



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA



...: Ingeniería Ambiental

CURSOS ABIERTOS

CA-178 TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES, MUNICIPALES INDUSTRIALES Y REUSOS

TEMA

CAPITULO I ASPECTOS GENERALES

EXPOSITOR: ING. RAFAEL LÓPEZ RUIZ

DEL 27 DE JUNIO AL 1° DE JULIO DE 2005

PALACIO DE MINERÍA

AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES Y BIOSÓLIDOS

CAPITULO I ASPECTOS GENERALES

- 1.1 PROBLEMATICA DEL AGUA**
- 1.2 ORIGEN DE LAS AGUAS RESIDUALES**
- 1.3 CONTAMINACION DE UN CUERPO DE AGUA**
- 1.4 IMPUREZAS EN LAS AGUAS**
- 1.5 PROPOSITO DEL TRATAMIENTO**
- 1.6 REUSO DE AGUAS RESIDUALES TRATADAS**
- 1.7 LOCALIZACION DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO**
- 1.8 INVENTARIO NACIONAL DE PLANTAS DE TRATAMIENTO**

1.1 PROBLEMÁTICA DEL AGUA

El agua es reconocida como fuente de vida, los sitios ideales para el asentamiento de poblaciones dedicadas a la pesca y a la agricultura son las riberas de los cuerpos de agua naturales y actualmente son sitios de desarrollo urbano y rural.

Las principales fuentes de abastecimiento de agua en México son los ríos, manantiales y las aguas subterráneas. La disponibilidad de estos recursos es muy variable en todo el territorio nacional.

Las aguas superficiales se encuentran contaminadas por descargas domésticas, industriales y agropecuarias y la sobreexplotación del agua subterránea se está generalizando, lo que ha ocasionado deterioros irreversibles: intrusión salina, hundimientos del terreno y necesidad de bombeo desde profundidades incosteables.

Los sitios con mayor desarrollo demandan cada vez mayores cantidades de agua y son los que aportan más contaminantes al descargar sus aguas residuales municipales e industriales en los cuerpos receptores, en muchas ocasiones sin ningún tratamiento.

No hay duda de que las características naturales del territorio se han visto afectadas por el proceso de urbanización e industrialización que ha vivido el país. Lo muestra el hecho de que los principales focos de contaminación y de deterioro de los ecosistemas se localizan en las más importantes ciudades y puertos industriales o tienen su origen en ellos, afectando las cuencas hidrológicas y los diversos ecosistemas. Debido a estas tendencias, se observan ya insuficiencias críticas de agua limpia en algunas regiones, en consecuencia, su obtención tendrá un costo cada vez más elevado. Además los mayores centros de población y de producción industrial se encuentran arriba de la cota 500 metros sobre el nivel del mar (snm).

En 1995 en las ciudades de México, Monterrey y Guadalajara se generaban 46, 8.5 y 8.2 metros cúbicos por segundo de aguas residuales, respectivamente. En conjunto equivalen al 34% del total a nivel nacional estimado en 184 metros cúbicos por segundo para ese año; de éstos, 105 corresponden a descargas municipales y 79 a descargas industriales.

Los principales contaminantes que modifican la calidad natural de las corrientes de agua son: materia orgánica, que ocasiona la disminución del oxígeno disuelto; nutrientes como los detergentes (fosfatos), que provocan eutroficación; grasas y aceites, que ocluyen las agallas de los peces y disminuyen la transferencia de oxígeno; sólidos sedimentables azolvan los cuerpos de agua, organismos

patógenos, metales pesados, y plaguicidas, que afectan tanto a la salud humana, como a la flora y fauna acuáticas.

A escala nacional se genera una carga contaminante de materia orgánica total, medida en términos de demanda bioquímica de oxígeno (DBO), de 2.4 millones de toneladas por año; que corresponden 36% al ámbito municipal y 64% al industrial.

El sector industrial, de acuerdo con los índices de extracción, consumo y contaminación de agua, se ha configurado en 39 grupos, de los cuales 9 son los que producen la mayor cantidad de aguas residuales: azúcar, química, papel y celulosa, petróleo, bebidas, textiles, siderurgia, electricidad y alimentos. Estos 9 grupos en conjunto descargan el 82% del total de aguas residuales de origen industrial. Destacan la industria azucarera y la química, con el 59.8% del total.

En nuestro país, son 31 las cuencas que reciben el 91% de la materia orgánica (DBO₅) de las aguas residuales generadas. El nivel de importancia de las cuencas se determinó de acuerdo a la superficie, el volumen de escurrimiento medio anual, el área bajo riego, el valor económico, la población aledaña, los municipios circundantes y las descargas de aguas residuales. De las cuencas más severamente deterioradas, cinco merecen una atención especial, en virtud de los grandes centros de desarrollo asentados en sus alrededores, ellas son: Lerma-Santiago, Pánuco, Balsas, San Juan y Blanco.

Los puertos industriales y turísticos así como las zonas costeras del país constituyen también zonas con alto nivel de contaminación del agua, al verse afectadas por el vertido de aguas residuales municipales e industriales sin tratamiento ni control adecuado. A esto se agrega la carencia o manejo inapropiado de los sistemas de recolección y disposición de los residuo sólidos: Acapulco, Coatzacoalcos, Ensenada, Salina Cruz, Lázaro Cárdenas y Villahermosa, entre otros, requieren de particular atención para frenar y revertir el nivel de contaminación de sus aguas costeras.

Se estimaba que para el año 2000 se vertirían 207 metros cúbicos por segundo de aguas residuales; ello implicó un enorme reto, no sólo para los servicios de agua potable y alcantarillado, sino también para los sistemas de tratamiento de agua.

La Comisión Nacional del Agua reportó en el 2000, la existencia de 1018 plantas de tratamiento de aguas residuales municipales, con una capacidad total de 75.9 metros cúbicos por segundo y un gasto de operación de 46 m³/seg; 177 plantas de tratamiento de aguas residuales de origen industrial, con una capacidad aproximada de 12 metros cúbicos por segundo. De lo anterior se deriva que, de la descarga total de aguas residuales municipales, sólo se trata el 22% del cual aproximadamente la mitad se reutiliza. De las aguas residuales industriales,

únicamente se trata el 15.5% . Cabe aclarar que estas cifras son estimadas según la capacidad instalada y que no todos los sistemas de tratamiento están en operación. (Ver cuadros 1.4 y 1.5)

Como se nota en los datos anteriores, solo se utiliza el 60.5% de la capacidad instalada, en algunas de las instalaciones para tratamiento de aguas residuales municipales, se detectan deficiencias importantes como son. diseño inadecuado, ubicación desfavorable por condiciones topográficas o por la localización de las redes de alcantarillado; obras inconclusas tanto en la red de atarjeas como en instalaciones de bombeo, en equipo electromecánico en instalaciones de seguridad; desaparición de equipo o carencias de instalaciones eléctricas. La falta de recursos no ha permitido ampliar adecuadamente la cobertura del servicio de alcantarillado ni mejorar los sistemas de tratamiento.

Los pocos recursos económicos de los Sistemas Operadores, la insuficiencia de personal capacitado para operar y mantener en buenas condiciones las instalaciones mencionadas, es otro problema muy serio. A esto se agrega que el país no cuenta con la tecnología suficiente para la fabricación de equipo de medición y de tratamiento.

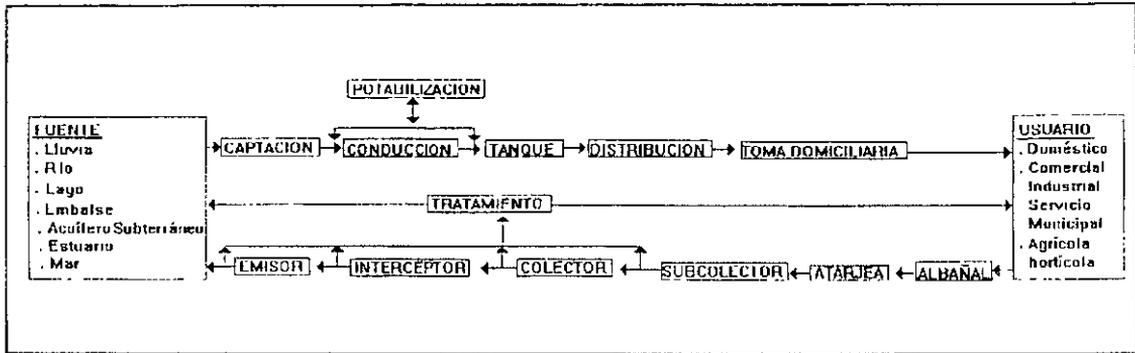
Se tienen ya Normas Oficiales Mexicanas para las descargas de aguas residuales, por lo que la Comisión Nacional del Agua cuenta con la facultad de multar, clausurar además de otorgar o negar permisos para el vertimiento, con base en la calidad del agua que se pretende alcanzar en el cuerpo receptor.

1.2 ORIGEN DE LAS AGUAS RESIDUALES

Un **sistema hidrosanitario urbano** inicia en la fuente de abastecimiento de agua, de donde es captada, si el agua de este lugar no reúne las condiciones de potabilidad se le da un tratamiento para que cumpla con los parámetros establecidos, posteriormente ésta agua se entrega a los usuarios que al utilizarla le agregan contaminantes que pueden proceder del uso doméstico, comercios, industrias, establecimientos de servicio, usos municipales; en algunas poblaciones pequeñas se acostumbra que los habitantes tengan hortalizas y huertos, cuyas aguas de desecho en ocasiones van al drenaje.

Las aguas residuales, mezcladas con contaminantes procedentes de todo tipo de uso que exista en una comunidad, son desalojadas del predio hacia el alcantarillado a través del albañal. Posteriormente, por el emisor son enviadas al suelo o a cuerpos de agua, en ocasiones sin tratamiento, lo que debe evitarse ya que siempre es necesario construir y operar adecuadamente una planta de tratamiento. (Fig. 1.1)

FIG. 1.1. ORIGEN Y DESTINO DE LAS AGUAS RESIDUALES



Las plantas de tratamiento por su ubicación dentro del sistema hidrosanitario urbano pueden denominarse:

- **TERMINAL.** Cuando se encuentra al final de la red de alcantarillado, recibe las aguas del emisor y su objetivo principal es dar tratamiento al total de las aguas residuales y así proteger la salud y evitar la contaminación de agua y suelo ya sea para aprovecharlas al darles algún uso o desechándolas.
- **NO TERMINAL O INTERMEDIA.** Cuando se encuentra dentro de la población y no recibe agua del emisor, su objetivo es tratar solo parte de las aguas del sistema de alcantarillado para ser utilizadas en la industria, riego, u otros usos y generalmente no es desechada directamente a un cuerpo receptor.

1.3 CONTAMINACIÓN DE UN CUERPO DE AGUA

Un cuerpo de agua se considera contaminado, cuando la composición o el estado de sus aguas son directa o indirectamente modificadas por las actividades humanas en tal forma que se disminuye la facilidad de utilización para todos aquellos fines, o alguno de ellos, a los que podrían servir en estado natural.

En relación con la preocupación por la contaminación de las aguas, se pueden mencionar los siguientes aspectos:

- Distribución geográfica de los recursos hidráulicos, de por sí muy limitados.
- Disminución de la calidad del agua para abastecimiento de las poblaciones, uso para riego o industria, puesto que todos estos usos tienen limitaciones cualitativas.

- Supresión del poder autodepurador de los cauces receptores, con destrucción de flora y fauna.
- Afectación en los asentamientos humanos, en la pesca y en los deportes, así como a los visitantes y turistas.
- Representa un peligro potencial que afecta directamente a la salud pública, además influye en la economía, recreo y esparcimiento.
- Requiere grandes inversiones para un tratamiento que haga posible la utilización del agua.

1.4 IMPUREZAS EN EL AGUA

Las aguas de los mares, lagos y ríos tienen impurezas, que no pueden incluirse dentro del concepto de contaminación, ya que al atravesar como precipitación la atmósfera y las nubes, y al escurrir por el suelo o a través de él, va incorporando elementos o partículas, que dan origen a lo que se puede entender como impurezas en el agua. La clasificación de éstas partículas se resume en el cuadro 1.1

Los contaminantes de importancia en las aguas residuales, así como los efectos (causa de la importancia) y los principales impactos ambientales se muestran en los cuadros 1.2 y 1.3. Los principales organismos patógenos que ponen en riesgo la salud humana, contenidos en las aguas residuales se indican en el cuadro 1.4

CLASIFICACION DE LAS PARTICULAS POR EL TAMANO

ORIGEN	SUSPENDIDAS >2 X 10 ⁻⁴ mm	COLOIDALES <2 X 10 ⁻³ mm	DISUELTAS		
			>2 X 10 ⁻⁶ mm		<2 X 10 ⁻⁶ mm
ATMOSFERA	Polvo	Hollín	Moléculas Bióxido de carbono CO ₂ Anhídrico Sulfuroso SO ₂ Oxígeno O ₂ Nitrógeno N ₂	Iones positivos Hidrógeno H ⁺	Iones negativos Bicarbonato HCO ³⁻
SUELO MINERAL Y PIEDRA	Arena Arcillas Partículas de tierra mineral	Arcillas	Bióxido de carbono CO ₂	Sodio Na ⁺ Potasio K ⁺ Calcio Ca ²⁺ Magnesio Mg ²⁺ Hierro Fe ²⁺ Manganeso Mn ²⁺	Cloruro Cl ⁻ Fluoruro F ⁻ Sulfato SO ₄ ⁻ Carbonato CO ₂ ⁻ Bicarbonato HCO ₃ ⁻ Nitrato NO ₃ ⁻
ORGANISMOS VIVOS Y SUS PRODUCTOS DE DESCOMPOSICIÓN	Algas Diatomeas Bacterias Protozoos Tierra organica Peces y otros organismos	Virus Materia colorante orgánica	Bióxido de carbono CO ₂ Oxígeno O ₂ Nitrógeno N ₂ Sulfato de hidrógeno H ₂ S Metano CH ₄ Residuos organicos varios, algunos de los cuales producen olor y color		

CUADRO 1.1 PARTICULAS QUE CAUSAN IMPUREZAS EN AGUAS NATURALES

CUADRO 1.2 CONTAMINANTES DE IMPORTANCIA EN AGUAS RESIDUALES

CONTAMINANTE	CAUSA DE SU IMPORTANCIA
Sólidos suspendidos	Pueden conducir al desarrollo de depósitos de lodos y condiciones anaerobias cuando se descargan A. R. Crudas en un medio acuático.
Materia Orgánica Biodegradable	Está compuesta principalmente de proteínas, carbohidratos y grasas. Se mide en términos de DBO y DQO generalmente. Si no es previamente removida puede producir agotamiento del OD de la fuente receptora y desarrollo de condiciones sépticas.
Patógenos	Organismos que producen enfermedad.
Nutrientes	El C, N y P son nutrientes. Cuando se descargan en la aguas residuales pueden producir crecimiento de vida acuática indeseable. Cuando se descargan en cantidad excesiva sobre el suelo pueden producir contaminación del agua subterránea.
Materia Orgánica Refractaria	Resiste el tratamiento convencional. Ejemplos: detergentes, fenoles, y plaguicidas agrícolas.
Metales pesados	Proviene de aguas residuales comerciales e industriales y es posible que deban ser removidos para reuso de agua.
Sólidos Inorgánicos Disueltos	Algunos como el calcio, sodio y sulfatos son agregados al suministro domestico original como resultado del uso y es posible que deban ser removidos para reuso del agua.

Metcalf and Eddy Inc. Wastewater Engineering; 2a Ed. McGraw-Hill Book Co, 1980

CUADRO 1.3 CONTAMINANTES, PARÁMETROS E IMPACTOS AMBIENTALES

CONTAMINANTE	PARAMETRO TÍPICO DE MEDIDA	IMPACTO AMBIENTAL
Materia biodegradable	DBO; DQO	Desoxigenación del agua, generación de olores indeseables.
Materia suspendida	SST, SSV	Causa turbiedad en el agua, deposita lodos.
Patógenos	Coliformes fecales	Hace el agua insegura para consumo y recreación
Amoníaco	$\text{NH}_4\text{-N}$	Desoxigena el agua, es tóxico para organismos acuáticos y puede estimular el crecimiento de algas.
Fósforo	Ortofosfatos	Puede estimular el crecimiento de algas
Materiales tóxicos	Como materia toxica	Peligroso para la vida vegetal y animal
Sales inorgánicas	SDT	Limita los usos agrícolas e industriales del agua
Energía térmica	Temperatura	Reduce la concentración de saturación de oxígeno en el agua, acelera el crecimiento de organismos acuáticos.
Iones hidrogeno	pH	Riesgo potencial para organismos acuáticos

Rich L. G.; Low Maintenance, Mechanically Simple Wastewater Treatment Systems McGraw-Hill Book Co, 1980

CUADRO 1.4 ORGANISMOS PATOGENOS COMUNMENTE ENCONTRADOS EN AGUAS RESIDUALES Y ENFERMEDADES QUE CAUSAN

ORGANISMOS	ENFERMEDAD	OBSERVACIONES
Ascaris spp; enterobius spp	Lombrices de nemátodos	Implica peligro de contagio a humanos por efluentes de aguas residuales y lodos secos usados como fertilizante.
Bacillus anthracis	Antrax.	Se encuentra en agua residual. Las esporas son resistentes al tratamiento.
Brucelia spp	Brucelosis. Fiebre de Malta en el hombre. Aborto contagioso en carneros, cabras y reses.	Transmitida normalmente por la leche infectada o por contacto. Se sospecha también por las aguas residuales.
Entamoeba histolytica	Disentería.	Es diseminada por agua contaminadas y lodos empleados como fertilizante. Común en climas calientes.
Leptospira icterohemorrhagiae	Leptospirosis (Enfermedad de Well).	Transportada por ratas de drenajes.
Mycobacterium tuberculosis	Tuberculosis.	Se le ha aislado de agua residual y corrientes contaminadas. Las aguas residuales son un posible forma de transmisión. Deberá tenerse cuidado con aguas residuales y lodos de sanatorios.
Salmonella paratypi	Fiebre paratifoidea.	Es común en aguas residuales y efluentes en épocas de epidemia.
Salmonella typhi	Fiebre tifoidea.	Es común en aguas residuales y efluentes en época de epidemia.
Salmonella spp	Envenenamiento de alimentos.	Es común en aguas residuales y efluentes.
Schistosoma spp	Esquistosomiasis.	Probablemente es destruida por un tratamiento eficiente.
Shigella spp	Disentería bacilar.	Las aguas contaminadas son las principal fuente de infección.
Taenia spp	Solitaria.	Los huevos son muy resistentes, están presentes en lodos y efluentes de aguas residuales. Representan peligro para el ganado en tierras irrigadas con aguas residuales o abonadas con lodos de ellas.
Vibrio cholerae	Cólera	Es transmitido por aguas residuales y aguas contaminadas.
Virus	Poliomielitis, hepatitis.	Se desconoce aún la forma exacta de transmisión. Se han encontrado en efluentes de plantas de tratamiento biológico.

1.5 PROPOSITO DEL TRATAMIENTO

El propósito del tratamiento de las aguas residuales es la remoción de sustancias contaminantes para cumplir principalmente con los siguientes objetivos:

1. Proteger la salud pública y los ecosistemas.
2. Reducir el uso de agua de calidad potable al reusar el agua tratada en aquellas aplicaciones en las que no se requiere potable, o cuando el agua tratada pueda ser reutilizada en la industria, agricultura, acuicultura, etc.
3. Evitar efectos negativos en la calidad de los cuerpos receptores (agua o suelo).
4. Control de la contaminación del agua para cumplir con legislación vigente.
5. Recuperar, sanear o rehabilitar cuerpos de agua degradados como se hizo en Europa con los ríos Támesis y Danubio, y como actualmente se está haciendo en México para sanear el río Lerma.
6. En las empresas, para cumplir con ISO 14,000 y con los objetivos de "Calidad Total" en procesos de certificación.

1.6 REUSO DE AGUAS RESIDUALES TRATADAS

El reuso ya sea en forma directa o indirecta de las aguas tratadas, se puede considerar como un método de disposición que complementa los métodos de disposición en el medio ambiente.

La cantidad del agua tratada que pueda ser reusada dependerá de: 1o. disponibilidad de agua residual para su tratamiento, 2o. costos del agua de primer uso potable, comparado con los costos de tratamiento y de conducción, 3o. de los criterios, estándares o normas de calidad de agua y 4o. del potencial de reuso o de recirculación del agua tratada.

El reuso del agua tratada de acuerdo a sus aplicaciones, puede clasificarse en:

- **Reuso potable.** Recarga de acuíferos, dilución en aguas naturales.
- **Reuso doméstico.** Suministro doble, en el que el agua tratada se reusa en excusados, mingitorios y riego de áreas verdes, rellenos sanitarios, terracerías.

- **Reuso municipal.** Riego de áreas verdes, campos de golf, lavado de calles y automóviles y agua para incendio.
- **Reuso industrial.** Enfriamiento, generación de vapor, alimentación a procesos que no tienen contacto con alimentos, bebidas o medicamentos, riego de áreas verdes y recarga de acuíferos para usos industriales, inyección al "escudo" en excavaciones, (en Monterrey el agua potable tiene un costo de \$18.00 y el agua tratada de \$4.60).
- **Reuso agrícola.** Riego de terrenos agrícolas, forestales y de pastoreo.
- **Reuso piscícola** Criadero de peces.
- **Reuso recreativo** Sin contacto directo: veleo, remo, lagos artificiales.
Con contacto directo: natación, pesca deportiva, etc.
- **Reuso para control de incendios**
- **Reuso recarga de acuíferos**
- **Otros reusos:**
 - **Directo:** para el control de intrusión salina, control del balance de sales en aguas subterráneas.
 - **Indirecto:** para el control de problemas de hundimientos de suelo, para activar repesurización en pozos petroleros y para compactar suelos.

1.7 LOCALIZACIÓN DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO

La selección del sitio para la ubicación de una planta de tratamiento es un problema muy difícil de resolver actualmente, ya que si a los habitantes de las zonas en estudio, no se les convence de la bondad del tratamiento y de la ausencia de perjuicios para ellos, pueden impedir que la planta se construya o en el peor de los casos, ya construida no permitir que opere, por lo tanto se requiere llevar a cabo los correspondientes estudios de Impacto Ambiental; para no tener problemas con los vecinos de la planta debe considerarse área de amortiguamiento, consideraciones estéticas y el control de olor y ruido. Si se tiene un buen control sobre estos potenciales problemas se puede pensar que es posible localizarla en cualquier lugar, por otro lado, hay que tener en consideración que si se hace un control excesivo de todos los problemas, repercutirá en los costos y en la selección de los procesos.

Por economía, es deseable minimizar las estaciones de bombeo, entonces, los sitios a considerar normalmente quedan reducidos a puntos donde el drenaje es accesible, ya que el sistema de alcantarillado es predominantemente diseñado para funcionar por gravedad.

Desde los estudios iniciales debe establecerse, la superficie requerida incluyendo áreas verdes, (ver página 21 del capítulo 6); determinar los vientos dominantes y la distancia que exista hasta la población, principalmente a la zona habitacional debido a los problemas de olores que puedan presentarse; por último se deben estudiar, prevenir y tratar propuestas de solución a los problemas sanitarios que se puede generar. (Como drenajes, proliferación de mosquitos, etc).

1.8 INVENTARIO NACIONAL DE PLANTAS DE TRATAMIENTO

RESUMEN DE LA CAPACIDAD INSTALADA

La CNA informó que en diciembre 1998 se tenía en inventario 914 sistemas de depuración de aguas residuales municipales con una capacidad instalada de 63.2 m³/seg, de los cuales 727 se encuentran en operación con gasto tratado de 40.9 m³/seg, informó que se recolectaban en alcantarillado 187 m³/seg por lo que 21.8% del total de las aguas residuales procedentes de localidades urbanas a nivel nacional reciben tratamiento. De los 40.9 m³/seg de aguas residuales tratadas solo 29.3 m³/seg cumplen con la NOM-001-ECOL-1996. En seguida se presentan datos que contienen detalles para las entidades federativas.

CUADRO 1.5 PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES CONSTRUIDAS Y OPERANDO, DICIEMBRE DEL 2001.

ESTADO	NUMERO DE PLANTAS	PLANTAS EN OPERACION	GASTO DE DISEÑO (L/S)	GASTO DE OPERACION (L/S)
AGUASCALIENTES	90	83	2724.80	2219.10
BAJA CALIFORNIA	13	13	4432.00	3893.20
B. CALIFORNIA SUR	16	15	1002.00	758.50
CAMPECHE	13	12	135.00	40.50
CHIAPAS	16	5	797.60	154.70
CHIHUAHUA	53	51	5124.00	3760.60
COAHUILA	15	6	1563.50	1022.00
COLIMA	33	29	545.00	436.50
DISTRITO FEDERAL	21	21	6278.00	3208.00
DURANGO	67	63	3311.90	1918.16
GUANAJUATO	20	16	3978.00	1666.00
GUERRERO	24	23	2836.00	1636.70
HIDALGO	10	10	87.40	57.90
JALISCO	87	74	2855.40	2259.50
ESTADO DE MEX.	45	41	6599.80	4245.60
MICHOACAN	18	9	1911.00	524.00
MORELOS	30	18	1628.90	1057.50
NAYARIT	56	49	1787.40	1111.60
NUEVO LEON	53	53	12187.00	8472.30
OAXACA	34	25	594.50	366.00
PUEBLA	25	21	1009.20	556.90
QUERETARO	47	42	912.00	660.90
QUINTANA ROO	17	15	1579.00	1024.30
SAN LUIS POTOSI	12	3	926.00	280.00
SINALOA	43	42	2885.90	2586.90
SONORA	76	62	3786.80	2519.20
TABASCO	32	16	1131.00	364.00
TAMAULIPAS	22	15	2671.00	2365.20
TLAXCALA	45	29	1019.80	585.30
VERACRUZ	77	57	3997.00	812.70
YUCATAN	10	10	144.50	139.50
ZACATECAS	12	10	180.80	150.6
NACIONAL	1,132	934	80,662.20	50,809.86

FUENTE: Inventario Nacional de Plantas Potabilizadoras y de Tratamiento de Aguas Residuales; los datos detallados en cuanto a procesos y capacidad de cada planta y por estados se pueden verificar en: Comisión Nacional del Agua: <http://www.cna.gob.mx>

CUADRO 1.6 PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUA RESIDUALES CONSTRUIDAS, POR PROCESO, ENERO 1998

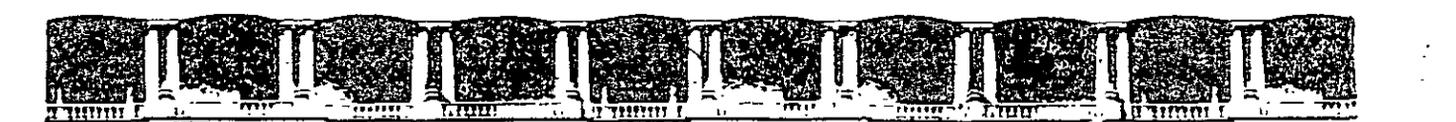
ESTADO	AE	DB	FB	LA	LB	LE	LM	LP	PE	RA	TI	TP	TS	TV	ZO	ZZ	AN	TOTAL	
AGUASCALIEN TES			1	2		83			8									94	
BAJA CALIFORNIA			2	1	1	5									1			10	
BAJA CALIFORNIA SUR				7		9	1					1						18	
CAMPECHE				7								3					1	11	
COAHUILA			2	5		4					1	1						13	
COLIMA		1		2		20												23	
CHIAPAS						5							1					6	
CHIHUAHUA		1		4		12									1			18	
DISTRITO FEDERAL	1		2	20													1	24	
DURANGO				1	1	41												43	
GUANAJUATO				1	1	3					3				1			9	
GUERRERO				12								1						13	
HIDALGO				1		2		1			1							5	
JALISCO			2	11	2	34				1	7	1	2		9			69	
ESTADO DE MEXICO			1	1		15												17	
MICHOACAN		1			1	6				1	3				1			13	
MORELOS		3	5	3		2				4	8						2	3	30
NAYARIT			4	11		19							14					48	
NUEVO LEON	3			6	3	12				1	2						1	28	
OAXACA		1	1	10		5		3			2							22	
PUEBLA			2			6						2		1				11	
QUERETARO	1		3	1					3		1	1			1		2	13	
QUINTANA ROO				12		1									1			14	
SAN LUIS POTOSI				9		3												12	
SINALOA				2		12						1						15	
SONORA						61					2	1						64	
TABASCO			1	4		7					10				1			23	
TAMAULIPAS	1		1		1	6					3				2			14	
TLAXCALA			1		4	27				1								33	
VERACRUZ			3	22		10			1	2	16	3	1				3	61	
YUCATAN			1	2													5	8	
ZACATECAS		2	0	17		6									1			26	
NACIONAL	6	9	32	174	14	416	1	4	12	10	59	15	18	1	19	3	15	808	

FUENTE. GERENCIA DE SANEAMIENTO Y CALIDAD DEL AGUA, C.N.A.

No incluye plantas en proyecto.

AE = AERACION EXTENDIDA
 DB = DISCO BIOLÓGICO
 FB = FILTROS BIOLÓGICOS
 LA = LODOS ACTIVADOS
 LB = LAGUNAS AERADAS
 LE = LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN
 LM = LEMNA
 LP = LAGUNAS-PANTANO
 PE = PURIFICADOR ENZIMÁTICO

RA = RAFA
 TI = TANQUE IMHOFF
 TP = TRATAMIENTO PRIMARIO
 TS = TRATAMIENTO SECUNDARIO
 TV = TRATAMIENTO PRIMARIO AVANZADO
 ZO = ZANJA DE OXIDACION
 ZZ = DESCONOCIDO
 AN = TRATAMIENTO ANAEROBIO



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA



...: Ingeniería Ambiental

CURSOS ABIERTOS

CA-178 TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES, MUNICIPALES INDUSTRIALES Y REUSOS

TEMA

CAPITULO IV ESTACIONES DE BOMBEO

EXPOSITOR: ING. RAFAEL LÓPEZ RUIZ

DEL 27 DE JUNIO AL 1° DE JULIO DE 2005

PALACIO DE MINERÍA

AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES Y BIOSÓLIDOS

CAPITULO 4 ESTACIONES DE BOMBEO

- 4.1 NECESIDAD DE BOMBEO
- 4.2 RECOMENDACIONES PARA LAS INSTALACIONES
- 4.3 CARACTERISTICAS DE LOS CARCAMOS
- 4.4 TIPOS DE BOMBAS
- 4.5 POTENCIA DE BOMBEO NECESARIA
- 4.6 INSTALACIONES DE BOMBAS SUMERGIDAS
- 4.7 DISEÑO Y DIMENSIONAMIENTO DE CARCAMOS
- 4.8 BOMBAS TIPO TORNILLO O TORNILLO DE ARQUIMIDES

UNA ESTACIÓN DE BOMBEO PARA AGUAS RESIDUALES, consiste en una obra de ingeniería con instalaciones especiales para recibir un cierto volumen de aguas residuales que se concentran en ella, y mediante un equipo de bombeo se llevan a una distancia o una altura determinada por encima del nivel de la estación.

4.1 NECESIDAD DE BOMBEO

La necesidad de bombeo del agua viene dado por las condiciones topográficas y por transportar las aguas residuales de un punto a otro, entre los que no existe la necesaria diferencia de cotas para que pueda realizarse el recorrido por gravedad.

Esta necesidad de bombeo puede presentarse en los siguientes casos:

- Incorporación de aguas residuales de un punto bajo al colector.
- Entre tramos de las alcantarillas, de ellas a colectores o al emisor.
- Cuando se requiere dar cierta carga hidráulica a las aguas residuales para que puedan manejarse adecuadamente en la planta de tratamiento.
- En un desagüe de la planta de tratamiento hacia el cauce receptor. En forma continua si el nivel del cauce receptor está siempre a una cota mas alta, o en forma intermitente, cuando en algunas épocas del año dicho nivel se eleva.

En las alternativas de solución no olvidar que una estación de bombeo presenta los siguientes inconvenientes, costo de la instalación, gasto de energía y riesgo de inundación cuando no se dispone de altura suficiente para instalar una desviación del gasto. Por razones económicas debe procurarse, siempre que sea posible, evitar la construcción de este tipo de obra.

La estación de bombeo, en su sentido más general está formada por los siguientes elementos, que en el respectivo estudio deben definirse y justificarse:

Equipo

- Bombas (motor e impulsor), controles eléctricos.

Edificación

- Oficinas, servicios generales, bodegas, talleres, caseta de vigilancia.

Depósitos de agua

- Tanque regulador de succión (cárcamo), canales.

Instalaciones

- Destinados a proteger las bombas, conductos de succión, eléctricos e hidráulicos.

4.2 RECOMENDACIONES PARA LAS ESTACIONES DE BOMBEO

Es importante que la ubicación de una estación de bombeo se seleccione sólo después de realizar estudios extensos y detallados de las necesidades actuales y futuras del área que será servida por el sistema, de los factores económicos del diseño del sistema, de la ubicación de la estación y del impacto en el ambiente local.

En áreas no desarrolladas o parcialmente urbanizadas, se dará cuidadosa atención al probable crecimiento futuro, debido a que la ubicación de la estación de bombeo; determinará en muchos casos, el desarrollo completo del área. La parte estética también influirá en la selección del sitio en forma tal que la ubicación de la estación no impacte adversamente el área vecina.

Los detalles que se deben considerar durante la ubicación de una estación de bombeo, incluye las condiciones del sitio, dueños del terreno, drenaje del terreno y de la localidad, patrones de tránsito, accesibilidad para vehículos, disponibilidad de servicios comunales tales como: energía eléctrica (voltaje y carga), agua potable, protección contra incendios y teléfono.

La selección final de la ubicación debe ser el resultado del balance adecuado de las necesidades técnicas, económicas y ambientales.

En relación con la construcción de las estaciones se sugieren las siguientes recomendaciones:

- El edificio de bombas deberá emplazarse fuera de la zona de avenidas extraordinarias o debidamente protegido para evitar la entrada del agua en el mismo.
- Se dispondrá en la entrada a la cámara de toma, una rejilla que retenga las impurezas gruesas en función de la tubería de aspiración y la capacidad de la bomba.
- Los conductos de succión, contruidos generalmente en hierro o en acero, estarán provistos de la correspondiente válvula de pie y accesorios necesarios para acomodar su sección al orificio de la bomba.
- El edificio destinado a proteger las bombas, deberá ser de fácil acceso, bien iluminado, bien aireado y con espacio suficiente de modo que se pueda circular libremente alrededor de los equipos. Se construirá, en un nivel superior al de la máxima cota alcanzada por la capa freática.
- Para evitar las posibles consecuencias debidas a las vibraciones de las máquinas se tomarán en cuenta, tanto en el proyecto como en la construcción, las obras de aislamiento del equipo motor y del terreno.
- Si el caudal o gasto es pequeño y los equipos de poco volumen, si éstos podrán ubicarse en pozos registros del colector.
- Las estaciones enterradas serán de material impermeable, sus paredes interiores y pavimentos serán lisos y lavables. Las canaletas que en el suelo sirvan de paso a las líneas eléctricas o tuberías, se cubrirán con chapa estriada o rejilla de celdas de aluminio.
- Las puertas serán de amplitud suficiente para dar paso a las piezas de mayor tamaño. En caso contrario se preverán salidas especiales.
- Se instalarán puentes-grúa para el manejo de las piezas en las instalaciones cuyo tamaño o importancia así lo requieran.

4.3 CARACTERÍSTICAS DE LOS CARCAMOS

Un cárcamo de bombeo consiste en un tanque que almacena la suficiente cantidad de agua para ser extraída con un determinado equipo de bombeo, de aquí que el diseño de los cárcamos está en función del tipo de bomba a utilizar y de la curva de caudal contra el tiempo

Se han desarrollado métodos para determinar el volumen requerido del cárcamo. Con esto se pretende que el ciclo de bombeo (tiempo con bomba en operación más tiempo con bomba sin extracción) tenga una duración mayor que el tiempo mínimo recomendado por los fabricantes para evitar que una bomba o un sistema de bombas tengan fallas por sobrecarga en el sistema de arranque. Sin embargo, aunque desde el punto de vista mecánico sea preferible operar las bombas por períodos largos, tiempos grandes de retención hidráulica no permiten el mantenimiento de las condiciones aerobias en las aguas residuales.

CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO

1. Se buscará por una parte que el tiempo de un ciclo de bombeo entre arranques consecutivos, o entre incrementos de velocidad de una bomba no sean demasiado frecuentes para evitar que ocasione fallas por sobrecarga del sistema de arranque, y por otra parte que no sea tan grande como para causar problemas de septicidad.
2. Aunque la retención hidráulica en el cárcamo se basa en los caudales medios, los gastos mínimos y máximos determinarán el tamaño del cárcamo.
3. Se deben obtener resultados favorables para cualquier combinación de gastos influentes y de bombeo.
4. Para bombas grandes el tiempo de un ciclo de trabajo no deberá ser menor de 20 minutos, mientras que para bombas mas pequeñas el tiempo de un ciclo hidráulico puede reducirse hasta 10 minutos.
5. Se recomienda que el máximo tiempo de retención hidráulica en el cárcamo no sea mayor de 2 horas y de preferencia se deben tener tiempos menores de 30 minutos.
6. No existe un método único para dimensionar los cárcamos que sea aplicable a todas las condiciones que se pueden presentar.
7. Cuando están al final del drenaje, las bombas deben tener capacidad suficiente para absorber los cambios en los caudales recibidos del influente.
8. Cuando se trata de un cárcamo pequeño, en la práctica se considera suficiente tener un volumen igual a dos veces el gasto máximo del influente en litros por minuto, solamente para proteger el equipo de arranque de un sobrecalentamiento y fallas causadas por paros e inicios demasiado frecuentes.
9. En las grandes instalaciones la capacidad efectiva del cárcamo húmedo es conveniente que no exceda de 10 minutos del gasto promedio en 24 horas, no es conveniente que el cárcamo sea muy grande porque se tienen problemas de operación y mantenimiento debido a que se deposita material arenoso y orgánico en exceso y aumenta la cantidad de grasas y otras sustancias en los muros laterales y la superficie.
10. Los cárcamos pueden ser estrechos, pero no menores de 1.2 metros para tener un rápido acceso y cuando la operación continua es muy importante, es conveniente dividir el cárcamo en dos secciones, apropiadamente interconectados para facilitar reparaciones, limpieza y hasta ampliaciones.

