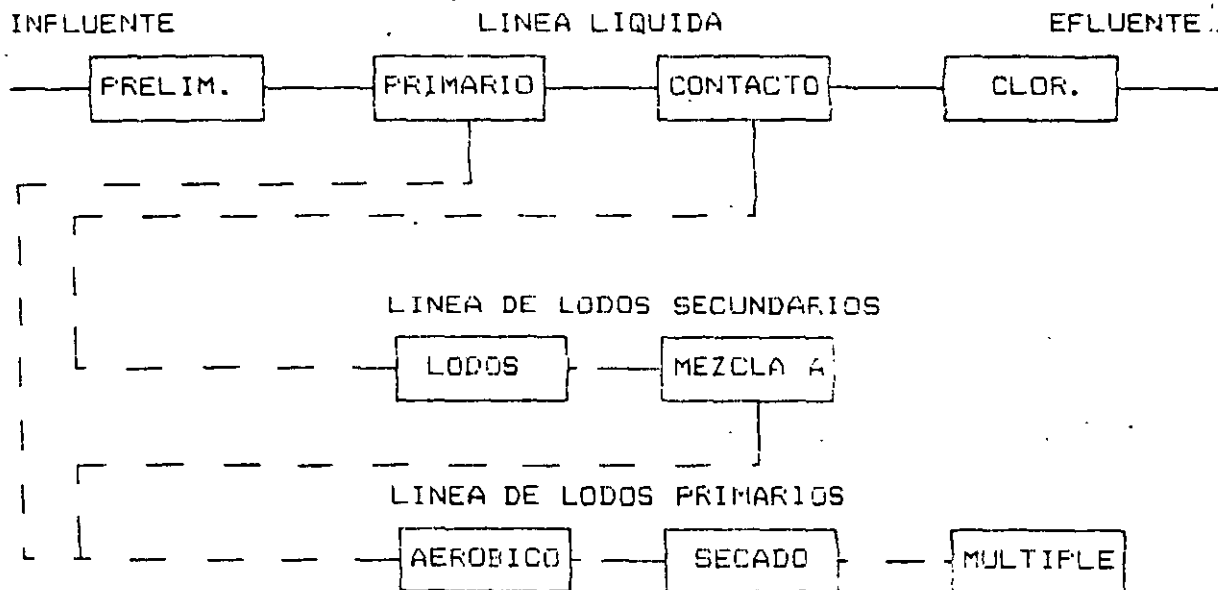
ESQUEMA DE TRATAMIENTO



ESQUEMA DE TRATAMIENTO TÍPICO



TREN TÍPICO



TIPOS DE DATOS DE ENTRADA

ESPECIFICACION DE LA UNIDAD DE PROCESO
TITULO DE TARJETAS
DESCRIPCION DEL ESQUEMA
CARACTERISTICAS DEL INFLUENTE
CARACTERISTICAS DESEADAS DEL EFLUENTE
DATOS DE COSTOS UNITARIOS
CONTROL DEL PROGRAMA

VER EN EL CAPITULO TRES PARA
LAS INSTRUCCIONES DEL CODIGO DE
LOS PROCESOS UNITARIOS

ESTAN DISPONIBLES TRES
MODIFICACIONES PARA
CADA PROCESO

MOD CERO ESTA PRECARGADO
EN LOS DATOS POR DEFAULT

MOD UNO Y MOD DOS
NO ESTAN PRECARGADOS
EN LOS DATOS POR DEFAULT

PROCESOS UNITARIOS

(BIOLÓGICOS)

LAGUNA DE AERACION
Lodos Activados de Mezcla Completa
Lodos Activados con Estabilización por Contacto
Desnitrificación
Lodos Activados por Aeración Extendida
Lagunas Facultativas Aereadas
Lodos Activados de Alta Tasa
Lagunas de Estabilización
Nitrificación
LAGUNA DE OXIDACION
Lodos Activados con Flujo Piston
Lodos Activados con Oxigeno Furo
AERACION ESCALONADA DE LODOS ACTIVADOS
FILTROS PERCOLADORES

PROCESOS UNITARIOS

(FISICOS)

AERACION POR GRAVEDAD
TRITURACION
DESORCIÓN DE AMONIACO EN CONTRA CORRIENTE
SEPARACION DE AMONIACO EN FLUJO CRUZADO
IGUALACION
FILTRACION
FLOTACION
DESARENACION
MICROCRIBADO
POST-AERACION
CRIBADO

PROCESOS UNITARIOS

(QUIMICOS)

INTERCAMBIO ANIONICO
ADSORCION EN CARBON
INTERCAMBIO CATIONICO
CLORACION
COAGULACION
RECARBONATACION DE PRIMERA ETAPA
FLOCULACION
NEUTRALIZACION
RECARBONATACION
RECARBONATACION DE SEGUNDA ETAPA

PROCESOS UNITARIOS

(CLARIFICACION)

CLARIFICACION PRIMARIA
CLARIFICACION PRIMARIA (DOS ETAPAS CON CAL)
CLARIFICACION PRIMARIA (COAGULACION)

CLARIFICACION SECUNDARIA (LÓDOS ACTIVADOS)
CLARIFICACION SECUNDARIA (NITRIFICACION)
CLARIFICACION SECUNDARIA (FILTRO PRECOLADOR)

PROCESOS UNITARIOS

(TRATAMIENTO EN EL SUELO)

RIEGO Y RECUPERACION
INFILTRACION LENTA
INFILTRACION RAPIDA

PROCESOS UNITARIOS

(Lodos)

DESPLAZAMIENTO
ESPESAMIENTO POR GRAVEDAD
FLOTACION DE Lodos

DIGESTION
DIGESTION AEROBICA
DIGESTION ANAEROBICA

DESHIDRATACION

CENTRIFUGACION
LECHO DE SECADO
FILTROS PRENSA
FILTRACION A PRESION
FILTRACION AL VACIO

DISPOSICION

LECHOS FLUIDIZADOS DE INCINERACION
ACARREO Y RELLENO
INCINERACION EN ZAMPEADO MULTIPLE
OXIDACION HUMEDA

VER PAGINA 2-8 EN LA GUIA DEL USUARIO DEL CAPDET PARA CODIGO DE ESQUEMAS

ESQUEMAS

CADA ESQUEMA PUEDE TENER 20 BLOQUES

CADA BLOQUE PUEDE TENER 10 ALTERNATIVAS DE PROCESOS DE TRATAMIENTOS

SOLAMENTE LOS PROCESOS DE TRATAMIENTO PUEDEN SER USADOS PARA DESCRIBIR UN ESQUEMA

PUEDEN SER DESCRITOS UN MAXIMO DE CUATRO ESQUEMAS

LOS PROCESOS DE LIQUIDOS SE ADAPTARAN SOLAMENTE EN LA LINEA DE LIQUIDOS

LOS PROCESOS DE Lodos SE ADAPTARAN SOLAMENTE EN LA LINEA DE Lodos

REFERENCES

1. FMC Corporation, *Hydraulics and Useful Information*, Chicago Pumps, Chicago, Ill., 1973.
2. Brater, E. F., and H. W. King, *Handbook of Hydraulics*, McGraw-Hill Book Co., New York, 1976.
3. Shaw, B. V., and A. W. Loomis, *Cameron Hydraulic Data*, Compressed Air Magazine Co., Phillipsburg, N.J., 1965.
4. Morris, H. M., and J. M. Wiggert, *Applied Hydraulics in Engineering*, Ronald Press, New York, 1972.
5. American Iron and Steel Institute, *Modern Sewer Design*, Washington, D.C., 1980.
6. Joint Committee of the ASCE and WPCF, *Design and Construction of Sanitary and Storm Sewers*, MOP/9, Water Pollution Control Federation, Washington, D.C., 1970.
7. Benefield, L. D., J. F. Judkins, and A. D. Parr, *Treatment Plant Hydraulics for Environmental Engineers*, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J., 1984.

Ref: Wastewater Treatment Plants

Ref: Wastewater Treatment Plants
(Design and Operation)

By R. Gasim, Ed.

Technomic Publishing Co. Inc.

Treatment Plant Cost Curves

The generalized construction as well as operation and maintenance cost curves for primary and secondary treatment unit operations and processes are given in this appendix. The cost curves are taken from EPA *Area-wide Assessment Procedures Manual: Performance and Cost*.¹ The cost estimates based on these curves are valid only for comparative evaluation of alternatives in the facility plans. There may be a considerable difference between cost estimates for comparative purposes and the actual construction costs of a facility that are developed after completion of plans and specifications.

All construction costs have been indexed to September 1976. To adjust for other periods, appropriate costs indexes, such as those in the following list, should be used when appropriate:

- ENR Building Cost Index—appears weekly in *Engineering News-Record*, McGraw-Hill.
- ENR Construction Cost Index—appears weekly in *Engineering News-Record*, McGraw-Hill.
- EPA Treatment Plant and Sewer Construction Cost Index—appears monthly in *WPCF Journal*.
- BLS Labor Cost Index—appears monthly in *Employment and Earnings*, Bureau of Labor Statistics.
- BLS Wholesale Price Index—appears monthly in *Wholesale Prices and Purchases*, Bureau of Labor Statistics.

Each cost curve given in this appendix includes a summary of the design assumptions, and the cost basis. Generalized adjustment factors are also provided to modify cost data for any desired solids and hydraulic loadings, detention times, concentrations, periods of operation, and the like.

Table C-1 provides the readers with the generalized basis of all cost curves contained in this appendix. The construction costs do not include piping, electrical, instrumentation, site preparation, engineering and construction, supervision, and contingencies.

PRELIMINARY TREATMENT

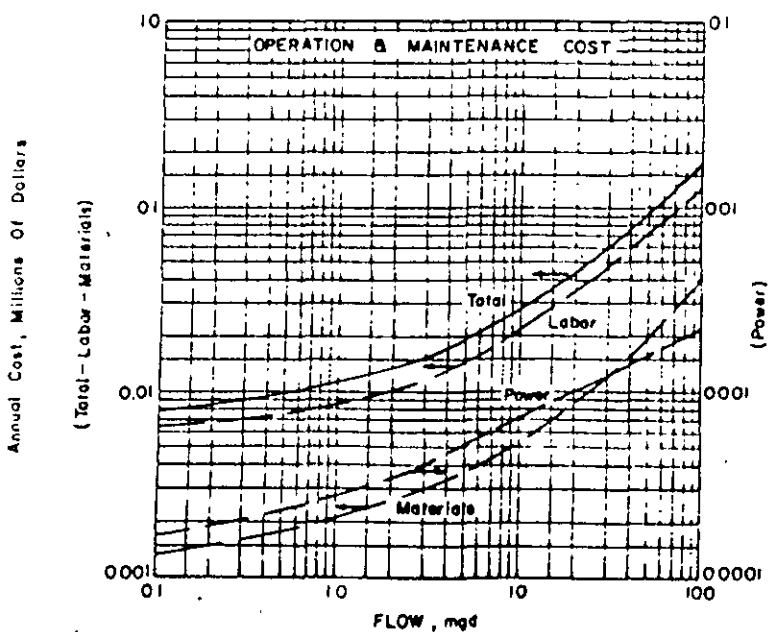
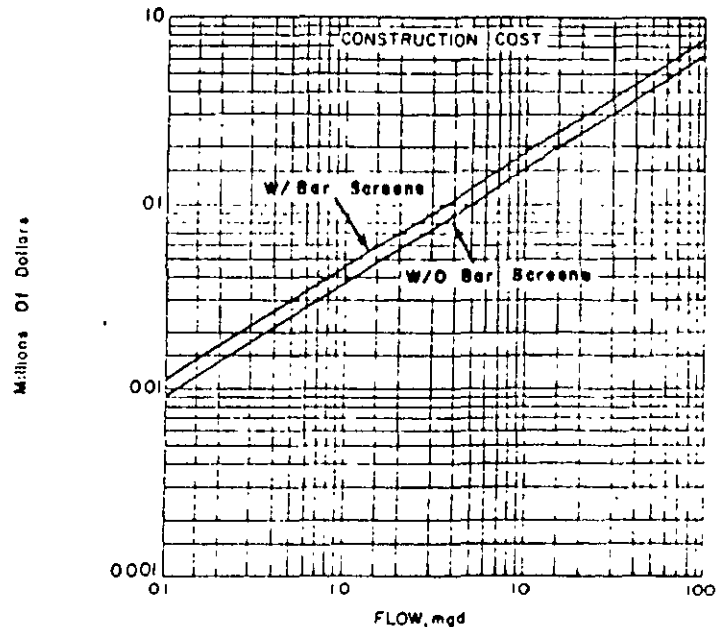


Figure C-3 Preliminary Treatment ($l/s \times 0.0228 = mgd$).

Service Life: 30 years

Design Basis:

1. Construction costs include:
 - a. Flow channels and superstructures
 - b. Bar screens (mechanical).
 - c. Grinders for screenings
 - d. Gravity grit chamber with mechanical grit-handling equipment
 - e. Parshall flume and flow-recording equipment
2. Operation and maintenance costs do not include cost for grit disposal
3. Screenings $7.5 - 22.5 m^3/10^6 m^3$ ($1 - 3 ft^3/10^6 gal$)
4. Grit $15 - 37.5 m^3/10^6 m^3$ ($2 - 5 ft^3/10^6 gal$)
5. If low-lift pumping is used prior to preliminary treatment, the cost for bar screens subtracted from the unit cost of preliminary treatment, because they are included in low-lift pumping station

Process Performance:

Suspended material greater than 1.5 cm (5/8 inch) and grit coarser than 20 mesh will be removed. However, removal of BOD and TSS by pretreatment is negligible.