Las características de la curva diaria del caudal; las alturas de succión y descarga; el tipo y cantidad de tubería, las piezas especiales y la eficiencia de las bombas determinarán la potencia total requerida del equipo. La disponibilidad de fondos económicos, condicionarán el que se tenga o no la distribución de bombas con distintas capacidades, de tal forma que para cualquier combinación de caudales influentes y de bombeo, no se exceda el número de arranques permisibles en los equipos en un tiempo dado y no se generen condiciones anaerobias por retenciones prolongadas del agua dentro del cárcamo.

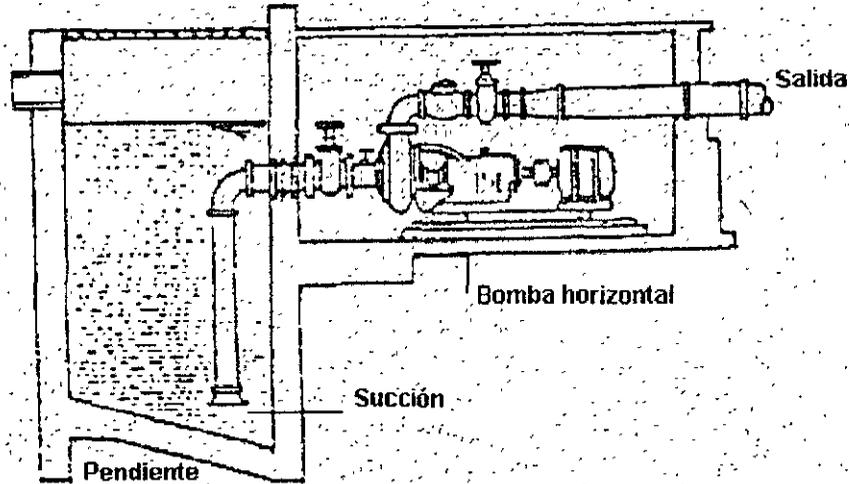


Fig. 4:1 Bomba centrífuga de flecha horizontal en cárcamo seco

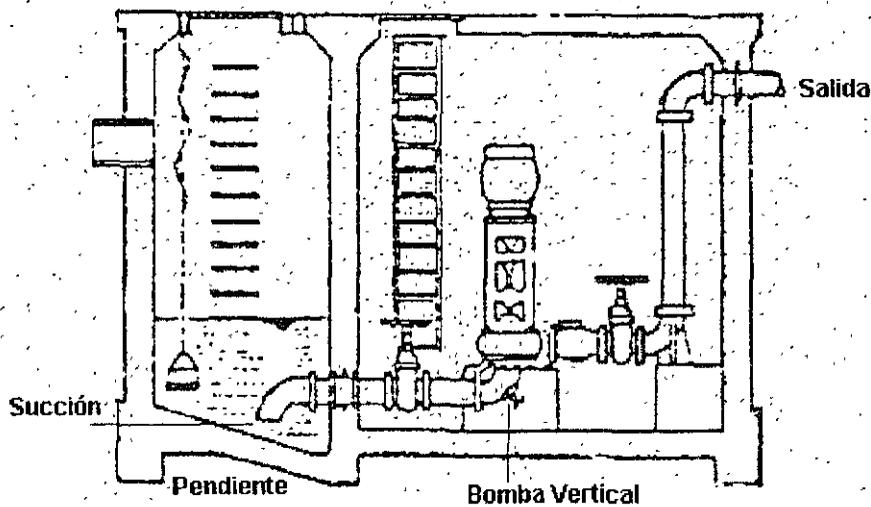


Fig. 4.2 Instalación de bomba de flecha vertical en cárcamo seco.

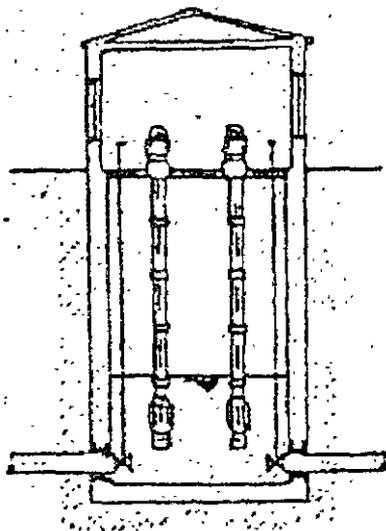


Fig. 4.3 Instalación en cárcamo húmedo para equipos con motor fuera del agua, (Depuración de Aguas Residuales, Hernández Muñoz Aurelio).

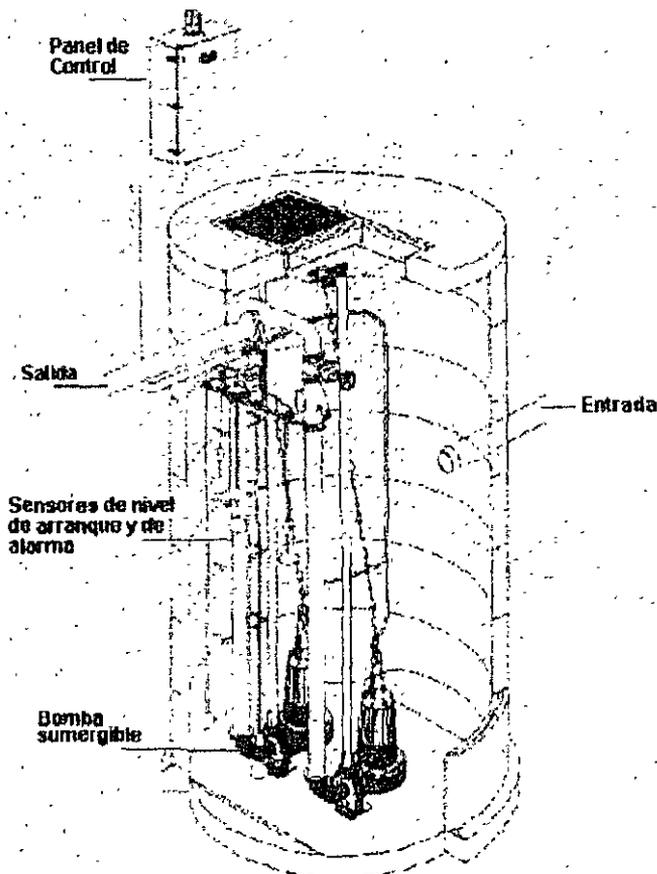


Fig. 4.4 Cárcamo húmedo para bombas sumergibles

TIPOS DE CARCAMO

a) **Cárcamo seco.** También llamado cámara seca, la cual se usa para almacenar equipo de bombeo, controles y el equipo dependiente, está separada físicamente del foso húmedo mediante paredes, el equipo de bombeo se encuentra instalado en este compartimiento ubicado contiguo al tanque que recibe el agua. Pudiendo ser el equipo de eje horizontal o vertical, aunque la línea de succión entra en posición horizontal al tanque que retiene el agua, ver figuras 4.1 y 4.2.

El tamaño de estos cárcamos depende, en primer lugar del número y tipo de bombas seleccionadas y las tuberías necesarias para su operación. Se recomienda disponer como mínimo de 0.9 metros de distancia entre las bombas y los muros mas cercanos y cuando menos 1.2 metros entre las descargas de las bombas. Se necesita suficiente espacio entre bombas para efectuar las maniobras al sacarlas de sus bases, y tener espacio suficiente entre las tuberías del influente y la de succión, también espacio suficiente para hacer algunas reparaciones en el sitio, y para realizar inspecciones. El espacio entre el cárcamo seco y la tubería de succión de la bomba, depende del tamaño del tubo, válvulas y de su colocación.

El cárcamo debe estar bien iluminado y ventilado con accesorio a prueba de explosión, debe contar también con un drenaje adecuado en el piso, con un pequeño cárcamo y una bomba para desalojar el agua y el aceite que se junte por fugas en los sellos de las conexiones, el líquido se enviará al cárcamo, su tubería se ubicará a un nivel mas alto que el nivel máximo que pueda tener el cárcamo.

b) **Cárcamo húmedo.** La función de un foso húmedo es recibir y almacenar temporalmente las aguas que llegan. Las bombas se instalan dentro del tanque que almacena el volumen calculado de agua, pudiendo ser impulsadas a través de un eje vertical conectado a un motor instalado en la superficie del tanque, ver figura 4.3, o estar acopladas al motor formando una sola estructura, llamadas "bombas sumergibles", figuras 4.4 y 4.14.

Probablemente, el punto más controversial en el diseño de las cámaras húmedas es la pendiente del fondo que se necesita para disminuir la sedimentación de sólidos.

Un gran número de agencias estatales reguladoras de varios países indican una pendiente de fondo mínima de 1:1 a la entrada de la bomba.

En la figura 4.5 se muestran varias posibilidades de tubería de succión más comunes en cámaras húmedas de aguas residuales. Las entradas en forma de boca de campana son muy superiores a las entradas rectas que se muestran en las figuras 4.5 B y C. Lo acampanado elimina los extremos afilados en los cuales se podría acumular material y reduce las pérdidas de carga y vórtice. Debido a que hay menor posibilidad de formación de vórtices en la cámara húmeda, las entradas A y F son superiores a cualquier otro arreglo. Para conseguir las velocidades de arrastre a la entrada y aún mantener las condiciones hidráulicas óptimas de entrada, la campana en A y F no deberían estar a una distancia mayor de $D/2$ ni menores que $D/3$ sobre el piso de la cámara húmeda. La sumergencia requerida sobre una tubería o sobre el extremo acampanado se muestra en la tabla 4.1

Para evitar problemas causados por vórtices, entrada de aire, cavitación y vibración, deben mantenerse condiciones adecuadas de aproximación. La meta del diseño es obtener una distribución uniforme del flujo dentro del entorno adecuado de velocidades. Es conveniente

consultar al vendedor de las bombas sobre la sumergencia, el diseño y acomodo de las unidades.

Tabla 4.1 Sumergencia requerida sobre una tubería o entrada de boca de campana

VELOCIDAD		SUMERGENCIA REQUERIDA	
PIES/SEG	M/SEG	PIES	CMS
2	0.610	1	30.48
5	1.524	2	60.96
7	2.134	3	91.44
11	3.353	7	216.86
15	4.572	14	426.72

Nota: Pies x 0.3048 = m

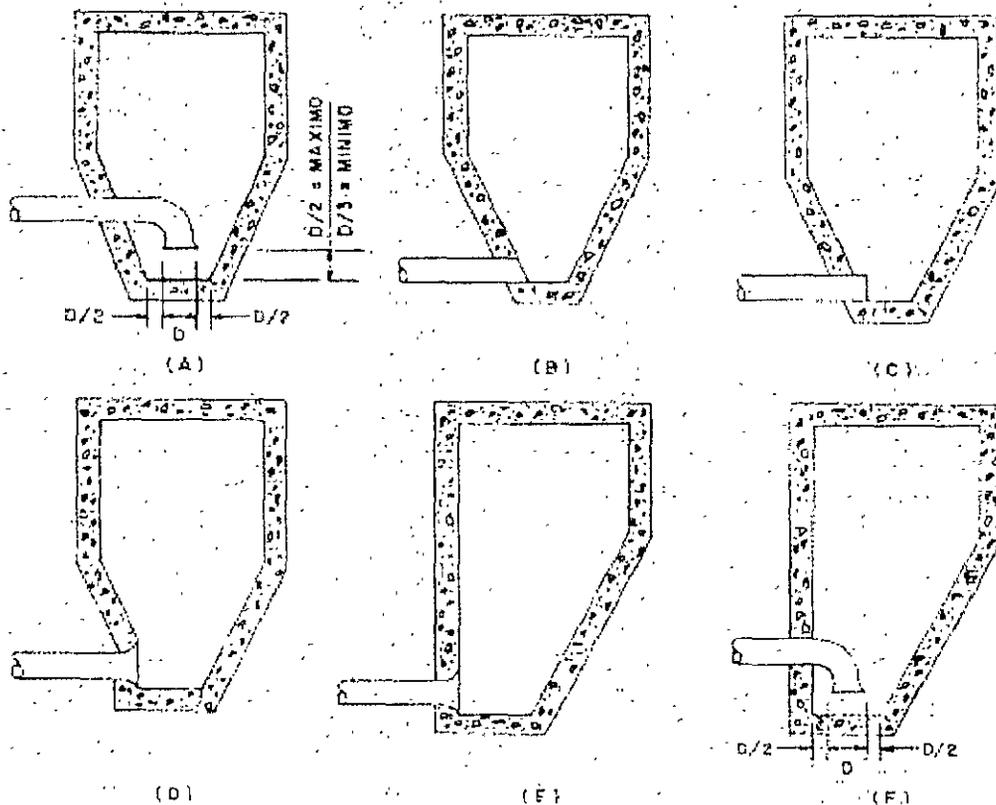


Fig. 4.5 Arreglos típicos para la instalación de la tubería de succión en el foso húmedo de las estaciones de bombas para aguas residuales.

CLASIFICACIÓN DE ESTACIONES, SEGÚN CAUDAL A BOMBLEAR

- Estaciones muy pequeñas, menos de 6 l/seg. (100 Gal/Min). Se usan generalmente eyectores neumáticos (figura 4.6) o bombas desmenuzadoras para servir desde 1 a 50 edificios aislados, con líneas de descarga menores de 100 mm (4 pulgadas). Se puede permitir un solo eyector o una sola bomba, pero se prefiere el uso de unidades duplicadas las que deben alternarse en su funcionamiento por razones de confiabilidad. Se pueden usar estaciones tanto del tipo paquete como construidas en sitio.
- Estaciones pequeñas, 6 a 20 L/seg (100 a 300 Gal/Min). Generalmente se usan bombas inatascables capaces de manejar sólidos de 65 mm de diámetro y preferiblemente de 80 mm. (2,5 y 3 pulgadas), descargando en líneas de 100 mm. (4 pulgadas). Se requiere el doble de bombas, excepto en casos excepcionales con bombas dimensionadas para manejar el flujo máximo. Se deben tomar provisiones para cualquier crecimiento futuro, tales como: el operar bombas en paralelo, proporcionar mayor capacidad al impulsor de las bombas iniciales, incrementar la capacidad de la bomba, o dejar espacio para acomodar una tercera bomba. Tanto las estaciones prefabricadas como las que se construyen en sitio usan foso húmedo preferiblemente, y los motores se instalan tanto sobre el terreno como enterrados o sumergidos. Las succiones de las bombas son sumergidas o de auto cebado. El uso de bombas de auto cebado se limita a una altura de succión práctica con un máximo de 4,5 a 5,5 m. (15 a 18 pies). Se pueden usar eyectores neumáticos en lugar de bombas, pero no presentan la flexibilidad para acomodar futuras expansiones. En climas cálidos se puede usar el equipo expuesto a la intemperie.
- Estaciones medianas, 20 a casi 200 l/seg. (300 a 3000 Gal/Min.). Generalmente se usan bombas inatascables por partida doble con posible previsión para aumentar en el futuro la capacidad de la bomba. Cada bomba tendrá capacidad en exceso del caudal máximo de diseño. Este tamaño es el más popular en las estaciones prefabricadas pero también se usa ampliamente en estaciones construidas en sitio. En el pasado, se prefería que las estaciones de aguas residuales se instalaran en foso seco, pero con la nueva tecnología disponible se da atención cuidadosa al uso de bombas sumergibles, bombas suspendidas en fosos húmedos y a bombas de tornillo.
- Estaciones Grandes, mas de 200 l/seg. (3,000 Gal/Min.). Se pueden usar dos bombas, pero la eficiencia de la operación sobre las variaciones de flujo, usualmente determinan el uso de tres o más bombas. Las capacidades se deben seleccionar de tal manera que cuando la bomba mayor esté fuera de servicio, las otras puedan manejar los caudales máximos. En estaciones prefabricadas no se consiguen capacidades mayores de 400 l/seg (6000 Gal/Min.). Las bombas sumergibles están disponibles en capacidades mayores de los 1.200 l/seg (20,000 Gal/Min) para aguas residuales y hasta 6,000 l/seg (100,000 Gal/Min) para aguas pluviales. La ubicación más generalizada en estaciones de aguas residuales es en un foso seco. El uso de bombas de tornillo inclinado ha estado incrementándose para cargas de bombeo pequeñas. Las estaciones pluviales usan indistintamente bombas de foso seco, suspendidas en foso húmedo o de tornillo inclinado. Las bombas de tornillo inclinado son de capacidad limitada: 4,000 l/seg y 4 M. (70,000 Gal/Min. y 12 pies).

Las consideraciones para la selección de equipos de bombeo para aguas pluviales son similares a las mencionadas para aguas residuales.

ESTACIONES PREFABRICADAS.

Las estaciones prefabricadas están disponibles en varias formas de arreglos normales limitados a eyectores, bombas de foso húmedo y bombas de foso seco para servicio de aguas residuales. Estas unidades compactas se controlan automáticamente y vienen completas, incluyendo ventilación y dehumidificadores, accesorios y piezas de repuesto.

Las capacidades máximas de las unidades prefabricadas han aumentado rápidamente desde su aparición en el mercado. Aunque existen estaciones de 4 m. (12 pies) y capacidades de alrededor de 400 l/seg (6,000 Gal/Min.), la de uso más común consta de un paquete con foso seco (con un foso húmedo construido en el campo), que emplea dos unidades de bombeo en una cámara de alrededor de 2,5 metros de diámetro (8 pies) o menor y una capacidad del orden de 3 a 100 l/seg (50 a 1,500 Gal/Min.).

Los tipos de arreglos disponibles en estaciones prefabricadas son los siguientes:

1. Eyectores neumáticos simples o dobles colocados uno sobre el otro o colocado uno al lado del otro con cubierta cilíndrica.
2. Bombas convencionales inatascables o de auto-cebado instaladas dentro de foso seco que les sirve de cubierta o dentro de cilindros verticales o techos de arco y piso rectangular. Las bombas inatascables verticales se consiguen en estaciones de tipo paquete, cilíndricas, suspendidas en foso húmedo.
3. Bombas sumergidas de motor inatascable. Estas han salido recientemente al mercado en estaciones de tipo paquete con foso húmedo cilíndrico, con facilidades para levantar la bomba.

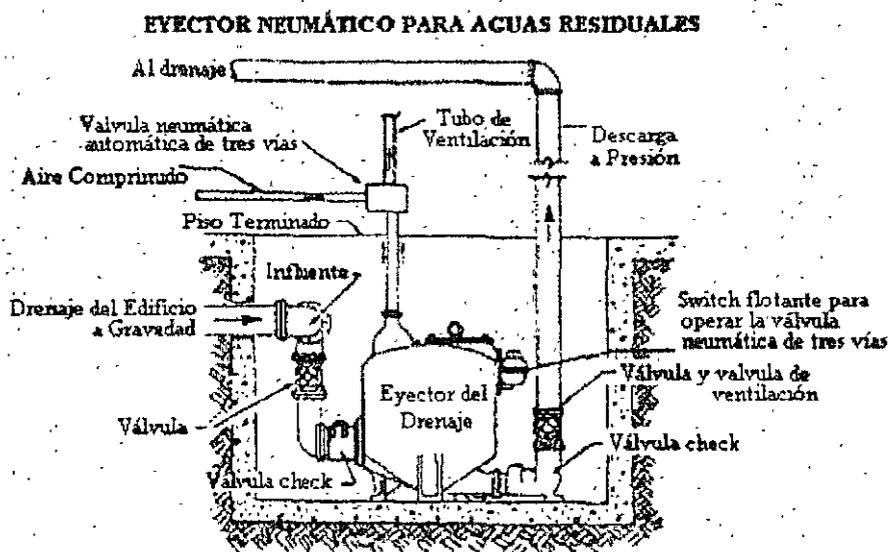


Figura 4.6 Eyector neumático para aguas residuales

4.4 TIPOS DE BOMBAS

BOMBAS DE EMBOLO

La bomba de émbolo está formada por los elementos que se señalan en la Figura 4.7. El émbolo se moverá hacia adelante y hacia atrás, al girar el manubrio con velocidad constante. Al moverse hacia atrás dejará un vacío delante suyo, que la presión atmosférica obligará al agua a que lo llene por la tubería de aspiración, (en este periodo la válvula de escape se cerrará y la de aspiración se abrirá). Al correr el émbolo hacia adelante se cerrará la válvula de aspiración, y se abrirá la de escape, de manera que el émbolo impulsará el agua por el tubo de descarga. Este tipo de bomba se utiliza para impulsiones de pequeñas alturas y para inyectar soluciones en tuberías.

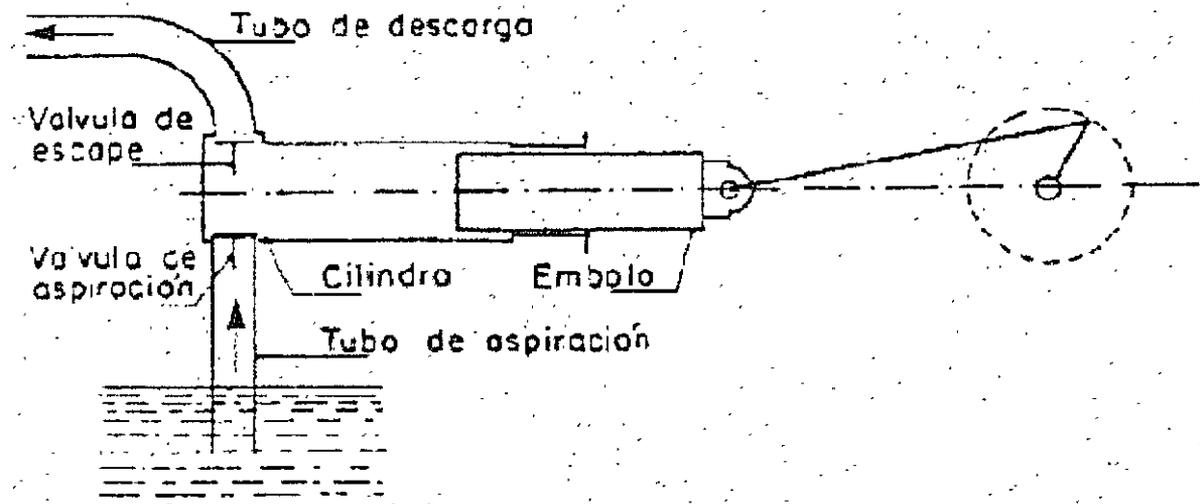


Figura 4.7 Bomba de émbolo

BOMBAS CENTRIFUGAS

La bomba centrífuga consiste, en su más simple forma, en una rueda de álabes, llamada también impulsor, que gira dentro de una cámara concéntrica (tazón).

Las paletas imprimen al agua un movimiento de remolino forzado, y se engendran presiones dinámicas. Figura 4.8

La bomba centrífuga es una generadora de presión dinámica. Por eso, cuando se interpone en una tubería, se debe considerar la corriente, no como producida por el agua impulsada, sino porque la presión engendrada modifica el gradiente hidráulico, de modo que provoca la circulación.

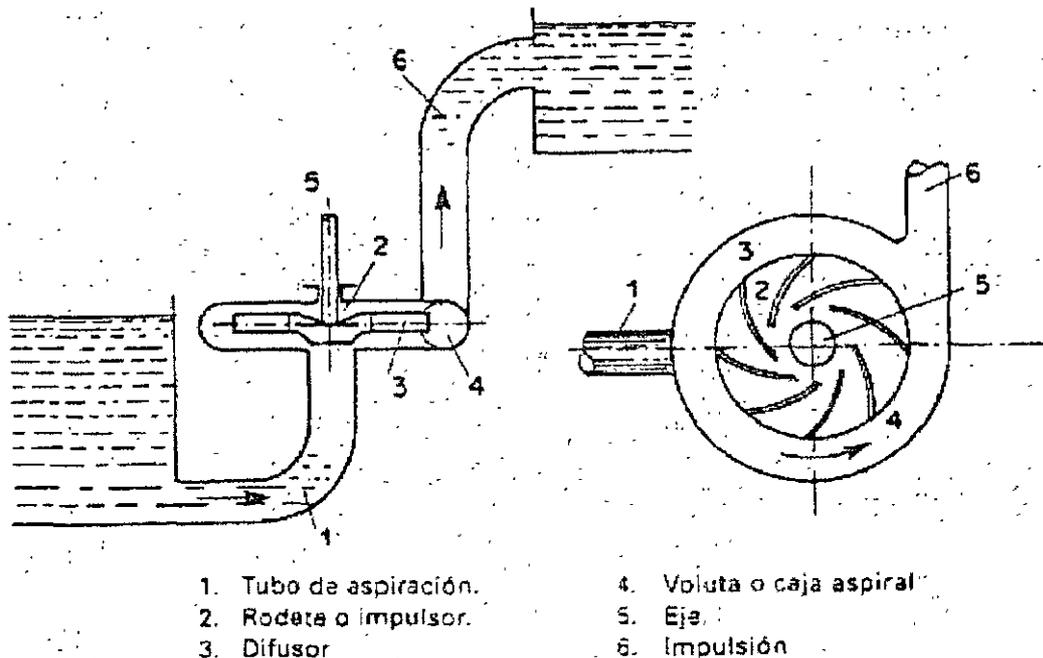


Figura 4 8 Bomba centrífuga

Centrífugas horizontales

- El motor y la bomba, con su eje horizontal, están situados fuera del agua.
- La bomba ha de ser del tipo de rodete abierto.
- Ha de instalarse siempre en carga cuando se trate de bombeo de agua bruta.
- El rendimiento típico es del 80%.
- Suele ser la solución más económica.

Centrífugas verticales.

- La bomba está sumergida, y el motor, unido a la bomba mediante un eje vertical, está fuera del agua.
- Resto de características similares a las centrífugas horizontales.
- Precio ligeramente superior al de aquéllas.

Centrífugas sumergibles

- El motor y la bomba están sumergidos dentro del agua
- La bomba ha de ser de rodete abierto.
- El rendimiento decrece ligeramente respecto de las centrífugas horizontales Alrededor del 75%.
- El precio puede llegar a ser doble que el de las centrífugas horizontales, pero presentan grandes ventajas de mantenimiento respecto a aquéllas.

BOMBAS AXIALES O DE HÉLICE

En la figura 4.9 se ve esquematizado este tipo de bombas. Tiene, generalmente, tres series de paletas: La primera es de paletas directrices de entrada; la segunda de paletas giratorias o de la hélice propiamente dicha, y la tercera de paletas directrices de salida.

Las de entrada hacen que el agua penetre hacia el eje de la rueda impulsora sin velocidad tangencial alguna; las paletas de la hélice comunican al agua una componente tangencial, y las de salida absorben de nuevo esta componente e impulsan el agua por el tubo de descarga y en el mismo sentido de su eje.

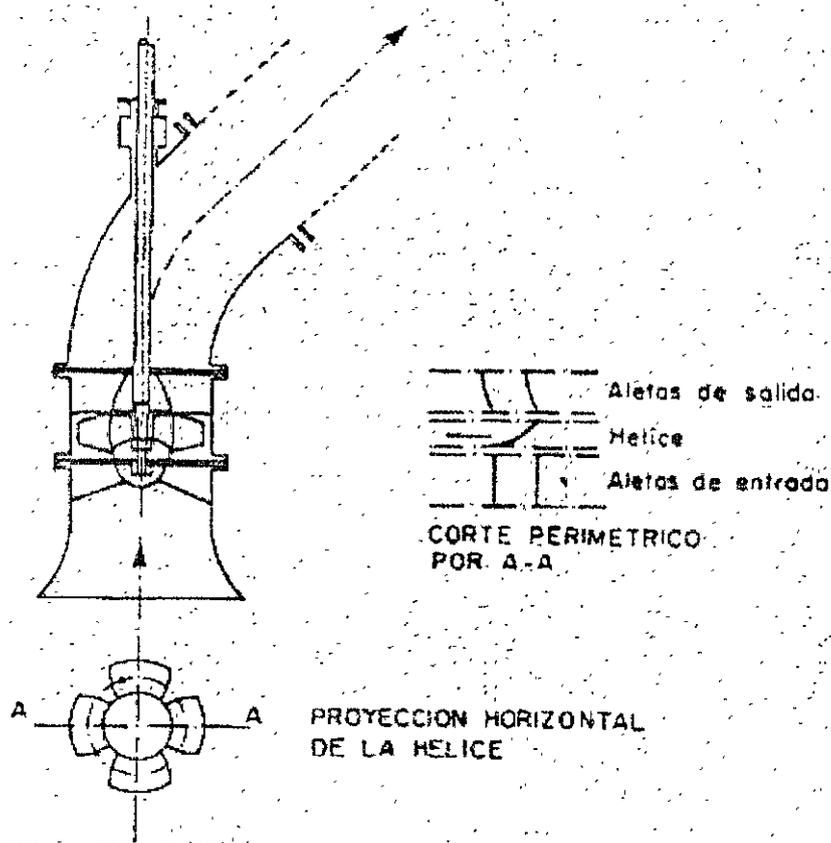


Fig. 4.9 Bomba de hélice

Este tipo de bomba se emplea para grandes caudales y alturas de 14 a 15 m en elevación. Su rendimiento es del 75 a 90%.

Las bombas helicoidales de rodete preparado para suprimir desplazamiento radial y de traslación según el eje son válidas para 25 a 35 m de elevación.

BOMBAS VOLUMÉTRICAS

Las bombas centrífugas de paletas son bombas volumétricas generalmente utilizadas como bombas de trasvase. figura 4.10

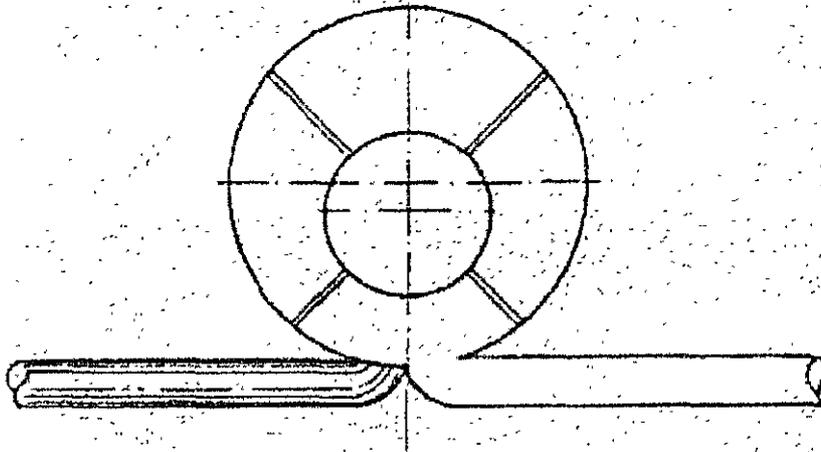


Figura 4.10 Bomba volumétrica

BOMBAS DE TORNILLO*

- Se basan en el funcionamiento de un tornillo de Arquímedes sobre un canal de fondo circular construido en obra de fábrica o bien dentro de una camisa tubular metálica.
- Pueden bombear el agua con sólidos de gran tamaño sin peligros de atascamiento.
- La altura máxima de bombeo con un solo tornillo está limitada a 4.6 m. Para mayores alturas debe pensarse en más de una etapa de bombeo.
- El ángulo máximo del tornillo respecto de la horizontal es de 30-35°.
- El rendimiento oscila alrededor del 70%.
- La curva de funcionamiento altura-caudal, de una bomba de este tipo, es plana. Es decir, para una alta constante, el consumo es sensiblemente proporcional al caudal a bombear. Esto significa:
 - a) Que el rendimiento se mantiene constante para cualquier caudal dentro de unos límites.
 - b) Que la bomba autoregula su consumo de energía para los distintos caudales.

* Se tratan al detalle en el apartado 4.8

BOMBAS TRITURADORAS

- Son bombas rotativas con dispositivos interiores de trituración, consistentes generalmente en peines giratorios, cuyos dientes exteriores discurren entre canales, produciendo la trituración de los residuos entre diente y canal.
- Pueden ser, como en el caso de las bombas centrífugas, horizontales, verticales y sumergibles.
- Su rendimiento es del orden del 30%.
- Su funcionamiento dificulta la depuración posterior del agua residual, ya que generalmente es más sencillo separar del agua los sólidos más grandes.

✓ BOMBAS DILACERADORAS

- Suelen consistir en bombas centrífugas, cuyos álabe, dotados de elementos de corte, dilaceran los sólidos que contiene el agua.
- El resto de características es similar al de las bombas trituradoras, aunque su rendimiento puede subir hasta el 40%.

Otros tipos de bombas

Pueden citarse otros tipos de bombas, como las de **dosificación, neumáticas, eólicas y solares**.

BOMBAS PARA AGUAS RESIDUALES.

En el bombeo de aguas residuales la naturaleza del agua a evacuar es un dato muy importante para poder elegir con garantía la bomba adecuada. El procedimiento de selección de bombas, exclusivamente por el caudal y presión requeridas, sin tener en cuenta la naturaleza específica del líquido, se traduce en un mantenimiento continuo y costoso.

Una clasificación muy generalizada de las aguas de alcantarillado es la siguiente:

- aguas residuales domésticas.
- aguas residuales industriales.
- aguas residuales de granjas
- aguas blancas de escurrimiento pluvial.
- aguas de filtraciones del terreno.
- aguas con elementos abrasivos en suspensión.

Es fundamental elegir una bomba para cada tipo de agua, como garantía del funcionamiento de la bomba y del sistema de impulsión establecido.

Existen múltiples tipos de bombas, siendo difícil llevar a cabo una clasificación total de las mismas, aunque en general, existen dos grandes grupos fundamentales para las aguas residuales:

- bombas de desplazamiento positivo
- bombas rotacionales o rotodinámicas.

Y dentro de estos dos grupos la mayor parte de las bombas son centrífugas. La diferencia fundamental, entre los distintos tipos de bombas centrífugas, se basa en el rodete o impulsor.

BOMBAS CENTRIFUGAS

Impulsor de un canal o monocanal

En el bombeo de aguas residuales, el principal problema de los impulsores alabes, se debe a los sólidos arrastrados por las aguas.

Este tipo de impulsor se utiliza para aguas negras domésticas, aguas de oficinas, viviendas, chalets, locales comerciales, etc. Generalmente tiene un paso de sólidos entre 50 mm y 125 mm de diámetro.

Por regla general no toleran los sólidos fibrosos y largos, ya que pueden dar lugar a atascos en su interior. Estos impulsores tampoco son adecuados para aguas abrasivas. El desgaste se produciría en la única arista de su álabe y terminaría desequilibrándose, repercutiendo esta anomalía en el eje mismo de la bomba, pudiéndose producir incluso una grave avería electro-mecánica.

Las características y su instalación se presenta en las figuras, (4.11, 4.12, 4.13 y 4.14)

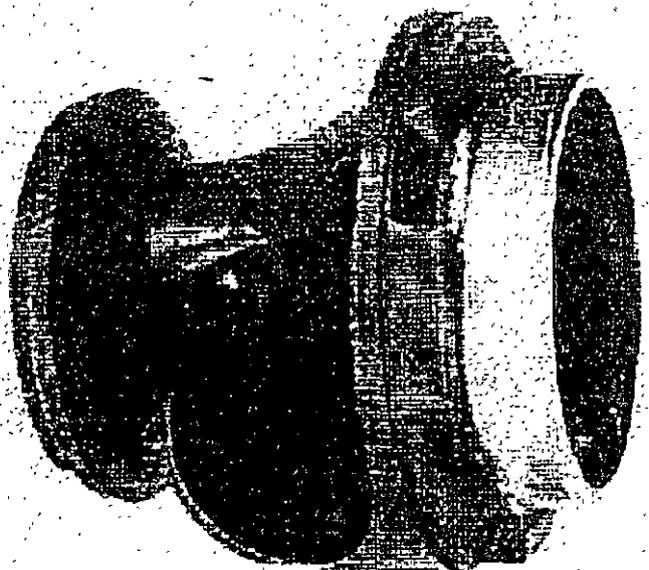


Fig. 4.11 Impulsor monocanal

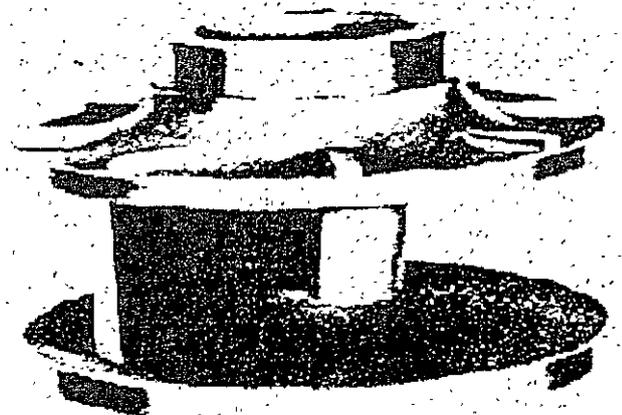


Fig. 4.12 Impulsor monocanal

Se emplean principalmente para extraer aguas residuales, lodos y aguas pluviales en las estaciones de bombeo y en las plantas tratadoras de los municipios. Dentro de la industria se emplean para bombeo de agua de refrigeración, agua de procesos y aguas residuales, medios agresivos y corrosivos.

Funcionan perfectamente en estaciones de bombeo pequeñas y simples, estas bombas son extraordinariamente eficaces y seguras en el funcionamiento. Se montan con rapidez y sencillez en tubos de guía o cables, para luego descenderlas al pozo de bombeo.

El impulsor es de canal cerrado en caja de bomba. La forma y el tamaño del canal hace que tenga muy poca tendencia a obstruirse.

La simplicidad de la instalación en un pozo de bombeo de aguas residuales, con este tipo de bomba sumergida se muestra en la figura 4.14.

Estator con aislamiento de clase F(155°C). Las bombas de 5.5 kW o más tienen como standard contactos incorporados

Sistema de refrigeración incorporado en todas las bombas de más de 9 kW. Unos alabes situados en la parte superior del impulsor hacen que circule agua por una pequeña ranura alrededor de la carcasa del estator

Juntas planas mecánicas dobles. La superior es de carbón/ metal duro y la inferior es de metal duro/ metal duro. Ambas se enfrían y se lubrican con aceite

Impulsor con gran paso abierto que permite el paso de las partículas grandes y reduce el riesgo de obstrucción

Anillos de desgaste cambiables entre el impulsor y la caja de bombas para un rendimiento óptimo

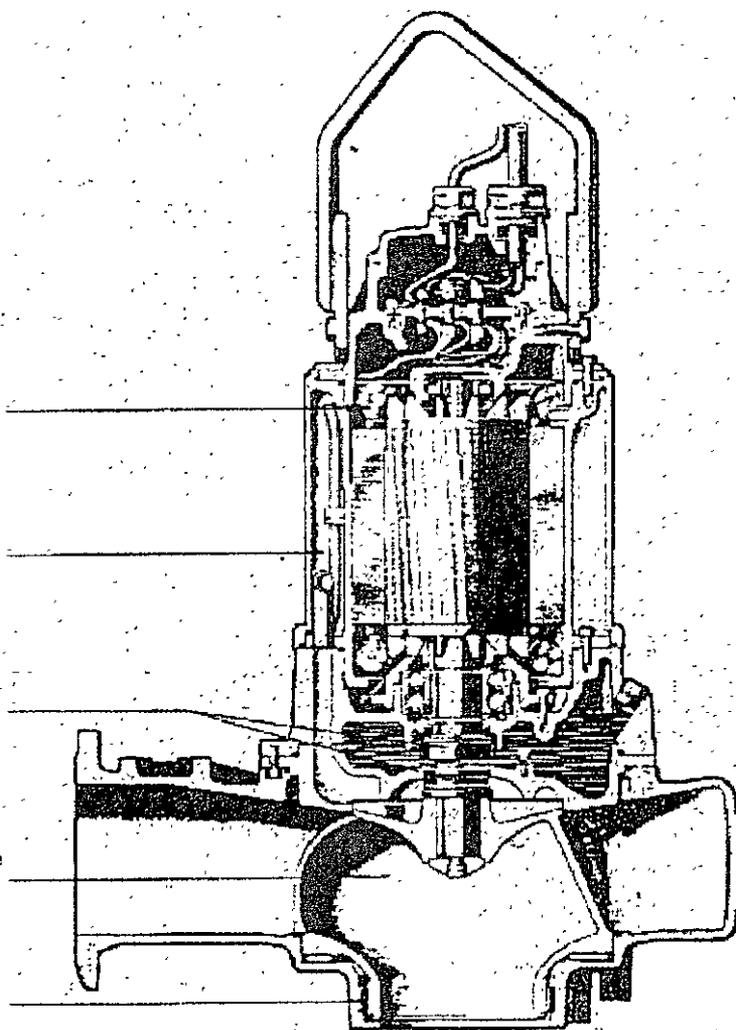


Fig. 4.13 Bomba con impulsor monocanal

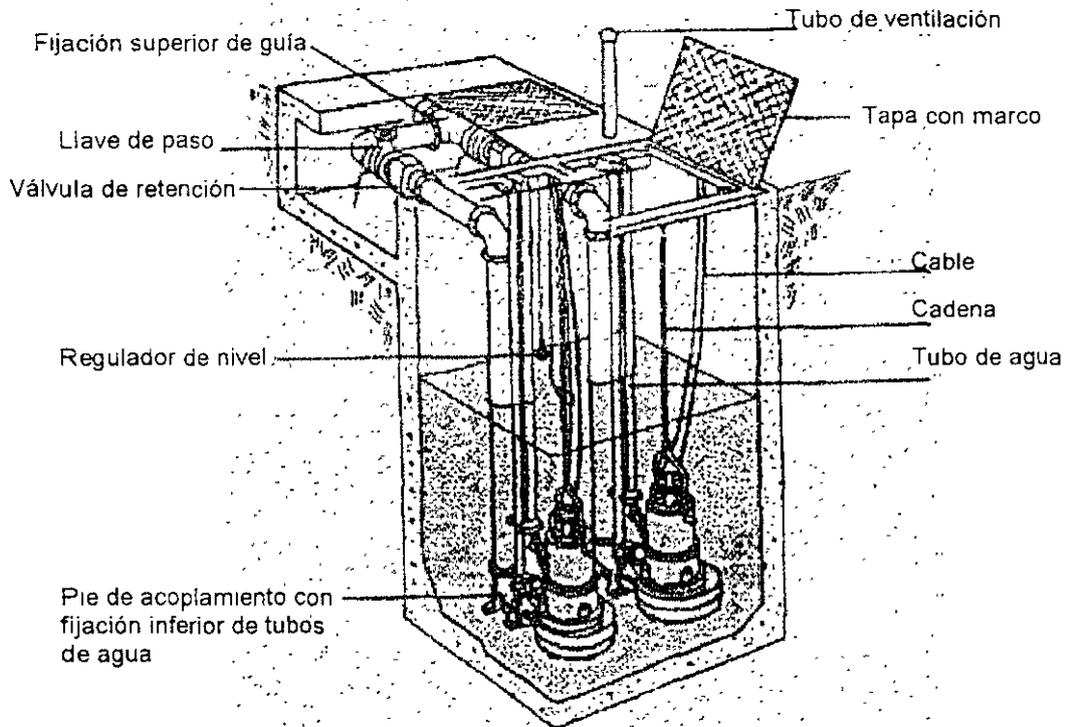


Fig. 4.14 Instalación de bombas con impulsores monocanal tipo Flygt

Impulsor cerrado de dos canales.

Este tipo permite aumentar las secciones de paso siendo normales entre 35 mm y 145 mm.
Fig. 4.15

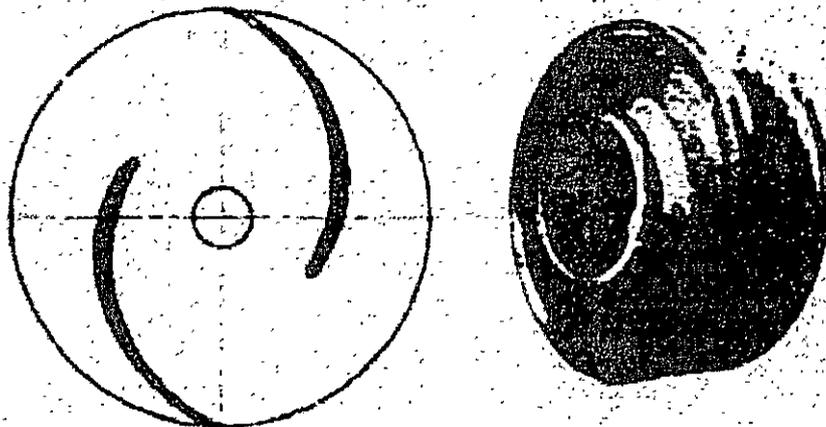


Fig. 4.15 Impulsor cerrado de dos canales

Bien diseñadas y para grandes caudales, pueden alcanzarse rendimientos en las bombas del orden del 80 al 85%.

Tal como se vió en la bomba monocanal con este tipo de bomba se presentan problemas con materias filamentosas, trapos, etc, a diferencia de la monocanal el desgaste, ante la acción de materiales abrasivos, no produce desequilibrio, por simetría.

Este tipo puede utilizarse perfectamente para aguas de escurrimiento superficial y aguas negras de alcantarillado.

Impulsor para bombas de paso libre

La impulsión se consigue por la formación de torbellinos. El impulsor consiste en una placa con nervaduras de altura constante o de tipo cónico. Fig. 4.16 y 4.17

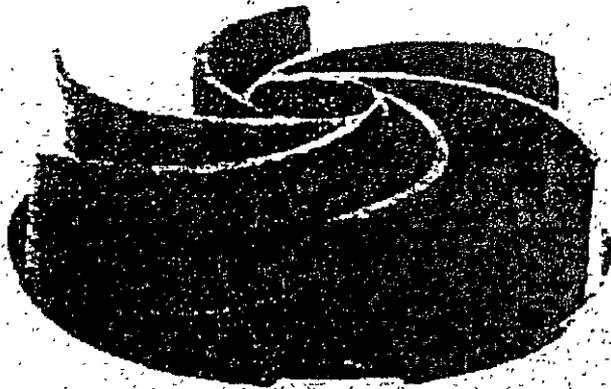


Fig. 4.16 Impulsor de paso libre



Fig. 4.17 Impulsor de paso libre

Está especialmente fabricado para líquidos altamente viscosos, que contienen lodos y pequeñas o grandes partículas sólidas. El bombeo se logra debido a que el impulsor crea un torbellino rápido con el consiguiente incremento de presión en el líquido, esto hace que la mayor parte de las partículas arrastradas en el líquido no entren nunca en contacto con el impulsor; el desgaste resulta muy reducido. La abertura de paso, en una bomba con impulsor de torbellino, es casi tan grande como la abertura de entrada de la bomba.

El rendimiento de estas bombas es mediocre, precisando motores sobredimensionados, tiene como ventaja que los riesgos de obstrucción son mínimos y no presentan problemas para paso de elementos sólidos con dimensiones de 80 a 125 mm

Son adecuados para bombear aguas residuales con material de fibra larga y un alto contenido de sustancia seca.

BOMBAS DE CAPACIDAD VARIABLE.

Los caudales de aguas pluviales y aguas residuales fluctúan de hora en hora, diariamente y según la estación del año. Para mantener el número de bombas y el tamaño de la estación en el mínimo de economía, es aconsejable considerar el uso de equipos de bombeo de capacidad variable.

Existen varios tipos de equipo de bombeo de capacidad variable; con excepción de las unidades de muy alta capacidad, el tipo más común de unidad de capacidad variable es la bomba accionada por motor de velocidad variable. Algunas de las unidades de impulsión que se han usado son: motores de rotor embobinado controlado por reóstato; motores controlados de frecuencia variable; motores de velocidad constante con acoplamiento de corriente-eddy o acoplamientos hidráulicos; motores de rotor embobinado con recuperación estática; motores de corriente directa (motores c-d) y máquinas de combustión interna. En velocidades reducidas, las cargas de bombeo están siempre en las curvas del sistema, pero las eficiencias de los motores de velocidad variable son también proporcionalmente más bajas y deberían de estudiarse y considerarse en cualquier diseño general de estación.

En unidades de bombas verticales grandes de baja carga, se pueden usar bombas de velocidad constante de caudal mixto y de propela con álabes de espaciado variable. Donde la curva del sistema es plana, la hidráulica de unidades de espaciado variables tiene como resultado máximas eficiencias y bajos momentos de arranque. Los mecanismos para cambiar el espaciado del impulsor mientras la bomba está en operación son complejos y costosos.

Con unidades de baja velocidad específica, las capacidades de la bomba de velocidad constante pueden cambiarse estrangulando la válvula de descarga. La desventaja es que en capacidades disminuidas la bomba está siempre operando en cargas mayores que las de la curva del sistema y en eficiencias de bombeo menores. Además el estrangulamiento de las válvulas podría causar problemas de obstrucción debido a los escombros en las aguas de lluvia y las aguas residuales.

Las bombas de velocidad constante y álabes de separación variable, o las de velocidad variable y álabes de espaciado fijo, casi siempre se usan para eliminar completamente el ciclaje. La capacidad de las bombas se controla usualmente por los niveles en el foso húmedo.

FRECUENCIA DE ARRANQUES EN BOMBAS

El almacenamiento del foso húmedo podría hacerse lo suficiente grande para permitir el ciclaje adecuado de la bomba de velocidad constante (un ciclo es igual a la suma del tiempo de arranque y parada de la bomba). La frecuencia de arranques del motor está regida por la habilidad del motor para autoenfriarse después de haber consumido un 500% a 600% de la corriente regular que requiere para arrancar. Motores bajo 20 kW (25 Hp), pueden tolerar seis ciclos por hora sin sobrecalentarse y por lo tanto, sin reducir la vida del motor. Según aumentan los tamaños de los motores aumenta el tiempo del ciclo de operación, que se considera seguro hasta que se llega aproximadamente a los 400 kW (500 Hp), se considera un máximo de uno o dos arranques en 24 horas; en cada selección de diseño se deberán considerar las características propias dadas por los fabricantes.

4.5 POTENCIA DE BOMBEO NECESARIO

La potencia requerida para el bombeo se calcula con la siguiente fórmula, considerando la densidad del líquido, en este caso es agua residual ($\gamma=1.25$)

$$HP = 1.25 \frac{QH}{76\eta}$$

1.25 = coeficiente para aguas residuales (densidad determinada)

Q = gasto (m³/seg)

H = altura de elevación total mas pérdidas de carga (m)

η = eficiencia de la bomba (adimencional)

$$KWH = HP \times 0.7457$$

Por catálogo se busca la marca, el tipo y el caballaje de la bomba que mas se acomode al diseñador (costo, eficiencia, confianza, antecedentes, etc) y se determina el número de bombas.

$$\text{No. de bombas} = \frac{\text{HP calculado}}{\text{potencia de la bomba seleccionada}}$$

CONDICIONES DE SUCCION

La aspiración nunca puede ser superior a 10.33 m al nivel del mar. La máxima aspiración (Ha) se determina con la siguiente expresión.

$$Ha = 10.33 - (A+B+C+D)$$

Además se recomienda utilizar 0.9 Ha para evitar cavitaciones.

A = Pérdidas en la tubería de succión

B = Pérdidas debidas a la altitud (presión atmosférica a 0°C y al nivel del mar es de 10.33 m, disminuyendo 1.16 mm por metro de altura).

C = Pérdidas debidas a la temperatura

Pérdidas de presión en metros de columna de agua

°C	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
m	0.10	0.22	0.47	0.80	1.35	2.10	3.20	4.75	7.20	10.33

D = Pérdidas debidas a la construcción de la bomba, que varían con el diámetro, la velocidad de giro y la carga neta positiva de succión (CNPS). En las bombas sumergidas, la colocación por debajo de la columna de agua será P/0.9 siendo P el valor de CNPS para el caudal elegido.

CAUDAL A ELEVAR Y TIEMPO DE FUNCIONAMIENTO DE LAS BOMBAS

El caudal "Q" a elevar se calcula en función del volumen diario de agua a elevar y del tiempo de funcionamiento del grupo de bombas.

Para las instalaciones en funcionamiento teórico continuado se tomará por seguridad un tiempo de funcionamiento igual a 20 horas. Con frecuencia se estima el tiempo de funcionamiento entre 8 y 12 horas. Cuando las bombas funcionen con motores eléctricos se reduce el tiempo de funcionamiento.

Será obligatorio instalar dispositivos de cebado en las bombas centrífugas antes de su puesta en servicio. Cuando se quiera conseguir alturas manométricas elevadas será preciso el empleo de bombas multicelulares, colocando en serie varias bombas centrífugas. Por el contrario para grandes gastos y pequeñas alturas el acoplamiento se hará en paralelo.

La reserva contra averías se establecerá a base de un grupo de reserva de igual capacidad que el trabajo, si la potencia instalada es inferior a 10 HP. Cuando la potencia sea superior a 10 HP se instalarán tres grupos, dos de trabajo y uno de reserva.

En poblaciones de crecimiento rápido, en que las previsiones de caudal son muy elevadas, se instalarán bombas suficientes para la mitad del caudal previsto y reserva de las necesarias para el máximo caudal para, en su día, ampliar la instalación de trabajo al doble, quedando de reserva la misma. Los grupos de reserva podrán estar accionados por motores de combustión interna o eléctricos, no siendo admisibles los primeros cuando estén situados a profundidades mayores a 4,00 m., o en lugares de ventilación insuficiente.

4.6 INSTALACIONES DE BOMBAS SUMERGIDAS

Hernández Muñoz Aurelio (ver bibliografía), indica que según estudios realizados en la Universidad de Nottingham, pueden darse las siguientes recomendaciones para la entrada a la arqueta de bombas y su volumen, utilizando para su comprensión la figura 4.18

Tubo de entrada

El tubo de entrada no necesita estar localizado de forma central en la pared opuesta a las bombas, aunque puede resultar ventajoso si se encuentra en la región central. El saliente del tubo deberá ajustarse de modo que el agua entre en las condiciones de caudal máximo, choque contra la división vertical antes de ser deflectada al fondo de la cámara tranquilizadora de entrada. En el caso de caudal reducido y de nivel de agua bajo, el agua no deberá caer directamente sobre las aberturas del fondo de la cámara tranquilizadora. Es conveniente, por no decir necesaria, la instalación de una jaula de rejilla en salida de la tubería de entrada para retirar sólidos.

Aberturas de entrada (sumidero tipo foso). La entrada del sumidero debería estar por debajo del nivel mínimo del líquido y tan alejado de las bombas como lo permita la geometría del sumidero. El afluente no debería chocar contra la bomba, ni entrar en forma de chorro directo a la entrada de la bomba, o entrar al foso de tal manera que cause rotación del líquido en el foso. Donde sea necesario se puede usar una boquilla de distribución para prevenir chorros, y para evitar rotación se pueden usar deflectores (mamparas).

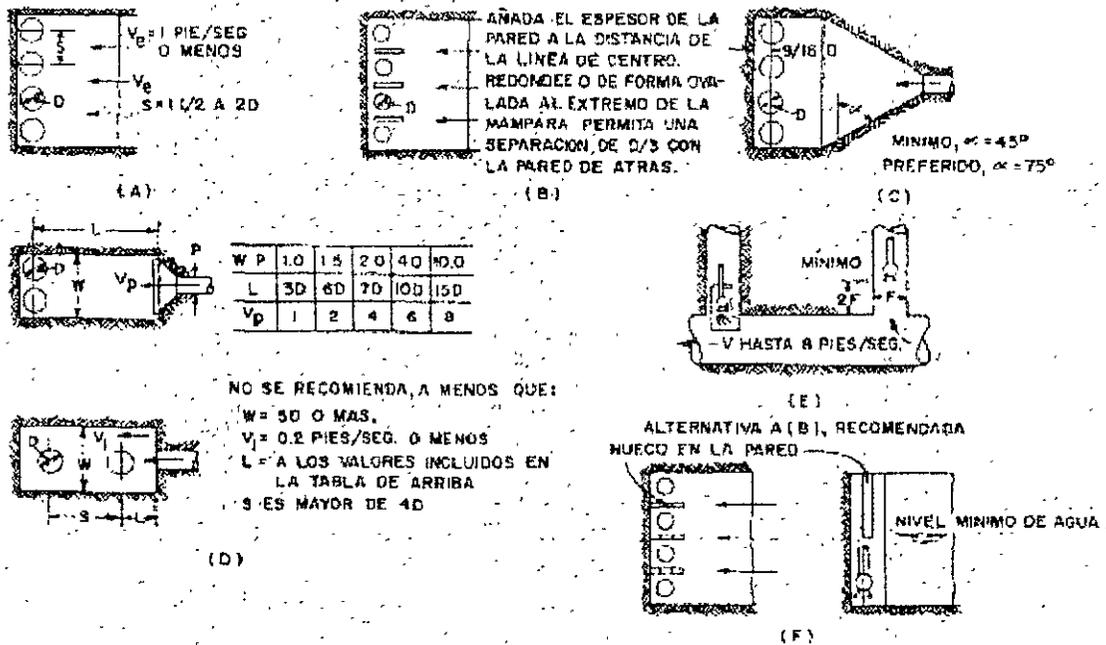


Fig. 4.18 Condiciones recomendadas para el canal de aproximación en instalaciones de bombas múltiples.

Cámara tranquilizadora de entrada

Una pared vertical situada frente al tubo de entrada impide que el agua entrante caiga directamente al pozo de bombas y produzca burbujas de aire. La energía cinética del agua queda reducida cuando golpea contra la pared y tiene lugar una desaireación satisfactoria en la cámara tranquilizadora.

La cámara de bombeo

El diseño de la cámara de bombeo asegura un flujo regular de agua, sin turbulencias ni remolinos, hacia las bombas. El caudal entrante se distribuye por medio de los agujeros que hay en el fondo de la cámara de entrada, situados frente a cada una de las bombas.

Con el fin de evitar la formación de remolinos, con aspiración de aire, entre la bomba exterior y la pared lateral, ésta se acerca a la bomba, y se sitúa a una altura aproximada a la mitad del estator del motor.

Las burbujas de aire, que entran con el agua en la cámara de bombeo, se elevan hacia arriba a lo largo del fondo inclinado de la cámara tranquilizadora de entrada, y salen a la superficie cerca de la pared divisora vertical.

Debido a que el agua está en movimiento por todas partes, existe poco riesgo de sedimentación, siempre y cuando no se hayan sobrepasado las dimensiones indicadas.

Fig. 4.19 y 4.20.

La dimensión más conveniente a incrementar con el fin de obtener un mayor volumen de pozo es la distancia desde la cámara de entrada a las bombas.

Nivel mínimo de agua

El nivel mínimo de agua en la cámara de las bombas, es decir, el nivel de parada de las bombas, tiene que ser lo suficientemente alto para que los agujeros del fondo de la cámara de entrada queden siempre sumergidos (dimensión G en la fig.4.19) Además deberá tenerse en cuenta que el nivel de agua más bajo quede determinado por la CNPS requerido para la bomba, y en cualquier caso no deberá ser inferior a la parte alta del alojamiento del impulsor de la bomba.

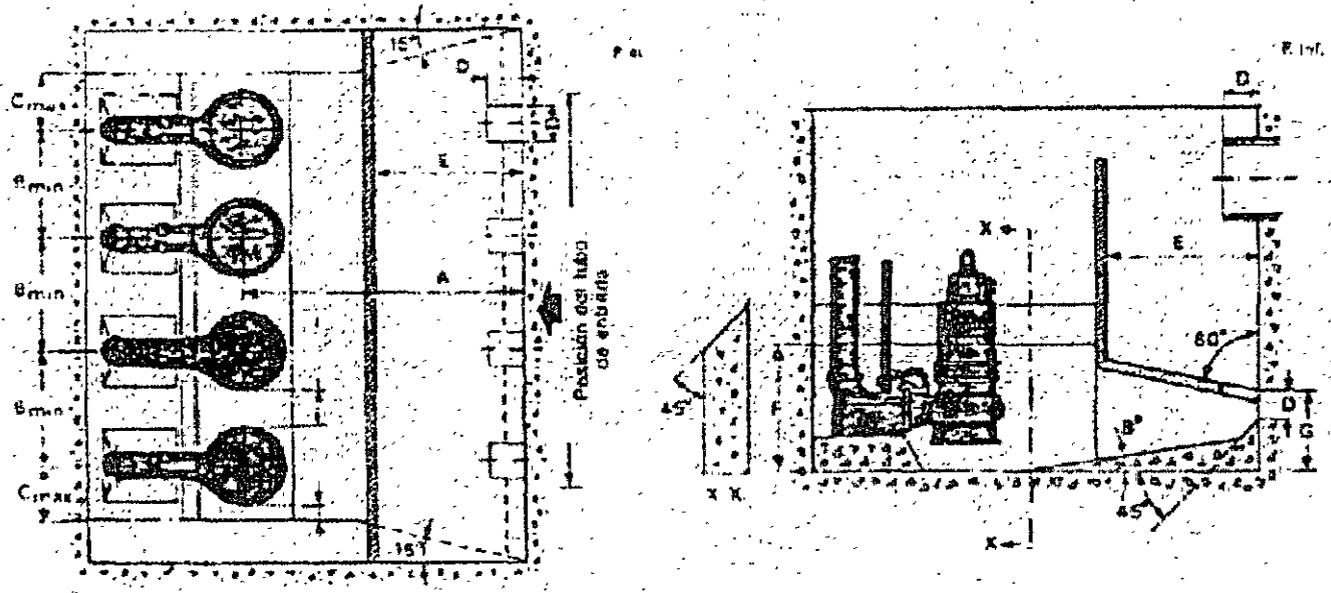


Fig. 4.19 Estación de bombeo en planta y elevación

4.7 DISEÑO Y DIMENSIONAMIENTO DE CARCAMOS

DETERMINACION DEL VOLUMEN EN CARCAMOS

El volumen del cárcamo aquí indicado tiene que ser considerado como el volumen mínimo para un funcionamiento satisfactorio en las condiciones más desfavorables, con respecto al número de arranques.

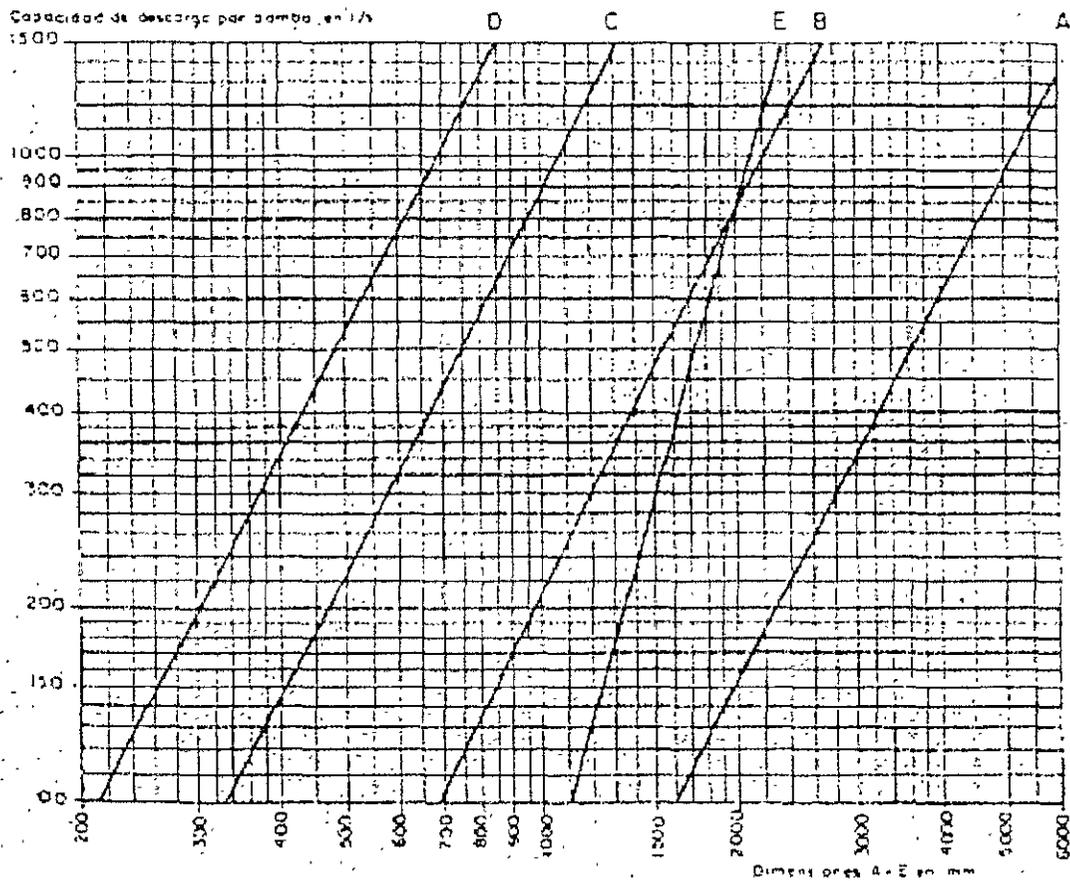


Fig. 4.20 Diagrama para determinar las dimensiones A-E

Siendo Q_m el caudal medio de aportaciones de aguas residuales en l/s, la capacidad de las bombas será $Q_E = 2Q_m$

Para bombas grandes el numero de arranques o ciclos debe ser inferior a tres por hora.

La capacidad mínima útil del cárcamo será dado por :

1° Criterio europeo

$$V = \frac{0.9 Q_E}{Z} \text{ (m}^3\text{)}$$

V= Volumen mínimo útil del pozo (m³)

Q_E = Capacidad de la bomba (l/s)

Z = Frecuencia del arranque (N/hora)

2° Criterio americano

$$V = \frac{\theta Q_{\epsilon}}{4} \text{ (Its)}$$

V = Volumen requerido en litros

θ = Tiempo mínimo en minutos de un ciclo o incremento de velocidad de una bomba

Q_{ϵ} = Capacidad de la bomba en lts X min, o incremento de la capacidad de bomba por una bomba adicional

Ejemplo :

$$Q_{\epsilon} = 20 \text{ lts/seg}$$

$$Z = 3$$

$$\theta = 20 \text{ min}$$

$$V = \frac{0.9 Q_{\epsilon}}{Z} = \frac{0.9 \times 20}{3} = 6 \text{ m}^3$$

$$V = \frac{\theta Q_{\epsilon}}{4} = \frac{20 \times 20 \times 60}{4} = 6000 \text{ litros}$$

3° Criterio del cárcamo mínimo

Vol. mínimo = $2 Q_{\max}$ en lts/min

Vol. máximo = $Q_{\max} \times 1.5 \text{ min}$

4° Grandes instalaciones

No exceder 10 min del gasto promedio en 24 hrs.

EJEMPLO 1

El tamaño de la estación está determinado por el número y dimensiones de las bombas, así como por la capacidad de descarga por bomba.

Las dimensiones A, B, C, D y E marcadas en la fig. 4.19 se determinan mediante la gráfica de la fig. 4.20 en función de la capacidad de descarga por bomba.

El área del pozo de bombeo (cárcamo) puede determinarse con ayuda de los datos dimensionales de la fig. 4.20. Los diferentes niveles de arranque pueden calcularse conjuntamente con los cálculos del volumen del pozo. Si la altura disponible es insuficiente, el volumen necesario del pozo se obtiene normalmente incrementando la dimensión A.

Dimensión B: El espacio entre dos carcasas de bombas no deberá ser nunca inferior a 200 mm.

Dimensión C: El espacio entre la pared y la carcasa de la bomba nunca deberá ser inferior a 100 mm.

Volúmenes necesarios para el depósito de bombeo

Normalmente, con bombas sumergidas, se va a depósitos de tamaño inferior al utilizado en las instalaciones de cámara seca.

Una característica significativa en las bombas que es fundamental para el cálculo del volumen de los depósitos, es el número posible de arranques y paradas por hora, esto se estudia para evitar problemas mecánicos y térmicos.

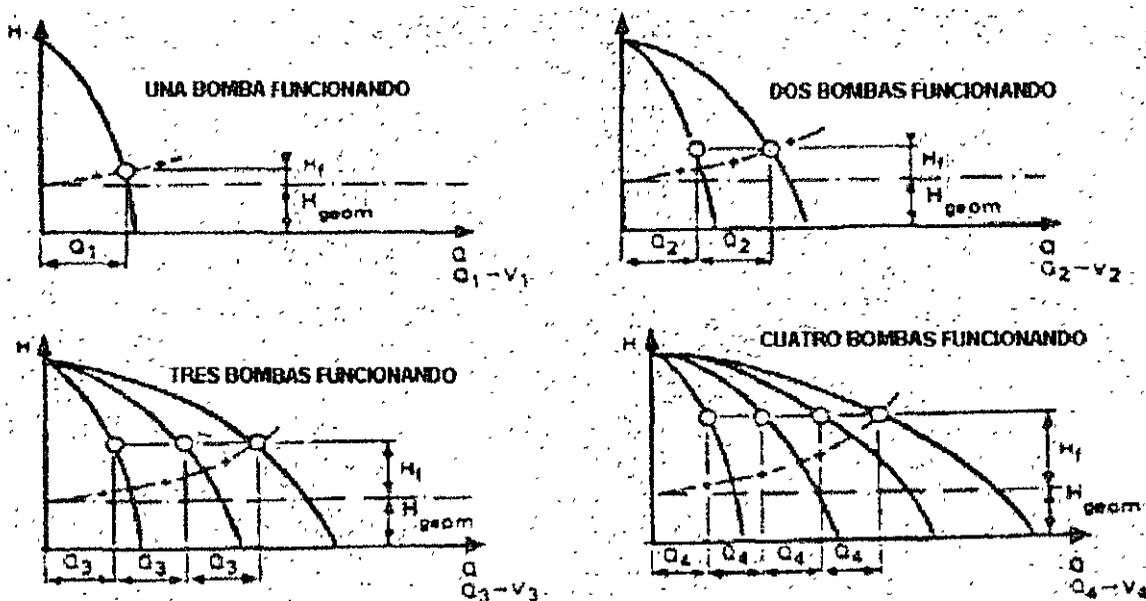


Fig. 4.21 Curvas de sistema esquemáticas

Las curvas del sistema esquematizadas en la fig. 4.21 muestran que el caudal por bomba varía según el número de bombas funcionando. Puede usarse el valor medio entre el arranque y el paro para el cálculo de cada volumen parcial.

El volumen total requerido para el pozo de bombas se obtiene añadiendo, a los volúmenes parciales así obtenidos, el volumen residual (V_0) entre el fondo de la cámara y el nivel mínimo o de paro, indicado por h_0 en al figura 4.22.

En el caso de la secuencia operativa I, de la figura 4.22, el volumen necesario de la cámara de bombeo puede calcularse fácilmente empleándose el diagrama I de la figura 4.23.

Empezar con el caudal correspondiente a las bombas de cada curva de sistema. Continuar hacia arriba en sentido vertical hasta la línea que representa el tiempo mínimo del ciclo y leer luego el volumen parcial requerido del pozo en el eje vertical.

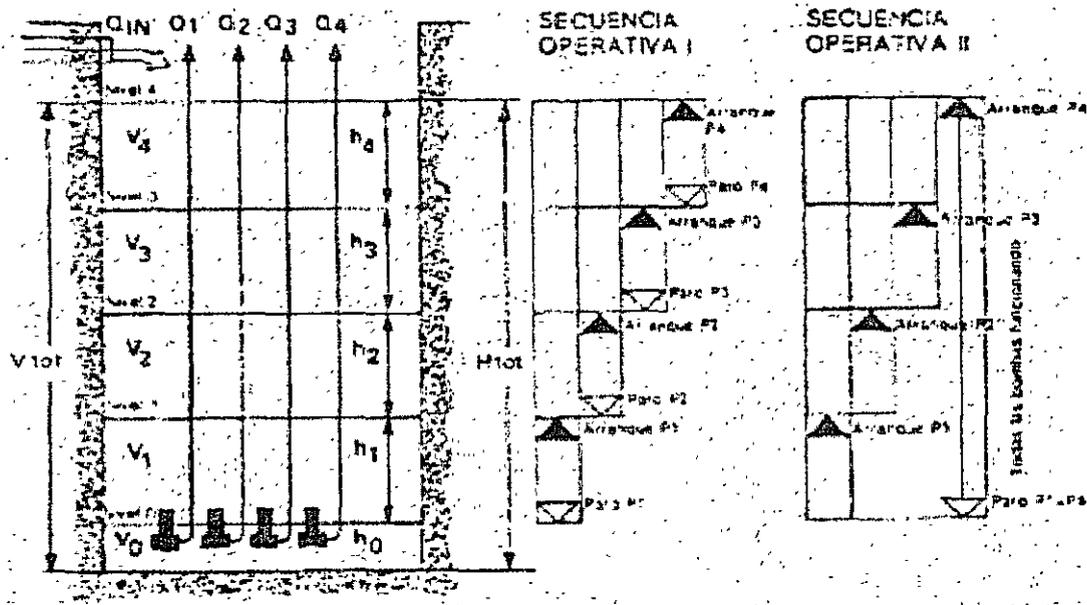


Fig. 4.22 Secuencia operativa para 4 bombas

El ejemplo ilustra el cálculo del volumen del pozo de bombas requerido para una estación con cuatro bombas idénticas, conectadas a una tubería de descarga común.

$$V_{tot} = V_0 + V_1 + V_2 + V_3 + V_4$$

Las diferencias de nivel entre los varios niveles de arranque se calculan dividiendo los volúmenes antes mencionados entre la superficie del pozo de bombas.

$$h_1 = \frac{V_1}{A} \quad h_2 = \frac{V_2}{A} \quad \text{etc}$$

El diagrama II de la figura 4.24 puede emplearse para calcular los volúmenes parciales del pozo de bombas para la secuencia operativa II señalado en la figura 4.22

Empezar con el tiempo mínimo del ciclo (T), en el diagrama, y luego desplazarse en sentido vertical hacia arriba hasta la curva que representa el caudal para cada bomba y leer el volumen parcial requerido en la escala vertical (escala V_1 , para P_1 , escala V_2 para P_2 , etc.)