CONVENTIONAL ACTIVATED SLUDGE
AERATION WITH DIFFUSED AIR

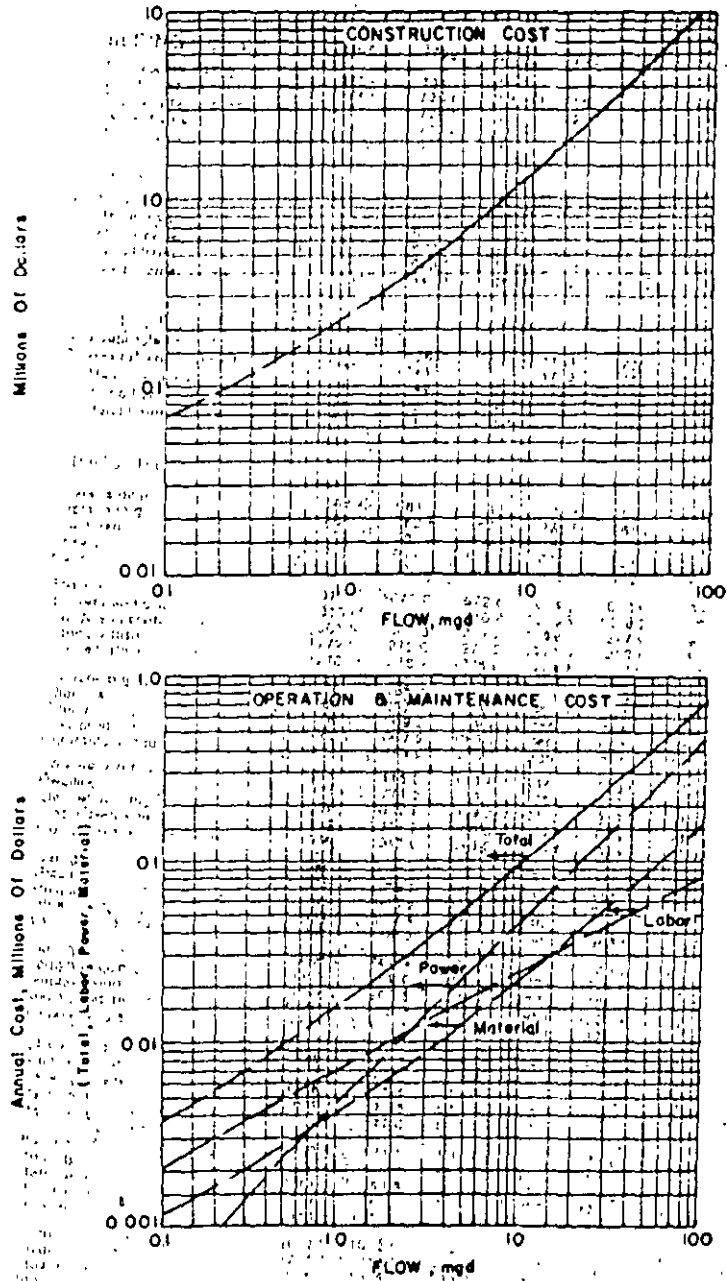


Figure C-5 Conventional Activated Sludge Aeration with Diffused Air ($F/S = 0.02$, $F =$ mgd).

Service Life: 40 years

Design Basis:

1. Construction costs include costs for basins, air supply equipment and piping, and building. Clarifier and recycle pumps are not included. Clarifier costs are found in C-6.
2. Diffused aeration
3. 1.2 g O_2 supplied per g of BOD_5 removed
4. $\text{MLVSS} = 2,000 \text{ mg/l}$
5. $F/M = 0.5$
6. Detention time = 6 hours

HIGH-RATE TRICKLING FILTER

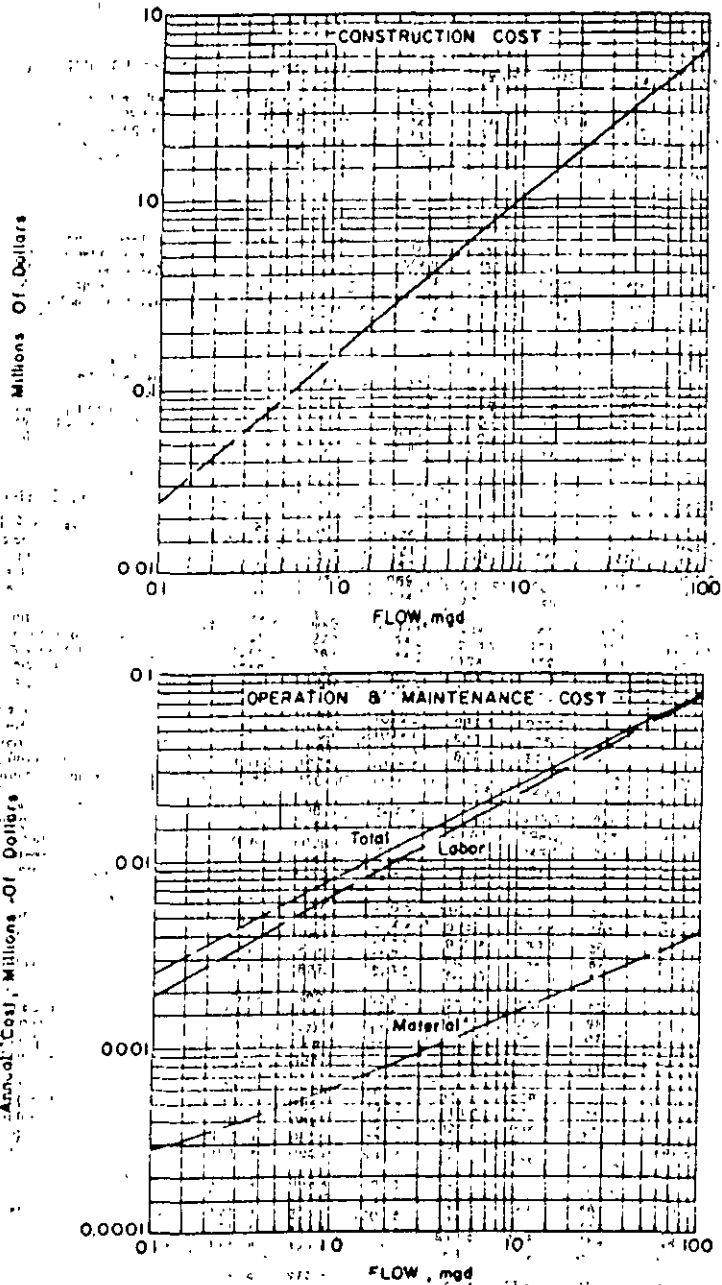


Figure C-7 High Rate Trickling Filter ($f/s \times 0.0228 = \text{mgd}$)

Service Life: 50 years

Design Basis:

1. Construction costs include circular filter units with rotating distributor arms, synthetic media 1.8 m deep (6 ft), and underdrains. Clarifiers and recycle equipment not included (see Figure C-8)
2. Organic loading rate: High rate = $0.72 \text{ kg/m}^3 \cdot \text{d}$ ($45 \text{ lb BOD}_5/10^3 \text{ ft}^3 \cdot \text{d}$)
3. Hydraulic loading rate: High Rate = $28.3 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$ (693 gpd/ft^2) at 3 : 1 recycle ratio
4. Electrical power not required (included in clarifier cost)

CHLORINATION (DISINFECTION)

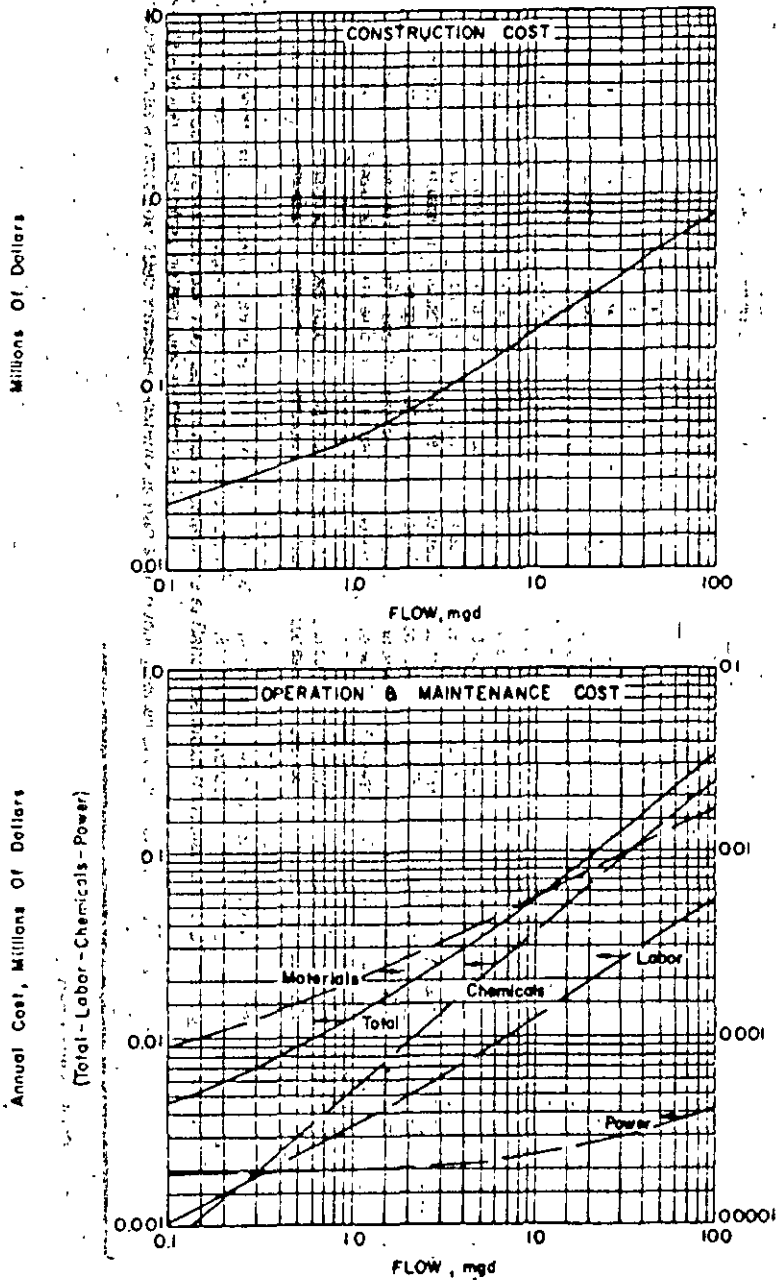


Figure C-9 Chlorination (Disinfection) ($l/s \times 0.0228 = \text{mgd}$).

Service Life: 15 years

Design Basis:

1. Construction costs include
 - a. Chlorination building
 - b. Chlorine storage and handling facilities including hoists, etc.
 - c. Chlorinators
 - d. Plug flow contact chamber
2. Average chlorine dosage = 10 mg/l
3. Chlorination contact time = 30 min for average flow
4. Chlorine residual = 1 mg/l

Adjustment Factor.

To adjust costs, enter curves at effective flow (Q_E)

$$\text{Chemical Cost (O\&M): } Q_E = Q_{\text{DESIGN}} \times \frac{\text{New chlorine dosage mg/l}}{10 \text{ mg/l}}$$

GRAVITY THICKENER

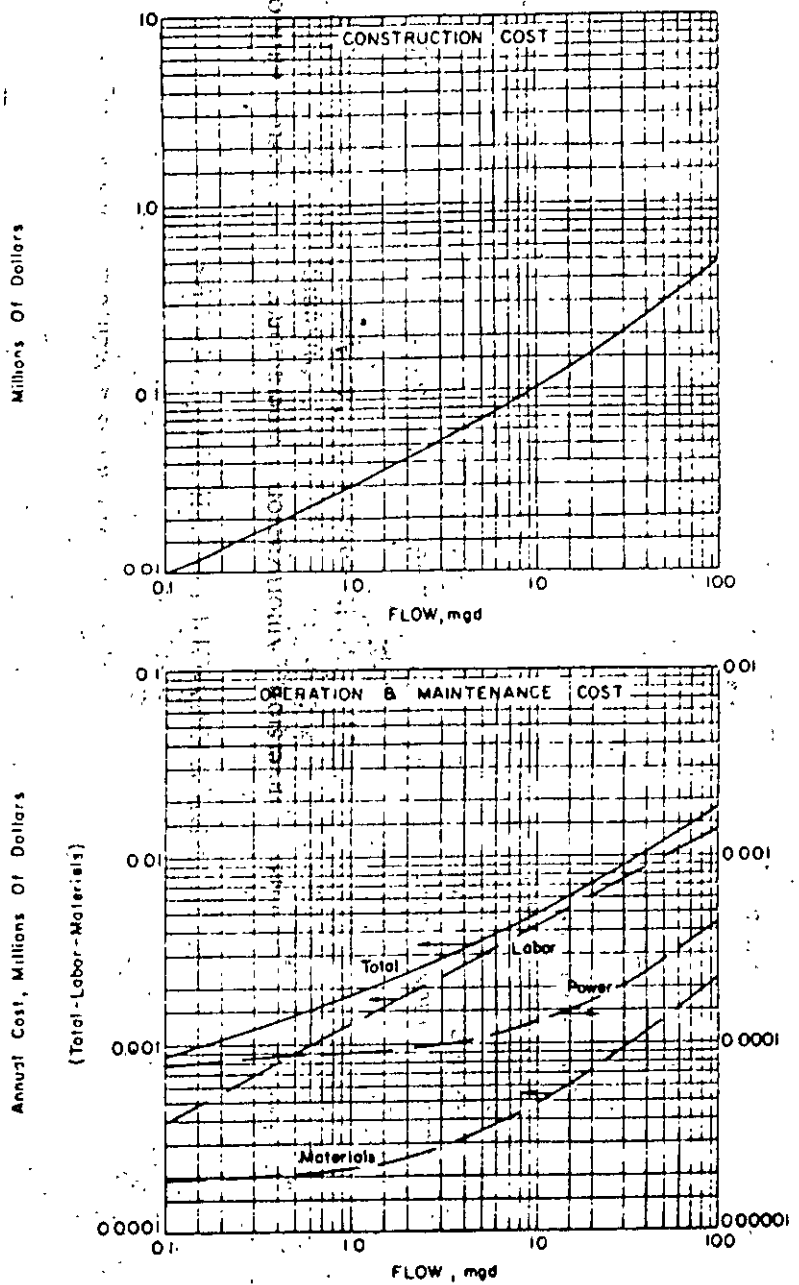


Figure C-11 Gravity Thickener ($l/s \times 0.0228 = \text{mgd}$)

Service Life: 50 years

Design Basis:

1. Construction costs include thickener and all related mechanical equipment. Pumps are not included (See sludge pumping, Figure C-10)
2. Costs are based on thickening of secondary sludge 0.098 kg/m^3 ($820 \text{ lb/10}^6 \text{ gal}$) loading = $29.3 \text{ kg/m}^2 \cdot \text{d}$ ($6 \text{ lb/ft}^2 \cdot \text{d}$). See adjustment factors for other sludge loading.
3. O & M costs do not include polymer or metal addition.

Adjustment Factor:

To adjust costs for alternative sludge quantities, concentrations, and thickening properties enter curves at effective flow (Q_E)

$$Q_E = Q_{\text{DESIGN}} \times \frac{29.3 \text{ kg/m}^2 \cdot \text{d} (6 \text{ lb/ft}^2 \cdot \text{d})}{\text{New design mass loading}} \times \frac{\text{New design sludge concentration}}{0.098 \text{ kg/m}^3 (820 \text{ lb/10}^6 \text{ gal})}$$

TWO STAGE ANAEROBIC DIGESTERS

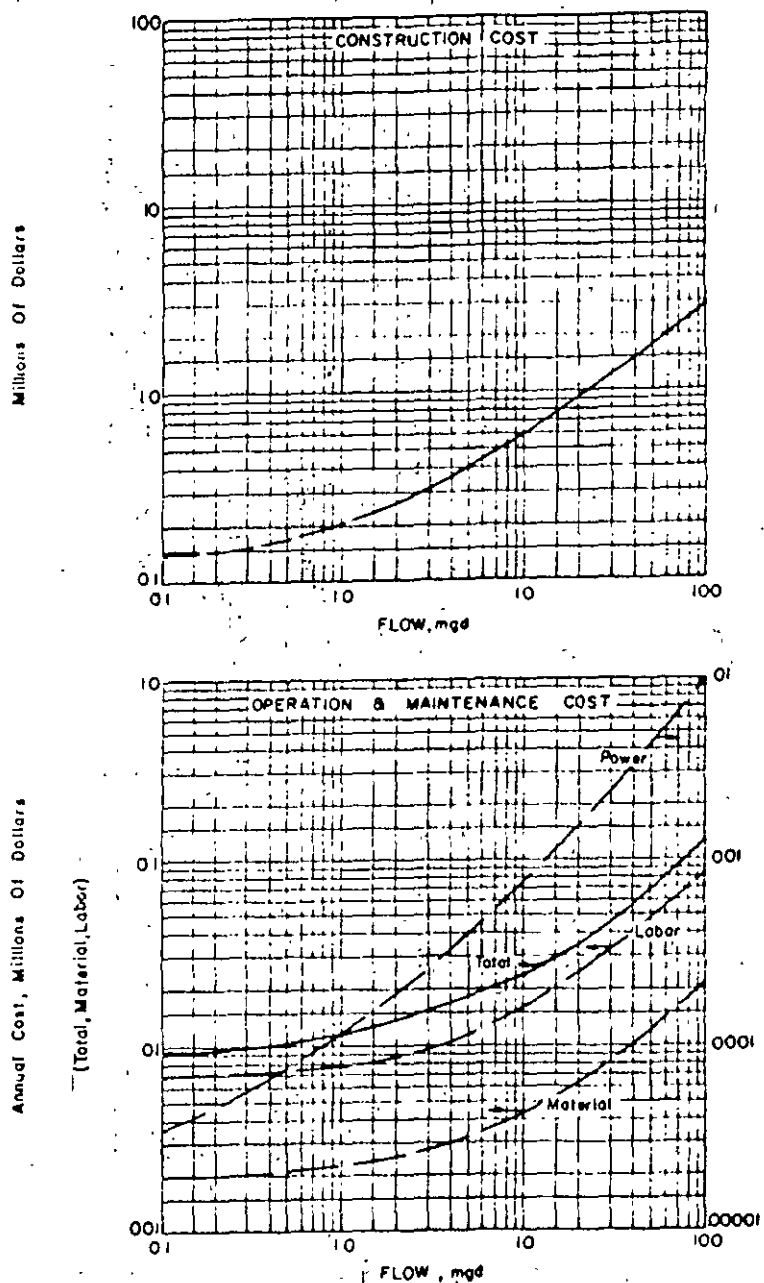


Figure C-13 Two-Stage Anaerobic Digester ($l/s \times 0.0228 = \text{mgd}$)

Service Life: 50 years

Design Basis:

1. Capital costs include: digester, heat-exchanger, gas-collection equipment, building
2. Feed to digesters is combined thickened sludge.
3. Feed = 0.227 kg/m^3 ($1,900 \text{ lb}/10^6 \text{ gal}$) at 4 percent solids (75 percent moisture)
4. Effluent from digesters = 0.108 kg/m^3 ($900 \text{ lb}/10^6 \text{ gal}$) at 2.5 percent solids
5. Loading rate = $2.56 \text{ kg/m}^3 \cdot \text{d}$ ($0.16 \text{ lb}/\text{ft}^3 \cdot \text{d}$)
6. Operating temperature = 29 to 43°C
7. Digester gas is utilized for heating. Excess gas is not utilized.

Adjustment Factor:

To adjust costs for loading rates different than those presented here, enter curves at design flow (Q_E)

$$Q_E = Q_{\text{DESIGN}} \times \frac{\text{New design sludge mass}}{0.227 \text{ kg/m}^3 (1,900 \text{ lb}/10^6 \text{ gal})}$$

FILTER PRESS (BIOLOGICAL SLUDGE)

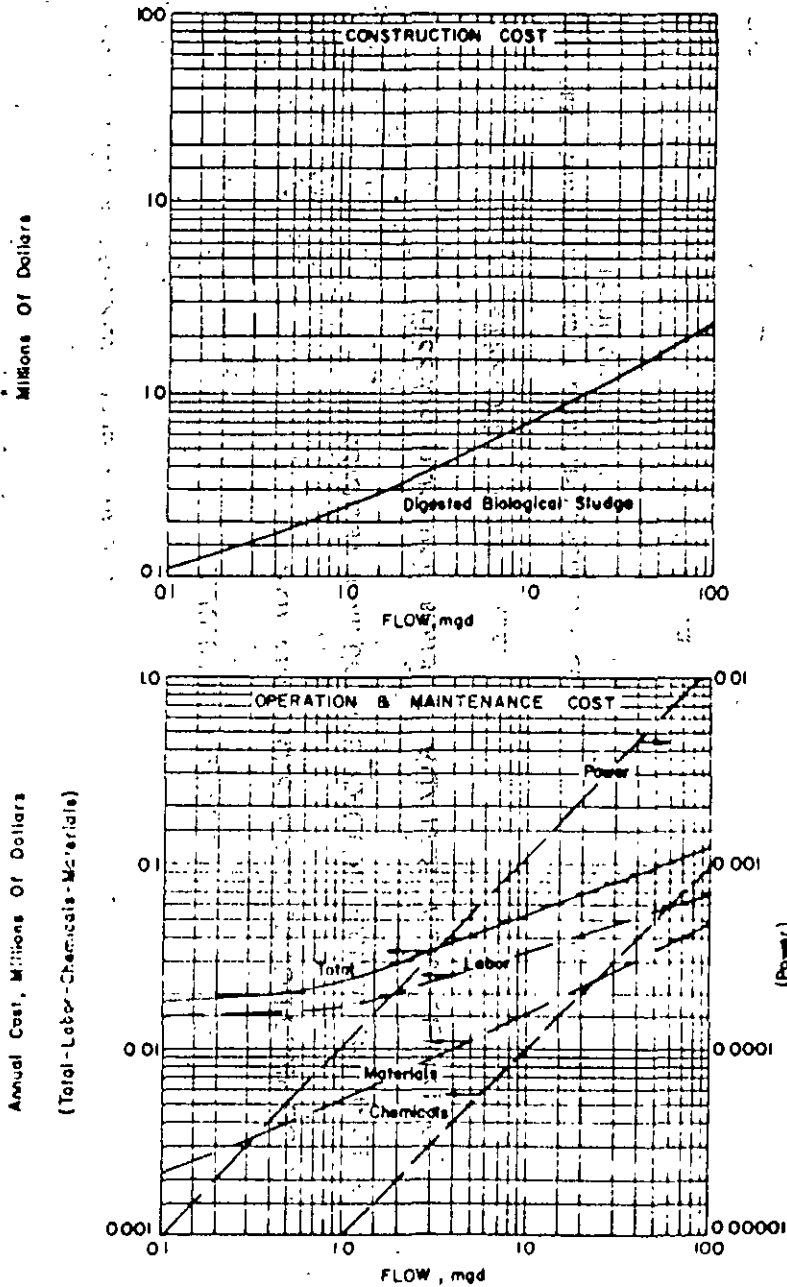


Figure C-15 Filter Press (Biological Sludge) ($f/s \times 0.0228 = \text{mgd}$)

Service Life: 15 years

Design Basis:

1. Construction costs include filter presses, pressure pumps, conveyor equipment, mechanical feed and storage facilities, conditioning tanks, sludge storage tanks, and
2. Sludge loading: digested primary + secondary = 0.108 kg/m^3 ($900 \text{ lb}/10^6 \text{ gal}$), 40 percent
3. Cake characteristics: density = 1040 kg/m^3 ($65 \text{ lb}/\text{ft}^3$); solids content = 40 percent
4. Operations: For 4 f/s to 44 f/s (0.1 to 1 mgd) plant = 20 cycles/week; For 44 f/s to 440 f/s (1 to 10 mgd) plant = 48 cycles/week; For 440 f/s to 4400 f/s (10 to 100 mgd) plant = 84 cycles/week
5. Conditioning chemicals: $\text{FeCl}_3 = 4.2 \text{ g/m}^3$ ($35 \text{ lb}/10^6 \text{ gal}$), $\text{CaO} = 10.8 \text{ g/m}^3$ ($90 \text{ lb}/10^6 \text{ gal}$)

Adjustment Factor:

To develop cost for sludge quantities, concentrations, characteristics or cycles per week different than those used to develop these curves, enter curve at effective flow (Q_E):

$$Q_E = Q_{\text{DESIGN}} \times \frac{\text{New design sludge mass}}{0.108 \text{ kg/m}^3 (900 \text{ lb}/10^6 \text{ gal})} \times \frac{\text{Original design cycles per week}}{\text{New design cycles per week}} \times \frac{\text{New design cycle time}}{2 \text{ h}}$$

QUARTERLY COST INDEXES (1926 = 100)

Times Star

BUILDINGS — EASTERN DISTRICT

BUILDING CLASSES	10/90	7/90	4/90	1/90	10/87	7/87	4/87	1/87	10/86	7/86	4/86	1/86	10/85	7/85	4/85	1/85	10/84	7/84	4/84	1/84	10/83	7/83	4/83
A: Fireproofed steel frame	1751.4	1737.4	1733.3	1724.2	1718.1	1808.9	1885.5	1880.4	1869.8	1853.8	1847.4	1838.0	1828.6	1827.3	1812.4	1594.9	1587.5	1580.0	1537.9	1536.8	1532.7	1507.9	
B: Reinforced concrete frame	1743.3	1729.0	1724.5	1715.8	1710.4	1891.0	1875.9	1869.4	1857.4	1844.4	1833.4	1824.8	1808.6	1807.3	1791.9	1580.5	1573.8	1530.2	1529.0	1524.8	1520.0	1495.0	
C: Masonry bearing walls	1741.5	1728.2	1723.8	1715.2	1710.0	1700.4	1688.0	1678.7	1662.6	1650.0	1631.6	1620.9	1603.6	1603.1	1587.9	1570.7	1558.8	1521.9	1521.0	1517.1	1495.0	1470.0	
D: Wood frame	1737.0	1719.0	1719.8	1721.1	1721.1	1703.4	1691.4	1674.2	1651.6	1634.3	1626.2	1610.0	1603.0	1603.0	1587.3	1570.0	1558.0	1521.0	1521.0	1517.1	1495.0	1470.0	
S: Metal frame and walls	1658.8	1649.0	1646.4	1638.1	1631.9	1615.0	1603.8	1600.4	1592.2	1579.6	1577.0	1572.3	1561.6	1548.6	1544.8	1529.1	1511.0	1504.7	1490.8	1481.3	1459.7	1476.6	

BUILDINGS — CENTRAL DISTRICT

BUILDING CLASSES	10/90	7/90	4/90	1/90	10/87	7/87	4/87	1/87	10/86	7/86	4/86	1/86	10/85	7/85	4/85	1/85	10/84	7/84	4/84	1/84	10/83	7/83	4/83
A: Fireproofed steel frame	1651.2	1630.8	1623.3	1618.1	1608.7	1588.3	1583.2	1558.5	1548.5	1531.7	1523.1	1521.4	1515.0	1502.8	1502.6	1485.5	1478.2	1465.9	1451.7	1421.9	1412.8	1423.1	
B: Reinforced concrete frame	1653.3	1633.0	1628.7	1618.9	1610.1	1585.3	1583.0	1552.0	1543.3	1527.9	1521.6	1522.2	1517.7	1509.3	1510.3	1489.9	1477.7	1467.2	1454.1	1423.5	1414.2	1433.1	
C: Masonry bearing walls	1653.7	1637.8	1631.0	1627.8	1620.5	1595.3	1572.5	1560.8	1549.9	1532.5	1528.5	1533.2	1528.7	1521.8	1521.5	1504.1	1492.0	1484.7	1487.8	1434.9	1428.3	1451.7	
D: Wood frame	1645.4	1623.6	1619.5	1621.4	1618.0	1590.7	1583.8	1549.0	1533.2	1511.2	1509.3	1518.9	1517.0	1515.0	1517.1	1499.8	1490.7	1490.4	1464.4	1417.3	1412.0	1454.1	
S: Metal frame and walls	1558.6	1542.1	1538.6	1530.3	1524.8	1508.6	1487.2	1484.1	1479.9	1470.0	1462.8	1461.3	1452.8	1438.9	1432.9	1415.6	1405.3	1395.8	1384.3	1357.4	1348.5	1384.1	

BUILDINGS — WESTERN DISTRICT

BUILDING CLASSES	10/90	7/90	4/90	1/90	10/87	7/87	4/87	1/87	10/86	7/86	4/86	1/86	10/85	7/85	4/85	1/85	10/84	7/84	4/84	1/84	10/83	7/83	4/83
A: Fireproofed steel frame	1754.8	1738.2	1735.8	1731.8	1727.9	1702.1	1880.5	1879.0	1869.4	1855.1	1848.8	1851.5	1839.2	1830.3	1829.3	1818.7	1598.3	1587.1	1577.8	1551.5	1542.7	1547.1	
B: Reinforced concrete frame	1757.1	1741.1	1737.7	1732.4	1727.1	1699.9	1688.7	1674.7	1664.6	1650.7	1645.7	1651.3	1642.1	1638.1	1635.5	1821.5	1599.8	1588.9	1578.7	1552.0	1542.4	1547.1	
C: Masonry bearing walls	1762.7	1749.9	1750.3	1748.1	1748.7	1721.1	1707.8	1692.5	1681.8	1667.4	1664.6	1673.4	1668.7	1659.4	1664.6	1625.1	1612.3	1601.7	1575.5	1568.7	1571.0	1571.0	
D: Wood frame	1741.0	1723.3	1723.3	1730.3	1730.0	1709.1	1695.1	1674.4	1657.5	1639.3	1635.2	1644.5	1638.1	1635.4	1639.2	1632.0	1615.0	1609.8	1593.3	1554.3	1551.6	1571.0	
S: Metal frame and walls	1633.8	1619.8	1618.9	1617.5	1618.4	1600.3	1591.1	1584.9	1577.7	1568.4	1564.3	1568.1	1552.7	1541.7	1537.7	1528.3	1510.5	1495.9	1488.9	1463.1	1458.1	1451.0	