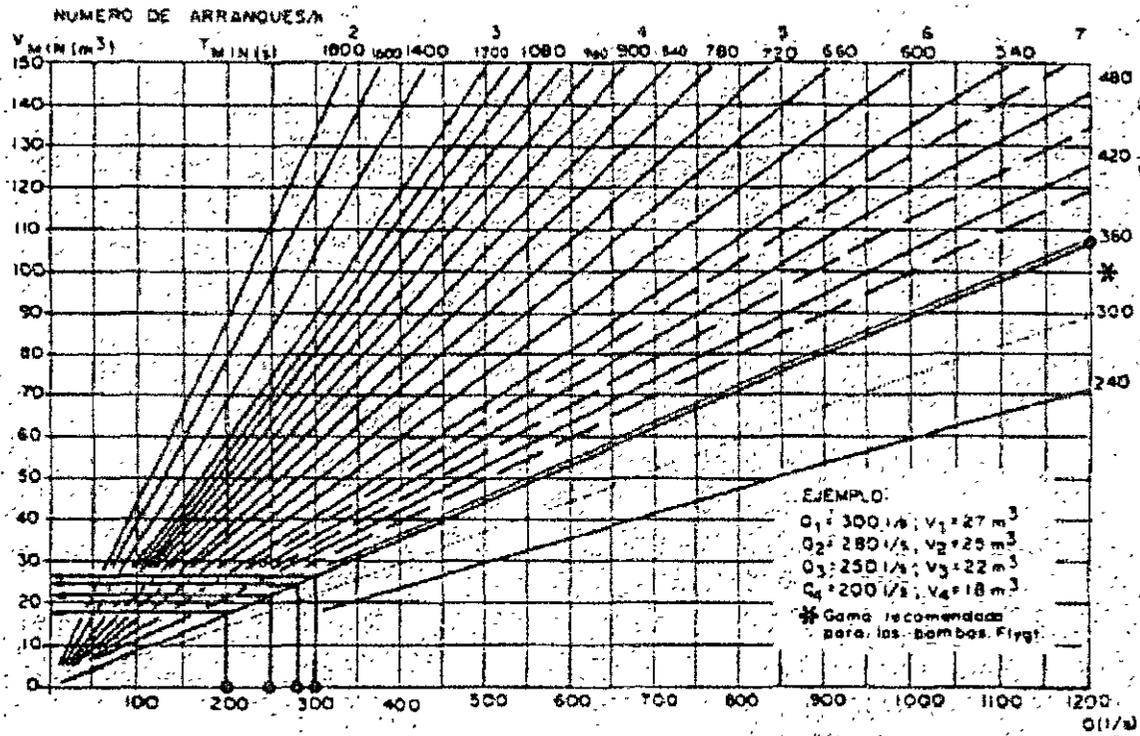


Fig. 4.23 Diagrama 1 Secuencia operativa I

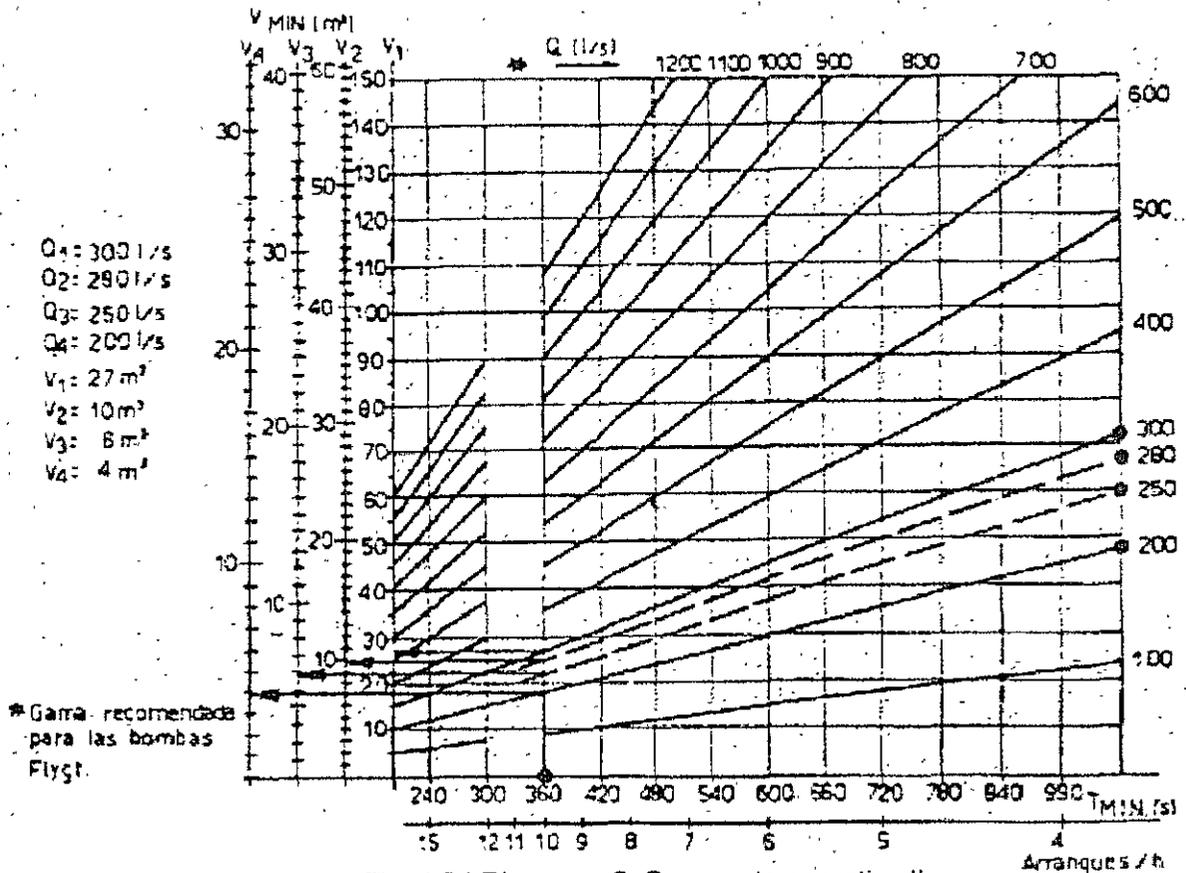


Fig. 4.24 Diagrama 2. Secuencia operativa II

EJEMPLO 2

Selección del número y capacidad de las bombas.

Cuando se trata de manejar un caudal constante, basta con equipar el cárcamo de bombeo con dos equipos, uno en operación y el otro en espera. Sin embargo, cuando el caudal presenta máximos y mínimos es conveniente manejar tres equipos. Uno con capacidad por encima del caudal mínimo; un segundo con capacidad por encima del caudal medio de tal forma que sumen el caudal máximo y; un equipo de servicio auxiliar que tenga capacidad para el caudal máximo.(Fig. 4.25)

Dimensionamiento del cárcamo.

En función del tamaño del sistema de tratamiento en cuestión y de las bombas seleccionadas, se procede a proponer las dimensiones superficiales del cárcamo.

- a) Una bomba en operación y otra en espera para manejar cualquier caudal. El nivel de paro de la bomba se obtendrá de datos del fabricante. Para obtener el nivel de arranque, una vez propuestas las dimensiones superficiales, se calcula el volumen de agua a vaciar al transcurrir el tiempo mínimo de operación recomendado por el fabricante. Revisando luego el tiempo que transcurre entre arranques consecutivos para cualquier combinación caudal influente y de bombeo y el máximo tiempo que se retiene el agua en el cárcamo.

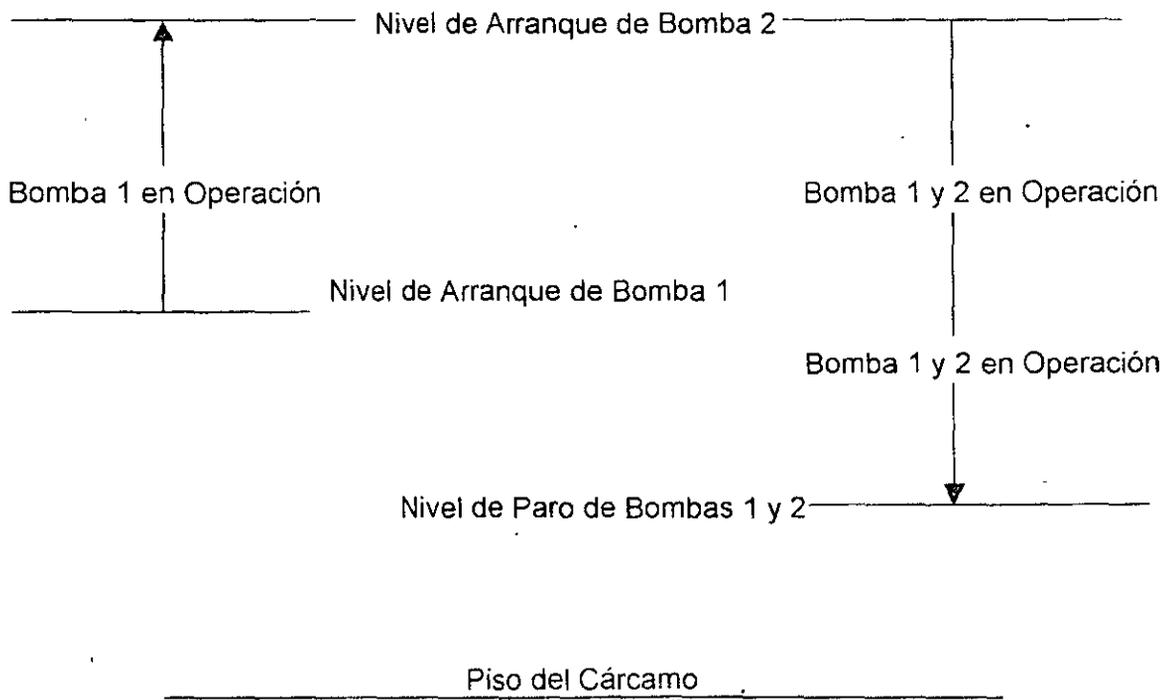


Fig. 4.25 Secuencia operativa para 2 bombas

- b) Combinación de equipos de bombeo de baja y alta capacidad. Será necesario determinar primero el nivel de arranque para el equipo de menor capacidad cuando se presenten los caudales mínimos

El caudal de la bomba 1 (B_1) es mayor que el caudal entrante Q_{ent} de aguas residuales.
 Tiempo de un ciclo de operación = tiempo trabajando + tiempo sin operar

$$T = T_{servicio} + T_{fuera}$$

$$T_{fuera} = \frac{\text{Volumen desde nivel de para hasta nivel de arranque de Bomba 1}}{\text{Caudal mínimo de aguas residuales}}$$

$$T_{fuera} = \frac{V_1}{Q_{ent}}$$

$T_{servicio}$ = Tiempo en que Bomba 1 vacía V_1 ; desde arranque hasta paro.

$$T_{servicio} = \frac{V_1}{B_1 - Q_{ent}}$$

Sustituyendo en la primera ecuación se tiene que el tiempo de un ciclo de operación será:

$$T = \frac{V_1}{B_1 - Q_{ent}} + \frac{V_1}{Q_{ent}}$$

$$T = V_1 \left(\frac{1}{B_1 - Q_{ent}} + \frac{1}{Q_{ent}} \right)$$

Derivando el tiempo de un ciclo T con respecto al caudal entrante Q_{ent} e igualando a cero, se obtiene el valor mínimo para un ciclo.

$$\frac{dT}{dQ_{ent}} = 0$$

A partir de esta ecuación se llega a la expresión: $B_1 = 2 \times Q_{ent}$

Sustituyendo en la penúltima ecuación con $T = T_{mínimo}$

$$T_{\text{mínimo}} = V_1 \left(\frac{1}{B_1 - B_1/2} + \frac{1}{B_1/2} \right) = V_1 \left(\frac{1}{B_1/2} + \frac{1}{B_1/2} \right) = \frac{2V_1}{B_1/2}$$

$$T_{\text{mínimo}} = 4 \times \frac{V_1}{B_1} = 2 \times \frac{V_1}{Q_{\text{ent}}}$$

El tiempo mínimo de un ciclo de operación $T_{\text{mínimo}}$ se obtiene de las especificaciones del fabricante.

El caudal de la bomba 1 (B_1) debe proponerse por encima del caudal mínimo de aguas residuales $Q_{\text{ent}} > Q_{\text{mínimo}}$.

El volumen V_1 se calcula substituyendo el resto de valores conocidos. El nivel de arranque de la bomba 1 se determina proponiendo las dimensiones superficiales del cárcamo.

$$V_1 = T_{\text{mínimo}} \times B_1/4 = T_{\text{mínimo}} \times \frac{Q_{\text{ent}}}{2}$$

Cuando el caudal de entrada Q_{ent} sea mayor que la descarga de la bomba 1 B_1 , el nivel de agua seguirá ascendiendo por encima de nivel de arranque de Bomba 1 hasta llegar al nivel de arranque de bomba 2 (B_2). A partir de este punto ambas bombas permanecerán en operación hasta vaciar el tanque en nivel de paro de bombas.

El volumen V contenido desde nivel de paro de bombas hasta nivel de arranque de bomba 2 se determina multiplicando la suma de la descarga de ambas bombas por el tiempo mínimo recomendado de operación. Por diferencia se obtiene el volumen V_2 por encima de V_1 .

Deberá revisarse que para cualquier combinación de caudales influente y de bombeo, no se sobrepase la frecuencia recomendada de arranques y no se retenga por demasiado tiempo el agua en el cárcamo.

4.8 BOMBAS TIPO TORNILLO O DE ARQUÍMEDES

Origen, aplicación y ventajas.

En el siglo III a. C., el matemático y físico ARQUÍMEDES inventó un artificio consistente en un tubo enrollado en espiral sobre un eje inclinado para elevar aguas. Fig. 4.26

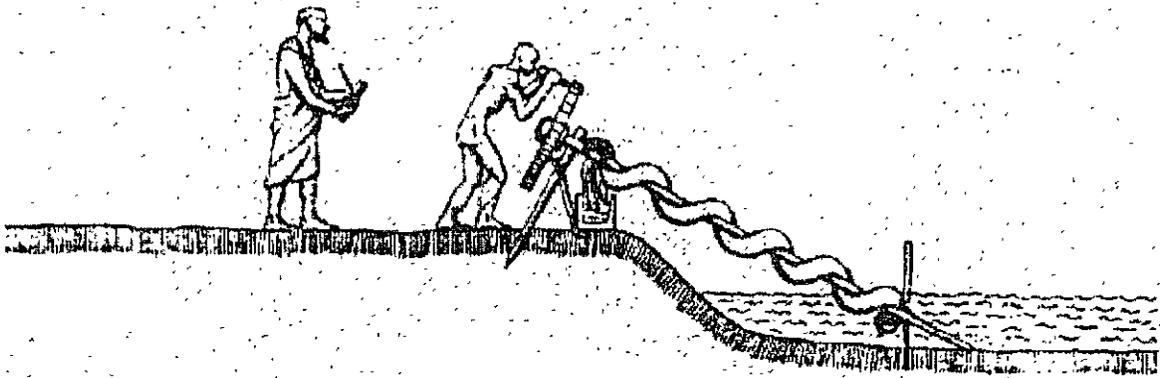


Fig. 4.26 Artificio de Arquímedes

Se sabe que los romanos utilizaron dicha máquina de elevación de aguas en las minas de oro en España.

Hoy en día se sigue utilizando el "Tornillo de Arquímedes" para elevar aguas cargadas de elementos sólidos. Este sistema tiene la ventaja de elevar con un motor de velocidad constante el caudal de agua que llegue al depósito de entrada, desde un mínimo hasta su capacidad máxima.

Su aplicación está en:

- Elevación de aguas residuales en colectores
- Elevación de aguas en entrada y salida de las plantas de tratamiento
- Retomo de lodo decantado al reactor biológico
- Elevación de aguas de escurrimiento pluvial
- Introducir en las estaciones de tratamiento un caudal constante, tomado de un depósito de regulación.

Las ventajas de este tipo de elevación son:

- a) No precisan rejillas o elementos de desbaste previos.
- b) No requieren un pozo de toma (cárcamo) amplio y profundo.
- c) Tiene un rendimiento alto del 33% al 70%
- d) Funcionan a velocidades relativamente bajas 20 a 120 r.p.m., reduciéndose considerablemente el fenómeno de abrasión.
- e) No precisa regulación ante oscilaciones de caudal.
- f) No rompe los lodos activados.
- g) Puede bombear sólidos de gran tamaño sin peligro de atascamiento.

La cantidad de agua que transportan estas máquinas, cambia según lo que se sumerja la entrada del tornillo. El caudal se puede regular controlando la velocidad de accionamiento de la máquina, lo que no disminuye demasiado el rendimiento hidráulico de su caudal máximo.

La altura de elevación esta limitada a un máximo de 7.5 a 9 metros, cuando se requiere elevar a una mayor altura, debe instalarse una o varias etapas de bombeo a diferentes alturas; el tornillo tiene un ángulo máximo con respecto a la horizontal de 30° a 35°; se construyen con espirales: simple (único), doble y triple paso.

En la figura 4.27 se señalan los principales elementos del tornillo de Arquímedes y en la figura 4.28 se muestra una instalación completa.

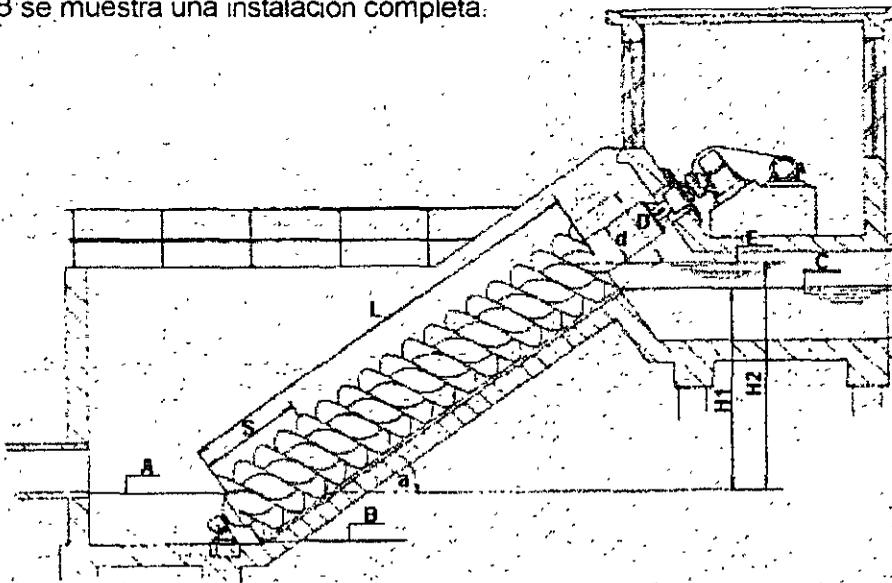


Fig. 4. 27 Componentes de la bomba de tornillo

- A = Máxima cota de llenado en depósito de entrada.
- B = Cota de solera del depósito de entrada.
- C = Cota de nivel del vertedero superior.
- E = Máximo nivel de descarga.
- a = Ángulo de elevación
- D = Diámetro del tornillo.
- d = Diámetro del tubo soporte.
- L = Longitud de las hojas del tornillo.
- S = Paso de la hélice.
- H₁ = Altura de la descarga.
- H₂ = Máxima elevación

En la figura 4.28 se ilustra una instalación típica con bombas de tornillo para el manejo de aguas residuales.

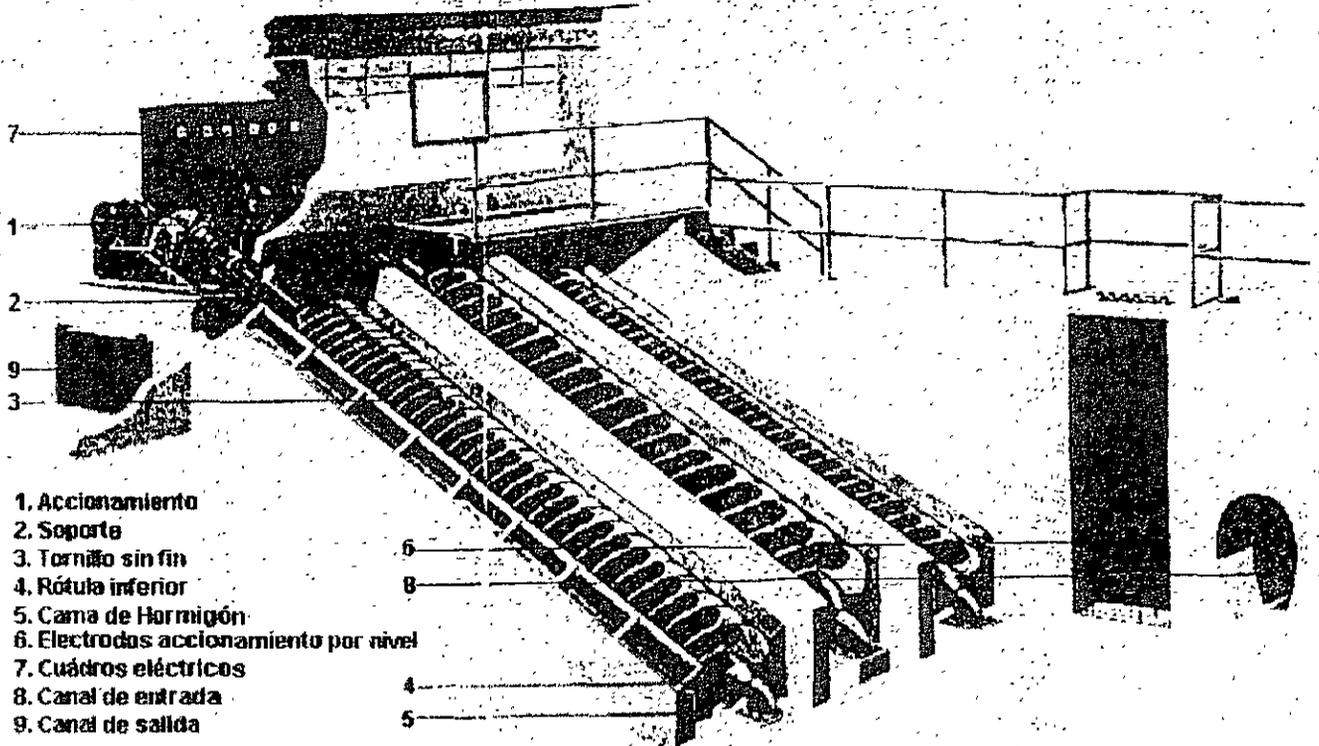


Fig. 4.28 Instalación completa con tornillos de Arquímedes

Tal como se muestra en la figura siguiente, una de las ventajas de las bombas tipo tornillo es que no requieren cárcamo, por lo que la altura de elevación es menor, ya que se bombea prácticamente del nivel del canal de llegada, lo que ahorra el tramo que las centrífugas elevan de la succión al motor, además no se consideran pérdidas de carga.

El valor mínimo de 0.5 m/s es un valor de experiencia que se selecciona porque no permite que partículas pequeñas sean retenidas por la reja y tampoco permite que la arena se deposite en el canal de rejillas.

3° Remoción de sólidos

Las rejillas que se limpian manualmente, tienen barras inclinadas para facilitar el rastrillado., posteriormente el material se coloca sobre una placa perforada para drenarlo y almacenarlo (Fig. 6.1).

En rejillas que se limpian mecánicamente ya sea frontal o posterior (Figura 6.2 y 6.3), 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 sinfin y catarinas. La operación puede hacerse en forma intermitente por medio de un reloj o actuarse por una diferencia de pérdida de carga preestablecida a través de la criba, controlado por electroniveles.

4° Cantidad y composición de los sólidos retenidos

La cantidad de sólidos retenidos depende del tipo de agua residual, localización geográfica, clima, características de las cribas y época del año.

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 tabla 6.4 se muestra la materia retenida por habitante y por año y en la figura 6.6 se tiene una gráfica que muestra las cantidades de los sólidos removidos en las rejillas de limpieza mecánica. Los sólidos removidos contienen aproximadamente 80% de humedad y normalmente pesan alrededor de 960 kg/m³.

Por contener materia orgánica el material presenta mal olor y atrae moscas. La eliminación se hace por medio de rellenos sanitarios o incineración. En ocasiones, según el material se pasa a través de trituradores y se retorna a la planta de tratamiento

Tabla 6.4 Materia retenida en rejillas

SEPARACIÓN LIBRE ENTRE BARRAS (MM)	L/HAB.AÑO
3	15-25
20	5-10
40-50	2-3
Contenido de humedad	>30%
Contenido de materia orgánica	75 - 80%
Contenido de materia inerte	20 - 25%

INFORMACION REQUERIDA PARA EL DISEÑO DE REJILLAS

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

La figura 6.7 muestra un nomograma para diseñar el canal de rejillas con base en el ancho del canal (b), elaborado con base en la fórmula:

$$b = ((b_p/e) - 1)(s + e) + e$$

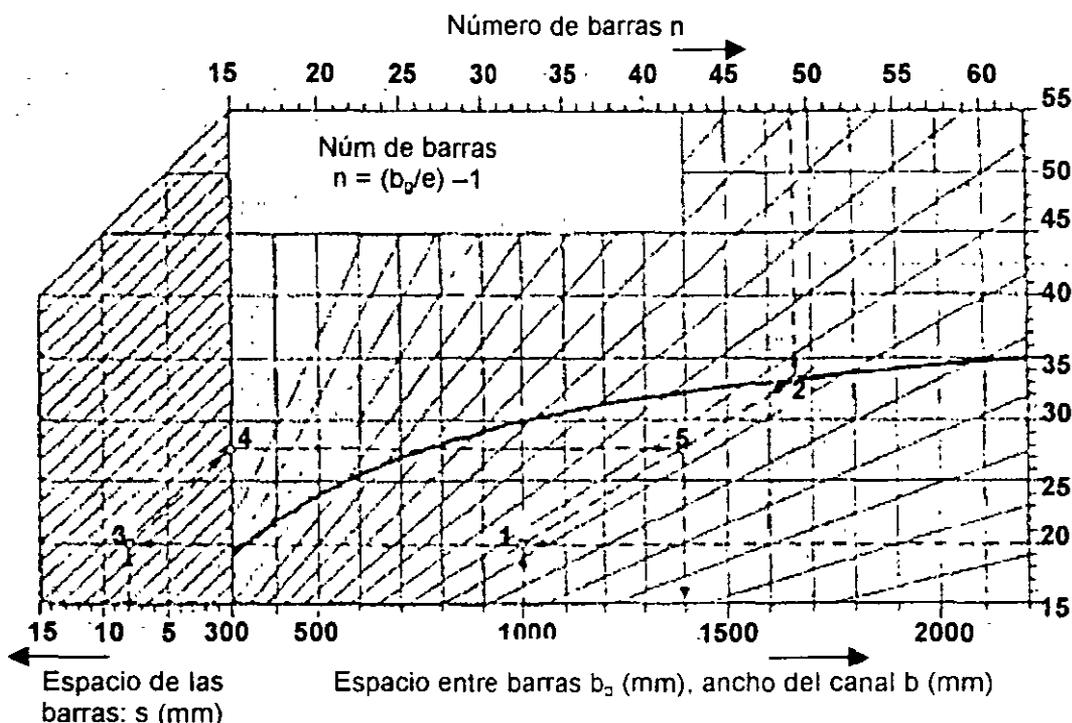


Figura 6.7 Nomograma para construcción de rejillas (Norma Din/9554).

EJEMPLO DE DISEÑO I

(Norma Din/9554) donde b = ancho del canal, b_p suma separación entre barras, e = separación entre barras; s= espesor de las barras (todo en mm). Utilizando el nomograma de la figura 6.7 y sabiendo que con un área de paso de agua de 1000 mm la velocidad es superior a 0.5 m/s. se escoge una separación entre barras de 20 mm con barras de 8 mm

TIPO DE BARRA	B
• 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

Tabla 6.3 valores de Kirshmer, para rejillas limpias

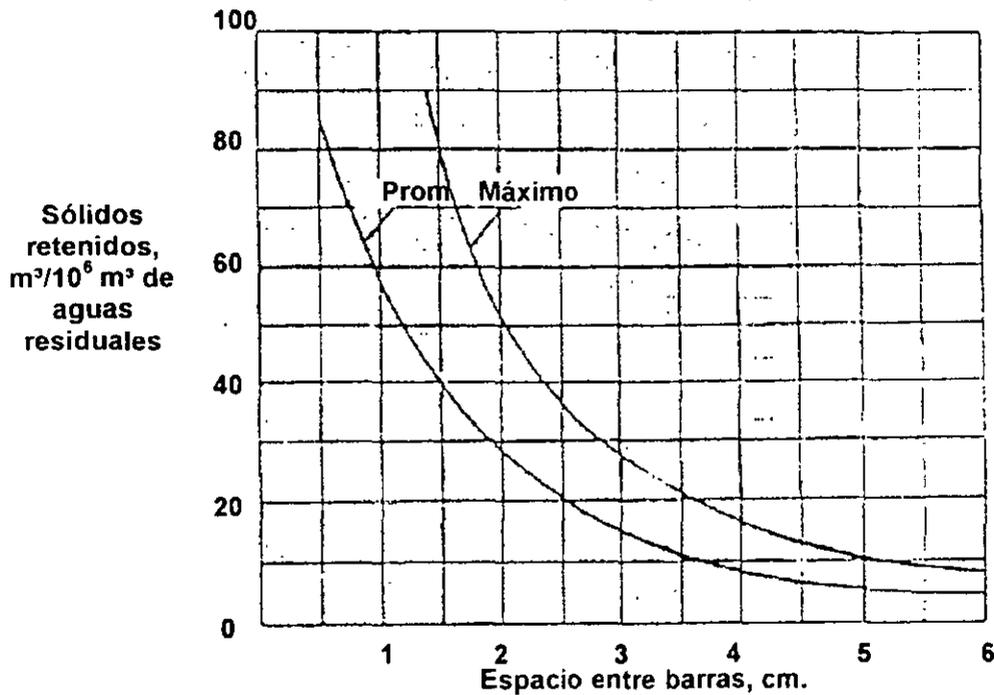


Figura 6.6 Cantidades de sólidos retenidos por rejillas de limpieza mecánica

Los cálculos hidráulicos de la rejilla pierden importancia y significado cuando se acumula el material en ella, por lo cual se recomienda proceder de la siguiente forma para el diseño de cualquier tipo de reja:

- Se escoge de forma arbitraria (o con base en la experiencia) el ancho del canal y se estima el área libre que queda al paso del agua después de restar el área expuesta de las barras.
- Se calcula entonces la velocidad del agua y se tantea el ancho del canal para que la velocidad del agua antes de las rejas no sea menor de 0.5 m/s

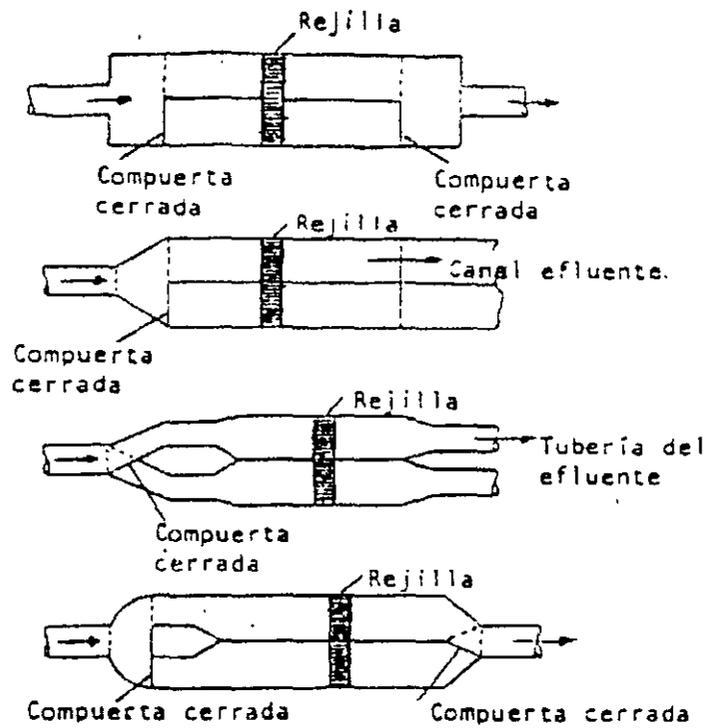


Figura 6.4 Arreglos de canales dobles con rejilla

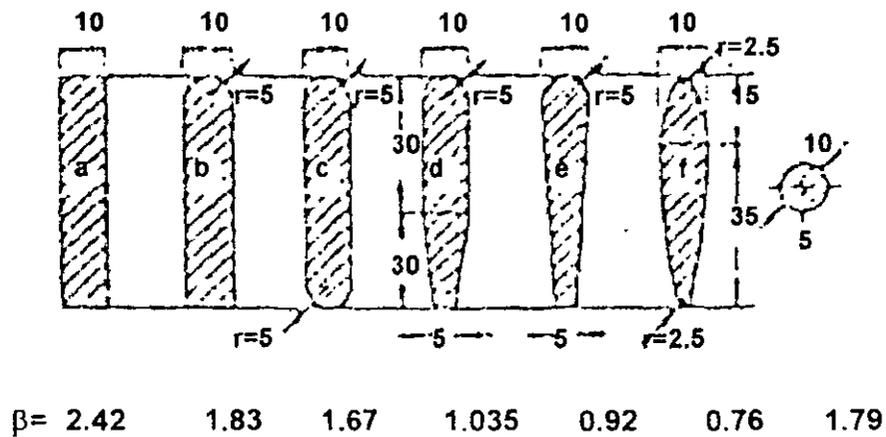


Figura 6.5 Factor de forma β para distintas secciones de barras.

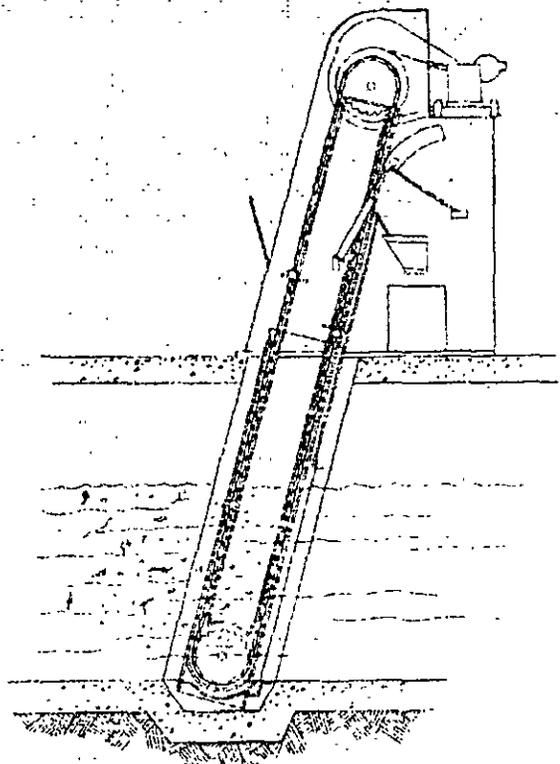


Figura 6.2 Rejilla mecánica de limpieza frontal

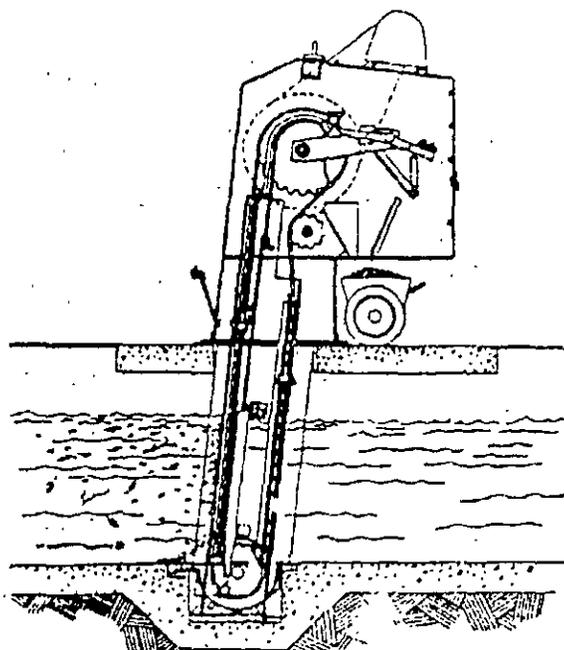


Figura 6.3 Rejilla mecánica de limpieza posterior

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 respectivamente, m/s

g = Constante de gravedad = 9.81 m/seg^2

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

h_v = 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 m^2

C = Coeficiente de descarga, igual a 0.60 para rejillas limpias

β = Factor de forma de las barras (figura 6.4 y Tabla 6.3)

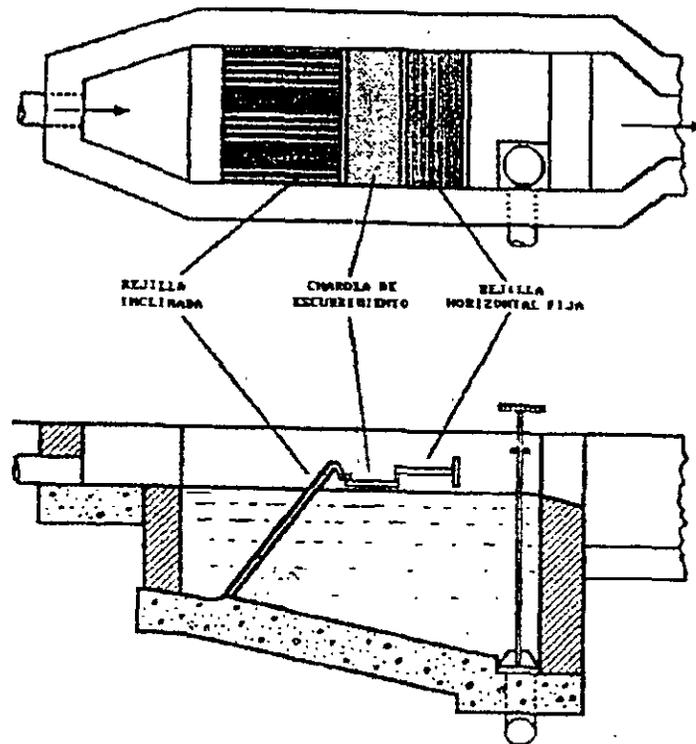


Figura 6.1 Rejilla de limpieza manual

En el modelo de limpieza por la cara posterior se evita 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 rejilla 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, como se muestra en la figura 6.3.

FACTORES A CONSIDERAR EN EL DISEÑO DE REJILLAS

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

1° Canal de rejillas

Consiste en un canal de sección rectangular. El piso del canal es 7 a 15 cm mas bajo que la plantilla de la tubería de llegada pudiendo ser plano o con pendiente. El canal se diseña para evitar en el canal la acumulación de arenas y otros materiales pesados. 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.

Es conveniente 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, se deben considerar compuertas para detener el flujo.

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 conducto alimentador a este canal para 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, mantenerse separado, según sea necesario. En la figura 6.5 se muestran algunos arreglos de canales con rejillas.

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

2° Pérdida de carga

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

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

$$h_L = \beta (W/b)^{4/3} h v \sin \theta \quad (2)$$

$$h_L = (1/2g)(Q/A)^2 \quad (3)$$

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.

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 debe 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 un caudal medio con 0.5 m/s. 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.

Tabla 6.2 Información típica de diseño para rejillas de limpieza manual y mecánica

CONCEPTO	LIMPIEZA MANUAL	LIMPIEZA MECANICA
• VELOCIDAD A TRAVÉS DE LAS REJILLAS, M/S	0.3 - 0.6	0.6 - 1.0
• 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 COLMATADA)		
□ Admisible, mm	150	150
□ Máxima, mm	800	800

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 pueden limpiarse, por la cara frontal o la posterior. Cada tipo tiene sus ventajas y desventajas. En la figura 6.2 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.