INDUSTRY

INDUSTRY	10/90	7/90	4/90	1/90	10/87	7/87	4/87	1/87	10/86	7/86	4/86	1/86	10/85	7/85	4/85	1/85	10/84	7/84	4/84	1/84	10/83	7/83	4/83
Average of all	1082.4	1081.8	1081.2	1081.8	1059.6	1055.8	1050.3	1045.1	1041.4	1038.9	1032.9	1032.6	1031.7	1029.0	1018.8	1004.4	998.1	990.8	980.3	970.8	966.9	968.8	958.1
Airplane mg.	284.1	282.6	282.1	283.8	281.6	258.7	250.3	244.8	242.2	238.3	238.1	237.5	237.4	231.6	221.6	201.6	191.2	181.1	178.8	178.8	175.2	175.2	170.5
Apartment	793.3	793.2	792.7	793.0	793.5	785.4	786.3	783.3	780.0	774.6	770.9	770.9	770.0	768.8	761.1	754.1	750.3	745.8	734.9	728.9	723.0	723.0	707.5
Bakery	1011.3	1011.0	1009.6	1010.1	1008.7	1003.4	997.3	991.7	988.1	985.2	979.9	980.3	980.0	979.0	966.1	951.4	943.3	936.7	926.2	917.0	911.3	909.1	898.9
Bank	821.3	821.8	821.1	822.0	819.8	819.2	814.7	811.6	808.1	803.3	801.4	801.6	801.3	799.9	792.8	785.3	782.3	778.5	771.0	761.7	757.7	760.0	743.0
Bottling	1073.4	1073.0	1072.8	1074.8	1073.0	1069.0	1062.2	1057.2	1054.2	1049.8	1046.3	1047.1	1048.5	1043.5	1029.1	1015.1	1008.1	999.1	988.7	981.1	978.4	975.9	963.8
Brewery and distillery	1013.6	1011.2	1010.4	1010.9	1008.9	1002.7	994.4	988.8	985.4	979.8	974.3	972.8	970.7	968.0	929.0	923.4	922.4	921.0	918.4	912.1	911.8	911.8	895.8
Candy and confectionery	1001.3	1001.3	1001.2	1001.5	1001.9	1000.6	998.7	997.4	997.0	996.7	996.7	996.7	996.7	996.7	996.7	996.7	996.7	996.7	996.7	996.7	996.7	996.7	996.7
Cannery (fish)	1275.3	1272.0	1270.2	1271.0	1269.8	1262.5	1254.5	1247.3	1242.7	1238.1	1230.7	1231.7	1232.0	1230.6	1213.2	1195.3	1185.9	1177.0	1164.1	1152.5	1144.7	1142.0	1127.4
Cannery (fruit)	1278.1	1278.2	1278.6	1278.2	1277.0	1270.4	1262.9	1254.3	1248.8	1243.1	1235.3	1238.5	1238.9	1237.5	1221.4	1204.6	1198.2	1188.9	1174.7	1160.5	1152.7	1153.1	1132.4
Cement mfg.	1086.1	1085.1	1085.3	1085.9	1085.8	1055.8	1051.6	1048.4	1046.0	1042.3	1039.0	1037.6	1034.6	1030.0	1018.7	1005.9	997.6	991.5	984.2	978.8	973.5	970.9	961.5
Chemical	1080.1	1075.4	1075.7	1075.7	1075.7	1049.6	1043.5	1040.0	1038.5	1034.6	1031.8	1030.6	1028.3	1022.8	1009.0	995.8	990.0	985.8	972.4	968.5	965.0	961.8	955.3
Church	909.4	909.3	909.6	910.0	905.4	904.4	901.1	895.6	889.6	881.4	877.4	877.4	878.2	878.9	869.0	861.5	859.3	855.8	845.8	830.9	825.2	831.3	803.2
Clay products	1062.9	1062.9	1062.7	1064.0	1062.7	1045.8	1044.5	1044.1	1037.2	1032.1	1029.7	1028.8	1024.3	1011.4	998.8	986.7	980.0	978.0	978.0	970.2	967.8	966.5	954.7
Contractors' equip.	1244.9	1243.9	1244.8	1239.0	1234.7	1232.8	1227.6	1218.1	1212.2	1207.0	1201.4	1197.8	1192.9	1182.5	1170.1	1165.9	1161.7	1158.9	1151.7	1135.4	1134.8	1139.1	1117.7
Creamery and dairy	1115.3	1115.0	1113.4	1114.7	1113.0	1107.6	1099.8	1093.5	1090.8	1087.3	1080.9	1080.6	1079.8	1077.8	1061.9	1048.1	1039.0	1029.3	1017.3	1008.9	1004.2	1001.5	993.0
Owelling	771.6	771.2	770.3	770.4	770.6	762.1	763.8	761.1	758.5	753.8	750.0	749.7	748.8	748.6	738.9	732.2	728.2	723.0	712.7	706.2	702.1	703.3	588.5
Elec. equip. mfg.	1039.7	1039.8	1039.7	1043.4	1043.3	1039.3	1033.2	1028.3	1027.1	1025.8	1024.9	1028.0	1028.0	1027.9	1024.2	1010.6	995.7	984.8	973.4	961.9	954.5	951.5	960.3
Elec. power equip.	967.0	967.2	968.8	972.4	973.7	969.9	964.4	958.8	958.6	960.5	961.3	965.4	967.4	967.4	951.8	933.3	922.2	909.4	899.0	892.4	890.3	880.6	
Flour, cereal and feed	1046.4	1046.0	1043.9	1044.8	1043.0	1037.8	1032.3	1028.5	1023.9	1021.1	1018.2	1018.4	1015.8	1013.1	999.6	985.7	978.1	970.3	959.9	951.4	946.6	945.0	935.4
Garage	1180.7	1180.8	1180.2	1181.5	1179.3	1175.9	1171.0	1165.3	1162.0	1158.2	1155.2	1154.5	1152.8	1149.5	1135.9	1123.6	1118.1	1108.0	1098.8	1087.0	1082.8	1082.7	1068.3
Glass mfg.	989.1	989.7	989.6	989.8	988.1	983.7	978.4	974.0	972.2	969.0	968.3	965.8	963.3	961.3	947.8	934.5	927.4	919.3	909.7	903.1	901.0	898.7	
Hospital	983.3	983.6	982.8	983.3	980.1	977.4	972.5	967.4	965.1	961.7	957.3	956.7	953.8	951.7	939.6	927.8	913.8	903.8	895.4	891.4	891.4	879.8	
Hotel	942.8	942.4	941.1	940.8	937.2	933.2	930.3	925.3	921.7	917.0	911.5	910.1	908.5	907.0	898.2	885.9	881.9	87					

COST INDEXES (1926 = 100)

BUILDINGS — EASTERN DISTRICT

BUILDING CLASSES	1997	1996	1995	1994	1993	1992	1991	1990	1989	1988	1987	1986	1985	1984	1983	1982	1981	1980	1979	1978	1977	1976	1975
Fireproofed steel frame	1895.7	1836.5	1826.1	1572.3	1326.2	1488.7	1465.0	1449.0	1424.4	1379.4	1304.4	1287.8	1237.2	1220.9	1171.2	1127.2	1090.8	1015.5	925.7	839.2	768.7	752.4	723.1
Reinforced concrete frame	1888.7	1848.7	1823.3	1596.3	1321.6	1482.9	1457.3	1439.0	1413.7	1371.7	1301.5	1284.5	1232.3	1212.2	1160.0	1115.8	1084.9	1010.1	920.5	836.9	764.5	751.3	720.2
Masonry bearing walls	1895.7	1853.8	1833.8	1578.7	1340.7	1492.5	1463.6	1448.9	1426.4	1386.1	1325.8	1311.2	1271.6	1227.4	1162.8	1112.8	1087.0	1012.4	926.8	848.1	787.5	752.2	719.1
Wood frame	1897.3	1840.8	1830.1	1574.5	1338.0	1483.7	1455.2	1413.2	1391.4	1354.1	1312.8	1306.7	1281.5	1220.3	1145.4	1091.5	1070.5	999.8	927.0	854.4	791.1	752.3	714.2
Metal frame and walls	1812.7	1580.3	1348.0	1481.9	1483.9	1420.7	1403.4	1386.4	1370.3	1321.3	1239.6	1223.0	1202.0	1172.0	1134.4	1094.2	1060.0	986.5	901.8	813.1	771.6	735.5	712.0

BUILDINGS — CENTRAL DISTRICT

BUILDING CLASSES	1997	1996	1995	1994	1993	1992	1991	1990	1989	1988	1987	1986	1985	1984	1983	1982	1981	1980	1979	1978	1977	1976	1975
Fireproofed steel frame	1579.2	1531.2	1501.5	1453.9	1403.3	1355.7	1338.0	1323.8	1314.3	1283.1	1231.9	1219.1	1213.1	1197.1	1158.4	1128.4	1082.8	1013.5	934.0	838.8	771.4	729.4	696.3
Reinforced concrete frame	1577.6	1528.8	1508.6	1455.8	1406.8	1354.8	1332.0	1318.9	1304.1	1273.5	1230.2	1217.7	1210.8	1192.1	1148.7	1118.3	1078.7	1012.4	932.8	838.9	771.4	729.0	697.3
Masonry bearing walls	1587.3	1538.0	1519.0	1468.9	1420.7	1362.8	1333.7	1328.0	1309.1	1281.2	1249.5	1236.7	1228.8	1207.6	1132.5	1117.8	1086.5	1019.0	945.0	849.9	778.5	733.8	698.7
Wood frame	1579.9	1518.2	1512.2	1465.7	1404.0	1331.8	1294.5	1296.0	1281.3	1254.3	1235.6	1221.6	1209.0	1196.8	1132.1	1091.4	1066.2	1003.4	941.3	858.5	780.2	734.2	694.5
Metal frame and walls	1500.7	1488.5	1434.8	1383.8	1342.1	1302.6	1288.6	1280.7	1272.9	1239.1	1173.1	1167.9	1164.8	1152.8	1119.2	1093.7	1049.1	983.3	905.7	807.1	754.3	714.8	685.8

BUILDINGS — WESTERN DISTRICT

BUILDING CLASSES	1997	1996	1995	1994	1993	1992	1991	1990	1989	1988	1987	1986	1985	1984	1983	1982	1981	1980	1979	1978	1977	1976	1975
Fireproofed steel frame	1899.9	1856.2	1829.9	1578.9	1525.6	1482.2	1470.2	1441.6	1420.2	1396.6	1340.4	1333.3	1322.9	1303.5	1270.9	1232.6	1177.1	1095.2	997.0	896.2	818.4	789.8	731.0
Reinforced concrete frame	1897.6	1853.1	1833.8	1578.4	1527.6	1480.2	1465.7	1437.8	1409.5	1388.2	1337.7	1330.7	1321.2	1299.3	1264.0	1225.7	1173.4	1091.3	993.3	894.6	813.4	785.8	729.8
Masonry bearing walls	1717.0	1871.8	1857.8	1603.7	1553.1	1502.0	1481.4	1457.8	1420.3	1397.4	1356.8	1348.4	1339.9	1314.3	1269.9	1229.8	1178.9	1098.6	1002.3	906.1	818.5	774.7	724.7
Wood frame	1702.2	1844.1	1838.2	1603.7	1553.1	1502.0	1481.4	1457.8	1420.3	1397.4	1356.8	1348.4	1339.9	1314.3	1269.9	1229.8	1178.9	1098.6	1002.3	906.1	818.5	774.7	724.7
Metal frame and walls	1598.7	1569.1	1540.0	1489.6	1443.8	1406.5	1399.3	1380.7	1360.4	1329.7	1267.2	1260.8	1248.9	1229.7	1205.8	1173.3	1128.9	1054.5	956.5	853.3	785.2	735.2	727.4