El tipo de material y las cantidades que se separan en las rejillas varían con las horas del día y, sobre todo cuando hay precipitaciones pluviales. Otro efecto del arrastre por agua de lluvia es la formación de aglomeraciones de fibras y pelo que puede afectar negativamente la operación de bombas y dispositivos de medición, estas aglomeraciones pueden ser separadas eficientemente en las rejillas.

CLASIFICACION DE CRIBAS

Por el modo de limpiarlas se clasifican en: manual y mecánica. 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.

Cribas finas

Generalmente tienen aberturas de 2 a 6 mm y en la actualidad se utilizan como una etapa de pretratamiento o para mejorar los efluentes del tratamiento secundario.

Estas cribas pueden ser fijas o móviles. Las cribas fijas 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 por ciento de Sólidos Suspendidos y DBO₅.

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 comúnmente utilizadas las de tamaño medio y grande en las instalaciones de tratamiento de aguas residuales y su limpieza puede ser manual o mecánica. Las rejillas de limpieza manual tienen ángulos de inclinación típicos respecto a la horizontal de 45 a 60 grados. En rejillas mecánicas esta inclinación es de 45 a 90 grados con valores típicos de 60°. En la tabla 6.2 se presenta la información de diseño para rejillas de limpieza manual y mecánica.

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 las 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 ahí los sólidos removidos puedan almacenarse temporalmente para su desagüe. En la figura 6.1 se muestra una rejilla de limpieza manual típica.

INTRODUCCIÓN

Aunque en estos apuntes se trata por separado el "pretratamiento" y el "tratamiento primario", es conveniente conocer que diversos autores de prestigio lo consideran como uno solo, llamándolo "tratamiento primario", principalmente cuando el pretratamiento se diseña después del bombeo o cuando por la ubicación topográfica, las aguas residuales lleguen por gravedad a la plata de tratamiento.

El cálculo del equipo mecánico que se utilice en el pretratamiento de aguas residuales, se efectuará considerando tanto los caudales de proyecto como la cota de plantilla del colector de llegada.

Siempre que sea posible, debe procurarse que las estructuras de remoción de arenas, compuertas, rejillas de limpieza mecánica, etc. antecedan al cárcamo de bombeo.

6.1 CRIBADO O.DESBASTE

La primera operación unitaria en las plantas de tratamiento de aguas residuales es el cribado o desbaste, operación que también puede ubicarse antes del cárcamo de bombeo. El propósito es remover sólidos gruesos como papel, trapos, madera, plásticos y otros, ya que si no se eliminan pueden dañar el equipo de bombeo, el de concentración de lodos, atorarse en los aeradores mecánicos, bloquear tuberías y boquillas, creando problemas de operación y mantenimiento. Las características se presentan en la tabla 6.1.

Tabla 6.1 Tipos de dispositivos para cribado de aguas residuales

TIPOS	ABERTURA (cm)	PROPOSITO
• REJAS PARA BASURA	5-10	Protege las bombas y equipo de los objetos grandes (troncos, trapos, botes, etc.)
• REJILLAS	1.5-5	Parecidas a las rejas con aberturas más pequeñas para separar materiales más pequeños
• TAMICES	0.22-0.32	Protegen las boquillas de los filtros percoladores
• DESMENUZADORES	0.75-2	Reducir el tamaño de los materiales mediante trituración o corte, sin removerlos de las aguas residuales
• CRIBAS FINAS	0.02 – 0.06	Puede sustituir al sedimentador primario

AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES Y BIOSÓLIDOS

CAPITULO 6 TRATAMIENTO PRELIMINAR O PRETRATAMIENTO

- 6.1 CRIBADO O DESBASTE**
- 6.2 DESARENADORES**
- 6.3 FLOTACION**
- 6.4 IGUALACION, HOMOGENIZACIÓN Y NEUTRALIZACION**
- 6.5 PRECLORACION Y PREAREACION**



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



...: Ingeniería Ambiental

CURSOS ABIERTOS

CA-178 TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES, MUNICIPALES INDUSTRIALES Y REUSOS

TEMA

**CAPITULO VI TRATAMIENTO PRELIMINAR O
PRETRATAMIENTO**

EXPOSITOR: ING. RAFAEL LÓPEZ RUIZ

DEL 27 DE JUNIO AL 1° DE JULIO DE 2005

PALACIO DE MINERÍA



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



...: Ingeniería Ambiental

CURSOS ABIERTOS

CA-178 TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES, MUNICIPALES INDUSTRIALES Y REUSOS

TEMA

**CAPITULO V CRITERIOS DE DISEÑO. SELECCIÓN DE
OPERACIONES Y PROCESOS**

EXPOSITOR: ING. RAFAEL LÓPEZ RUIZ

DEL 27 DE JUNIO AL 1° DE JULIO DE 2005

PALACIO DE MINERÍA

AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES Y BIOSÓLIDOS

CAPITULO 5. CRITERIOS DE DISEÑO. SELECCIÓN DE OPERACIONES Y PROCESOS

- 5.1 INFORMACION BASICA DEL PROYECTO
- 5.2 GASTOS DE DISEÑO Y CAPACIDAD DE LA PLANTA
- 5.3 CARACTERIZACION DE LAS AGUAS RESIDUALES Y CALIDAD DEL EFLUENTE
- 5.4 OBJETIVOS DEL TRATAMIENTO Y SELECCION DE OPERACIONES Y PROCESOS
- 5.5 TRABAJOS PRELIMINARES
- 5.6 CRITERIOS PARA EL DISEÑO DE SISTEMAS DE TRATAMIENTO
 - PROCESOS Y OPERACIONES UNITARIAS
 - PRINCIPALES CRITERIOS GENERALES
 - LINEAMIENTOS GENERALES DE DISEÑO
 - EVALUACION ECONOMICA DE ALTERNATIVAS
- 5.7 CONTROL DE GASTOS
- 5.8 OBRAS COMPLEMENTARIAS

5.1 INFORMACIÓN BÁSICA DE PROYECTO

DATOS DE PROYECTO

En proyectos para tratamiento de aguas residuales, los datos básicos que se requieren para el diseño son:

- población actual y de diseño
- aportación (0.75 de la dotación)
- calidad del agua cruda
- calidad requerida del agua tratada
- climatología
- temperatura del agua y del aire
- altura sobre el nivel del mar
- destino o reuso del agua tratada
- terreno disponible, plano de ubicación, superficie, topografía, altura del nivel freático, tipo y capacidad de carga del terreno e idoneidad del mismo para construcción de bordos.

5.2 GASTOS DE DISEÑO

El caudal de aguas residuales es un dato esencial para el diseño de la planta de tratamiento. También es primordial conocer las variaciones de dicho caudal para diseñar correctamente el funcionamiento hidráulico de la planta.

En el caso de no tenerse un estudio que indique los caudales en el emisor a través del tiempo, que permitiría conocer los gastos mínimo, medio, máximo instantáneo y máximo extraordinario de una población, se puede determinar la aportación de aguas residuales con base en el número de habitantes y del volumen que desalojan al día.

Al volumen de agua residual desalojada por habitante en el día, se le llama aportación y representa un porcentaje de la dotación. La Comisión Nacional del Agua tiene establecido en el Manual de Diseño de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento un porcentaje de aportación de 75% de la dotación.

GASTO MEDIO

El gasto medio es el valor del caudal de aguas residuales en un día de aportación promedio al año. La CNA establece que el alcantarillado se debe construir hermético, por lo que recomienda que al caudal de las aguas residuales ya no se les agregue caudal por infiltraciones.

En función del número de habitantes y la aportación, el gasto medio de aguas residuales en la descarga (Q_{med}) se calcula:

$$Q_{med} = A \cdot P$$

86,400

Q_{med} = Gasto medio de aguas residuales en l/seg

A_p = Aportación de aguas residuales (0.75 dotación) en l/hab/día

P = Población en número de habitantes

86,400 = segundos que tiene un día.

Para localidades con zonas industriales o con otro tipo de establecimientos o servicios que aportan al sistema de alcantarillado volúmenes considerables, los gastos correspondientes se deben sumar al Gasto de diseño

Gasto Mínimo (Q_{min})

El gasto mínimo Q_{min} , es el menor de los valores de escurrimiento que normalmente se presenta en las descargas. Para efectos de cálculo se acepta que el valor del gasto mínimo sea igual a la mitad del gasto medio

$$Q_{min} = 0.5 Q_{med}$$

GASTO MAXIMO INSTANTANEO (Q_{max})

El gasto máximo instantáneo es el valor del máximo escurrimiento que se puede presentar en un instante dado. Para evaluar este gasto se consideran criterio ajenos a las condiciones socioeconómicas de cada lugar.

El gasto máximo instantáneo se obtiene a partir de un coeficiente propuesto por W.G. Harmon, conocido como coeficiente de Harmon (M)

$$M = \frac{3.8}{1 + 0.01P}$$

Donde P es la población servida en miles de habitantes. Este coeficiente de variación máxima instantánea, se aplica considerando que:

- En poblaciones de 1000 o menos habitantes el coeficiente M es constante e igual a 3.8
- Para poblaciones mayores de 63,454 habitantes, el coeficiente M se considera constante e igual a 2.17 es decir se acepta que su valor a partir de esa cantidad de habitantes, no sigue la ley de variación establecida por Harmon.

Así, la expresión para el cálculo del gasto máximo instantáneo es:

$$Q_{Inst} = MQ_{MED}$$

Donde:

Q_{Inst} = Gasto máximo instantáneo en l/seg.

M = Coeficiente de Harmon o de variación máxima instantánea

GASTO MAXIMO EXTRAORDINARIO

Es el caudal de aguas residuales que considera aportaciones de agua que no forman parte de las descargas normales, como por ejemplo en la época de lluvias las bajadas de aguas pluviales de azoteas, patios, o las provocadas por un crecimiento demográfico explosivo no considerado. Este coeficiente varia de 1 a 2, normalmente se toma el valor de 1.5 sobre todo en las poblaciones donde la tubería no es hermética.

La expresión para el cálculo del gasto máximo extraordinario resulta

$$Q_{Mext} = CS Q_{Minst}$$

Donde:

Q_{Mext} = Gasto máximo extraordinario en l/seg
 CS= Coeficiente de seguridad, (1 a 2, generalmente 1.5)

$$Q_{Mext} = 1.5 Q_{Minst}$$

GASTOS DE DISEÑO

- Vertedor alivio _____ Q_{Minst} y Q_{Mext}
- Bombeo _____ Q_{Minst} y Q_{Mext}
- Rejillas _____ Q_{Minst}
- Desarenador _____ Q_{Minst}
- Sedimentador primario _____ Q_{medio}
- Sistema Biológico _____ Q_{medio}
- Tratamiento Terciario _____ Q_{medio}

CAPACIDAD DE LA PLANTA

La planta debe diseñarse para dar tratamiento al gasto medio diario aunque algunas unidades se diseñarán para tratar el gasto máximo instantáneo, como es el caso de rejillas, desarenadores y tanques de contacto de cloro.

MODULACION

El tamaño de la instalación dependerá de la curva de crecimiento de gastos y de las dimensiones máximas recomendadas para algunos equipos. En general las plantas mayores de 100 lt/s deberán tener por lo menos dos unidades de igual capacidad.

La variación del caudal de las aguas residuales, es mayor en pequeñas comunidades que en las grandes, por lo que deben proyectarse con una mayor flexibilidad en los módulos y elementos que integran la planta de tratamiento.

5.3 CARACTERIZACION DE LAS AGUAS RESIDUALES

Esta parte, consistente en los datos básicos para la caracterización y la medición de los caudales, se vio en el capítulo cuatro, pero es necesario tomar en consideración lo siguiente:

En caso de amplia variación de los datos obtenidos o pocos análisis, pueden emplearse para efluentes de aguas residuales de carácter eminentemente doméstico, los valores per cápita que se mencionan en el cuadro 5.1.

CALIDAD DEL EFLUENTE

Se debe cumplir con las normas NOM-001-ECOL 1996, NOM-002-ECOL 1996 y la norma NOM-003-ECOL-1997 (ver anexos) según sea el caso. Cuando lo determine la Comisión Nacional del Agua (CNA) deberá cumplirse además con las condiciones particulares de descarga que les sean fijadas por ella.

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 normen.
- b) Criterios de calidad de los cuerpos receptores. Frecuentemente se utiliza una combinación de los dos criterios tal como se ve en la NOM-003 ECOL-1997.

Una vez establecido el probable reuso, la zona del vertido y los cuerpos receptores, tomado en consideración además el proceso de autodepuración se puede seguir el siguiente procedimiento:

- Se analizan los regímenes hidrográficos de los distintos cuerpos de agua en estudio, así como sus características físicas (velocidad, ancho, sección, etc.) estas últimas por mediciones directas.
- Se realizan los programas de análisis de aguas en los ríos en estudio, y en los vertidos urbanos e industriales.
- Se realizan asimismo estimaciones zonales de población y empleo al año horizonte que se establezca (generalmente 25 años), así como de la evolución industrial.
- Por último, se establecen los actuales y futuros usos previstos de las aguas en los diversos tramos en estudio.

CUADRO 5.1 Características de aguas residuales domesticas (SAHOP)

DETERMINACION	RANGO DE VALORES gr/capita x día
• DBO ₅	45 - 54
• DQO	1.6 a 1.9 x DBO ₅
• Sólidos totales	170 - 220
• Sólidos suspendidos	70 - 145
• Sólidos disueltos	50 - 150
• Grasas	10 - 30
• Alcalinidad	20 - 30
• Cloruros	4 - 8
• Nitrógeno total (N)	5 - 12
Orgánico	0.4 x N total
Amoniacal	0.6 x N total
• Fósforo total (P)	0.8 - 4.0
Orgánico	0.3 x P total
Inorgánico	0.7 x P total

5.4 OBJETIVOS DEL TRATAMIENTO Y SELECCION DE OPERACIONES Y PROCESOS

Anteriormente se mencionó que el agua a tratar varía en cantidad y calidad, esto debe tomarse en cuenta en el diseño, los procesos y las operaciones unitarias deben tener la capacidad de manejar estas variaciones. A esta capacidad se le ha llamado "equilibrio" y se define como "la tolerancia inherente que tiene el proceso de tratamiento de aguas residuales para manejar la variación de las cargas de contaminantes que recibe la planta".

En general los principales objetivos del tratamiento de aguas residuales municipales son:

- a) Remoción de sólidos suspendidos y flotantes.
- b) Tratamiento de material orgánico biodegradable
- c) Eliminación de organismos patógenos.

Una vez establecidos los objetivos del tratamiento para un proyecto específico, el grado de tratamiento puede determinarse comparando las características de las aguas residuales crudas con los requisitos de la calidad del efluente.

En una planta de tratamiento las combinaciones de operaciones unitarias y procesos unitarios trabajan como un "sistema" o tren, para un diseño adecuado deben usarse sistemas o trenes apropiados a las facilidades de diseño. La mayor parte de la selección del

sistema o tren, es la propuesta y evaluación de varias combinaciones de operaciones y procesos unitarios así como sus interacciones.

Como parte de la selección de operaciones se puede incluir y tomar en consideración la igualación de gasto y la reducción de cargas como unidades de tratamiento. La evaluación debe hacerse en todas las unidades, además deben tomarse en cuenta y analizarse las alternativas del "tren de lodos". El análisis del balance de masas representa un elemento crítico en la evaluación.

Para lograr el tratamiento deseado, pueden obtenerse alternativas haciendo combinaciones de procesos los que deberán evaluarse en sus aspectos constructivos, de adquisición de equipos, costos de inversión, operación y mantenimiento, simpleza operativa, disponibilidad de personal capacitado, área, topografía y características geológicas del terreno destinado a la construcción de la planta, para con ello seleccionar la mejor alternativa que sirva para desarrollar el proyecto ejecutivo.

Los contaminantes de las aguas residuales se remueven por medios físicos, químicos y biológicos. Los métodos individuales comúnmente se clasifican como **operaciones unitarias** físicas y los **procesos unitarios** químicos y biológicos.

Las **operaciones unitarias** físicas comprenden:

- Medición de gasto
- Desbastado (cribado)
- Mezcla
- Floculación
- Igualación de gastos
- Sedimentación
- Flotación
- Filtración en medio granular
- Igualación y homogeneización
- Transferencia de gases
- Desinfección con radiación ultravioleta

Los **procesos unitarios** químicos son :

- Precipitación química
- Otras aplicaciones químicas
- Adsorción
- Desinfección con cloro y ozono
- Decloración

Los **procesos unitarios** biológicos emplean actividad biológica para la remoción de contaminantes orgánicos biodegradables.

En el tratamiento de aguas residuales, al empleo de operaciones unitarias físicas se le denomina TRATAMIENTO PRIMARIO; si se incluye la adición de reactivos químicos, coagulación, floculación, sedimentación y filtración se le llama TRATAMIENTO PRIMARIO AVANZADO; a la utilización de procesos químicos o biológicos se les refiere como TRATAMIENTO SECUNDARIO y a los que posteriormente a el incluyen operaciones y procesos físicos y químicos se les conoce como TRATAMIENTO TERCARIO.

CUADRO 5.2 Operaciones y procesos unitarios utilizados para remover contaminantes

CONTAMINANTES	OPERACIONES Y PROCESOS UNITARIOS
<ul style="list-style-type: none"> • Sólidos suspendidos y flotantes 	Sedimentación
	Cribado y desmenuzado
	Flotación
	Filtración
	Mezcla
	Floculación
<ul style="list-style-type: none"> • Orgánicos biodegradables 	Lodos activados
	Filtros rociadores
	Discos biológicos
	Lagunas de estabilización
	Lagunas aeradas
	Tanques sépticos
	Filtros anaerobios
	Tratamientos en medios naturales
<ul style="list-style-type: none"> • Organismos patógenos 	Cloración, Hipocloración
	Radiación UV, Ozonización

Las operaciones y procesos mencionados arriba se utilizan para el tratamiento en el TREN DEL AGUA, que a su vez genera lodos con alto contenido orgánico llamados biosólidos, los cuales deben tratarse en el denominado TREN DE LODOS, para convertirlos en productos inocuos. Las operaciones y procesos recomendados para el tratamiento de lodos y su disposición final se indican en la tabla 5.3 y se detallan en el capítulo 12.

5.5 TRABAJOS PRELIMINARES

Para tener las bases del proyecto, antes de proceder a la evaluación de las alternativas se deben elaborar:

- a) DIAGRAMAS DE FLUJO para los trenes de agua y de lodos usando las combinaciones apropiadas seleccionadas de los cuadros 5.2 y 5.3 dependiendo del contaminante a ser removido.
- b) La determinación del tamaño de la planta y las facilidades físicas necesarias, usando los criterios que adelante se detallan 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. Es muy importante la determinación del perfil hidráulico, en atención a las pérdidas de carga hidráulica y la selección de los puntos de control.

Estos perfiles deberán asegurar que el gradiente hidráulico sea adecuado para que el gasto máximo de aguas residuales fluya por gravedad, sin originar desbordamiento o generación de tirantes inconvenientes; y permitan establecer los requisitos de carga necesarios para las bombas donde se requiera su empleo, también es importante para establecer el nivel de la descarga de la planta al cuerpo receptor.

- e) Planta general. Se elaborará el arreglo de las unidades de tratamiento en Planta, tanto de la construcción inmediata como futura, incluyendo los edificios de control y administrativos, subestación eléctrica, almacenes, etc. que se menciona en el inciso 5.8, para ello se deberán considerar los siguientes factores:

- ⇒ Geometría y topografía del terreno
- ⇒ Mecánica de suelos
- ⇒ Nivel freático y recomendaciones para las cimentaciones.
- ⇒ Localización del influente y sitio de vertido
- ⇒ Accesos al terreno y vialidades próximas.
- ⇒ Tipos de procesos seleccionados.
- ⇒ Efecto de la longitud de tuberías en el tratamiento.
- ⇒ Eficiencias y funcionamiento de la planta.
- ⇒ Confiabilidad y economía en la operación.
- ⇒ Estética y funcionalismo.
- ⇒ Control ambiental.
- ⇒ Áreas adicionales para expansiones futuras.

CUADRO 5.3 Operaciones y procesos unitarios para el tratamiento de lodos

FUNCION	OPERACIONES Y PROCESOS
• ESPESAMIENTO	ESPESADO POR GRAVEDAD
• ESTABILIZACION	CON CAL
	DIGESTION ANAEROBIA
	DIGESTION AEROBIA
• ACONDICIONAMIENTO	COAGULACION QUIMICA
• SECADO	FILTROS DE VACIO
	FILTROS DE BANDA HORIZONTAL Y RODILLOS A PRESION
	LECHOS DE SECADO
• DISPOSICION	RELLENOS
	ACONDICIONAMIENTO DE TERRENOS

5.6 CRITERIOS PARA EL DISEÑO DE SISTEMAS DE TRATAMIENTO

PROCESOS Y OPERACIONES UNITARIAS

El agua residual sin tratamiento previo no puede ser utilizada prácticamente para ningún uso, por presentar riesgos e inconvenientes serios. Según el empleo o destino final a que se destine el agua tratada, deben llevarse a cabo, de manera secuencial distintas operaciones de tratamiento.

Desde el punto de vista técnico, es necesario tomar en consideración dos condiciones:

- La transformación en la calidad del agua se hace mediante un proceso, o mediante la combinación de varios de ellos. A cada uno se asocia un grado o porcentaje de remoción de cada parámetro, que depende, a su vez, de: a) la calidad del agua original, b) la secuencia de los procesos de tratamiento, c) las condiciones ambientales en que se desarrollan y d) el volumen del agua por tratar.
- La calidad de las aguas crudas, lo mismo que el caudal varía, no solamente con la ubicación geográfica de la población, sino con la época del año y la hora del día. La confiabilidad del tratamiento resiente estas variaciones.

En el tren de agua, el conjunto de operaciones (tratamiento físico) y procesos (tratamiento químico y biológico) se clasifica en los siguientes grupos:

- a) Tratamiento preliminar. Remoción del material grueso mediante su cribado o desmenuzado, así como de arenas, grasas o ambas.
- b) Tratamiento primario. Permite remover, mediante sedimentación, sólidos orgánicos e inorgánicos; comprende también la remoción de natas o grasas flotantes y la espumación, cuando es necesario.
- c) Tratamiento secundario. Se refiere al tratamiento biológico, en el cual la materia orgánica, al servir de alimento a una masa biológica, se convierte en materia removible por sedimentación secundaria. Se divide convencionalmente en procesos de medio fijo y procesos de medio suspendido
- d) Tratamiento avanzado o terciario. Corresponde al conjunto de procesos físicos y químicos para remover contaminantes remanentes en un agua tratada a nivel secundario, o bien, aumentar la eficiencia en la remoción de uno o varios parámetros en los niveles primario y secundario.
- e) Desinfección y Control viral. Se aplican al agua tratada a cualquier nivel, para reducir la población de bacterias patógenas y virus.

Lo anterior se muestra con mas detalles en las figuras 5.1 a la 5.6.

El cuadro 5.4 resume las características de los procesos más usuales, y los cuadros 5.5 y 5.6 los rangos o valores aproximados de su eficiencia en la remoción de los principales contaminantes.

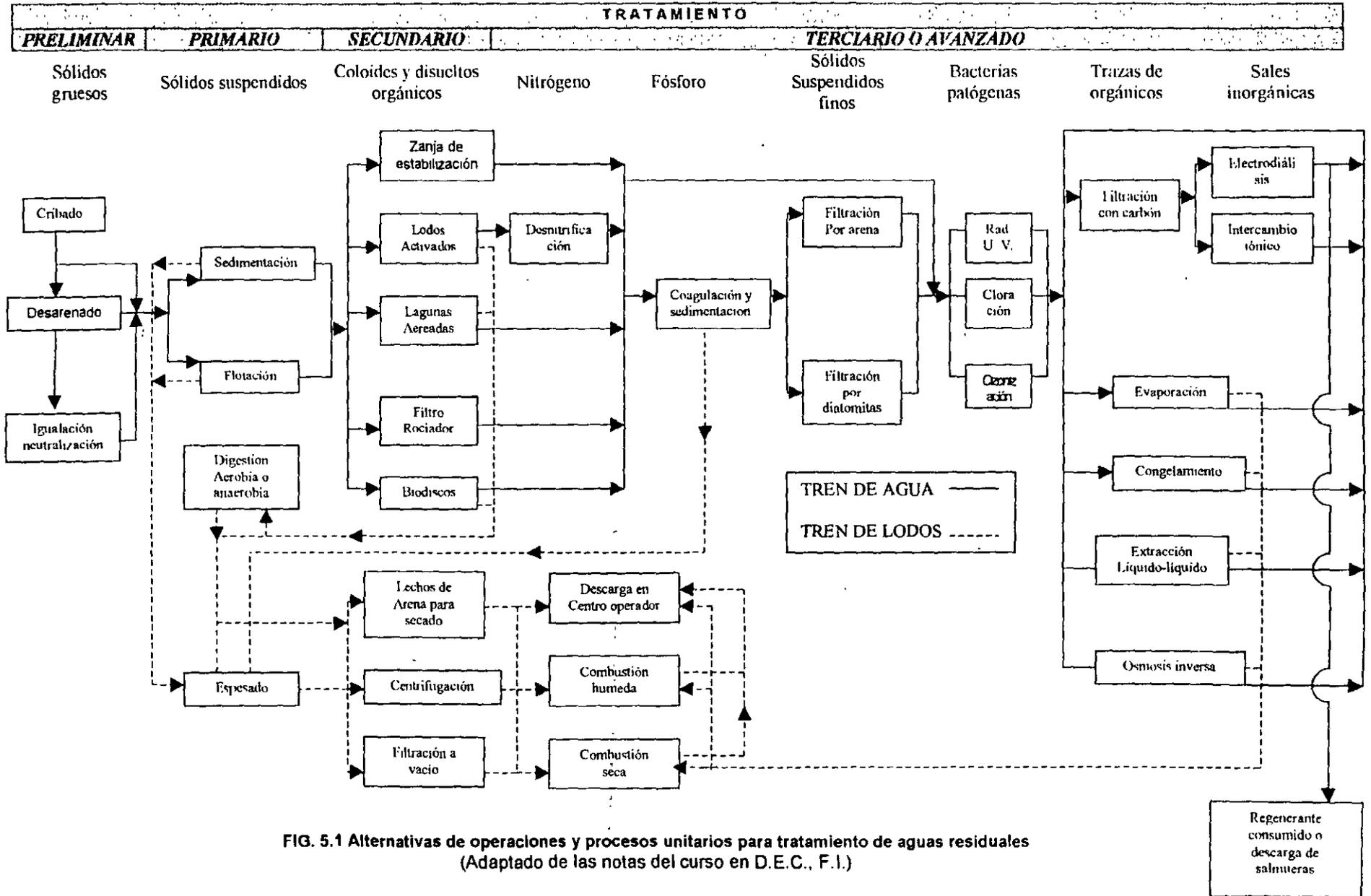
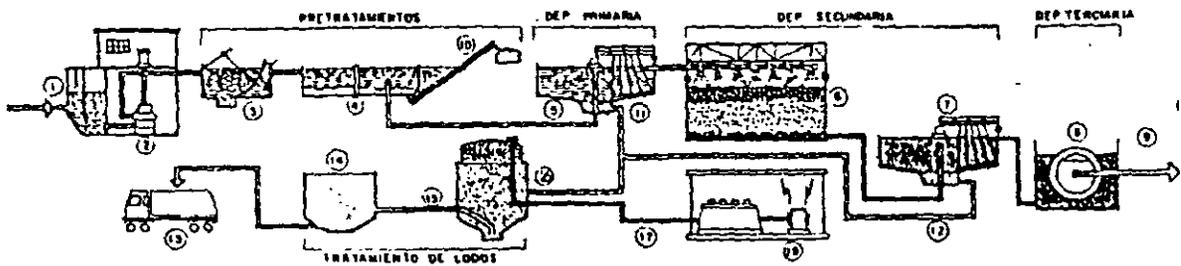


FIG. 5.1 Alternativas de operaciones y procesos unitarios para tratamiento de aguas residuales (Adaptado de las notas del curso en D.E.C., F.I.)



- | | |
|---|--|
| 1 ENTRADA DE AGUAS RESIDUALES | 10 ELEIMINACION DE ARENAS Y GRASAS |
| 2 DEPOSITO E INSTALACION DE BOMBEO | 11 RETIRADA DE LODOS PRIMARIOS |
| 3 DESBASTE POR REJILLA | 12 RETIRADA DE LODOS SECUNDARIOS |
| 4 DESARENADO Y DESENGRASADO | 13 DIGESTIÓN PRIMARIA DE LODOS |
| 5 SEDIMENTACIÓN PRIMARIA | 14 DIGESTIÓN SECUNDARIA Y ESPESADO DE LODOS |
| 6 REACTOR BIOLÓGICO DE LECHO BACTERIANO | 15 EVACUACION DE LODOS PARA FINES AGRICOLAS |
| 7 SEDIMENTACION SECUNDARIA | 16 PRODUCCIÓN DE GAS EN EL DIGESTOR PRIMARIO |
| 8 TAMIZADO FINAL | 17 SALIDA DE GAS DE DIGESTION |
| 9 VERTIDO AL REUSO O AL CUERPO RECEPTOR | 18 PRODUCCIÓN DE ENERGIA CON EL GAS DE DIGESTION |

Fig. 5.2 Esquema de Planta de Tratamiento Convencional

PROCESO UNITARIO					
REJAS GRUESAS					
REJAS FINAS TAMICES					
DESARENADO					
DECANTACION					
FLOTACION					
PARTICULA TIPICA ELIMINADA	CUERPOS FLOTANTES	PARTICULAS DISCRETAS	SOLIDOS SEDIMENTABLES INORGANICOS	SOLIDOS SEDIMENTABLES ORGANICOS	SOLIDOS FLOTANTES ORGANICOS

Fig. 5.3 Tratamiento primario o fisico

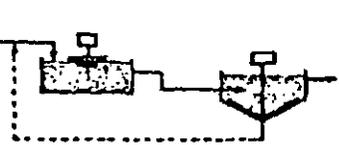
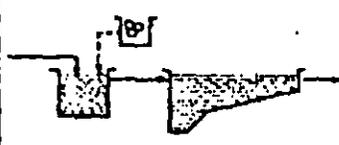
PROCESOS UNITARIOS	DE NATURALEZA BIOLÓGICA	DE NATURALEZA FÍSICO-QUÍMICA
LECHOS BACTERIANDOS a) Reactor biológico b) Separación física		
FANGOS ACTIVADOS a) Reactor biológico b) Separación física		
FLOCULACION-DECANTACION a) Coagulación-floculación b) Separación física		
PARTICULA TÍPICA ELIMINADA	SOLIDOS EN SUSPENSIÓN	SOLIDOS EN SUSPENSIÓN

Fig. 5.4 Tratamiento secundario (*)

(*) Normalmente precedidos por procesos unitarios, incluidos en el tratamiento primario

PROCESOS UNITARIOS				
AIREACION				
ABSORCION POR CARBON				
FILTRACION				
CAMBIO IONICO				
SEPARACION POR MEMBRANA				
DESINFECCION				
PARTICULA TÍPICA ELIMINADA	GASES DISUELTOS	MATERIA ORGÁNICA DISUELTA	MATERIA MINERAL DISUELTA (IONES)	MICROORGANISMOS BACTERIAS Y VIRUS

Fig. 5.5 Tratamiento Terciario (*)

(*) Como complemento del tratamiento secundario

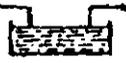
	Mejora y homogenización	Concentración de material sólido	Eliminación del agua (parcial)	Reducción biológica de materia orgánica	Destrucción de la materia orgánica	Reducción de patógenos-virus
Acondicionamiento						
Espequeamiento						
Deshidratación						
Digestión a) Aeróbica b) Anaeróbica						
Incineración						
Desinfección						

Fig. 5.6 Procesos unitarios empleados en el tratamiento de lodos

Cuadro 5.4 Características de los procesos

PROCESO DE TRATAMIENTO	DESCRIPCION
<p>TRATAMIENTO PRELIMINAR Y TRATAMIENTO PRIMARIO</p>	<p>El tratamiento preliminar incluye remoción del material grueso por medio de rejillas, desmenuzando del material removido para su reintegración al agua por tratar y remoción de arenas, gravas y otros sólidos pesados inertes. El tratamiento primario abarca la sedimentación primaria, con aditivos coagulantes o sin ellos, y la remoción de sólidos flotantes y grasas, ocasionalmente se aplica cloro en esta fase.</p>
<ul style="list-style-type: none"> • ESPUMACION 	<p>Se basa en la formación de espumas mediante inyección de aire y recolección superficial, con objeto de remover parcialmente la concentración de detergentes.</p>
<p>TRATAMIENTO SECUNDARIO</p>	
<ul style="list-style-type: none"> • LAGUNAS DE ESTABILIZACION 	<p>En ellas se produce la oxidación biológica de las aguas residuales mediante procesos aerobios, caso en el cual se denominan de <u>oxidación o aerobias</u>, aerobios y anaerobios, en las lagunas <u>facultativas</u>, o totalmente anaerobios. Básicamente, la oxigenación es generada por procesos fotosintéticos de algas microscópicas bajo la acción solar; este proceso es sensible a la temperatura, la relación precipitación- evaporación, la insolación y la velocidad del viento. En su diseño debe cuidarse que el tiempo de retención, de unos 30 días, no se vea perjudicado por la ocurrencia de corto circuitos del flujo. Normalmente tiene tirantes de 1 a 1.5 metros.</p>
<ul style="list-style-type: none"> • LODOS ACTIVADOS 	<p>Se basa en la formación de un sistema biológico, en el cual los sólidos orgánicos contenidos en las aguas residuales sirven de alimento a una masa microbiana en un medio suspendido y provisto de oxigenación adecuada; se complementa con sedimentación secundaria, para la remoción de los sólidos biológicos y la recirculación de una parte de los mismos. Tiene distintas variaciones, como las siguientes:</p> <p><u>Flujo de pistón.</u> El suministro de aire a lo largo del reactor es variable</p> <p><u>Mezcla completa.</u> Las concentraciones de alimento, microorganismos y aire son uniformes en el reactor de aeración.</p> <p><u>Aeración por pasos.</u> El influente y el aire son introducidos al reactor en distintos puntos del proceso</p> <p><u>Oxigenación con oxígeno puro.</u> Permite el ingreso de mayores cargas o la disminución del tiempo de retención.</p> <p><u>Aeración extendida.</u> Se diseña con mayores tiempos de retención hidráulicos, y opera con altas concentraciones de sólidos en una mezcla completa, produciendo un efluente nitrificado y lodos más estables.</p> <p><u>Zanjas de oxidación.</u> Representan una variación del sistema de aeración extendida, con agitación mecánica y oxigenación por difusión</p> <p>Los sistemas de aeración extendida resisten mayores fluctuaciones en la carga orgánica o hidráulica, son de fácil operación y producen lodos mineralizados, aunque pueden tener alto consumo de energía. En todos los procesos de lodos activados, la sedimentación eficiente es esencial para un desempeño adecuado del sistema</p>
<ul style="list-style-type: none"> • FILTROS PERCOLADORES O ROCIADORES 	<p>Es un sistema biológico de medio fijo, en el cual el agua residual se hace percolar a través de un lecho de piedras o elementos plásticos, en la superficie de los cuales se forma una película bacteriana que aprovecha la materia orgánica del influente; se acompaña de un sedimentador secundario, del que puede hacerse recircular parte del gasto al filtro. El sistema es fácil de operar; es posible atenuar, mediante la recirculación, los choques de carga orgánica influente.</p>
<ul style="list-style-type: none"> • DISCOS BIOLOGICOS 	<p>Es el segundo sistema usual de medio fijo; en éste, un sistema rotatorio de discos, construidos en material plástico, se encuentra sumergido parcialmente en las aguas residuales, formando una película biológica en su superficie. En este sistema no hay recirculación</p>

PROCESO DE TRATAMIENTO	DESCRIPCIÓN
TRATAMIENTO TERCIARIO	
<ul style="list-style-type: none"> • COAGULACION-SEDIMENTACION 	<p>Consiste en:</p> <ul style="list-style-type: none"> - adición de coagulantes químicos a las aguas residuales para remoción de contaminantes mediante precipitación. - mezclado rápido de los productos químicos con el agua, - mezclado lento para permitir la formación de floculos, - y sedimentación sin ninguna mezcla para separar los floculos formados. <p>Se emplean como coagulantes cal, sales de aluminio, sales de fierro y polimeros. Es un proceso complicado en su operación y mantenimiento, y depende más del control adecuado del proceso químico que de la calidad del influente.</p>
<ul style="list-style-type: none"> • FILTRACION 	<p>El efluente de otro proceso se hace percolar a través de un medio filtrante granular, por gravedad o por bombeo, hasta que éste se obstruye y es necesario efectuar un retrolavado. Los medios filtrantes se componen de dos o más lechos distintos, se utilizan para el efecto arena, antracita, carbon activado y resina. Se requiere de un monitoreo cuidadoso de la calidad del efluente.</p>
<ul style="list-style-type: none"> • RECARBONATACION 	<p>Consiste en añadir CO₂ al agua tratada previamente con cal, con objeto de reducir su pH y evitar posterior sedimentación de depósitos de calcio. Puede llevarse a cabo también añadiendo un ácido débil, aunque así no se logra la remoción del calcio del efluente. Su operación no es complicada.</p>
<ul style="list-style-type: none"> • ADSORCION CON CARBON ACTIVADO 	<p>El agua percola en un medio de carbón activado, en el que la materia orgánica soluble es absorbida en los poros de las partículas de carbón hasta que éste pierde su capacidad de adsorción; requiere de regeneración o sustitución periódica, no de retrolavado.</p>
<ul style="list-style-type: none"> • NITRIFICACION 	<p>Consiste en oxidar el nitrógeno amoniacal a nitrógeno de nitratos, mediante el empleo de procesos de tratamiento biológico en reactores mezclados, con tiempos de retención y manejo de concentraciones de sólidos adecuados, o mediante procesos de dos pasos, para remoción de materia carbonácea y de nitrógeno, respectivamente. Requieren, además, de mayor control de la calidad del agua influente.</p>
<ul style="list-style-type: none"> • DENITRIFICACION 	<p>Es un proceso en el que el nitrógeno de nitratos es reducido a gas nitrógeno, evitando la oxigenación de la mezcla o, incluso, inyectándole metanol como fuente complementaria de carbón.</p>
<ul style="list-style-type: none"> • CLORACION A PUNTO DE QUIEBRE 	<p>Consiste en la dosificación de cloro para oxidar la matena organica nitrogenada hasta lograr mantener cloro residual libre. Se aplica como complemento a otros sistemas de remoción de contaminantes orgánicos, nutrientes y bacterias patógenas.</p>
<ul style="list-style-type: none"> • OSMOSIS INVERSA 	<p>Consiste en la inversión del proceso de osmosis mediante la aplicación de presión en el lado de mayor concentración de sales; puede presentarse taponamiento de la membrana, por lo que se utiliza para efluentes con alto grado de tratamiento previo.</p>
DESINFECCION	
<ul style="list-style-type: none"> • CLORACION 	<p>Se utiliza cloro como oxidante para desinfectar las aguas residuales tratadas, monitoreando el cloro residual para controlar la dosificación. Su eficiencia depende de diversos factores. En ocasiones es necesario decolorar los efluentes, mezclándolos con dióxido de azufre.</p>
<ul style="list-style-type: none"> • OZONACION 	<p>Se utiliza ozono como oxidante para remover virus, bacterias y otros organismos patógenos, así como olor, color y sabor del agua tratada; presenta eficiencia y confiabilidad altas, aunque no tiene capacidad residual para protección de los efluentes.</p>

REMOCIÓN DE PATÓGENOS EN OPERACIONES Y PROCESOS

Los sistemas de tratamiento de aguas residuales, generalmente tienen un impacto significativo en las concentraciones de patógenos, lo cual puede ser importante para la salud pública, como se muestra en el cuadro 5.5

Cuadro 5.5 Remoción o destrucción de bacterias patógenas y protozoarios por diferentes procesos de tratamiento*

PROCESO	REMOCION, EN %*	
	BACTERIAS	HUEVOS DE PROTOZOARIOS
• REJILLAS GRUESAS	0-5	=====
• CRIBAS FINAS	10-20	=====
• CAMARAS DESARENADORAS	10-25	=====
• SEDIMENTADORES	25-75	30-70
• PRECIPITACION QUIMICA	40-80	=====
• FILTROS ROCIADORES	90-95	=====
• LODOS ACTIVADOS	90-98	90-99
• CLORACION DE EFLUENTES	98-99	99-100

*Los espacios en blanco indican que no hay remoción considerable

SISTEMA DE TRATAMIENTO	PARAMETROS O CONTAMINANTES																			
	DBO ₅	DBO	COLI	SAMM	NO ₃ -NO ₂	N (NH ₄)	PO ₄ TOT.	COND	ALC.	GRAVA C	DZA TOT	pH	COL.	SOL SED	SDF	SOV	SSF	SSV	TURB	CLS
CRIBADO Y DESARENACION	0-5													0-20						
REMOCIÓN DE GRASAS	0-5									15-50										
SEDIMENTACION PRIMARIA											10-20	60-80					60	40	30-40	
ESPUMACION				60-90																
LODOS ACTIVADOS (CONVENCIONAL)	75-90	50-75	75-90	50-75		60-75	25-80	80-90	25-80	50-75			50-80			0-5	80	80	80-90	
AERACION EXTENDIDA	80-75	50-75	75-80	50-75	+	75-80	25-50	80-85	25-50	80-75			50-80				90	90	80-90	
NITRIFICACION	50-75	50-75	75-80		+	75-80	50-80	90-85											80-80	
DENITRIFICACION	0-25	0-25			75-80	25-80	50-80	35-45												
FILTROS PERCOLADORES O RODADORES	60-75	50-75						60-70												
DISCOS BIOLÓGICOS	80-85							80-85												
COAGULACION-SEDIMENTACION	80-75	50-65	75-80	25-50			70-85	85-90	VAR	25-50	30'									
FILTRACION DESPUES DE LODOS ACTIVADOS	25-50	25-30			80-75	25-60	50-60	70-80	80-85											
RECARBONATACION											30'	VAR								
ADSORCION CON CARBON ACTIVADO	50-75	25-50	0-25	80-75	0-25	25-80	80-90	80-70	+	25-50					10		95	95	70-75	10
SEPARACION DE AMONIAO						50-80						VAR								
INTERCAMBIO IONICO	25-50	25-50				75-80		80-70								85				80-85
CLORACION A PUNTO DE QUIEBRE			50-80	80-75		75-80														
OSMOSIS INVERSA	75-90	75-90	75-90	50-75			98				70'				80	80				80
DESINFECCION CON CLORO			85-98																	
OZONACION			85-98	0-25						25-50						10				

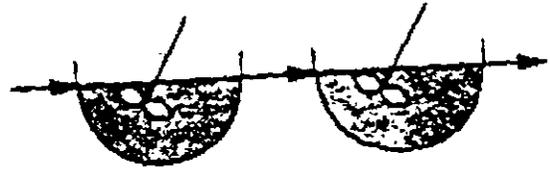
Cuadro 5.6 Eficiencia de remoción de los principales contaminantes

REACTORES

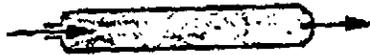
Los contenedores, depósitos, o tanques en donde se llevan a cabo las reacciones químicas o biológicas, comúnmente se les llama "reactores", los principales tipos de reactores usados en el tratamiento de aguas residuales son: 1. Batch, 2 Piston (también conocido como flujo tubular) 3. Completamente mezclado, 4. Completamente mezclados en serie, 5. Flujo disperso, 6. Lecho empacado y 7. Lecho fluidizado (Figura 5.7).



Batch



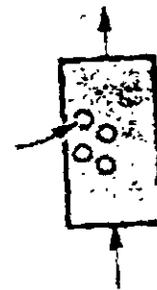
Completamente mezclado en serie



Piston



Completamente mezclado



Lecho empacado



Flujo disperso



Lecho Fluidizado

Fig. 5.7 Principales tipos de reactores utilizados en el tratamiento de las aguas residuales

CRITERIOS GENERALES PARA EL DISEÑO

Como se comenta en el Capítulo 1, inciso 1.2 las plantas por su ubicación se pueden dividir en "terminal" y en "intermedia".

Plantas de tratamiento terminales

- a) Ubicación. Se ajusta al proyecto de la red de drenaje; las plantas se ubican en las partes más bajas del área drenada, en puntos cercanos a los cuerpos receptores y que cuenten al mismo tiempo con las mejores condiciones de comunicación y acceso para transporte del personal, el equipo, los materiales para proceso y los residuos del tratamiento, con suministro de energía eléctrica o cercanía a líneas de transmisión existentes. Se prefiere que queden aisladas de zonas habitacionales.

La ubicación del predio definitivo se hace una vez que se conocen la capacidad y el sistema de tratamiento a utilizar, ya que dependiendo de ello varían las necesidades de superficie, geometría o topografía. Se evalúan también el tipo de suelo, el régimen de propiedad, el costo y las adecuaciones necesarias para dejar listo el terreno para la construcción de las instalaciones.

- b) Capacidad. Está definida por los caudales que aporte el área drenada correspondiente. Cuando no se cuenta con aforos, es común calcularla como un porcentaje de la dotación de agua potable multiplicado por la densidad de población y por el área, a pesar de que los dos primeros datos pueden ser aproximados o supuestos. En México, según al CNA, es el 75% del agua potable. Los principales errores ocurren cuando se usan dotaciones recomendables de acuerdo al clima, las que pueden ser superiores a las reales.

Es importante reiterar que la capacidad se define en forma modular, por ejemplo, cinco módulos de 100 l/s para una primera etapa de 500 l/s de capacidad total como gasto medio. Un diseño excedido cuesta tener ocioso el equipo; asimismo, un diseño escaso obliga a la sobrecarga de los módulos, con disminución en la eficiencia de los procesos o franca inoperabilidad y a la gestión de financiamiento fuera de programa, además de causar el incumplimiento de las normas de descarga y el pago de las cuotas o multas correspondientes.

De ahí la importancia de contar, cuando sea posible, con la mayor cantidad de aforos de los colectores, además de datos reales de suministro de agua potable y consumos industriales y comerciales.

- c) Sistema de Tratamiento. Se selecciona para cumplir con los requisitos de descarga en cuerpos naturales de agua, cuerpos receptores o para su reuso, según el nivel de remoción necesario para los principales parámetros de calidad establecidos en las normas (NOM-ECOL-001, 002 y 003) que se pueden consultar en los anexos.

En algunos casos no se pueden satisfacer los requisitos de descarga para todos los parámetros mediante sistemas de tratamiento accesibles a la capacidad financiera de los organismos operadores de los sistemas de drenaje o de los municipios. Por ello, se ha tomado como un nivel mínimo convencional el tratamiento secundario con desinfección de efluentes y tratamiento de lodos, aunado a un tratamiento adecuado en las fuentes particulares de aguas residuales.

Influyen en la selección del sistema de tratamiento: 1° la disponibilidad de sitios para ubicación de las instalaciones, 2° las características del suelo en la zona, 3° las posibilidades de reuso del efluente, 4° la facilidad en la operación, 5° su adecuación al clima, 6° el consumo de energía, 7° la disponibilidad de reactivos y otros materiales para procesos, 8° la confiabilidad requerida de la calidad del efluente y 9° el impacto ambiental de las instalaciones.

Plantas de tratamiento intermedias, agua para reuso

Enseguida se mencionan algunas de las particularidades del diseño de plantas de tratamiento para reúso.

En general, los proyectos de tratamiento de aguas residuales siguen los mismos criterios indicados en el punto anterior, aunque existen algunas diferencias importantes:

- a) **Ubicación.** Las plantas de tratamiento construidas para reúso (intermedias) se ubican en los sitios más adecuados en relación con las zonas de generación de aguas residuales (de preferencia que estas sean domésticas) y las zonas en que se encuentran los usuarios potenciales. Por otra parte, tomando en cuenta que estas plantas se localizan en la mayoría de los casos dentro de áreas urbanas, es importante considerar el impacto ambiental que pueden provocar, dependiendo del sistema de tratamiento que apliquen.
- b) **Sistema de Tratamiento.** El sistema seleccionado en una planta para reúso depende primordialmente del costo mínimo para lograr la calidad más conveniente para los usuarios, de manera que se satisfaga la que requiera el mayor número de ellos a un costo competitivo en comparación con el uso de agua potable. En los demás aspectos, los criterios aplicados son semejantes a los de las plantas terminales.
- c) **Capacidad, modulación y crecimiento.** La capacidad de una planta para reúso, se define a partir de la cantidad de agua residual aprovechable y de la demanda de agua tratada para este uso. En su modulación influye también la necesidad de contar con la mayor confiabilidad posible en la calidad y el gasto del agua tratada que se ofrece en el efluente, aquí la capacidad se puede determinar con mayor exactitud de acuerdo a las demandas actuales y futuras de los usuarios.

INGENIERIA DEL TRATAMIENTO

La ingeniería de los procesos de tratamiento, se inicia a partir de trabajos de campo para la caracterización (cualitativa y cuantitativa) del agua residual, la que es evaluada en función de la calidad que se desea para el agua tratada, se proponen procesos aplicables y se realizan pruebas de tratabilidad, simulando en el laboratorio dichos procesos con muestras del agua residual en cuestión, de las que se obtienen los parámetros de diseño para la ingeniería básica de los sistemas de tratamiento. En esta fase se lleva a cabo un análisis conceptual técnico y económico de alternativas de tratamiento, diseñando las dimensiones de las unidades sin considerar la selección de equipos específicos.

Una vez que se selecciona el sistema más conveniente, el diseño básico se ajusta a las características de los equipos existentes en el mercado y se desarrolla el diseño ejecutivo o de detalle, incluyendo: diseño hidráulico, arquitectónico, electromecánico, estructural y de instrumentación. En cada planta de tratamiento existirá una secuencia de operaciones y procesos, llamada TREN DE TRATAMIENTO dividido en tren de agua y tren de lodos, acorde a los requerimientos del caso.

La ubicación de una planta de tratamiento es definitiva y su capacidad debe realizarse mediante módulos fijos, puede crecer a partir de un valor inicial o de primera etapa hasta un valor máximo, que corresponde al incremento del caudal de aguas residuales en el área a la que da servicio o a la inclusión de nuevas áreas que lo requieran.

LINEAMIENTOS GENERALES DE DISEÑO

Todo sistema deberá tener una vida útil de 30 años operando a su capacidad de diseño y además conservar el mismo nivel de calidad del efluente durante este periodo.

Los sistemas de tratamiento deberán estar suficientemente sustentados en parámetros y criterios de diseño referidos en bibliografía o probados experimentalmente en modelos a escala real o piloto, sometidos a un riguroso análisis estadístico.

Todo diseño deberá estar provisto de los elementos suficientes que faciliten y garanticen la operación continua a su capacidad de diseño, así como el servicio rutinario de mantenimiento.

En todo diseño se deberá favorecer la simplicidad en la operación y en el mantenimiento, además se buscará la economía en estos aspectos.

Todos los equipos, materiales, accesorios, dispositivos y mecanismos de diversa índole que contemple el diseño del sistema deberán ser nuevos, de primera calidad o reconocido prestigio y producidos por un fabricante acreditado.

Los equipos de bombeo y la maquinaria instalada dentro de la planta que produzcan alta intensidad sonora deberán estar ubicados en locales acondicionados acústicamente para reducir y controlar dicha intensidad.

El diseño de un sistema de tratamiento deberá considerar a una mínima generación de subproductos o residuos e integrar los elementos de tal forma, que garanticen su apropiado manejo y disposición.

Todo sistema de tratamiento deberá estar provisto de un sistema de tratamiento de lodos.

En todo diseño se deberá contemplar la necesidad de un área libre mínima, la cual puede usarse en futuras ampliaciones o para áreas verdes. La tabla 5.7 muestra lo recomendado para el área libre requerida en función del tamaño del predio; sin embargo en construcciones como lagunas de estabilización, con una gran superficie de terreno, estos valores no son válidos.

SUPERFICIE DEL PREDIO (m²)	ÁREA LIBRE (%)
• Menos de 500	20 00
• Más de 500 hasta 2000	22 50
• Más de 2000 hasta 3500	25 00
• Más de 3500 hasta 5500	27 50
• Más de 5500	30 00

Tabla 5.7 Areas libres recomendadas para las plantas de tratamiento

Las plantas de tratamiento deberán contar con espacios para estacionamientos en una proporción de 1 cajón por cada 50 m² de terreno.

En la construcción se deberá evitar el uso indebido de zonas arboladas, salvo en casos autorizados por autoridades locales y federales responsables del área ecológica o ambiental.

Por ningún motivo se elegirán como sitios de construcción los cauces o vegas de los ríos, aun cuando sean efímeros o intermitentes.

El diseño deberá garantizar la seguridad del personal que opere el sistema.

Todos los lineamientos generales de diseño deberán sustentar el proyecto de ingeniería básica, el cual contendrá las características generales del proceso, diagramas de flujo, balances de masas y energía y dimensiones de cada una de las operaciones unitarias que integran el sistema de tratamiento.

Todo proyecto deberá acompañarse de un estudio económico en el que se establezcan los costos de amortización, operación y mantenimiento.

Todo proyecto deberá incluir además un manual de operación específico.

EVALUACION ECONOMICA DE ALTERNATIVAS

Costo de construcción y equipamiento.

Para la evaluación de las 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.

Se hará también la estimación de las obras accesorias como son guarniciones, banquetas, calzadas, ornamentación y delimitación perimetral.

Costo de Operación, Mantenimiento, Reposición (OMR)

Para completar la evaluación de alternativas se hará el análisis de los costos de operación, mantenimiento y reemplazos menores (OMR) con precios actualizados de consumo de energía, productos químicos y sueldos del personal de operación.

Costo del tratamiento

Con base en el costo de construcción y equipamiento, los costos O. M.R. y la amortización de la inversión, se hará el análisis del costo del tratamiento, que deberá presentarse en \$/m³ para la capacidad de diseño de la planta, costo en \$/hab x año y en \$/kg de DBO₅ removida.

5.7 CONTROL DE GASTOS

VERTEDOR DE ALIVIO

Un punto fundamental en el manejo de los gastos y en la operación de la planta es el vertedor para crecidas, su misión es desviar y evacuar al cauce o al cuerpo de agua mas próximo el excedente del caudal que se ha calculado como tope para el funcionamiento de la planta de tratamiento, se presenta un ejemplo en la figura 5.8.

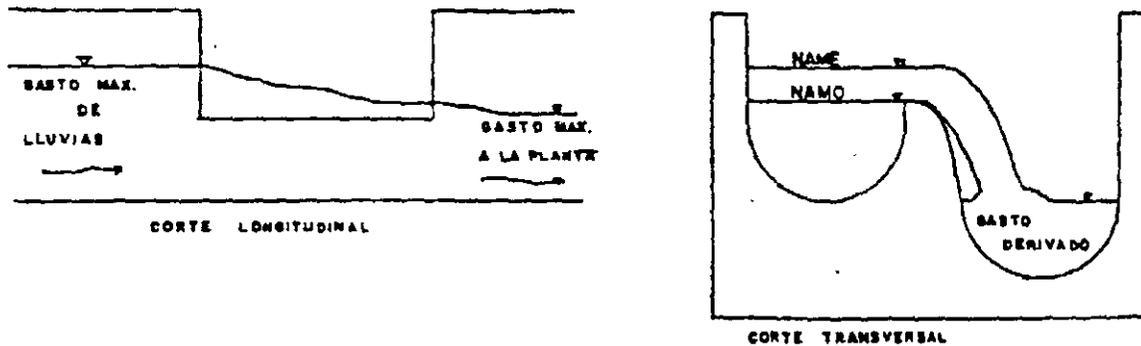


Fig. 5.8 Vertedor de alivio

Inicialmente se pensaba que en tiempo de lluvias, el agua que llegaba a la planta estaba tan diluida, que no era necesario realizar su tratamiento; sin embargo se ha comprobado que, en general, el agua de lluvia recogida en los primeros 10-15 minutos de la precipitación está tan contaminada como el agua residual de tipo medio y a partir de los 20-30 minutos como el agua residual diluida.

Lo anterior hace pensar en la necesidad de construir depósitos de retención o tanques de tormenta con tiempos de permanencia de 20 a 30 minutos, que recojan los primeros escurrimientos con alta contaminación. Una vez finalizada la aportación de tormenta, el volumen retenido en estos depósitos se introduce en la depuradora para su correcto tratamiento.

En caso de no existir este tanque de tormenta, el estudio del coeficiente de dilución será función directa del tipo de red de alcantarillado (secciones, pendientes, sistemas de limpieza) y de las características de la cuenca receptora. Se expresa por el coeficiente siguiente, y sus valores deben oscilar normalmente entre 2 y 5.

$$\text{Coeficiente de dilución} = \frac{\text{Agua residual} + \text{Agua de lluvia}}{\text{Agua residual}}$$

DERIVACIONES INTERNAS O BY PASS

Al diseñar el tren de agua, se deberán considerar desviaciones o derivaciones, generalmente mediante tubería debidamente dimensionada para cuando no sea necesario que funcione la planta o alguno de los procesos, por lo mismo, estos procesos deberán estar interconectados a través de desviaciones y contar con los dispositivos necesarios para su seccionamiento. Al igual que el vertedor de alivio, generalmente el caudal derivado se dirige hacia un cauce o un cuerpo de agua.

MEDICION Y CONTROL DE CAUDALES

Es recomendable se haga:

- Instalando vertedores tipo sutro, proporcional o canales tipo Parshal
- Considerando un estimado de los caudales de bombeo y duración de los mismos
- Instalando los canales con medidores ópticos
- Instalando otro tipo de medidores volumétricos o hidráulicos (ver capítulo 3).

5.8 OBRAS COMPLEMENTARIAS

Las obras que pueden integrar las plantas de tratamiento de aguas residuales, se pueden dividir en:

1° Estructuras:

- Edificación
- Tanques o depósitos

2° Vialidades

Las edificaciones que usualmente se tiene en las plantas de tratamiento son:

- Oficinas
- Cloración (almacén y dosificación)
- Deshidratación de lodos
- Almacenamiento y dosificación de reactivos
- Laboratorio
- Servicios generales
- Bodegas
- Taller
- Casa de máquinas (controles, bombas, etc)
- Cuarto de compresores o de sopladores
- Caseta de vigilancia
- Subestación eléctrica
- Baños para empleados y para el público

Los **depósitos** requeridos generalmente en plantas de tratamiento son:

- Caja receptora
- Cárcamo de bombeo
- Canales
- Medidores (Parshall u otros)
- Desarenadores
- Sedimentadores
- Aereador o reactor o tanque de licor mezclado
- Igualación y homogeneización
- Tanque de contacto de cloro
- Cárcamo de recirculación de lodos
- Espesador de lodos
- Deposito de combustible (diesel o gasolina) para equipos de emergencia

Las **vialidades** comprenden obras y señalamientos:

- Guarniciones
- Banquetas
- Muros
- Pavimentos
- Estacionamientos
- Andenes
- Pasillos y andadores
- Escaleras
- Rampas
- Bardas y cercas
- Señalamientos
 - Informativos
 - Preventivos
 - Restrictivos

etc, Para una selección conservadora se considera una eficiencia total (η) del 70 %, y posteriormente se selecciona el motor con la potencia comercial superior mas cercana.

$$\text{motor HP} = \frac{\text{bhp}}{\text{eficiencia}}$$

$$\text{motor HP} = \frac{26.51}{70\%} = 37.87 \text{ o sea: motor de 40 HP}$$

SELECCIÓN DE BOMBAS DE TORNILLO
(Datos proporcionados por fabricantes)

TUBOS ESTANDAR			INCLINACIÓN DE 30° CAPACIDAD (GPM) / CARGA (FT)			INCLINACIÓN DE 38° CAPACIDAD (GPM) / CARGA (FT)		
DIÁMETRO DE TORNILLO	DIÁMETRO Y ESPESOR DE PARED	VELOCIDAD RPM	UNA ESPIRAL	DOS ESPIRALES	TRES ESPIRALES	UNA ESPIRAL	DOS ESPIRALES	TRES ESPIRALES
18"	8.625	84.3	377/9.9	532/9.7	638/9.5	187/12.2	362/11.9	425/11.7
21"	10.75	76.1	564/11.5	762/11.2	915/11.0	274/14.1	518/13.8	610/13.5
24"	12.75	69.6	770/12.7	1041/12.4	1249/12.3	375/15.6	708/15.3	833/15.0
27"	14.0	64.3	1014/13.0	1370/12.5	1644/12.2	493/15.9	932/15.4	1096/14.9
30"	16.0	60.0	1297/14.1	1752/13.5	2103/13.2	631/17.2	1192/16.6	1402/16.1
36"	18.0	53.1	1984/14.9	2682/13.9	3218/13.6	965/18.2	1824/17.1	2145/16.6
42"	20.0	47.9	2705/15.3	3843/14.5	4612/14.1	1337/19.1	2613/17.9	3074/17.3
48"	24.0	43.9	3884/16.9	5248/16.2	6298/15.5	1889/20.6	3569/19.9	4199/19.3
54"	30.0	40.5	-	6909/18.2	8291/17.9	2487/23.5	4698/22.5	5527/21.9
60"	30.0	37.8	6533/18.6	8835/17.9	10602/17.1	3181/23.1	6008/22.0	7068/21.4
66"	36.0	35.5	-	11036/19.1	13243/18.5	3973/25.0	7505/23.5	8829/22.9
72"	42.0	33.5	-	13521/20.9	16225/20.3	4868/27.2	9194/25.8	10817/25.1
78"	42.0	33.5	-	16229/20.5	19588/19.9	5867/26.4	11083/25.3	13039/24.6
84"	42.0	31.7	14338/21.2	19376/20.0	23251/19.6	6975/26.1	13176/24.9	15501/23.9
90"	48.0	30.2	16844/22.8	22762/21.7	27314/21.2	8194/28.2	15478/26.9	18209/26.0
96"	54.0	28.9	-	26462/23.2	31745/21.7	9526/29.9	17994/28.7	21170/28.0
102"	54.0	27.6	22558/24.0	30484/22.9	36581/21.4	10974/29.5	20729/28.3	24387/27.6
108"	60.0	26.5	-	34835/22.4	41802/21.8	12540/30.4	23668/28.5	27868/26.2
114"	60.0	24.6	29245/24.6	39500/22.1	47424/21.2	14227/30.1	26874/27.4	31616/25.3
120"	60.0	23.8	32964/23.3	44545/21.8	53455/20.4	16037/29.7	30291/26.8	35637/24.5

EJEMPLO DEL DIMENSIONAMIENTO DE UNA BOMBA DE TORNILLO

Datos de diseño:

Gasto: 5,000 gal/min

Carga estática: 21 ft

Tabla para selección (la proporcionarán los fabricantes)

Empleo de la tabla de selección:

Si no se proporciona la inclinación, nos podemos auxiliar de la tabla que se muestra a continuación, proporcionada por un proveedor de este tipo de bombas, y en la cual podemos observar lo siguiente:

- En la columna de 30°, para un diámetro de 84 in y una sola espiral se tiene un gasto de 14338 gpm y una carga de 21.2 ft, lo que resulta inadecuado.
- En la columna de 38°, para un diámetro de 78 in y una espiral, se tiene un gasto de 5867 gpm y una carga de 26.4 ft.
- En la misma columna de 38° pero ahora con dos espirales se tiene para un diámetro de 60 in un gasto de 6008 gpm y una carga de 22 ft
- En la columna de 38° pero ahora con tres espirales se tiene para un diámetro de 54 in un gasto de 5527 gpm y una carga de 21.9 ft.

Análisis

De la tabla de selección, en la columna de 30° el gasto es demasiado grande para la carga de 21 in.

La columna de 38° ofrece tres bombas, así que debe seleccionarse la que resulte mas económica. La solución lógica podría ser la bomba mas pequeña ya que se asocia a costos de construcción menores, pero en algunos casos, bombas de tornillo con dos espirales pueden ser mas baratas que bombas de tornillo con tres espirales.

En este caso se selecciona la bomba de 54 in de diámetro, en la tabla se obtiene una capacidad de 5527 gpm a una velocidad de 40.5 rpm, por lo que se determinará la velocidad requerida para suministrar un gasto de 5000 gpm. La capacidad de bombeo es directamente proporcional a la velocidad.

Determinación de la velocidad

$$40.5 \times \frac{5000}{5527} = 40.5 \times 0.9 = 36.45 \text{ rpm}$$

Cuando la bomba de tornillo ha sido adecuadamente seleccionada, se determinará la potencia del motor.

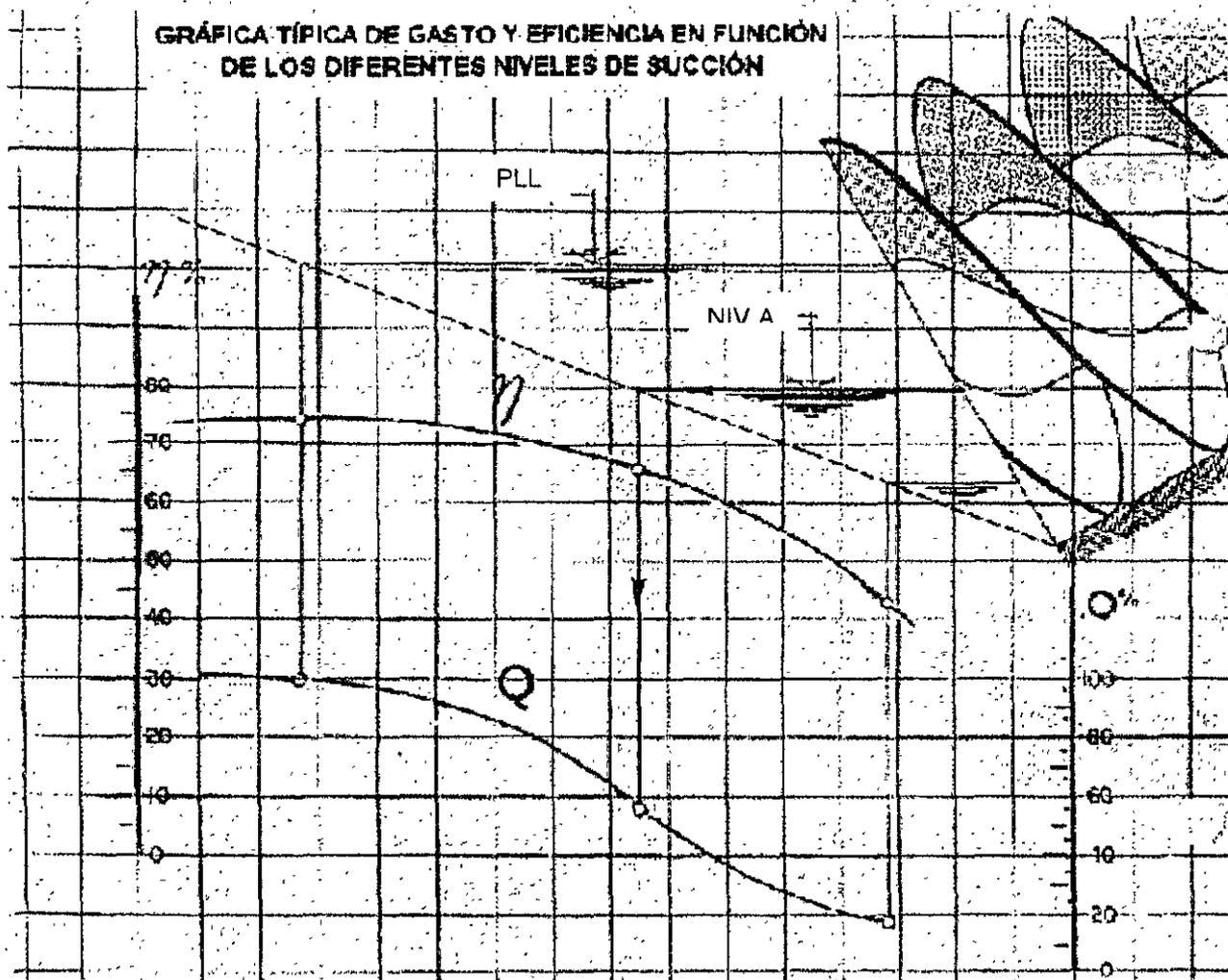
Calculo de la potencia

La potencia al freno (break horsepower, **bhp**) se calcula con el gasto (gpm) y la carga (ft) respectivamente:

$$bhp = \frac{(\text{gal/min})(\text{ft})}{3960}$$

$$bhp = \frac{500(21)}{3960} = 26.51$$

La potencia del motor se calcula a partir de la potencia al freno (bhp) tomando en cuenta la eficiencia de la espiral, el motor, la reducción de velocidad por acoplamiento, cadenas o bandas,



Esta gráfica relaciona la eficiencia y el gasto de una bomba tornillo en función del tirante de agua en la succión. Puede observarse que el abatimiento del espejo de agua se traduce en una reducción del gasto bombeado, reproduciendo las condiciones de un sistema funcionando por gravedad, eliminando las pautas impuestas por cualquier otro tipo de bombas.

La gráfica muestra que la curva de la eficiencia es sensiblemente plana, y por tanto un descenso en el nivel y en el caudal del agua por elevar tiene poco efecto en ella.

En el ejemplo presentado en la gráfica tipo, si el nivel de agua en la succión desciende del nivel máximo de diseño (P. LL. = Punto de llenado) hasta el nivel "A", el gasto de bombeo se reduce al 56% del gasto de diseño mientras que la eficiencia varía del 75% al 66%.

Las ventajas de operación que obtienen son:

- Mayor rendimiento a caudales variables con menor número de bombas.
- Se minimiza la frecuencia de arranques y paros de la unidad motriz.
- Gasto de bombeo variable de acuerdo con el caudal del influente, sin que se requiera motor de velocidad variable o cualquier otro dispositivo.

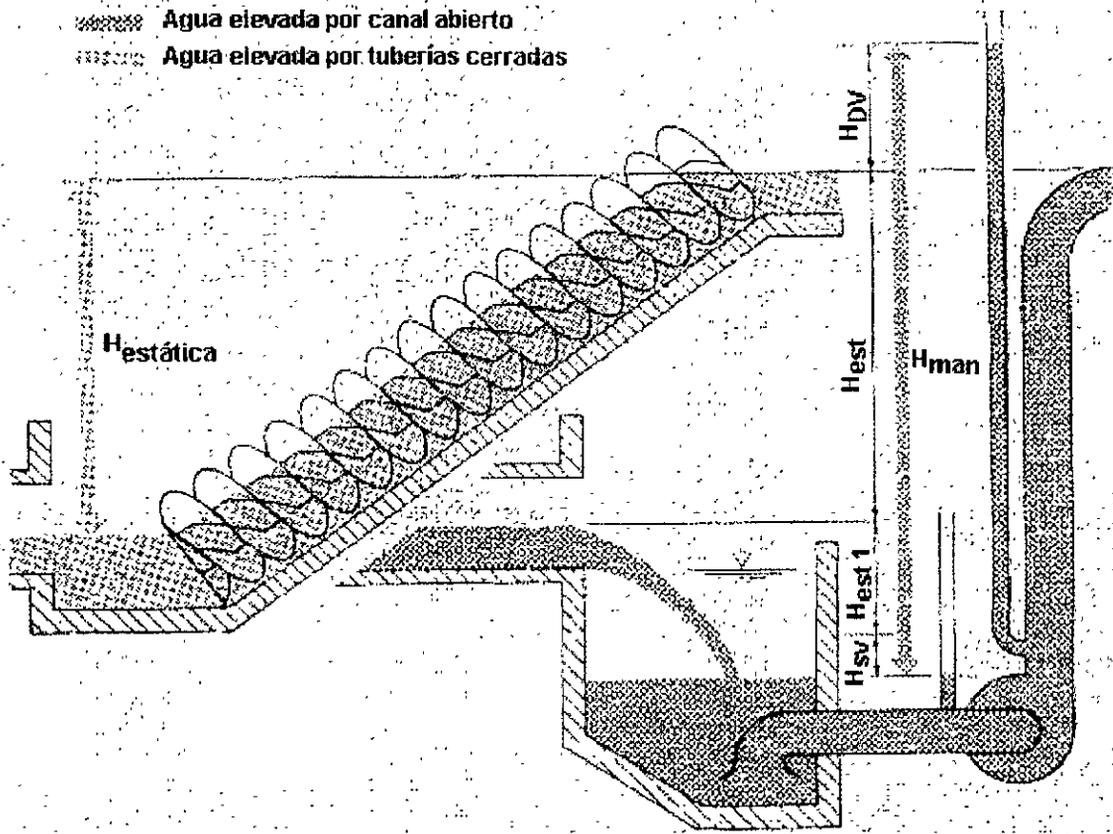


Fig. 4.29

H_{est} = Carga estática igual al desnivel entre espejos de agua

H_{DV} = Pérdida de carga por fricción y accesorios (codos, válvulas, etc.) en la descarga.

H_{sv} = Idem al anterior pero en la succión

$H_{est 1}$ = caída por almacenamiento

H_{man} = Carga dinámica total = H_{est} + H_{DV} + $H_{est 1}$ + H_{sv}

Las ventajas hidráulicas que se pueden observar resultan de eliminar las tuberías de conducción y los requisitos de sumergencia, con relación a los equipos convencionales. La eliminación de las pérdidas por fricción y las pérdidas menores en las líneas de conducción (codos, válvulas, inserciones y accesorios varios) se traduce en la reducción de la potencia requerida y por lo tanto un menor consumo de energía, limitándose ésta a la esencialmente requerida para vencer el desnivel de bombeo.



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



...: Ingeniería Ambiental

CURSOS ABIERTOS

CA-178 TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES, MUNICIPALES INDUSTRIALES Y REUSOS

TEMA

CAPITULO I ASPECTOS GENERALES

EXPOSITOR: ING. RAFAEL LÓPEZ RUIZ

DEL 27 DE JUNIO AL 1° DE JULIO DE 2005

PALACIO DE MINERÍA

de ancho. Se llega al punto No. 1 y se sigue la paralela hasta la línea curva y se encuentra el punto No. 2. Del punto No. 3 se sigue la paralela hasta el punto No. 4 y después la horizontal hasta cruzar con la línea entre 1 y 2. El punto No. 5 indica el ancho del canal y el punto No. 2 el número de barras dentro del canal.

Es importante que la velocidad antes de la reja no sea menor a 0.5 m/s y que no sea superior a 1.8 - 2.0 m/s cuando se presente la lluvia. Existen casos en los cuales el ancho del canal no permite trabajar dentro del intervalo y la solución puede ser colocar un mezclador antes de la reja para aumentar la turbulencia o colocar en paralelo otro canal con rejas que permita dividir el caudal y reducir la velocidad cuando hay precipitaciones pluviales.

EJEMPLO DE CÁLCULO DE REJILLAS II

Teniendo un ancho igual al del canal desarenador, se necesita conocer el número de barras que pueden instalarse considerando la separación y el espesor especificados.

Para el cálculo se parte de lo siguiente:

$$\text{Número de barras} = (\text{Ancho libre} / \text{Separación entre barras}) - 1 \quad (1)$$

$$\text{Ancho total} = \text{Ancho libre} + (\text{N}^\circ \text{ de barras})(\text{espesor}) \quad (2)$$

De ambas ecuaciones se conoce:

$$\begin{aligned} \text{La separación de las barras} &= 2.5 \text{ cm} = 0.025 \text{ m} \\ \text{Espesor} &= 1.27 \text{ cm} = 0.0127 \text{ m} \\ \text{Ancho total (ancho del canal desarenador)} &= 0.90 \text{ m} \end{aligned}$$

Sustituyendo valores se tiene un sistema de ecuaciones y considerando que:

x = ancho libre

y = número de barras, se tiene:

$$y = \frac{x}{0.025} - 1, \quad 1 = \frac{x}{0.025} - y \Rightarrow 40x - y = 1 \quad (1)$$

$$0.90 = x + 0.0127y \quad (2)$$

Resolviendo este sistema de dos ecuaciones con dos incógnitas, tenemos:

$$\begin{aligned} \text{Ancho libre} &= 0.61 \text{ m} \\ \text{Número de barras} &= 23 \end{aligned}$$

El siguiente paso es encontrar la pérdida de carga y después revisar las velocidades antes y después de la rejilla a fin de elaborar el perfil hidráulico.