EQUIPMENT — NATIONAL AVERAGE

INDUSTRY	1997	1996	1995	1994	1993	1992	1991	1990	1989	1988	1987	1986	1985	1984	1983	1982	1981	1980	1979	1978	1977	1976	1975
Average of all	1052.7	1038.0	1020.4	985.0	958.0	939.8	928.5	910.2	886.5	841.4	808.9	795.4	787.9	778.4	755.8	742.4	709.2	642.8	584.4	534.7	497.1	472.1	444.3
Chemical	1223.4	1238.5	1221.6	1174.9	1145.3	1127.6	1119.9	1102.3	1078.8	1027.5	982.4	971.5	967.0	954.6	929.3	912.0	873.8	808.0	750.9	718.0	696.1	675.0	640.0
Food	1000.0	993.4	989.1	930.9	903.0	888.3	874.6	855.3	832.5	789.1	755.2	742.7	730.0	718.2	697.7	689.8	658.3	595.1	536.5	491.5	457.3	433.9	407.8
Textile	918.2	903.6	894.9	837.4	809.3	793.5	781.2	771.1	754.7	712.5	682.5	673.6	661.8	649.8	627.6	619.8	593.6	538.7	488.5	437.3	401.9	389.4	367.3
Printing	1065.4	1049.4	1033.8	994.3	968.5	952.8	943.4	925.5	903.0	853.2	814.1	803.6	798.3	788.3	768.3	757.1	725.5	658.5	595.8	545.7	508.9	482.2	455.5
Chemical and distillery	1298.7	1278.1	1254.3	1206.9	1181.0	1162.7	1150.4	1125.0	1094.0	1033.0	988.8	978.4	967.9	954.0	929.3	912.0	873.8	808.0	750.9	718.0	696.1	675.0	640.0
Food and confectionary	1286.5	1263.5	1244.2	1194.7	1159.1	1138.2	1122.7	1095.9	1064.5	1003.6	962.7	948.3	929.1	910.5	880.2	878.9	837.8	751.1	682.3	623.4	580.0	548.9	517.7
Textile (linen)	1258.5	1235.8	1217.8	1169.9	1133.3	1111.7	1095.7	1070.9	1041.6	985.7	942.5	928.8	911.9	894.8	873.2	860.2	820.9	743.1	673.2	613.5	569.4	538.3	507.7
Textile (fruit)	1268.2	1240.9	1225.1	1180.1	1140.3	1114.4	1094.7	1069.9	1040.5	985.2	942.8	928.4	911.2	895.5	873.9	859.3	822.6	746.4	677.7	617.5	571.4	540.9	509.7
Chemical	1054.1	1041.2	1022.3	987.5	965.9	951.0	943.3	925.0	900.7	857.5	828.4	820.4	814.8	803.2	784.2	771.8	731.8	658.7	598.7	548.2	509.7	482.2	454.3
Textile	1047.0	1033.9	1014.0	977.9	956.3	946.1	939.1	919.2	895.9	847.8	812.8	804.0	800.4	789.2	768.8	757.8	720.0	647.4	587.3	536.9	498.3	471.2	447.6
Food	907.8	881.5	870.9	847.9	813.4	787.1	787.9	753.2	732.5	697.8	670.4	659.9	647.0	638.5	617.0	598.5	578.1	530.2	495.5	450.4	412.5	390.3	364.3
Textile products	1051.2	1035.1	1015.8	981.8	959.3	942.3	932.9	913.9	887.5	843.8	814.2	804.3	797.8	785.0	763.2	748.4	708.5	638.7	580.5	532.6	496.0	466.9	437.2
Chemical and distillery	1228.3	1204.6	1185.1	1153.4	1123.2	1075.3	1050.1	1017.3	970.9	939.9	927.2	919.5	908.4	890.1	871.8	824.2	739.3	669.4	610.9	567.0	537.4	504.2	475.0
Food and distillery	1103.5	1084.9	1068.4	1023.8	998.5	980.3	968.5	945.6	919.2	866.9	828.3	815.1	802.6	788.5	770.5	760.5	725.8	658.0	590.3	541.3	504.8	479.5	452.1
Textile	784.4	753.0	741.6	717.5	694.2	678.2	667.9	653.8	635.5	604.4	580.0	570.4	564.9	555.7	539.6	529.5	498.3	428.3	397.1	371.2	355.3	334.3	314.0
Food and distillery	1036.0	1028.5	1013.1	968.7	945.8	935.7	934.8	924.2	906.4	857.5	810.3	802.2	798.7	788.8	787.3	755.5	730.2	666.1	598.2	542.3	508.7	484.3	457.9
Textile	966.7	981.3	953.6	905.8	887.4	881.5	884.8	879.1	864.4	814.9	783.8	759.9	755.6	748.5	729.8	721.3	698.1	638.3	568.8	517.0	487.8	465.1	436.5
Food and distillery	1034.9	1019.4	1003.8	964.9	938.4	924.8	918.3	897.5	874.8	829.2	794.3	784.1	775.4	763.3	746.5	738.1	703.4	637.8	575.8	526.8	490.9	468.4	440.1
Textile	1172.9	1157.5	1140.5	1102.0	1073.9	1054.2	1040.4	1018.2	991.5	943.9	906.5	894.0	886.4	874.6	851.4	834.0	794.7	718.8	648.6	592.9	551.0	524.8	498.2
Food	981.1	968.3	952.2	914.9	894.8	881.8	878.6	861.7	840.8	798.3	762.0	753.4	749.8	740.2	720.9	710.9	660.0	617.0	557.3	510.8	475.7	451.3	425.3
Textile	974.4	960.2	944.0	908.6	883.1	868.8	855.4	838.6	813.4	770.7	737.1	723.7	713.2	700.5	680.0	665.7	635.0	578.1	528.3	481.2	448.5	427.1	404.8
Textile	931.5	915.1	898.4	869.8	842.0	822.7	807.9	788.3	768.8	726.4	697.5	683.9	671.8	658.8	640.0	628.0	597.7	543.8	498.8	468.3	423.7	403.4	381.2
Textile	901.3	887.1	873.5	843.0	820.9	805.7	797.4	781.2	760.2	721.7	693.2	682.9	677.0	667.1	648.3	637.4	608.0	553.0	503.8	482.6	431.8	411.0	388.6

Indicadores

INDICE NACIONAL DE PRECIOS AL CONSUMIDOR (base 1994=100)

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
50	0.0339	0.0338	0.0354	0.0358	0.0357	0.0355	0.0367	0.0363	0.0374	0.0380	0.0387	0.0391
51	0.0401	0.0418	0.0437	0.0448	0.0458	0.0468	0.0461	0.0462	0.0468	0.0480	0.0489	0.0488
52	0.0468	0.0488	0.0470	0.0474	0.0472	0.0468	0.0468	0.0468	0.0458	0.0462	0.0480	0.0458
53	0.0451	0.0447	0.0438	0.0451	0.0458	0.0458	0.0462	0.0480	0.0484	0.0467	0.0461	0.0461
54	0.0461	0.0462	0.0467	0.0478	0.0502	0.0509	0.0508	0.0513	0.0512	0.0524	0.0529	0.0538
55	0.0540	0.0545	0.0558	0.0582	0.0581	0.0585	0.0573	0.0578	0.0579	0.0585	0.0588	0.0588
56	0.0595	0.0601	0.0600	0.0604	0.0600	0.0595	0.0588	0.0590	0.0590	0.0588	0.0582	0.0588
57	0.0600	0.0600	0.0604	0.0612	0.0618	0.0618	0.0620	0.0637	0.0632	0.0633	0.0632	0.0633
58	0.0641	0.0638	0.0643	0.0650	0.0655	0.0653	0.0652	0.0649	0.0649	0.0645	0.0653	0.0656
59	0.0657	0.0657	0.0660	0.0660	0.0654	0.0655	0.0654	0.0658	0.0648	0.0651	0.0658	0.0658
60	0.0663	0.0663	0.0678	0.0680	0.0691	0.0691	0.0690	0.0693	0.0701	0.0693	0.0691	0.0694
61	0.0698	0.0695	0.0698	0.0698	0.0698	0.0698	0.0698	0.0691	0.0689	0.0689	0.0693	0.0694
62	0.0691	0.0695	0.0701	0.0707	0.0708	0.0707	0.0711	0.0712	0.0718	0.0713	0.0713	0.0710
63	0.0708	0.0711	0.0711	0.0712	0.0714	0.0714	0.0713	0.0711	0.0710	0.0708	0.0707	0.0712
64	0.0721	0.0734	0.0733	0.0737	0.0738	0.0738	0.0748	0.0754	0.0744	0.0743	0.0750	0.0752
65	0.0748	0.0751	0.0754	0.0757	0.0758	0.0758	0.0755	0.0753	0.0758	0.0758	0.0753	0.0753
66	0.0756	0.0755	0.0754	0.0758	0.0758	0.0761	0.0768	0.0771	0.0771	0.0773	0.0774	0.0775
67	0.0781	0.0788	0.0787	0.0788	0.0781	0.0777	0.0783	0.0786	0.0782	0.0794	0.0793	0.0788
68	0.0790	0.0780	0.0787	0.0803	0.0809	0.0802	0.0800	0.0804	0.0807	0.0804	0.0808	0.0804
69	0.0808	0.0811	0.0812	0.0814	0.0814	0.0817	0.0820	0.0821	0.0828	0.0837	0.0837	0.0843
70	0.0850	0.0850	0.0852	0.0853	0.0855	0.0860	0.0865	0.0869	0.0871	0.0871	0.0878	0.0883
71	0.0892	0.0898	0.0898	0.0904	0.0905	0.0910	0.0909	0.0917	0.0920	0.0921	0.0923	0.0927
72	0.0931	0.0934	0.0938	0.0945	0.0947	0.0954	0.0957	0.0964	0.0968	0.0969	0.0975	0.0978
73	0.0993	0.1001	0.1001	0.1010	0.1028	0.1037	0.1045	0.1072	0.1089	0.1115	0.1129	0.1143
74	0.1230	0.1258	0.1287	0.1285	0.1295	0.1308	0.1328	0.1341	0.1358	0.1383	0.1421	0.1432
75	0.1450	0.1458	0.1488	0.1480	0.1500	0.1525	0.1538	0.1551	0.1582	0.1570	0.1581	0.1584
76	0.1625	0.1655	0.1671	0.1683	0.1685	0.1702	0.1716	0.1733	0.1792	0.1892	0.1978	0.2028
77	0.2092	0.2138	0.2178	0.2209	0.2228	0.2255	0.2281	0.2328	0.2389	0.2387	0.2413	0.2447
78	0.2501	0.2537	0.2583	0.2582	0.2617	0.2653	0.2696	0.2725	0.2758	0.2789	0.2818	0.2842
79	0.2943	0.2985	0.3028	0.3053	0.3093	0.3127	0.3165	0.3213	0.3252	0.3309	0.3352	0.3411
80	0.3577	0.3680	0.3735	0.3801	0.3883	0.3939	0.4049	0.4133	0.4179	0.4242	0.4316	0.4429
81	0.4572	0.4684	0.4784	0.4892	0.4988	0.5038	0.5124	0.5230	0.5327	0.5445	0.5550	0.5700
82	0.5983	0.6218	0.6445	0.6794	0.7176	0.7522	0.7910	0.8797	0.9257	0.9747	1.0240	1.1334
83	1.2567	1.3241	1.3982	1.4781	1.5401	1.5984	1.6775	1.7428	1.7982	1.8558	1.9648	2.0488
84	2.1790	2.2940	2.3821	2.4855	2.5783	2.6716	2.7592	2.8376	2.9221	3.0242	3.1280	3.2609
85	3.5028	3.6483	3.7887	3.9083	3.9988	4.0990	4.2417	4.4271	4.6243	4.7786	4.9993	5.3397
86	5.8117	6.0701	6.3523	6.6539	7.0553	7.5082	7.8828	8.5113	9.0219	9.5376	10.1820	10.9863
87	11.8758	12.7328	13.5742	14.7819	15.8748	17.0232	18.4020	19.9080	21.2174	22.9855	24.8088	28.4730
88	32.8756	35.8178	37.4415	38.5940	39.3407	40.1432	40.8133	41.1888	41.4243	41.7422	42.2988	43.1814
89	44.2384	44.8388	45.3248	46.0027	46.6359	47.2023	47.8744	48.1288	48.5689	49.3075	49.9996	51.5870
90	54.1815	55.4084	56.3852	57.2434	58.2423	59.5251	60.8106	61.6434	62.5221	63.4209	65.1048	67.1567
91	68.8684	70.0707	71.0709	71.8145	72.5185	73.2774	73.9250	74.4395	75.1810	76.0554	77.9439	79.7796
92	81.2285	82.1908	83.0274	83.7675	84.3198	84.8906	85.4268	85.9514	86.5961	87.3233	88.0489	89.3028
93	90.4228	91.1615	91.8828	92.2216	92.7487	93.2689	93.7172	94.2188	94.9766	95.3048	95.7251	96.4550
94	97.2028	97.7027	98.2051	98.6061	99.1029	99.6591	100.1010	100.5678	101.2828	101.8145	102.3588	103.2566
95	107.1431	111.6841	118.2700	127.8900	133.0290	137.2510	140.0490	142.3720	145.3170	148.3070	151.9640	156.9150
96	162.5560	166.3500	170.0120	174.6450	178.0320	180.9310	183.5030	186.9420	188.9150	191.2730	194.1710	200.3880
97	205.5410	208.9950	211.5980	213.8820	215.8340	217.7490	219.6460	221.5890	224.3590	226.1520	228.6820	231.8860
98	236.9310	241.0780	243.9030	246.1850	248.1480	251.0790	253.5000	255.9370	260.0880	263.8150	268.4870	275.0380
99	281.9830	285.7730	288.4280	291.0750	292.8280	294.7500	296.8800	298.0880	301.2510	303.1590	305.8550	

Nota. Las cifras correspondientes al periodo comprendido de enero de 1950 a febrero de 1995 fueron convertidas a base 1994=100, dividiendo el Índice Nacional de Precios al Consumidor base 1978=100, publicado por el Banco de México en cada uno de los meses, entre la constante C=37394.134, y multiplicando el resultado por 100, tal y como lo establece el Banco de México mediante el DOF del 10 de abril de 1995 (al cierre de la presente edición, tales cifras no han sido publicadas en el DOF).

Las cifras correspondientes a marzo de 1995 y meses posteriores han sido publicadas en el DOF; conforme a la base 1994=100.

30.5.850 9.10.400.7
35

COSTOS INDICE EN MODULOS DE 500 Y 1000 LPS

Proceso	Caudal (lps)	Inversión (M\$)	Amortización (M\$/Año)	Operación y Mantenimiento (M\$/Año)	Costo Unitario (\$/m3)
Lodos activados:	500	85	12.48	8.9	1.36
Convencional:	1000	122	17.91	18.1	1.14
Pretratamiento					
Sedimentación primaria					
Tanque de aereación					
Sopladores					
Sedimentación secundaria					
Cloración					
Tratamiento químico:		38	5.58	4.7	0.65
Floculación		82	12.03	10.2	0.70
Clarificación					
Alimentación de alumbre					
Filtración:		19	2.79	0.7	0.22
		43	6.31	1.5	0.25
Tratamiento de lodos:		29	4.26	0.2	0.28
Espesamiento de lodos		64	9.39	0.5	0.31
Primarios y secundarios					
Deshidratación de lodos					

Nota: Tasa de interés 12%, periodo de amortización: 15 años

ECUACION PARAMETRICA DE COSTOS

DATOS:

Capacidad de planta A:

Inversión A:

Condiciones de efluente de la planta A:

Capacidad de planta B:

Condiciones de efluente de la planta B:

Estimar:

Inversión en planta B:

Ecuación:
$$\text{Inversión B} = \text{Inversión A} \left(\frac{\text{Capacidad B}}{\text{Capacidad A}} \right)^{0.66} \times \left(\frac{\% \text{ de remoción en DBO de la planta B}}{\% \text{ de remoción en DBO de la planta A}} \right)^{0.66}$$

PROYECTO PUEBLA

TIPO DE PROYECTO: INVERSION PRIVADA

CALIDAD DE AGUAS CRUDAS: 350/350 mg/lit. (DBO/SST)

CALIDAD DEL AGUA TRATADA: 1ª. Etapa 150/150 (DBO/SST)

2ª. Etapa 75/75 (DBO/SST)

TIPO DE PROCESO: 1ª. Etapa: Densadeg. (Primario Avanzado de alta rata)

2ª. Etapa: + Biofor (Filtros biológicos)

FACTOR DE ACTUALIZACION: 1.36 (Enero del 2001)

OFERTA DE EMPRESA TAPSA S.A. de C.V.