TAMICES O CRIBAS.

Rejillas finas con aberturas de 22-32 mm (malla 6-60), son conocidas como cribas o tamices. Estos forman parte de equipos patentados consistentes en placas de metal perforadas, como discos, tambores rotatorios o placas metálicas encadenadas en bandas sin fin.

Estas cribas pueden utilizarse como sustituto de la sedimentación en lugares donde no haya suficiente espacio para un tanque sedimentador, y en lugares donde se desee remover sólo una pequeña cantidad de la materia suspendida para la disposición final del efluente.

Los tamices modernos son de tipo tambor o disco, provistos de una tela de malla fina de acero inoxidable o de un material poroso. Se encuentran en el mercado en dimensiones entre 1.2-5.4 m de diámetro. En la figura 6.8 se muestra un tamiz tipo tambor

En algunas plantas de tratamiento de aguas municipales, se han utilizado este tipo de tamices, para la protección de las boquillas de los filtros percoladores, también se han utilizado para el tamizado de las aguas residuales de fábricas de envasado, conservas, curtidos, papelería, textiles, etc.

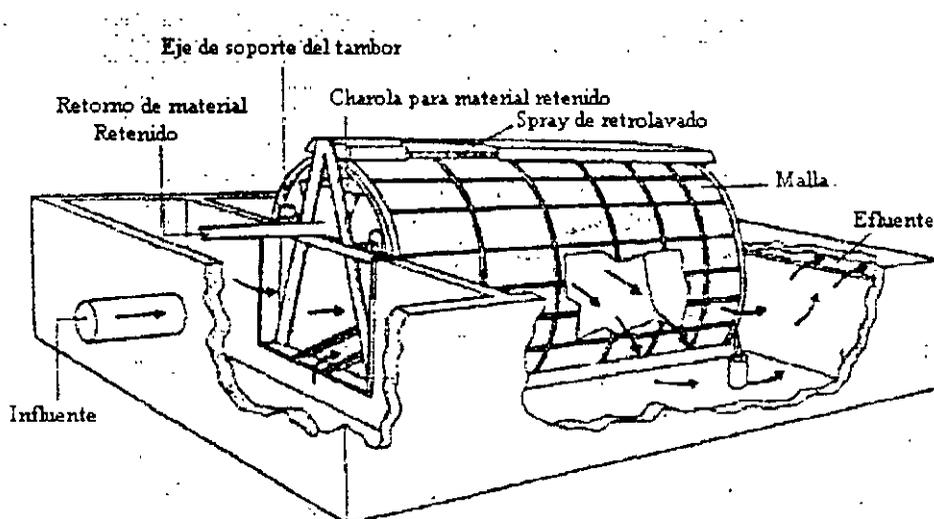


Figura 6.8 Tamiz tipo tambor.

TRITURACIÓN O DESMENUZADO

En algunos casos, el material grueso que se encuentra en las aguas residuales, no puede ser descargado directamente al drenaje, teniendo que ser tratado previamente con trituradores.

Los trituradores o desmenuzadores son dispositivos que fragmentan o Trituran el material retenido en las rejillas, sin eliminarlo del agua residual.

Para alargar la vida útil del equipo y reducir el desgaste de las superficies cortantes y de aquellas zonas de los mecanismos donde haya espacios libres entre las partes móviles y las fijas, es conveniente usar los trituradores a continuación de un desarenador.

Estos equipos son generalmente instalados en los depósitos de regulación de las estaciones de bombeo, para proteger las bombas de las obstrucciones causadas por los trapos, objetos grandes, etc.

En su instalación es importante colocar además un by-pass para cuando se exceda el caudal o se presentan fallas mecánicas o eléctricas.

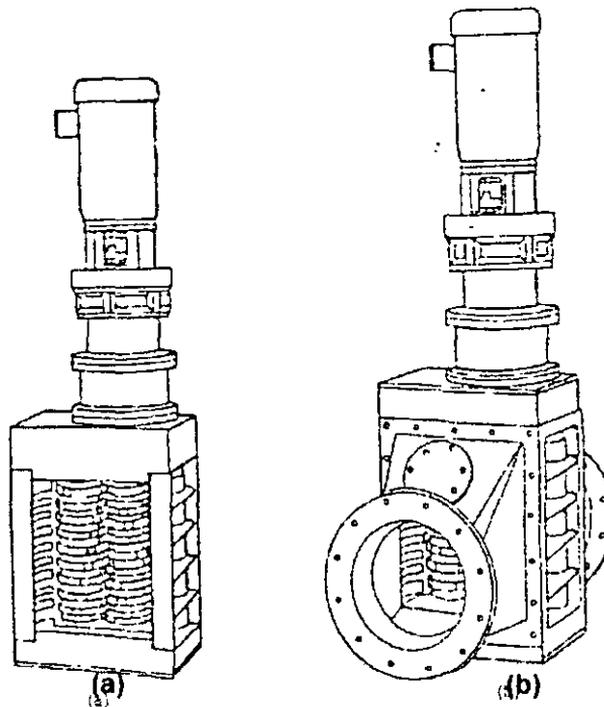


Fig. 6.9 Trituradores para aguas residuales a) Para canal, b) Para tubería

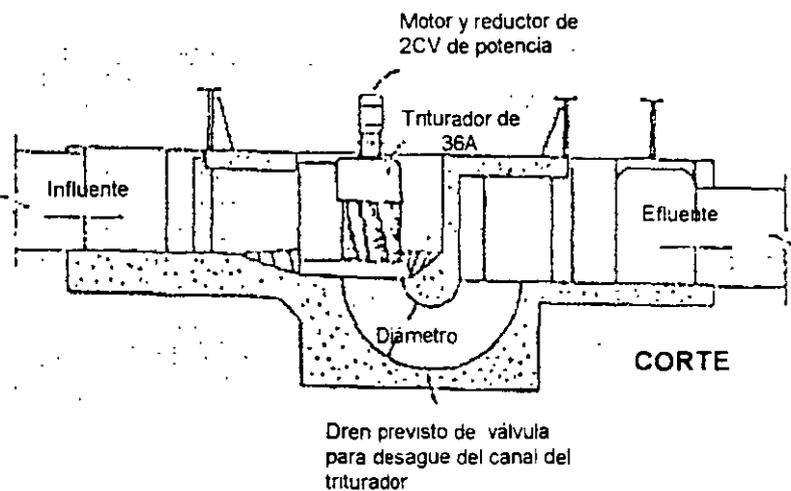
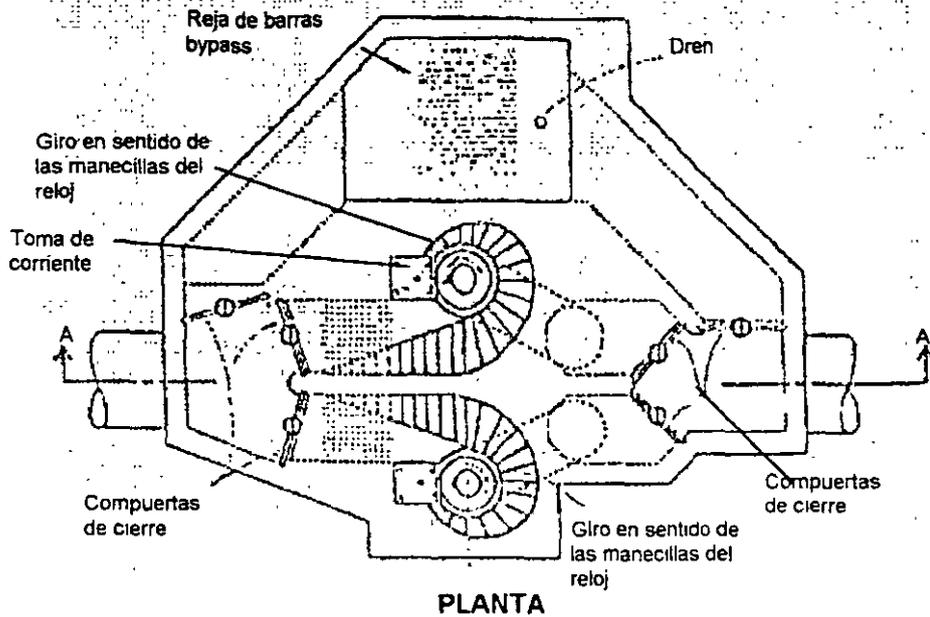


Figura 6.10 Planta y sección transversal de una instalación de trituración

6.2 DESARENADORES

Se emplean para separar materiales más pesados que la materia orgánica putrescible (arena, grava, cenizas y otros). Protegen las bombas y otros equipos del desgaste debido a la abrasión, evitan que estos materiales se acumulen en los tanques y conducciones evitando así obstrucciones y taponamientos, también evitan la sobrecarga en las fases siguientes del tratamiento.

Cuando son de flujo horizontal, su forma es generalmente la de grandes canales, en ellos la velocidad de flujo disminuye lo suficiente (0.3 m/seg) para que funcione como un sedimentador y los sólidos orgánicos pesados se depositen, manteniéndose en suspensión los sólidos orgánicos ligeros e inorgánicos finos (menores de 0.2 mm). Es difícil separar únicamente las sustancias minerales, ya que muchos restos de comida tienen grandes

diámetros y su velocidad de sedimentación es comparable con la de la arena. Esto hace que el material que se extrae del desarenador contenga partículas orgánicas que pueden causar malos olores si no se les proporciona el manejo adecuado.

Ubicación

Comúnmente se instala el desarenador después de las rejillas, para evitar que las partículas grandes interfieran en el proceso aguas abajo. Durante las precipitaciones pluviales se arrastra una mayor cantidad de arena, en este caso es cuando más se necesita el desarenador, por lo cual su diseño debe considerar el manejo eficiente del agua de lluvia.

Si se requiere un cárcamo de bombeo para elevar el agua, se recomienda que el desarenador se coloque antes del cárcamo y después de las rejillas. El equipo mecánico no sufre daños por arena, pero si se desgasta más rápidamente, por ello es conveniente eliminar la arena para proteger las partes mecánicas.

Tipos de desarenadores

Para separación de sólidos se utiliza la fuerza de la gravedad (sedimentación) y la fuerza centrífuga (ciclones). En el tratamiento de aguas residuales en México se utilizan generalmente separadores por gravedad.

Se presentan cuatro tipos de desarenadores:

- de flujo horizontal o velocidad controlada (Fig. 6.11)
- desarenadores aerados (Fig. 6.12 y 6.13)
- Tanques de sección cuadrada o tanques de detritus (Fig. 6.14)
- Tipo vórtice (Fig. 6.15)

El funcionamiento de los desarenadores de flujo horizontal, corresponde a la sedimentación tipo I, (se verá en el capítulo 7), en ellos 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 aerados consisten en tanques sujetos a una aireación 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.

En los desarenadores tipo vórtice (ciclón), el agua entra y sale tangencialmente y las arenas sedimentan por gravedad debido a la inercia y a su densidad mayor que la del agua

1° Tanques desarenadores de flujo horizontal o velocidad controlada (fig. 6.11).

Estos tanques realizan una sedimentación tipo I (ver capítulo 7).

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

0.30m/s. La que permitirá el transporte de las partículas orgánicas a través del tanque y 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. En la tabla 6.5 se presentan datos de diseño. En el capítulo 7 (sedimentación y sedimentadores) se proporciona información sobre las bases de diseño utilizadas en los ejemplos que se presentan en este capítulo.

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 que requiere la velocidad de sedimentación y la sección de control. El área transversal a su vez está regida por el caudal y el número de canales. Es importante prever cierta longitud adicional considerando la turbulencia que se forma en la entrada y en la salida, se recomienda para ello considerar una longitud adicional mínima de el doble de la profundidad a flujo máximo, aunque a veces se recomienda también una longitud adicional máxima del 50% de la longitud teórica.

Tabla 6.5 datos típicos de diseño para desarenadores de flujo horizontal. (CNA).

CONCEPTO	VALOR	
	RANGO	TÍPICO
• Tiempo de retención, s	45-90	60
• Velocidad horizontal, m/s	0.25-0.45	0.30
• Velocidades de sedimentación en: □ -Material retenido en la malla 65, m/min* -Material retenido en la malla 100, m/min*	1.0-1.3 0.6-0.9	1.15 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

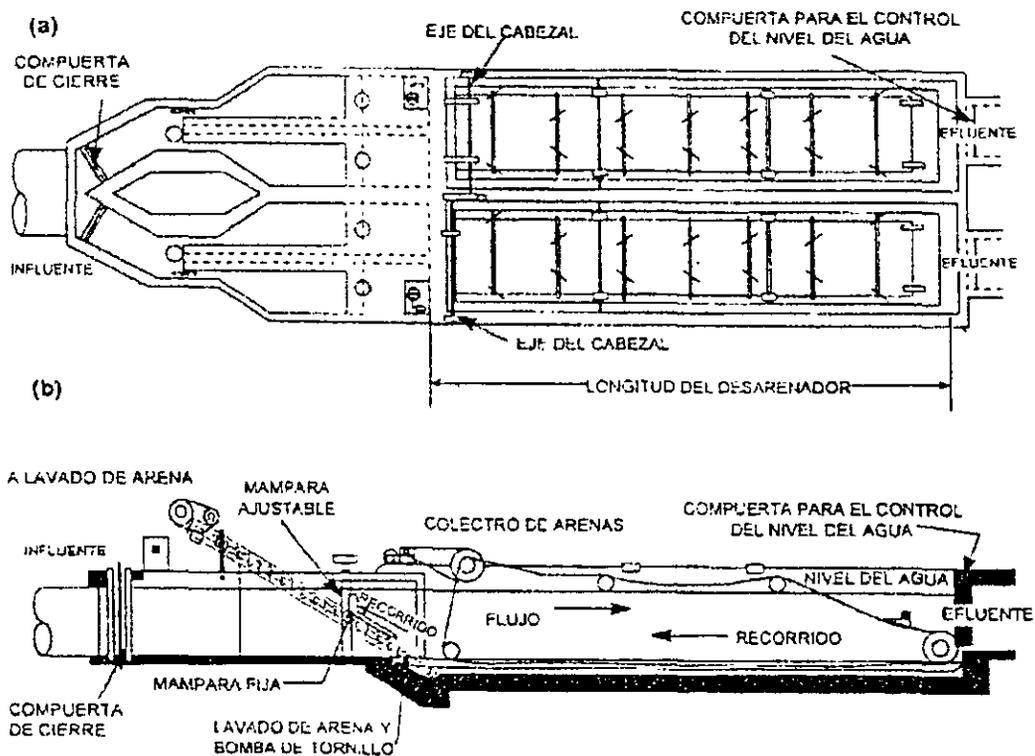


Figura 6.11 Planta y sección longitudinal de un desarenador de doble canal con depósito.

2° Desarenadores aerados (Fig. 6.12 y 6.13)

El excesivo desgaste del equipo por el manejo de arena y el descubrimiento de acumulaciones de ese material en los tanques de aireación fueron los motivos que fomentaron el uso de los desarenadores aerados. 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 aeración de lodos activados. En la tabla 6.6 se presentan los datos típicos de diseño.

El factor que rige el tamaño de las partículas de una gravedad específica determinada que serán eliminadas es la agitación o velocidad de rotación en el tanque. 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. La cantidad de aire se puede ajustar fácilmente, si se ajusta en forma adecuada, 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.

Tabla 6.6 Datos típicos para el diseño de desarenadores aerados (CNA).

CONCEPTO	VALOR	
	RANGO	TÍPICO
<ul style="list-style-type: none"> • Dimensiones: • Profundidad, m • Longitud, m • Ancho, m 	2-5 7.5-20 2,5-7,0	--- ---
<ul style="list-style-type: none"> • Relación ancho-profundidad 	1:1-5:1	2:1
<ul style="list-style-type: none"> • Tiempo de retención a flujo máximo, min. 	2-5	3
<ul style="list-style-type: none"> • Suministro de aire, m³/m de longitud por min. 	0.15-0.45	0.3
<ul style="list-style-type: none"> • Cantidades de arena m³/1000 m³ 	0.004-0.0200	0.015

El agua residual deberá introducirse en dirección transversal al tanque. La pérdida de carga en este tipo de tanque es mínima. La limpieza se puede realizar manual, mecánica o hidráulicamente, la limpieza mecánica se realiza a través de cucharones y transportadores y la limpieza hidráulica incluye eyectores hidráulicos o propulsores de alta velocidad.

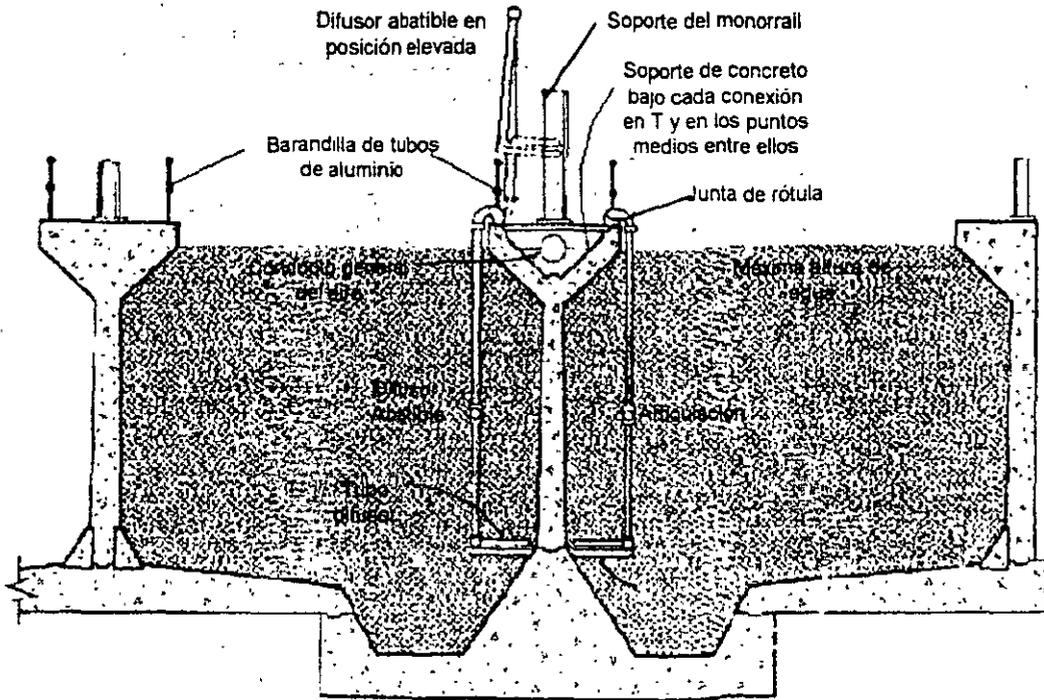


Figura 6.12 Desarenador aerado, planta y cortes transversales

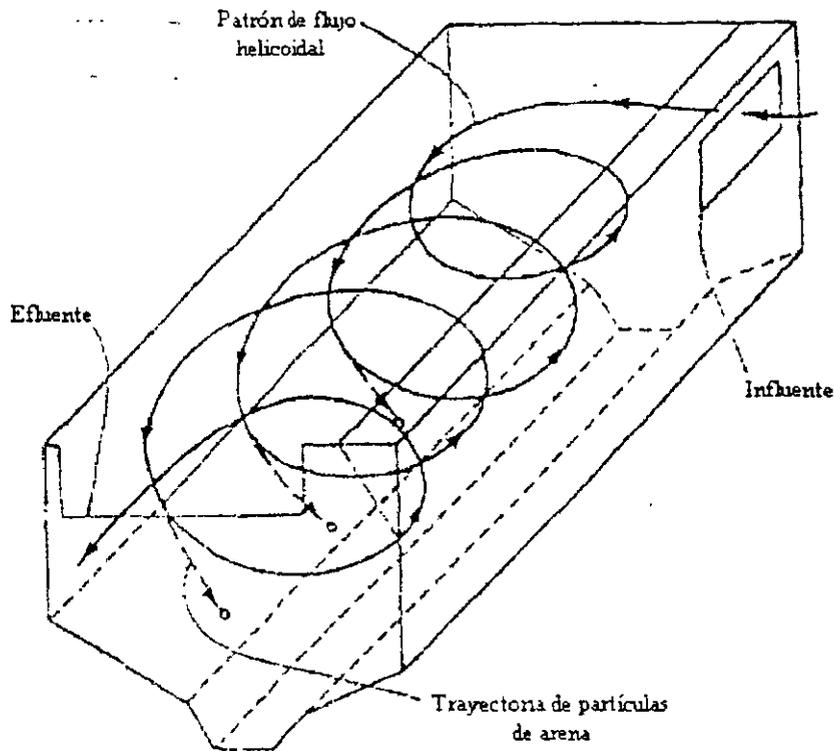


Figura 6.13 Modelo del flujo helicoidal en un desarenador aerado

3° Desarenadores de sección cuadrada o tanques de detritus (Fig. 6.14)

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

Aunque este tipo de desarenador se ha usado en otros países desde hace tiempo, en México, son pocas las plantas de tratamiento que cuentan con ellos (la planta de tratamiento de C.U. cuenta con uno), algunas ventajas son:

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 0.9 m), 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 trayecto, 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 la temperatura. (Fig. 6.16)

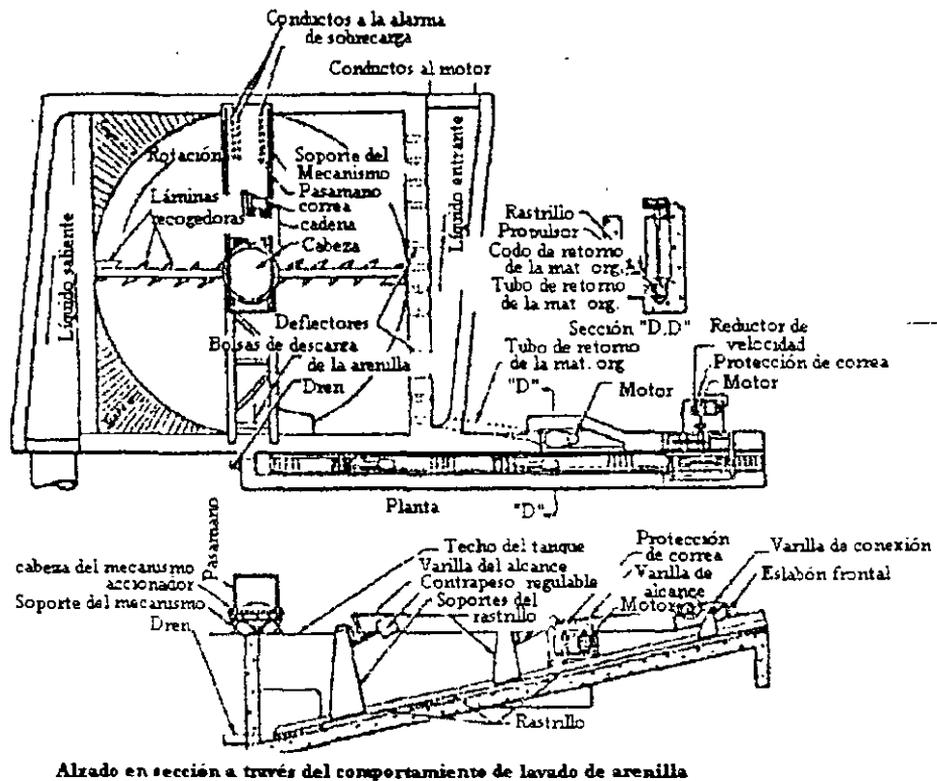


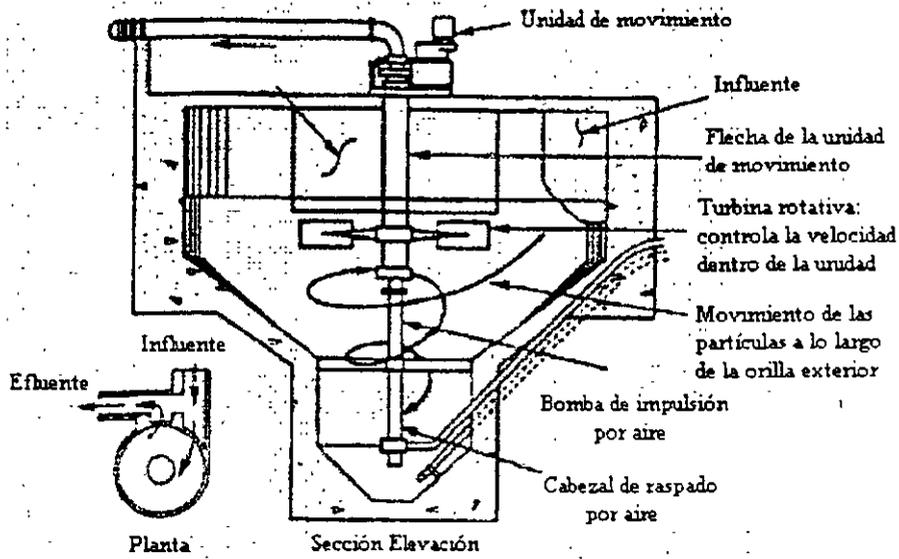
Figura 6.14 Desarenador de sección cuadrada o tanque de detritus

Desarenadores tipo vórtice o ciclónico. (Fig. 6.15)

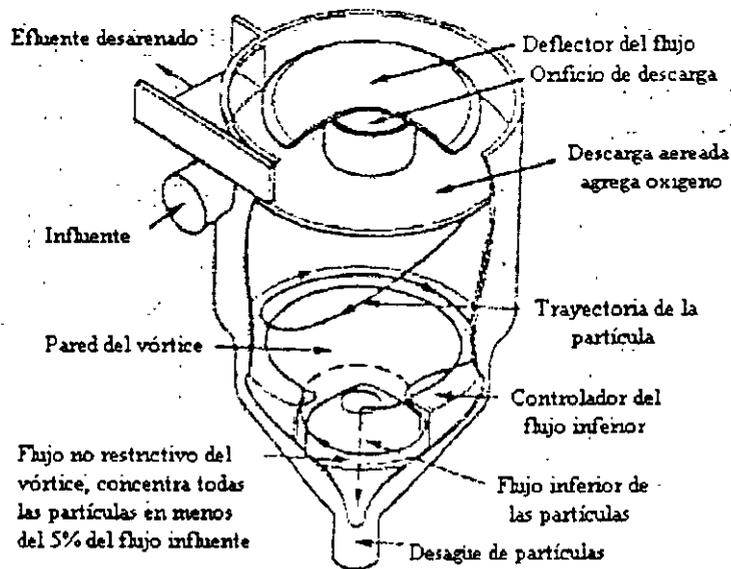
Se muestran dos tipos de desarenadores tipo vortice en la figura 6.15, en el tipo **PISTA** el agua entra y sale tangencialmente, las turbinas mantienen constante la velocidad de flujo y sus hojas ajustables promueven la separación de la arena de la materia orgánica, la acción de la turbina rotora produce un flujo "toroidal" encausando a las partículas de arena, esta sedimenta por gravedad debido al rebote en una vuelta del contenido dentro del depósito, los sólidos son removidos por una bomba de arena o una de succión. Este tipo se construyen de concreto armado.

En el tipo **TASA DE TE** se genera un vórtice libre por el flujo que entra tangencialmente en la parte alta de la unidad. El efluente sale por el centro, arriba de la parte alta, por un cilindro u ojo. Este tipo se construye de acero

La fuerza gravitacional dentro del cilindro minimiza la descarga de partículas con densidades mas altas y cercanas a la del agua, las arenas sedimentan por gravedad al fondo de la unidad, mientras la materia orgánica incluyendo la que fue separada de las partículas de arena debido a la fuerza centrífuga sale con el efluente. Algunos remanentes orgánicos que se encuentran con la arena sedimentada se separan de ella cuando se mueven hasta el fondo de la unidad.



a) Tipo "Pista" (Concreto)



b) Tipo "Taza de Té" (Acero)

Figura 6.15 Dos ejemplos de desarenadores tipo vórtice

Tabla 6.7 datos típicos de diseño para desarenadores tipo vórtice

CONCEPTO	VALOR	
	RANGO	TÍPICO
Tiempo de retención (S)		30
Dimensiones: Diámetro		
Arriba de la cámara (m)	1.20 – 7.30	
Debajo de la cámara (m)	0.91 – 4.96	
Altura (m)	2.75 – 4.90	
Tasa de remoción (%)		
Material retenido en la malla 50 (30 mm)		95
Material retenido en la malla 70 (0.24 mm)		85
Material retenido en la malla 100 (0.15 mm)		65

OPERACIÓN DE DESARENADORES DE FLUJO HORIZONTAL

Control de la velocidad

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

El vertedor proporcional y el tipo Sutro (Fig. 6.17) son ampliamente utilizados en este tipo de trabajos y al compararlos, la única diferencia es que el vertedor proporcional tiene ambos lados curvados y el vertedor Sutro tiene un lado curvado y un lado recto, es decir, es exactamente la mitad del vertedor proporcional. Para determinar las características del flujo cuando se usa un vertedor tipo Sutro como sección de control se pueden usar las siguientes ecuaciones:

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

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

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

Donde:

- a= Altura de la parte rectangular del vertedor en metros
- b= Ancho del vertedor en metros
- y= Altura del líquido
- x= Anchura del vertedor a la superficie líquida
- h= Altura total del vertedor
- Q= Gasto total del vertedor Sutro

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

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

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 .

El principio básico del vertedor proporcional y del sutro es que el gasto a través de él varía directamente, esto es, que el control de flujo va directamente relacionado con la forma del vertedor.

El vertedor debe mantener la velocidad constante a 30 cm/seg en el canal desarenador.

Calidad y cantidad de arena

La arena normalmente retenida en un desarenador de flujo horizontal y la proveniente de desarenadores ciclónicos varía notablemente desde una arena con gran proporción de materia orgánica putrescible hasta una arena limpia procedente del ciclón.

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.

Disposición o eliminación y lavado 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 lavar las arenas antes de su disposición.

La característica de la arena recolectada en los desarenadores de flujo horizontal varía ampliamente desde lo que podría considerarse 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 si no se elimina rápidamente puede atraer insectos y roedores, además presenta 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, ejemplo en la figura 6.14

EJEMPLOS

1° Diseño de un desarenador del flujo horizontal

Se diseña como un sedimentador, por tratarse de partículas discretas no floculentas en una suspensión diluida, se comporta como sedimentación tipo I (ver capítulo 7).

Datos:

Gasto medio (un solo canal) = $Q_m = 104.54$ l/s

Velocidad horizontal (V_h) = 0.30 m/seg

Tipo de limpieza: manual

Tamaño de partículas a eliminar = 0.20 mm y mayores.

$1 < R < 10$; R = No. de Reynolds

Gravedad específica de las partículas = 2.65

Solución:

1° Carga superficial (C_s)

De la tabla 8.3 (capítulo 8), para arena de cuarzo y de tamaño 0.20 mm, la velocidad de sedimentación = 82 m/h

$$V_o = 82 \text{ m/h} = \frac{82}{3600} \text{ m/seg} = 0.0227 \text{ m/seg} = 0.023 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$C_s = 0.023 \text{ m}^3/\text{seg m}^2$$

2° Area horizontal del canal desarenador (A_h)

$$A_h = Q_m / C_s = (104.54 \text{ l/s} \times 1 \text{ m}^3/1000 \text{ l}) / 0.023 \text{ m}^3/\text{s} \times \text{m}^2 = 4.545 \text{ m}^2$$

3° Longitud del canal (suponiendo un ancho = 0.60 m):

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

A esta longitud teórica (b) por especificación deberá agregársele 0.5 L

$$\text{Longitud real del canal} = L' = 7.575 \text{ m} \times 1.5 = 11.36 \text{ m} \approx 11.5 \text{ m}$$

4° Area transversal del canal:

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

5° Tirante del canal:

$$H = A_t/\text{ancho} = 0.3485 \text{ m}^2/0.60 \text{ m} = 0.581 \text{ m}$$

6° Producción de arena:

Si las aguas residuales acarrearán aproximadamente 0.20 m³/semana de arena (0.3 toneladas por semana).

7° Volumen para arena (V_{arena})

$$V_{arena} = \frac{0.20 \text{ m}^3 \text{ */ semana}}{4.545 \text{ m}^2} = 0.04 \text{ m de profundidad / semana}$$

Considerando el doble de profundidad (0.08 m), para limpiarlo cada dos semanas

8° Profundidad total del desarenador (H_{tot})

$$H_{tot} = 0.581 + 0.08 = 0.66 \text{ m} = 66 \text{ cm}$$

2° Diseño de una cámara desarenadora de flujo horizontal

Los parámetros para su diseño son:

V = velocidad de flujo, 30 cm/seg.

u = velocidad de sedimentación de las arenas, 2.7 cm/seg (para 20°C y partículas con 0.2 mm de diámetro y $p = 2.65$).

A = área hidráulica de la cámara, $A = Q/V = H W$ (ver figura 7.4 cap. 7)

H = tirante hidráulico, $H = Q / V W$

W = ancho de la cámara, 0.6 m (mínimo recomendable).

L = largo teórico de la cámara, $\frac{L}{V} = \frac{H}{u} \therefore L = \frac{H \cdot V}{u}$

Para efectos de limpieza y mantenimiento se deben considerar dobles cámaras desarenadoras.

Datos:

$Q = 150 \text{ lps}$

$V = 30 \text{ cm/seg.}$ (velocidad horizontal del líquido)

$u = 2.7 \text{ cm/seg.}$ (velocidad de sedimentación de la partícula de 0.20 mm y mayores)

Cálculo del desarenador:

Área hidráulica de la cámara

$$A = Q/V = 0.15/0.3 = 0.5 \text{ m}^2$$

Ancho de la cámara

$$W = 0.6 \text{ m}$$

Tirante hidráulico

$$H = Q / V W = 150/(0.6 \times 0.3) = 0.83$$

Largo teórico de la cámara

$$t = L/V = H/u \quad L = HV/u$$

$$L = (V) H/u = (0.83/0.027)(0.3)$$

$$L = 9.26 \text{ m}$$

Longitud de la cámara, $L' = 1.5L = 13.89 \text{ m} \approx L' = 14 \text{ m}$

Acumulación de arenas

Suponiendo que se acumulan de 0.01 a 0.06 $\text{m}^3/1000 \text{ m}^3$ (dato de laboratorio) de agua residual tratada.

Si se calcula para 0.03 m^3 de arena por cada 1000 m^3 de agua residual, se tiene:

$$0.03 \text{ m}^3 (0.15 \text{ m}^3/\text{s } 1000 \text{ m}^3)(86400 \text{ s/d}) = 0.3888 \text{ m}^3/\text{día}$$

3° Diseño de un vertedor proporcional

Se definen valores para los parámetros indicados en la figura 6.18.

El proporcional es el doble del sutro, por ello en la fórmula se multiplica por 2.

Suponiendo:

$$a = 2.5 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm} = 0.30 \text{ m}$$

$$H = 0.83 \text{ m}$$

$$h = 0.83 - 2/3 (0.025) = 0.81$$

Con los datos anteriores se calcula el caudal máximo del vertedor.

$$Q = 2 (0.30) \sqrt{[2(0.025) 9.81 (0.81 + 2/3 (0.025))]}$$

$$Q = 0.6 \sqrt{[0.099 (0.8266)]}$$

$$Q = 0.156 \text{ m}^3/\text{s}$$

4° Diseño de un Canal Parshall

Este sistema es el más utilizado porque su morfología no permite que los sólidos transportados por las aguas residuales se acumulen en alguna de sus partes y además porque tiene la característica que el caudal es una función lineal de la altura del tirante a la entrada del dispositivo.

Consiste de una garganta de corta longitud y paredes paralelas precedida por una sección convergente y seguida por una sección en expansión. En la sección convergente el piso es horizontal, tiene pendiente descendente en la garganta y está inclinada hacia arriba en la expansión. La figura 6.18 muestra las partes principales de un canal Parshall

El Canal Parshall puede usarse con un grado máximo de sumergencia a la salida sin que se alteren sus condiciones de funcionamiento (Operación modular) o con descarga sumergida (Operación no-modular), así es que se deben tener dos puntos de medición de carga hidráulica: el punto de medición aguas arriba situado en la sección convergente a una distancia de dos tercios antes de la garganta ($h_{i,}$) y el punto de medición aguas abajo situado en el extremo de salida de la garganta de paredes paralelas ($h_{w,}$). Ambas medidas a partir del nivel de plantilla horizontal de sección convergente. (Figura 6.18).

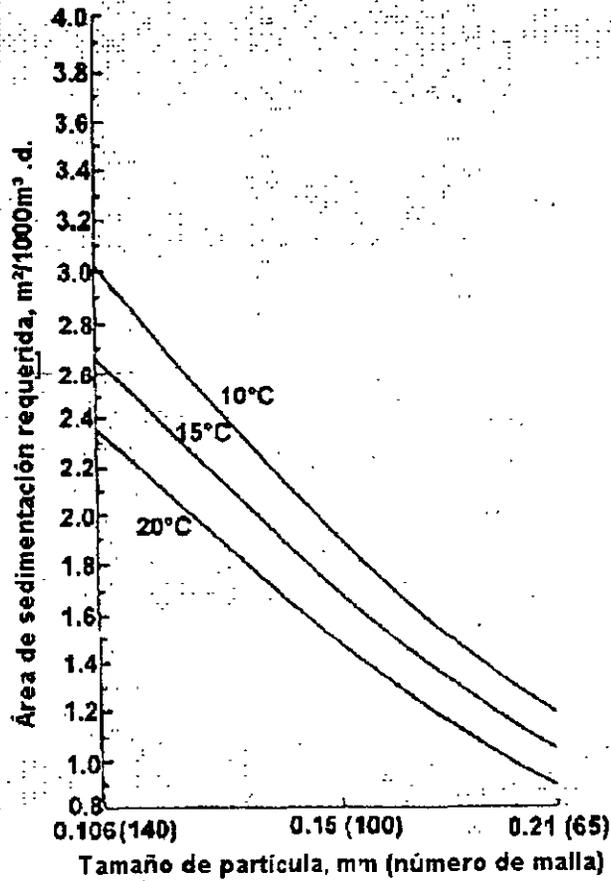


Figura 6.16 Area requerida para desarenador de sección cuadrada (detritus) por cada 1000 m³ de aguas residuales para la sedimentación de partículas con gravedad específica = 2.65 a las temperaturas indicadas.