Partiendo de los datos proporcionados en las bases de licitación, respecto a los flujos a tratar en las plantas de tratamiento de aguas residuales, obtienen los siguientes gastos:

FLUJOS A TRATAR EN LAS PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

PLANTAS	GASTO NOMINAL (lps)	GASTO MAXIMO (lps)	GASTO EXTRAORD. (lps)	OBSERVACIONES
Alseseca Sur	700	1000	1260	Se trataran lodos de la PTAR Parque Ecológico y los propios.
Atoyac Sur	400	600	720	Se trataran lodos de las PTAR Bca. El Conde, San Francisco y los propios.
San Francisco	1100	1500	1980	Sin tratar lodos.
Bca. El Conde	340	500	612	Sin tratar lodos.

1. Calidad del agua del influente.

La empresa TAPSA S.A. de C.V. presenta los datos base del influente a tratar, como sigue:

CALIDAD DEL AGUA CRUDA A TRATAR

PARAMETRO	UNIDADES	CANTIDAD
Temperatura:		
Máxima	°C	35
Mínima	°C	20
Ph		6 a 9
Conductividad	Mmhos/cm	1400
DBO ₅ Total:		
Promedio Diario	mg/l	350
Promedio Mensual	mg/l	300
S. S. T.:		
Promedio Diario	mg/l	350
Promedio Mensual	mg/l	300
Nitrógeno Total	mg/l	40
Grasas y aceites	mg/l	90
Cianuros	mg/l	< 1
Fluoruros	mg/l	< 3

COSTOS TOTALES DE INVERSION PLANTAS DE TRATAMIENTO .(\$)

Concepto	SISSA	TRIBASA	FYPASA
Proyecto Ejecutivo	17'238,472	16'528,418	20'183,586
Obra Civil	234'437,540	119'959,152	138'146,387
Obra Mecánica	191'791,266	203'945,585	266'842,655
Obra Eléctrica	47'381,463	36'935,166	27'835,217
Subtotal:	490'848,741	377'368,321	453'007,845
Pruebas, Puesta en Marcha	33'891,280	30'087,943	31'269,914
Supervisión	23'613,601	16'298,251	27'973,135
Otros	11'737,546	26'512,147	17'928,781
Subtotal	69'242,427	72'898,341	77'171,830
Totales	560'091,168	450'266,662	530'179,670

COSTOS TOTALES DE OPERACION Y MANTENIMIENTO POR ETAPA (\$/mes)

Concepto	Etapa	S:SSA	TRIBASA	FYPASA
Costos Fijos:				
Personal y reactivos (laboratorio) y energía eléctrica	1a.	2163088	735655	1290182
	2a.	2748011	835698	1347822
Reposición de equipos	1a.	131685	215737	143000
	2a.	131685	134451	286000
Mantenimiento	1a.	140460	35859	8800
	2a.	140464	35859	13200
Totales	1a.	2435237	987251	1441982
	2a.	3020160	1106008	1647022
Costos Variables:				
Materiales, energía eléctrica, reactivos químicos (procesos)	1a.	1392794	2127777	2105734
	2a.	1219890	2509834	1524221
Reposición de piezas y equipos,	1a.		294081	
	2a.		329720	
Transporte y disposición final de lodos	1a.	273358	130953	293258
	2a.	285109	148813	293258
Otros	1a.		123680	
	2a.		123680	
Totales	1a.	1666152	2676491	2398992
	2a.	1504999	2782327	1817479

PROYECTO CULIACAN

TIPO DE PROYECTO: INVERSION PRIVADA

CAUDAL DE DISEÑO: 1700 lps.

CALIDAD DE AGUAS CRUDAS: 250 a 300/250 a 300 mg/lit. (DBO/SST)

CALIDAD DEL AGUA TRATADA: 1ª. Etapa 150/150 (DBO/SST)

TIPO DE PROCESO: Primario Avanzado de alta rata y tratamiento de lodos con digestión.

INVERSION: \$ 105'000 000

T2: COSTOS FIJOS DE OPERACION \$ 5'529,000 / Año

T3: COSTOS VARIABLES DE OPERACION \$ 0.103/m3

FACTOR DE ACTUALIZACION: 1.36 (Enero del.2001)

ANÁLISIS COMPARATIVO DE COSTOS

PROYECTO RENACIMIENTO ACAPUECO, GRO. Se maneja este en

los supuestos de número de usuarios seleccionados, eficiencias de operación.

TIPO DE PROYECTO: EJECUTIVO (obra de rehabilitación, modernización e impacto

TIPO DE OBRA: CONCURSO DE OBRA PÚBLICA

CAUDAL A TRATAR: 275 lps (Módulo de Ampliación) (2000 habitantes institucional y

CALIDAD DE AGUAS CRUDAS: 222/282-mg/lit. (DBO/SST)

CALIDAD DEL AGUA TRATADA: 30/30-mg/lit. (DBO/SST)

TIPO DE PROCESO: LODOS ACTIVADOS, CON TRATAMIENTO DE LODOS, SIN DIGESTION

FACTOR DE ACTUALIZACION: 1.36 (Enero del 2001)

RESUMEN DE COSTOS DE INVERSIÓN Y OPERACIÓN

Elemento	Alternativa A			Alternativa B1			Alternativa B2		
	Caudal base	Costo de Inversión*	Costo de Operación	Caudal base	Costo de Inversión*	Costo de Operación	Caudal base	Costo de Inversión*	Costo de Operación
	l/s	US\$	US\$/año	l/s	US\$	US\$/año	l/s	US\$	US\$/año
Pretratamiento	750	688,093	40,282	750	688,093	40,282	750	688,093	40,282
Biofiltro	750	6,100,730	31,279						
Recirculación a biofiltro	750	595,669	81,776						
Tanque Lodos Activados									
Existente	750	626,382	65,874	250	590,325	85,274	200	579,829	72,598
Recirculación	750	416,074	65,888	250	226,458	25,036	200	205,469	20,953
Sopladores	750	192,253	0	250	226,932	0	200	199,624	108,405
Sedimentadores Viejos	250	594,280	14,632	250	594,280	14,868	200	594,280	14,854
Tanque Lodos Activados Nuevos				500	1,547,594	178,576	550	1,620,390	193,179
Recirculación				500	307,324	45,579	550	320,583	49,642
Sopladores				500	351,501	0	550	371,858	0
Sedimentadores Nuevos	500	1,310,910	26,558	500	1,237,988	25,273	550	1,295,552	26,690
Cloración	750	173,374	74,331	750	173,374	74,331	750	173,374	74,331
Espesadores existentes		207,100	4,731		207,100	4,731		207,100	4,731
Espesadores nuevos		476,926	11,307		436,863	10,216		436,863	10,153
Total		11,381,791	416,858		6,587,832	504,166		6,692,815	615,818

* Antes de indirectos

** El costo del medio filtrante es el calculado directamente por CAPDET (5.4 US\$/R³)

PROYECTO OBRA CIVIL	
CANAL DE PRETRATAMIENTO	138,558.00
CARCAMO DESARENADOR	92,637.00
CARCAMO DE AGUAS CRUDAS Y TANQUE ELEVADO	2,184,360.00
REACTOR BIOLÓGICO	8,323,665.00
CARCAMO Y CASETA Lodos de RECIRCULACION	133,031.00
SEDIMENTADORES SECUNDARIOS	2,986,372.00
TANQUE DE CONTACTO DE CLORO	1,202,503.00
ESPESADORES	1,043,349.00
CASETA DE DESINFECCION	104,598.00
CARCAMO Y CASETA Lodos ESPESADOS	108,862.00
CALAS PARTIDORAS Y REPARTIDORAS	377,954.00
EDIFICIO DE DESHIDRATACION DE Lodos	681,510.00
CASETA SUBESTACION ELECTRICA Y BASE SUBESTACION DE DISTRIBUCION	343,396.00
AREAS EXTERIORES (TERRACERIAS, VALIDAD, PATIO DE MANIOBRAS Y JARDINERIA)	1,640,855.00
OFICINAS Y LABORATORIO	423,522.00
LINEAS DE INTERCONEXION	2,935,440.00
SUMA	22,598,712.00
PROYECTO ELECTROMECHANICO	
PLANTAS DE BOMBEO	3,046,654.00
SUBESTACION Y FUERZA	4,603,337.00
ALUMBRADO CASETAS	457,323.00
ALUMBRADO EXTERIOR	596,400.00
SUMA	8,703,714.00
EQUIPAMIENTO E INSTRUMENTACION	
DESARENADOR	642,550.00
CLASIFICADOR DE ARENAS	567,500.00
SEDIMENTADORES	2,680,000.00
ESPESADORES	2,138,400.00
AERADORES	7,056,000.00
REJILLAS PRETRATAMIENTO	849,730.00
FILTROS PRENSA DE BANDA	3,373,708.00
DOSIFICADORES DE CAL	355,806.00
DESINFECCION	525,188.00
COMPUERTAS	1,238,000.00
MEDIDORES DE FLUJO	262,500.00
EQUIPAMIENTO LABORATORIO	185,837.00
CONTENEDORES TORTA LODO	63,000.00
SUMA	19,939,219.00
TOTAL	51,241,645.00
IMPREVISTOS	5,124,164.50
GRAN TOTAL	56,365,809.50

TRATAMIENTO DE AGUAS MUNICIPALES, INDUSTRIALES Y REUSO

PROYECTO MORELIA, MICH.

TIPO DE PROYECTO: INGENIERIA BASICA

TIPO DE OBRA: INVERSION PRIVADA (propuesta)

CAUDAL A TRATAR: 1200 lps (Alternativa una Planta)

CALIDAD DE AGUAS CRUDAS: 274 /260 mg/lit. (DBO/SST)

CALIDAD DEL AGUA TRATADA: 75/75 mg/lit. (DBO/SST)

TIPO DE PROCESO: FILTROS BIOLOGICOS, CON TRATAMIENTO DE LODOS CON DIGESTION.

ALTERNATIVAS ADICIONALES: Ver Cuadros anexos.

1	Terreno*	52,770,108.50
2	Obra Civil de la Planta	59,900,219.55
3	Equipamiento	47,627,168.20
4	Tuberías e Interconexiones	10,421,269.40
Subtotal		170,728,765.65
Factor de Gastos Indirectos al 15%		25,609,314.85
Total		\$ 196,338,080.50

Concepto	Monto (\$)
Costo total de las obras	196,338,080.50
Gastos de Ingeniería (4%)	7,853,523.22
Gastos de Administración (3%)	5,890,142.52
1.1.1 Total de Gastos de Ingeniería y Administración	13,743,665.74

Planta	Inversión Millones de \$	Capacidad en LPS	Costo de terrenos en millones de \$	Costo anual de operación millones de \$
Alternativa de la Plantas de Tratamiento "Atapanco"				
Atapanco	115	1,200		37.80

Planta	Inversión Millones de \$	Capacidad en LPS	Costo de terrenos en millones de \$	Costo anual de operación millones de \$
Alternativa con cuatro Plantas de Tratamiento				
Itzicuaro 1.2 Ha 200 \$/m ²	30	200	2.4	6.31
Los Olivos 1.1 Ha 600 \$/m ²	20	250	6.6	6.31
Sitio Actual 2.0 Ha 300 \$/m ²	35	250	6.0	7.88
Atapanco 20 Ha 150 \$/m ²	50	500	3.0	15.77
Total 1ª Etapa	85	700	15.0	22.07
Total 2ª Etapa	135	1,200	18.0	37.80

Planta	Inversión Millones de \$	Capacidad en LPS	Costo de terrenos en millones de \$	Costo anual de operación millones de \$
Alternativa con cuatro Plantas de Tratamiento				
Itzicuaro 1.2 Ha 200 \$/m ²	70	200	2.4	6.31
Los Olivos 1.1 Ha 600 \$/m ²	45	250	6.6	6.31
Sitio Actual 2.0 Ha 300 \$/m ²	85	250	6.0	7.88
Atapanco 20 Ha 150 \$/m ²	100	500	3.0	15.77
Total 1ª Etapa	200	700	15.0	22.07
Total 2ª Etapa	300	1,200	18.0	37.80

COSTOS DE TRATAMIENTO

FACTORES

Losos Activados | Zanjas de | Filtros | Aereación | Lagunas
 secundarias | infiltración | biológicos | extendida | Aereadas

TABLA 7.5.f. COSTOS DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DE 40 L.P.S.

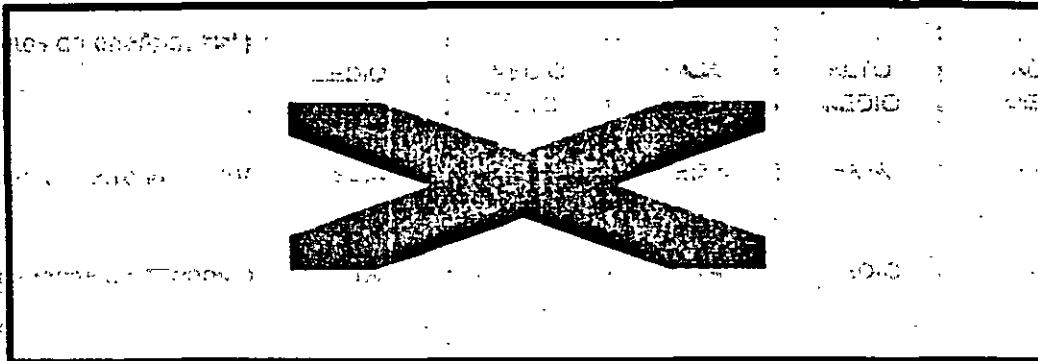


TABLA 7.5.g. TABLA COMPARATIVA DE COSTOS DE PLANTAS DE TRATAMIENTO EN VARIAS PARTES DE MÉXICO.

Con el propósito de establecer parámetros sobre los costos proyectados de las plantas de tratamiento de Guadalajara, Jal., con gastos similares, se presenta un cuadro comparativo con los de otras plantas que existen funcionando en varios Estados de la República; quedando de la siguiente manera:

LOCALIDAD	GASTO L.P.S.	COSTO	PROCESO
PUEBLA	2524	415,794,699	PRIMARIO AVANZADO
CD. JUAREZ NORTE	2500	224,003,823	PRIMARIO AVANZADO
LEÓN GUANAJUATO	2500	490,633,607	FILTROS ROCIADORES
CULIACAN NORTE	1700	172,310,633	PRIMARIO AVANZADO
TOLUCA ORIENTE	1250	232,759,800	FILTROS LODOS ACTIVADOS
CD JUAREZ SUR	1000	97,642,692	PRIMARIO AVANZADO
PASTOR ORTIZ MICHOACAN	60	20,124,486	LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN
ATOTONILCO EL ALTO	60	34,017,946	FILTROS ROCIADORES
GUADALAJARA:			
AGUA PRIETA	6120	996,330,816	AEREACIÓN EXTENDIDA
ORIENTE	1590	335,430,864	AEREACIÓN EXTENDIDA
AEROPUERTO	1140	221,905,446	AEREACIÓN EXTENDIDA
STA MARÍA	440	101,766,508	AEREACIÓN EXTENDIDA
COYULA	130	50,679,175	AEREACIÓN EXTENDIDA
PTE GRANDE	60	43,845,426	AEREACIÓN EXTENDIDA

*Fuente. Tabla de costos de construcción de plantas emitidas por la C.N.A



7.5. ANÁLISIS COMPARATIVO DE COSTOS.

Los costos de inversión de las plantas de tratamiento, como se mencionó, esta en función de su capacidad, número de módulos seleccionados, eficiencias de remoción de contaminantes, tipo de proceso, nivel de mecanización y automatización e impacto ambiental.

El 19 de marzo del 2002 se publicaron en el Diario Oficial de la Federación los costos índice para los servicios de agua potable, alcantarillado, desarrollo institucional y saneamiento con los que se define la participación federal en proyectos cuyo costo no sea mayor de 397 MDP, (ver tabla 7.5.a.).

Tabla 7.5.a. Costos índice publicados en el DOF. (19 de marzo de 2002)

SERVICIO	COSTO ÍNDICE (\$/habitante)	MÁXIMO APOORTE FEDERAL (\$/habitante)
Aguá potable	1,985	993
Alcantarillado	1,613	806
Desarrollo institucional	248	124
Saneamiento*	137	68

(* millones de \$ por m³/seg)

Como se observa en la tabla 7.5.a. el costo índice para una planta de tratamiento con una capacidad de 1 m³/s, es de 137 MDP/m³, sin embargo no se especifica el proceso, número de módulos, ni eficiencias de remoción. Aunque no se hace explícito, este índice representa el costo mínimo para un sistema de 1000 lps de capacidad y al reducir o aumentar dicha capacidad, por economía de escala se incrementara o se reducirá el costo.

De la revisión y análisis de costos de inversión de plantas de tratamiento construidas se obtuvieron costos índice que varían de 100 a 500 MDP/m³, dependiendo del proceso y capacidad. Por ejemplo, la planta de tratamiento de Atemajac de Brizuela, en el estado de Jalisco, para una capacidad de 10 lps tubo un costo de 4.1 MDP, con lo cual se obtiene un costo índice de 415 MDP/m³. La planta de tratamiento de Piedras Negras de 360 lps de capacidad, tubo un costo aproximado de 70 MDP, con lo cual se obtiene un costo índice de 194 MDP/m³; para Ciudad Acuña la planta cuyo gasto fue de 250 lps y el costo de 95 MDP, el costo índice es de 380 MDP/m³, y, finalmente

para la planta de Río Blanco de Guadalajara, cuyo gasto es de 150 lps, tubo un costo cercano a los 40 MDP, con lo cual se tiene un costo índice aproximado de 270 MDP/m³.

En plantas pequeñas los costos índice se incrementan, por ejemplo, en la localidad de Ciénega de las Flores, se construyo una planta de 25 lps con un costo de 8.8 MDP, lo que representa un costo índice de 350 MDP/M³. Los costos que se presentan son de plantas de tratamiento que se han puesto en operación entre los años de 1999 al 2002, por lo que algunos costos índice tendrían que ser actualizados.

De acuerdo con la información anterior se puede confirmar el índice publicado de la Federación funciona para plantas con capacidad de 1 m³/s o mayores, para procesos convencionales y para concentraciones medias de aguas residuales típicas municipales.

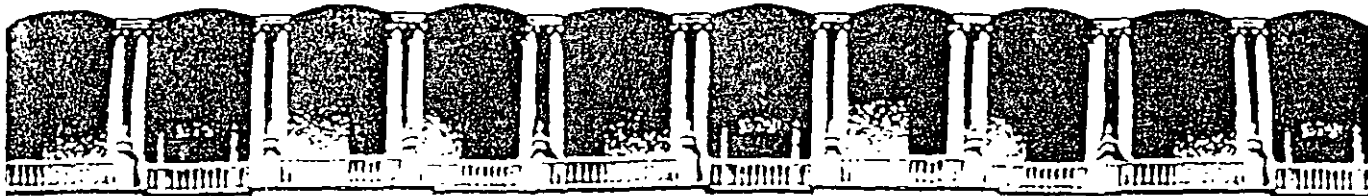
En las corridas realizadas se obtuvieron índices de 122 a 352 MDP/m³; como es obvio los menores índices se obtuvieron en las plantas mayores al m³/s lo que representa que los costos de inversión obtenidos se encuentran entre los costos comerciales actuales.

Es conveniente hacer notar que los costos de inversión obtenidos incluyen algunos costos indirectos que en la mayoría de las plantas que se construyen en la mayoría del país no se consideran; estos costos indirectos representan del 8 al 15 % de la inversión total, que como se menciona en los resultados obtenidos ya están incorporados.

Por otro lado, el costo unitario \$/m³ vario des de 0.84 hasta 2.37 \$/m³ para el sistema de filtro biológicos; de 1.04 a 2.58 \$/m³ para el sistema de lodos activados convencional y de 1.38 a 3.01 \$/m³ para el sistema de aereación extendida modificada. En este ultimo proceso es posible reducir el costo de inversión y, en consecuencia el costo unitario al ajustarse las dimensiones de las unidades de tratamiento y la potencia de los equipos que resultan de las corridas del paquete empleado.

En la tabla 7.5.b. se presenta el resumen de la información generada para todas las plantas analizadas.

Tabla 7.5.b. Resumen de costos de inversión, operación y mantenimiento, costo unitario y costo por m³.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO EN MANEJO INTEGRAL DE
AGUAS MUNICIPALES**

**MÓDULO III
CA 086**

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

TEMA

**IMPACTO AMBIENTAL DE LOS PROYECTOS DE
PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES**

**EXPOSITOR: M. EN I. ENRIQUE CÉSAR VALDEZ
PALACIO DE MINERÍA
JULIO DEL 2002**

Impacto ambiental de los proyectos de plantas de tratamiento de aguas residuales

Desde su aparición el *Homo sapiens* modificó su entorno inmediato; sin embargo, en la prehistoria el grado de cambio en el ambiente era fácilmente amortiguado por los ecosistemas. A partir del nacimiento de la agricultura y hasta la época actual, la magnitud de los cambios creció a un nivel que rebasa la capacidad de amortiguación de los diferentes ecosistemas y de la ecosfera en general. Estos cambios amenazan la sobrevivencia del hombre debido a la disminución de la calidad de vida en general y de las condiciones biológicas, además de las económicas, sociales y culturales, en particular.

En su desarrollo, el hombre ha tenido la necesidad de modificar o alterar su ambiente natural y, por ende, el social; esto debe ser aceptado, ya que ecológicamente así sucede con todas las especies. No obstante, los cambios en el ambiente propiciados por el hombre se han realizado sin medir o prever las consecuencias que esto trae consigo. Por otra parte, es indudable que las fuentes antropogénicas han causado los cambios ambientales más significativos.

En la actualidad existe una mayor conciencia sobre los impactos que se producen en el ambiente provocados por obras y proyectos realizados por el hombre. Sin embargo, los proyectos de desarrollo que se llevan a cabo bajo el supuesto de la generación de beneficios económicos y sociales, implican efectos y costos ambientales que no siempre son considerados y que, a menudo, se manifiestan después de realizado el proyecto. Desde el inicio de la Revolución Industrial hasta la década de los años sesenta y setenta, los proyectos de cualquier tipo de desarrollo eran juzgados fundamentalmente con base en su viabilidad técnica y económica, en tanto que los impactos ambientales y sociales raramente eran examinados en forma explícita o rigurosa. Cuando se consideraban los impactos sociales y ambientales, las evaluaciones tomaban usualmente la forma de análisis de costo beneficio, intentando expresar de este modo todos los impactos con base en costos de los recursos valorados en términos de mercado, cuando la realidad es que la mayoría de los impactos ambientales, sociales y de salud no se prestan fácilmente al análisis económico, dado que numerosos factores del ambiente natural son intangibles y comunes, por ejemplo, la calidad del aire. El propósito de este segmento del curso es presentar los aspectos que es importante considerar en los proyectos de plantas de tratamiento de aguas residuales con el propósito de evitar o mitigar los impactos ambientales adversos de la construcción y operación de las plantas.

1. Terminología

El uso de los términos ambiente y medio ambiente ha sido indistinto en las diferentes áreas del conocimiento. De manera práctica, es preferible utilizar el vocablo ambiente en lugar de medio ambiente.

1.1 Concepto de ambiente

Ambiente es la totalidad compleja de factores físicos, sociales, culturales económicos y estéticos que afectan a los individuos y comunidades y, en última instancia, determinan su forma, carácter, relaciones y supervivencia.

Las dimensiones del ambiente pueden ser categorizadas como sigue: ambiente físico y ambiente social.

1. Ambiente físico (natural y construido)

A. Terreno y clima

1. Suelo -características generales, erosión existente y potencial, permeabilidad, contenido mineral.
2. Topografía -características generales, pendiente, localización y tamaño de la cuenca.
3. Condiciones subsuperficiales -características geológicas, fallas geológicas, recarga del acuífero.
Condiciones especiales -plano de inundaciones; paisaje único; potencial de deslizamiento del terreno, subsidencia o terremoto; líneas de transmisión de energía, aéreas o subterráneas y derecho de vía; irrigación.
5. Condiciones climáticas -precipitación anual y distribución estacional; temperatura media anual y rangos de temperatura; estación de cultivo; potencial de inundaciones, huracanes o tornados; condiciones de viento.

B. Vegetación, vida silvestre y áreas naturales.

1. Extensión y tipo de vegetación y vida silvestre.
2. Existencia en el sitio o en su proximidad, de sistemas naturales únicos tales como corrientes, áreas de reproducción de la vida silvestre, bosques.

C. Uso del suelo en los alrededores y carácter físico del área.

1. Tipo de desarrollo -unifamiliar o residencial, industrial, comercial, espacio abierto, mezclado, público.
2. Densidades -habitantes por hectárea, unidades habitacionales por hectárea, predios industriales y comerciales por hectárea.
3. Altura de los edificios, diseño, intensidad y tamaño de los predios.

D. Infraestructura/servicios públicos

1. Fuentes de abastecimiento de agua, calidad y distribución.
 2. Red de alcantarillado para agua residual y obras de disposición de residuos sólidos.
 3. Red de alcantarillado pluvial.
 4. Fuentes de energía -electricidad, gas natural, diesel.
 5. Sistemas de transporte que sirven al sitio -carreteras, tránsito vehicular, estacionamiento, aeropuertos, helipuertos.
- E. Niveles de contaminación atmosférica
1. Principales fuentes de contaminación en el área.
 2. Extensión de la contaminación (smog, polvo, olores, humo, emisiones peligrosas) en relación con las normas oficiales mexicanas.
 3. Frecuencia de inversiones y emergencias o alertas de contaminación del aire.
 4. Condiciones peculiares del sitio y área inmediata.
- F. Niveles de ruido.
1. Fuentes de ruido -aeropuertos cercanos, ferrocarril, carreteras.
 2. Niveles de ruido ambiente.
 3. Vibraciones.
- G. Niveles de contaminación del agua.
1. Agua subterránea y superficial relevante al sitio y área - drenaje de la cuenca, fuente de suministro de agua, cuerpos de agua con implicaciones para la salud y usos recreativos, calidad del agua existente.
 2. Uso y transporte de fertilizantes e insecticidas y sus efectos en la eutroficación.
 3. Drenaje de tierras.
 4. Sistemas de disposición de aguas residuales.
 5. Áreas con desechos de minas.
2. Ambiente social
- A. Establecimientos y servicios para la comunidad.
1. Localización y capacidad de escuelas.
 2. Área de parques regionales y locales.
 3. Establecimientos recreativos y culturales.
 4. Policía, bomberos centros de salud y servicio social.
 5. Transporte público local.
- B. Centros de empleo y establecimientos comerciales que sirven al área.
- C. Carácter de la comunidad
1. Características raciales y socioeconómicas.
 2. Vida comunitaria - lugares de reunión, administración, actividades organizadas.
 3. Tamaño de la población y distribución.
 4. Condiciones de vida.
3. Ambiente estético.
- A. Existencia en el sitio, o en su proximidad, de sitios históricos significativos, arqueológicos o arquitectónicos.
- B. Áreas escénicas, paisajes naturales, vistas, panorámicas.
- C. Carácter arquitectónico de los edificios existentes.

- 4 Ambiente económico
- A. Niveles de empleo y desempleo.
 - B. Niveles y fuentes de ingreso.
 - C. Base económico del área.
 - D. Tenencia de la tierra.
 - E. Valor del terreno.

1.2 Concepto de impacto ambiental

Impacto ambiental es cualquier alteración de las condiciones ambientales o la creación de un nuevo conjunto de condiciones ambientales, adversas o benéficas, causadas o inducidas por la acción o el conjunto de acciones bajo consideración.

La alteración de las condiciones ambientales variará de acuerdo con la naturaleza, escala y localización de la acción o acciones propuestas.

1.3 Tipos de impacto

Los impactos pueden ser caracterizados de la siguiente manera:

Impacto primario (directo o de primer orden). Cualquier efecto en el ambiente biofísico o socioeconómico que se origina de una acción directa relacionada con el proyecto.

Impacto secundario (directo o inducido). Los efectos sobre el ambiente biofísico y socioeconómico que se desprenden de la acción, pero no se inician directamente por la misma.

Impacto a corto plazo. Aquel cuyos efectos significativos se presentan en periodos relativamente breves.

Impacto a largo plazo. Es aquel cuyos efectos significativos ocurren en lapsos distantes al inicio de la acción.

Impacto acumulativo. Los efectos de este tipo se suman directamente, o en forma sinérgica, a condiciones ya presentes en el ambiente o a las de otros impactos. Por ejemplo, un cambio leve de salinidad en un estuario puede tener repercusiones de poca importancia, a menos que se sumen a éste los efectos de un cambio brusco de temperatura.

Impacto inevitable. Es aquel cuyos efectos no pueden evitarse total o parcialmente dadas las características específicas del proyecto y que, por lo tanto, requiere de la implantación inmediata de acciones correctivas.

Impacto irreversible. Estos impactos provocan una degradación en el ambiente de tal magnitud, que rebasan la capacidad de amortiguación y recuperación de las condiciones originales.

Impacto residual. Es aquel cuyos efectos persistirán en el ambiente, por lo que requiere de la aplicación de medidas de atenuación que consideren el uso de la mejor tecnología disponible.

Impacto reversible. Sus efectos en el ambiente pueden ser mitigados, de forma tal que se restablezcan las condiciones preexistentes a la realización de la acción.

2.

Método general para identificar impactos potenciales

El método general para identificar impactos y factores ambientales que deben considerarse, es utilizar un cuestionario relativo a las áreas de impacto principales. Por ejemplo, tal cuestionario puede estructurarse de la manera siguiente:

1. Efectos de contaminación
 - A. Calidad del aire
 1. ¿La acción provocará emisiones a la atmósfera de sustancias tóxicas o peligrosas o cantidades significativas de otros contaminantes?
 2. ¿Cómo y a qué grado la acción afectará la calidad del aire?
 3. ¿Contribuirá a la degradación de la calidad del aire?
 4. ¿Causará daños en la composición química y física?
 - B. Calidad del agua
 1. ¿Cómo y en qué grado la acción afectará la disponibilidad, suministro, uso y calidad del agua?
 2. ¿La acción causará contaminación marina o afectará una pesquería comercial?
 3. ¿Afectará la regularización del curso de agua?
 4. ¿La acción derivará agua de un embalse a otro y tendrá un efecto significativo en la calidad o cantidad del agua de cualquiera de los embalses?
 5. ¿La acción contribuirá a una degradación significativa del agua subterránea o superficial?
¿La acción introducirá sustancias tóxicas o peligrosas o residuos sólidos en cuerpos de agua?
 7. ¿La acción incrementará significativamente la sedimentación en un cuerpo de agua?
 8. ¿La acción alterará significativamente la temperatura de un cuerpo de agua?
 - C. Nivel de ruido
 1. ¿La acción producirá ruido excesivo, considerando la proximidad de los efectos probables del ruido a los humanos o vida silvestre?
 2. ¿La acción producirá tipos de ruido y niveles de ruido que causarán molestias en las inmediaciones?
 - D. Residuos sólidos
 1. ¿Cómo afectará la acción propuesta actividades relacionadas con la creación, administración y disposición de residuos sólidos?
 2. ¿Qué tipo de residuos sólidos serán generados como resultado de la acción?

- E. Radiación
 - 1. ¿La acción propuesta creará calor, ruido, ondas de energía, efectos eléctricos o radiactivos, vibraciones físicas, u otra actividad térmica, eléctrica o de microondas que perturbará o molestará, o creará interferencia en el área inmediata?
 - F. Sustancias peligrosas
 - 1. ¿La acción propuesta creará o generará algunas sustancias, materiales o actividades que sean peligrosas debido a características o tendencias tóxicas, de inflamabilidad o de explosividad?
 - 2. ¿Crearé o generará sustancias que podrían provocar contaminación o deterioro de los alimentos, fuentes de alimento, ropa u otros materiales?
2. Efectos en la vegetación y vida silvestre
- A. ¿La acción provocará destrucción significativa de la vegetación, vida silvestre o vida marina?
 - B. ¿La acción alterará sustancialmente los patrones de comportamiento de peces, mamíferos anfibios, reptiles e insectos?
 - C. ¿La acción afectará significativamente, benéfica o adversamente, otras formas de vida o ecosistemas de los cuales ellos son una parte?
¿La acción causará cambios en la productividad biológica, incluyendo el hábitat de peces y vida silvestre y pérdidas de población, impactos en especies raras o en peligro, y cambios en la diversidad de las especies?
3. Efectos en fuentes de energía y recursos naturales
- A. ¿La acción requerirá el uso de fuentes de energía no renovable en cantidades aparentemente excesivas o desproporcionadas?
 - B. ¿La acción afectará el desarrollo de energía eléctrica, generación, transmisión y uso?
 - C. ¿La acción afectará el desarrollo del petróleo, extracción, refinación, transporte y uso?
 - D. ¿La acción afectará el desarrollo del gas, producción, transmisión y uso?
 - E. ¿La acción afectará el desarrollo del carbón y minerales, minería, conversión, procesamiento, transporte y uso?
 - F. ¿La acción afectará el desarrollo de recursos renovables, producción, administración, cosecha, transporte y uso?
 - G. ¿La acción afectará la conservación de la energía y recursos naturales?
 - H. ¿Cuáles son los patrones de utilización y demanda correspondientes al consumo de energía como resultado de la acción?
4. Peligros naturales y efectos geológicos
- A. ¿La acción afectará significativamente a la calidad del suelo?
 - B. ¿La acción incrementará (o disminuirá) la estabilidad o inestabilidad de los suelos y/o geología del sitio?
 - C. ¿Las condiciones de la geología o de los suelos del sitio son peligrosas para la construcción de edificios y ocupación humana?
 - D. ¿La acción incrementará la erosión o escurrimiento potencial en el sitio?
 - E. ¿La acción incrementará los peligros de incendio potencial en el sitio?
 - F. ¿Existen riesgos no comunes de peligros naturales tales como fallas geológicas, inundaciones, actividad volcánica u otros problemas del terreno?

5. Efectos en el uso del suelo y administración de la tierra
 - A. Recreación
 1. ¿La acción tendrá un efecto significativo en parques públicos u otras áreas de valor escénico o recreativo reconocido?
 - B. Preservación histórica, arquitectónica y arqueológica
 1. ¿La acción tendrá un efecto significativo en áreas de valor arqueológico reconocido?
 - C. Estéticos
 1. ¿La acción afectará áreas de interés único o belleza?
 2. ¿La acción alterará las cualidades estéticas del área?
 - D. Socioeconómicos
 1. ¿La acción dividirá los usos del suelo existentes?
 2. ¿La acción alterará la base económica del área?
 3. ¿La acción incrementará el tránsito y congestión?
 4. ¿La acción afectará la densidad de población y congestión?
 5. ¿La acción afectará el carácter del vecindario y cohesión?
 6. ¿La acción creará oportunidades de empleo?
 7. ¿La acción provocará el desplazamiento y relocalización de hogares, familias y negocios?
 8. ¿La acción provocará nuevas demandas y requerimientos de servicios públicos?
 9. ¿La acción afectará la calidad de la vida de los habitantes del área?
 10. ¿La acción tendrá un efecto significativo en los costos del gobierno local?
 11. ¿La acción inducirá el crecimiento poblacional, comercial, industrial o de la economía general en el área?

Metodología de evaluación del impacto ambiental

Existen varias formas de evaluar los efectos adversos y benéficos de los proyectos de desarrollo. Antes, sin embargo, es necesario establecer una diferencia conceptual entre la metodología general, referida a *los procedimientos estructurados para la identificación de los impactos y la organización de los resultados*, y los métodos o técnicas, que son *mecanismos utilizados para predecir el estado de parámetros ambientales específicos*. Por lo tanto, podemos hablar de métodos o técnicas para la identificación y evaluación de los impactos potenciales (específicos) que se utilizan en uno de los pasos o etapas de la metodología general de evaluación de los impactos ambientales. La gran mayoría de los países se sujetan a una metodología general, aplicable a todo tipo de proyectos y situaciones. En países industrializados, como Estados Unidos, Canadá y Australia, se utiliza la metodología propuesta en 1985 por Walter Westman, y que consiste en lo siguiente:

- I. Identificación de los objetivos del estudio.
- II. Identificación de los impactos potenciales.
- III. Medición de las condiciones base y predicción de los impactos significativos.
- IV. Evaluación del significado de los resultados.
- V. Consideración de las alternativas a la acción propuesta.
- VI. Toma de decisiones.

3. Impactos típicos de los proyectos de plantas de tratamiento de aguas residuales

Las plantas de tratamiento de aguas residuales, incluyendo estanques de estabilización, pueden causar impactos sobre ciertas categorías ambientales. Por ejemplo, las plantas de tratamiento mecánicas (lodos activados) y químicas requieren gran cantidad de materiales de construcción, energía, sustancias químicas, mano de obra e inversión de capital (Council on Environmental Quality, 1974; y Oswald, 1976). Por su parte, los sistemas de estanques apropiadamente diseñados requieren pequeñas cantidades de materiales de construcción, no necesitan energía suplementaria, mano de obra ni sustancias químicas; sin embargo, los requerimientos de terreno son importantes. Los impactos potenciales adicionales relacionados con los sistemas de estanques son la infiltración de los líquidos a través de los intersticios del suelo y la introducción de contaminantes en el ambiente subsuperficial (U.S. Environmental Protection Agency, 1978). Los impactos a largo plazo de los sistemas de estanques pueden ser benéficos, ya que proporcionan espacio abierto, sitio de descanso para la vida silvestre y la posibilidad de aprovechamiento recreativo. Por ejemplo, en Napa, California, los estanques han tenido impactos benéficos en la vida silvestre (Oswald, 1976).

Es común que la calidad del efluente de los sistemas de estanques de estabilización tenga entre 25 y 75 mg/l de DBO y entre 40 y 120 mg/l de sólidos suspendidos. Los parámetros de calidad del efluente de los estanques es función de las características de diseño, la localización y estación del año, carga orgánica e historia de operación. En la Figura 1 se presenta la comparación de las concentraciones relativas del efluente de once procesos de tratamiento (Council on Environmental Quality, 1974). Los once procesos son, por número:

1. Tratamiento primario con aplicación en suelo.
2. Estanques de estabilización.
3. Filtros percoladores con disposición superficial del efluente.
4. Filtros percoladores con aplicación en suelo.
5. Lodos activados con disposición superficial del efluente.
6. Lodos aplicados con aplicación en suelo.
7. Tratamiento biológico - químico.
8. Lodos activados - coagulación - filtración.
9. Tratamiento terciario.
10. Tratamiento físico - químico.
11. Aireación extendida.

El efluente de los estanques puede incrementar la población de algas en los cuerpos receptores o estuarios, ya sea contribuyendo con células o por el aumento de nutrientes, y esto aumenta el crecimiento algal. La explosión algal produce sedimentos orgánicos que demandan oxígeno disuelto. Además, el efluente de los estanques también puede incrementar los sólidos totales, los sólidos suspendidos, los sólidos disueltos, DBO, COT y DQO.

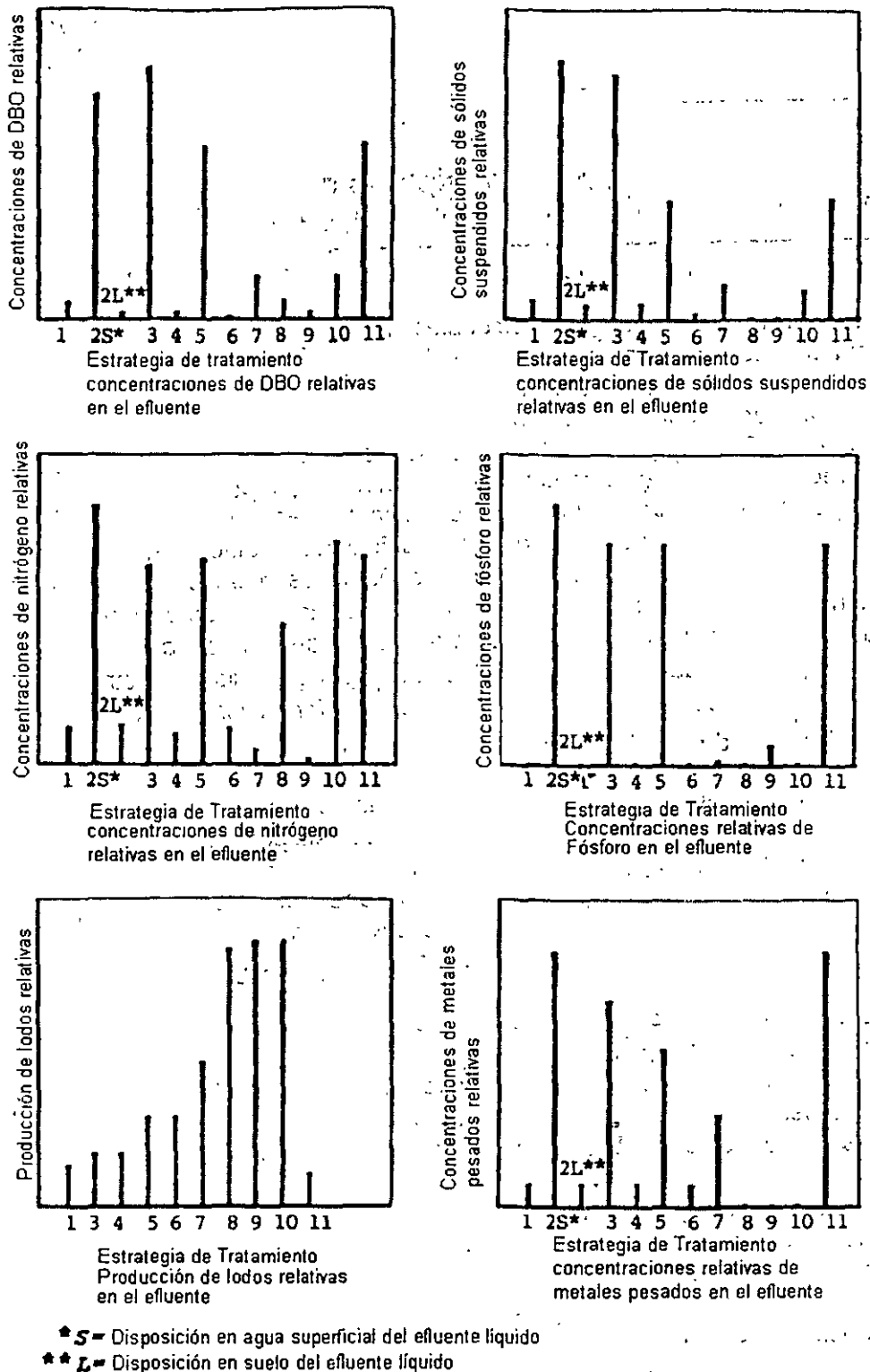


Figura 1. Caracterización de efluentes para varias opciones de tratamiento.