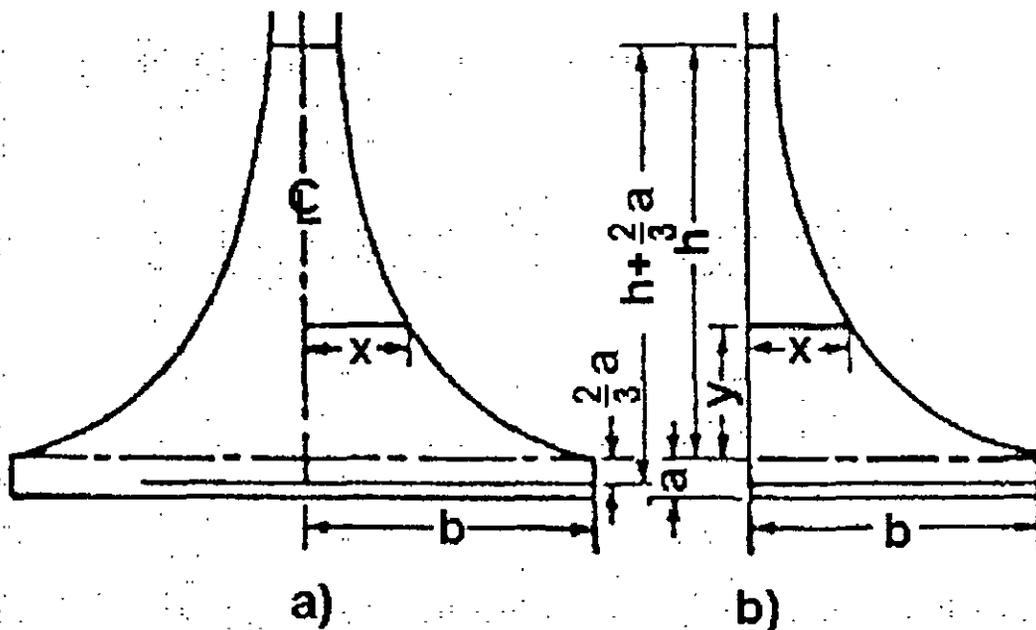


Figura 6.17 Elementos de un vertedor proporcional (a) y de un vertedor tipo sutro (b)

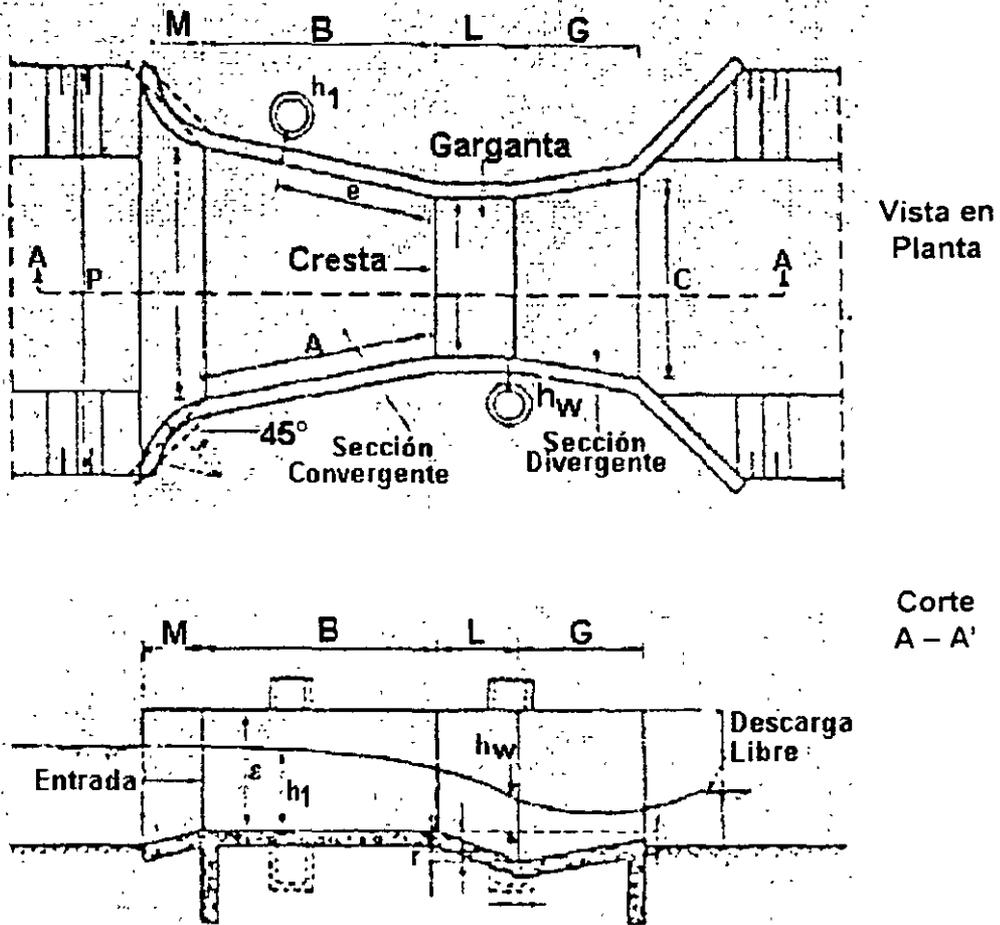


Figura 6.18 Geometría de un canal parshall

Existen 22 diseños estándar, cubriendo un intervalo de caudales desde 0.1 lps hasta 93 m³/s, el intervalo de descarga de cada tamaño estándar, se traslapa con los inmediatos inferior y superior. Al ancho de la garganta de paredes paralelas puede variar desde 25.4 mm (1 pulgada) hasta 15.24 m (50 pies). Sin embargo, el intervalo de dimensiones estándar de mayor interés para el diseño hidráulico en ingeniería sanitaria, se muestra en la Tabla 6.8.

En la tabla 6.8 la ecuación de la descarga para cada canal estándar, corresponderá la descarga modular (descarga libre) y son válidas para un intervalo de valores del cociente h_w/h_1 siendo el límite superior (límite modular) una función del ancho de garganta "w" (h_w = carga hidráulica en extremo aguas abajo de garganta, h_1 = carga hidráulica en punto especificado de sección convergente). Para canales de garganta con ancho "w" hasta de 76.2 mm (3 pulgadas) el límite es 0.5. Para anchos de garganta de 152.4 mm (6 pulgadas) a 228.6 mm (9 pulgadas) el límite es 0.6; para gargantas con ancho de 304.8 a 2,438.4 mm (1 a 8 pies) el límite es 0.7. En la tabla 6.9 se resumen las relaciones para calcular los caudales cuando se tiene un flujo modular. El límite modular es la condición en donde el nivel de las aguas de descarga tiene la suficiente altura para empezar a afectar el funcionamiento del canal Parshall.

Tabla 6.8 Características de descarga de canales parshall (Ackers, 1978)

ANCHO DE GARGANTA W	INTERVALO DE DESCARGA		ECUACIÓN DEL GASTO Q, M ³ /S H _i ; M	INTERVALO DE CARGA HIDRÁULICA		LÍMITE MODULAR h _w /h _i
	mínimo Q; lps	máximo Q; lps		mínimo h _i ; m	máximo h _i ; m	
3 in	0.77	32.1	0.1777h _i ^{1.550}	0.030	0.33	0.5
6 in	1.50	111.0	0.3812h _i ^{1.580}	0.030	0.45	0.6
9 in	2.50	251.0	0.5354h _i ^{1.530}	0.030	0.61	0.6
1 ft	3.32	457.0	0.6909h _i ^{1.520}	0.030	0.76	0.7
1.5 ft	4.80	695.0	1.0560h _i ^{1.538}	0.030	0.76	0.7
2 ft	12.10	937.0	1.4280h _i ^{1.550}	0.046	0.76	0.7
3 ft	17.60	1,427.0	2.1840h _i ^{1.566}	0.046	0.76	0.7
4 ft	35.80	1,923.0	2.9530h _i ^{1.578}	0.060	0.76	0.7
5 ft	44.10	2,424.0	3.7320h _i ^{1.587}	0.076	0.76	0.7
6 ft	74.10	2,929.0	4.5190h _i ^{1.595}	0.076	0.76	0.7
7 ft	85.80	3,438.0	5.3120h _i ^{1.601}	0.076	0.76	0.7
8 ft	97.20	3,949.0	6.1120h _i ^{1.607}	0.076	0.76	0.7

Tabla 6.9 Relaciones para calcular el caudal a través de un canal parshall en función del ancho de la garganta.

ANCHO DE LA GARGANTA		ECUACIÓN
76.2 mm	(3 in)	Q = 0.1777h _i ^{1.550}
152.4 mm	(6 in)	Q = 0.3812h _i ^{1.580}
228.6 mm	(9 in)	Q = 0.5354h _i ^{1.530}
304.8 mm a 2438.4 mm	(1 ft a 8 ft)	Q = 0.3716 w (h _i /0.3048) ^A donde: A = 1.569 _(w) 0.026

Nota: h_i es el tirante (altura; en m) a la entrada del dispositivo, w es la anchura (en m) de la garganta y Q es el caudal (en m³/s)

Cuando el nivel aguas abajo (h_w) asciende por encima del límite modular para descarga libre, el valor del caudal se obtiene aplicando factores de corrección.

5° Diseño de un desarenador aerado

Datos

Gasto promedio de 0.5 m³/s., y gasto máximo (pico) = 1.38 m³/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:

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

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 m³/min. m de longitud serán adecuados:

$$\text{Requerimiento de aire (en longitud)} = 13.2 \text{ m} \times 0.3 \text{ m}^3/\text{min. m} = 3.96 \text{ m}^3/\text{min.}$$

4. Estimar la cantidad de arena que debe ser manejada. Suponer un valor de 0.015 m³ por cada 1000 m³ de aguas residuales.

$$\text{Volumen de arena} = (1.38 \text{ m}^3/\text{s}) \times 86400 \text{ s/d} \times 0.015 \text{ m}^3/1000 \text{ m}^3 = 1.81 \text{ m}^3/\text{dia}$$

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.

6.3 FLOTACION

PROBLEMAS GENERADOS POR LAS GRASAS Y ACEITES.

Se entiende por grasas y aceites al conjunto de sustancias pobremente solubles que se separan de la porción acuosa y flotan formando natas, películas y capas iridiscentes sobre el agua y son las principales lípidos de importancia.

Son importantes los volúmenes de grasas que se vierten en los colectores, procedentes de: a) los garages y talleres(desprovistos generalmente de separadores de grasa en el albañal interior); b) hogares y calefacciones; c) lavaderos; d) mataderos y e) el escurrimiento superficial en colectores unitarios.

Las grasas han creado muchos problemas en la técnica de tratamiento de las aguas residuales, especialmente en los elementos y procesos siguientes:

- En rejillas finas causan obstrucciones que aumentan los gastos de conservación.
- En los sedimentadores forman una capa superficial que dificulta la sedimentación al atraer hacia la superficie pequeñas partículas de materia orgánica.
- En el tratamiento por el sistema de lodos activados dificultan la correcta aireación disminuyendo el coeficiente de transferencia al subir las grasas de 0 a 70 mg/l, y participan en la producción del fenómeno de "bulking".
- Perturban el proceso de digestión de lodos.
- La D.Q.O. se incrementa en un 20 a 30%, por ejemplo en los rastros aumenta de un 8 a un 15% por las grasas contenidas en los líquidos vertidos.

Las cantidades de grasas incorporadas en las aguas residuales son muy variables, pero, para aguas urbanas, pueden considerarse unas cifras de 24 g por habitante y día, o bien el 28% de los sólidos en suspensión; para evitar o disminuir la existencia de grasas en el alcantarillado la solución sería la instalación de cámaras desgrasadoras en los establecimientos donde éstas se produzcan.

SEPARADORES DE GRASAS Y ACEITES

Para la industria petrolera la tecnología convencional de los sistemas de flotación para la separación de aceites y sólidos en suspensión en agua fueron desarrollados originalmente por la industria del petróleo. Para tratar las aguas residuales de la industria del petróleo se han empleado tres tipos de separadores: API, PPI y CPI.

La función principal de los separadores API (siglas de American Petroleum Institute) es separar el aceite libre del agua residual, pero como no es capaz de separar sustancias solubles ni de romper emulsiones, nunca debe emplearse en dichas funciones. Sin embargo, lo mismo que en cualquier otro equipo de sedimentación, a la vez que el aceite se separa, se sedimentan los sólidos en suspensión. El diseño de los separadores se basa en la velocidad ascensorial de partículas esféricas de aceite de un diámetro de 0.015 cm. Para este tamaño de partículas el número de Reynolds es inferior a 0.5 y hay que aplicar la ley de Stokes. En la figura 6.19 puede verse un diagrama de un separador tipo API.

La tecnología ha avanzado mejorado el grado de eliminación mediante separadores de agua-aceite más eficaces como son los PPI y CPI; además con las unidades de flotación con aire.

En los separadores PPI (Paralele Plate Interceptor) las mejoras corresponden a la incorporación de placas paralelas inclinadas en los canales de un separador API convencional. De esta manera se consigue la separación de partículas de aceite menores de 150 μm , un rendimiento mayor, menos espacio y un costo menor que en el caso de un separador API. La figura 6.20 es el esquema de un separador PPI.

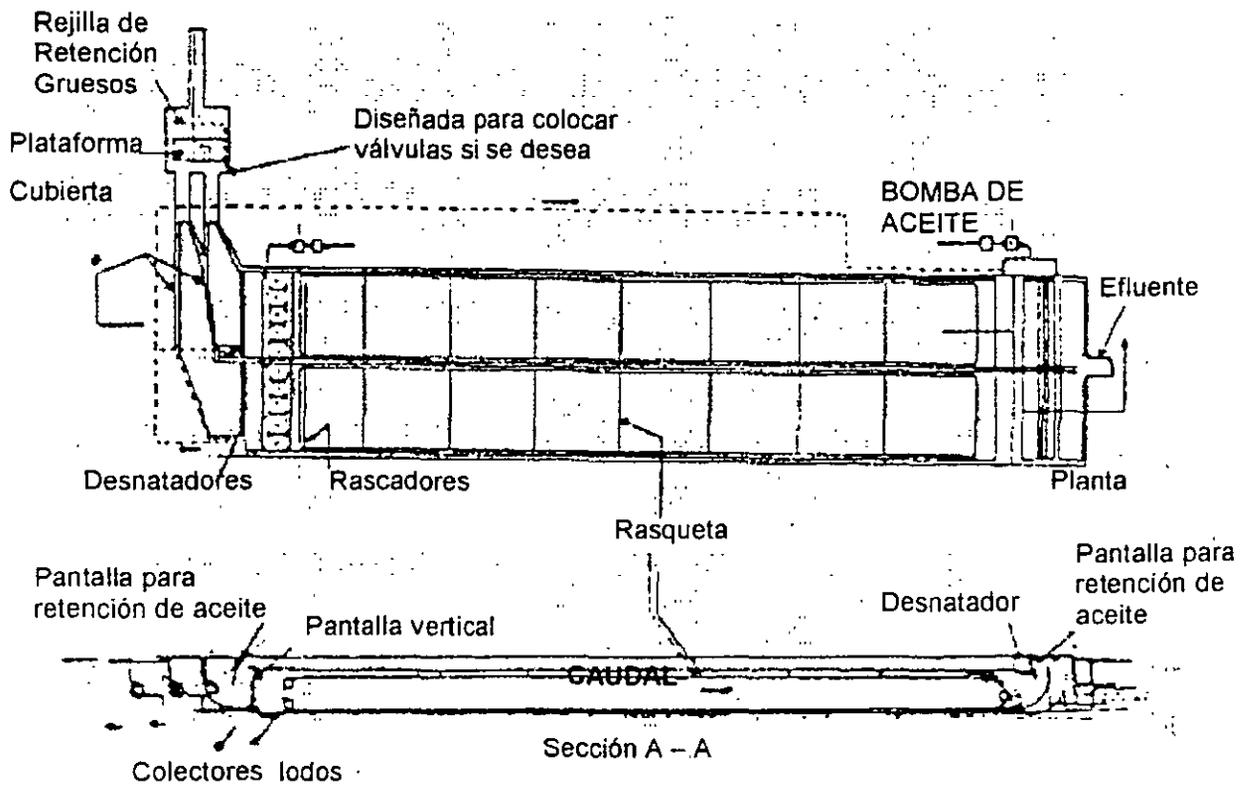


Fig. 6.19 Separador API agua-aceite (manual on disposal of wastes-volume on liquid wastes).

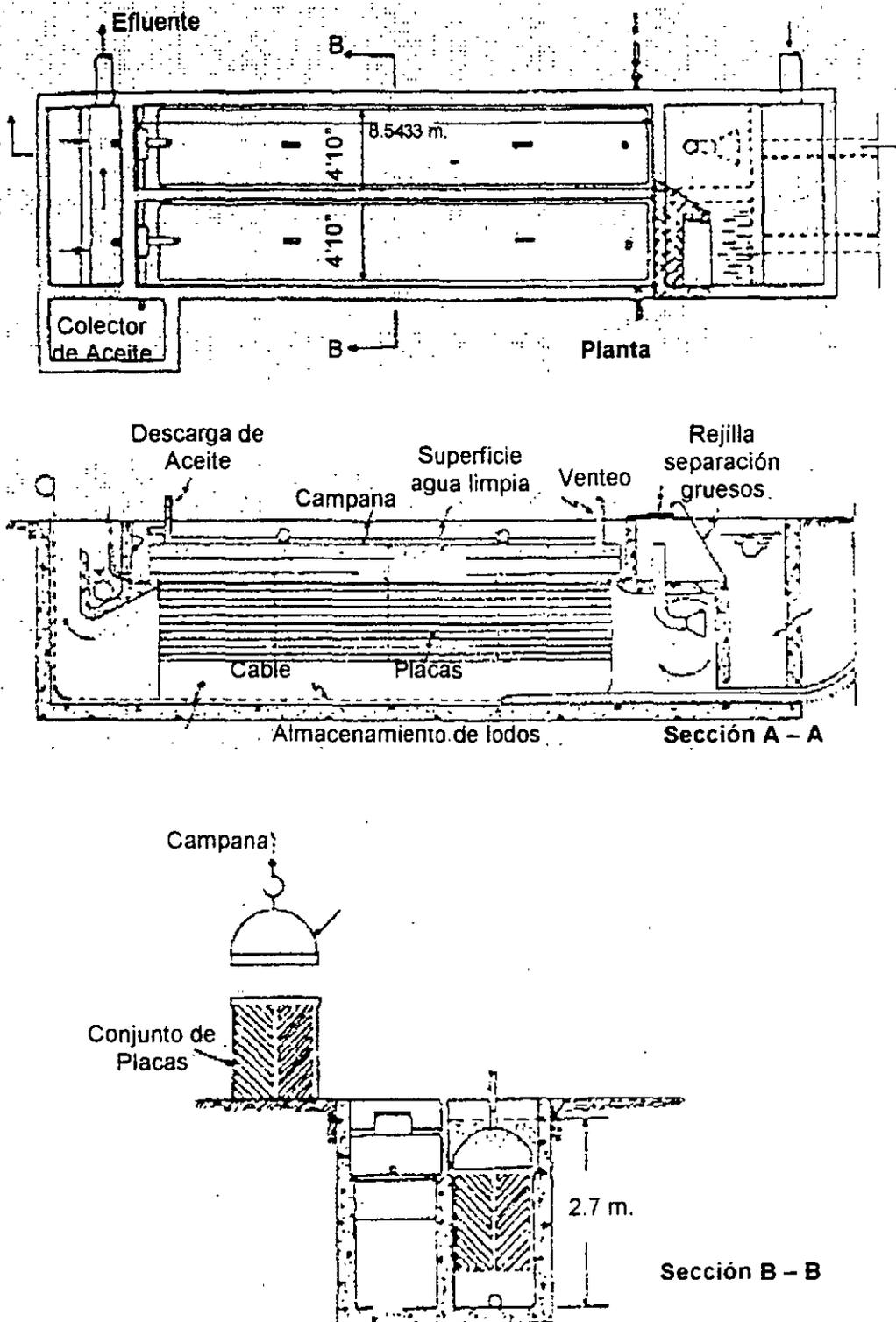


Fig. 6.20 Separador PPI

El separador CPI (Corrugated Plate Interceptor) representa un perfeccionamiento del PPI, emplea placas corrugadas con una inclinación de 45 ° con respecto a la horizontal en la dirección del flujo de agua residual. Además de las ventajas del PPI sobre el API, el CPI resulta más económico que el primero y los rendimientos en la separación de aceite son mayores.

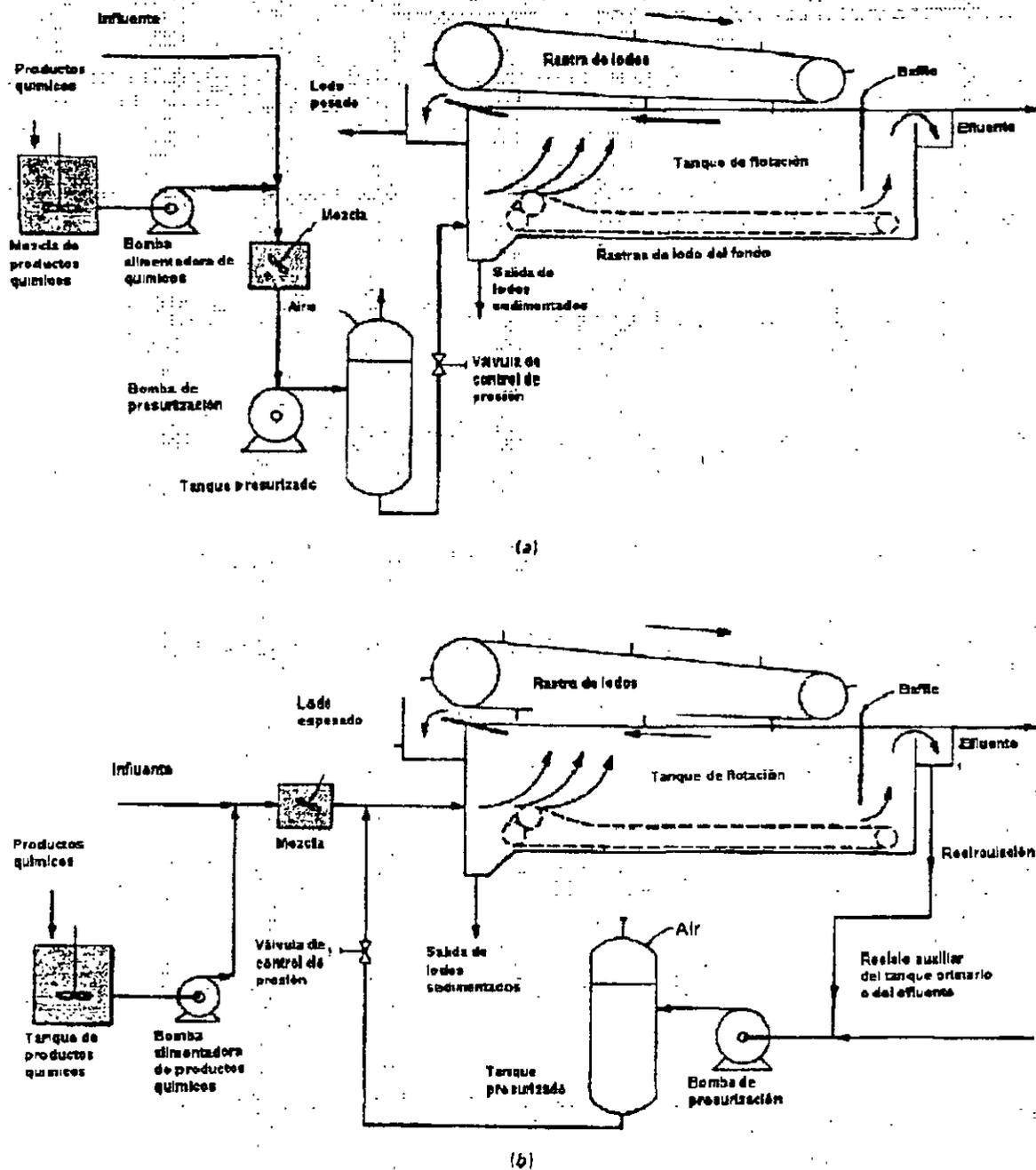


Figura 6.21 Tanques de flotación con aire disuelto (a) sin recirculación, (b) con recirculación

SEPARADORES POR FLOTACIÓN CON AIRE A PRESIÓN O DE AIRE COMPRIMIDO.

Los sistemas de flotación con aire a presión permiten separar partículas sólidas o líquidas de baja densidad, de la fase líquida (fig. 6.21). La separación se logra introduciendo burbujas de un gas en la fase líquida (usualmente aire). La fase líquida se presuriza entre 2-4 atmósferas, en presencia de suficiente aire para lograr la saturación de aire en el agua. Entonces el líquido, saturado de aire, se despresuriza a la presión atmosférica mediante una válvula reductora de presión, diminutas burbujas de aire se liberan de la solución debido a la despresurización. Los sólidos suspendidos o las partículas líquidas, como por ejemplo, de aceite, flotan por el efecto de las diminutas burbujas de aire, debido a que la acumulación de pequeñas burbujas de aire en la superficie de las partículas de grasa disminuye su densidad y aumenta su diámetro efectivo, lo que da como resultado una rápida separación del cuerpo de agua, lo que permite que se eleven hacia la superficie del tanque.

Los sólidos suspendidos concentrados se separan como natas de la superficie del tanque, por medio mecánicos, mientras el licor clarificado se drena cerca del fondo y parte de él se puede recircular.

En el tratamiento de las aguas residuales, la flotación se emplea para los siguientes propósitos:

- 1) Separación de grasas, aceites, fibras y otros sólidos de baja densidad, en las aguas residuales.
- 2) Espesamiento de lodos de los procesos de lodos activados, y
- 3) Espesamiento de lodos químicos floculados, que resultan del tratamiento de coagulación química.

Aplicación en Refinerías. En la refinería mas grande de Argentina (YPF en La Plata) se instaló un sistema de tratamiento para obtener un efluente de 5 ppm de petróleo, el proceso fue diseñado en tres fases 1° separadores de placas corrugadas (CPI), 2° unidades de flotación con aire a presión y 3° filtros de lechos profundos con cáscaras de nueces. (Tomado de: "Prevención de la Contaminación", vol. 4, no. 4, agosto 1996).

TANQUES DESNATADORES

Un tanque desnatador es una unidad construida de tal manera que el material flotante se remueve, y el agua fluye constantemente hacia fuera de la unidad por debajo de una cortina. Esto se puede lograr en un tanque individual o como combinación del sistema de sedimentación primaria, dependiendo del proceso y naturaleza del agua residual. La mayoría de los tanques desnatadores son de forma rectangular y tienen un tiempo de retención de 1 a 15 minutos. La salida del agua residual, la cual se encuentra sumergida, se localiza en el lado opuesto del influente a una elevación menor para mejorar la flotación de las grasas y aceites y/o sustancias flotantes, el uso de tanques con dos compartimentos en serie mejora la eficiencia de remoción de grasas y aceites. Los criterios de diseño establecidos por la CNA son:

Parámetro	Dimensión
Diámetro teórico de la gota de aceite [cm]	> 0.015
Carga hidráulica superficial [L/seg-m ²]	0.25 – 1.00
Tanques rectangulares [gpm/pie ²]	0.40 – 1.60
Carga hidráulica superficial [L/seg-m ²]	1.40 – 4.20
Tanques circulares [gpm/pie ²]	2.10 – 6.20
Velocidad de flujo a través del tanque [m/hr]	18.0 – 55.0
[pies/min]	1.00 – 3.00
Ancho del tanque [m]	2.00 – 6.00
[pies]	6.70 – 20.0
Tirante de agua [m]	1.00 – 2.50
[pies]	3.30 – 8.30
Tiempo de retención [min]	1.00 – 15.0

6.4 IGUALACION, HOMOGENIZACIÓN Y NEUTRALIZACIÓN

Las plantas de tratamiento son diseñadas considerando que tanto el gasto como las concentraciones de contaminantes son constantes con ciertas variaciones, sin embargo, existen variaciones en estos parámetros que pueden influir 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, con lo que es posible tener un tipo de aguas residuales homogéneas y condiciones físico-químicas, pH, temperatura, carga orgánica, etc. adecuados para los tratamientos posteriores, esta operación unitaria se hace mediante la utilización de tanques.

La igualación, no solamente amortigua las variaciones diarias de flujo, sino también la variación en las concentraciones de la Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO), sólidos suspendidos y pH 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 de éste tanque.

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

Cuando se utilizan tanques de igualación, estos se instalan después del tratamiento preliminar (cribado y remoción de arenas) y pueden localizarse ya sea en la línea del tratamiento o en paralelo, colocándolos fuera de ella.

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 tanque 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 fluctuaciones en el nivel de agua por lo que será necesario instalar equipos mecánicos de aireación para mantener mezclados los sólidos en suspensión y conservarlos en condiciones aerobias.

Dependiendo de las descargas de aguas residuales y sus variaciones, en ocasiones se puede diseñar el cárcamo de bombeo para que funcione como un tanque regulador.

DIMENSIONAMIENTO

El volumen requerido para la igualación del caudal se determina mediante la utilización de una curva de masas, en la cual, se gráfica el volumen acumulado del caudal del influente respecto a las diferentes horas del día.

El procedimiento para la obtención de los datos necesarios para el diseño de un tanque variable es el siguiente:

- 1) Determinar el flujo de las descargas, para conocer el patrón de flujo diario de las aguas residuales que se van a tratar.
- 2) Con los datos de flujo instantáneo se construye una gráfica de flujo instantáneo contra tiempo, por un período de 24 horas (Fig. 6. 22).
- 3) Determinar el volumen total diario del agua residual que se va a tratar..
- 4) Calcular el flujo promedio en l/min.
- 5) Hacer una gráfica del volumen acumulado contra el tiempo (de 0 a 24 h). Fig. 6.23 en esta gráfica la línea recta (a) que une el punto cero con el flujo máximo acumulado a las 24 h., representa la tasa constante del efluente homogéneo que sale del tanque (el volumen acumulado del efluente contra el tiempo). La curva (b) representa el flujo del influente acumulado en el tanque contra el tiempo. La curva (c) representa la diferencia entre los valores del recta (a) y la curva (b).

La máxima diferencia positiva entre la recta (a) y la curva (b) representa el nivel mínimo que llegará a tener el tanque. Así mismo la máxima diferencia negativa entre (a) y (b) representa el nivel máximo de agua que llegará a tener el tanque. De esta manera se sabe cuales son los niveles máximos y mínimos del agua en el tanque y el tiempo en que se presentan cada uno.

El valor que corresponde a la curva (c) en el tiempo cero indica el volumen de agua que deberá tener el tanque al iniciar la operación (tiempo cero), de tal manera que en el momento más desfavorable el nivel más bajo que se tenga sea cero, pero nunca valores negativos.

El valor máximo de la curva (c) representa el volumen que deberá tener el tanque de almacenamiento. Este valor es equivalente a la suma de las diferencias máxima positiva y la máxima negativa entre el flujo acumulado del efluente (a) y el flujo acumulado del influente (b). En la práctica la capacidad del tanque debe incluir un volumen de seguridad (al menos 10% del volumen calculado) para evitar que su nivel llegue a cero.

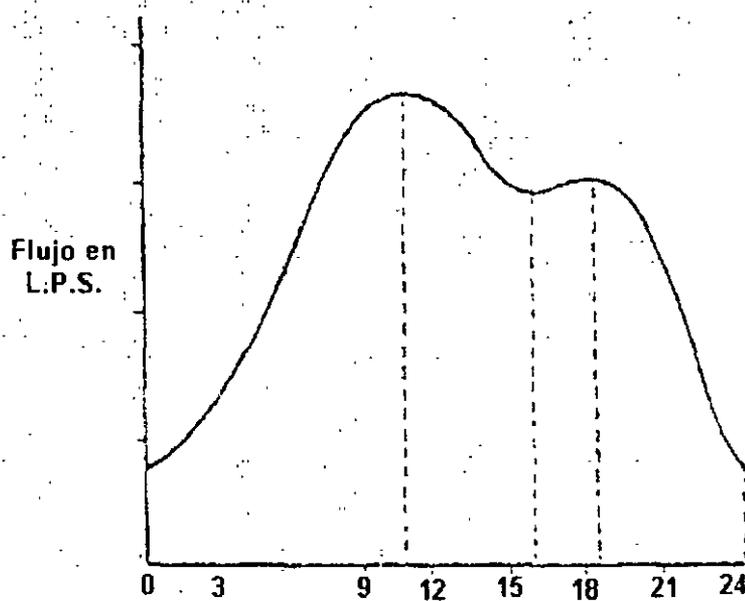


Fig. 6.22 Variación diaria del gasto en la descarga de una industria.

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 (Figura 6.24 a). 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 (Figura 6.24 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.

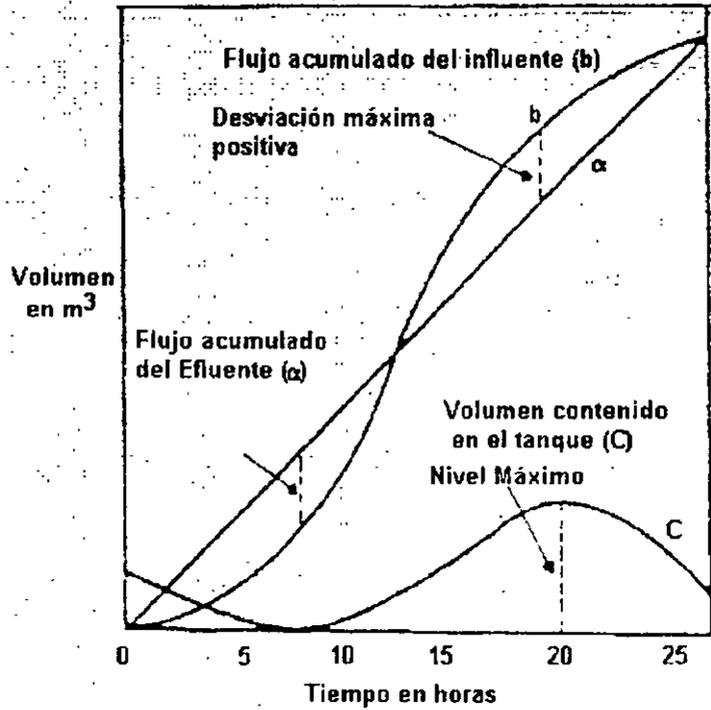


Figura 6.23 Variación de flujo acumulado

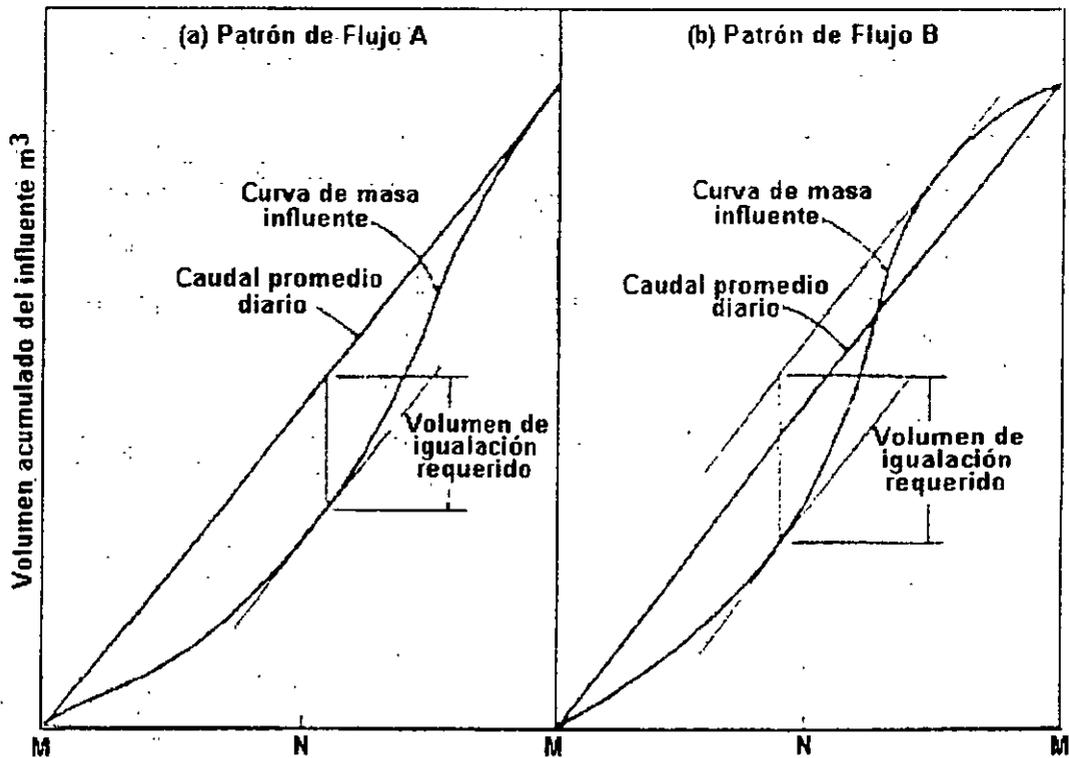


Fig. 6.24 Curvas de masas para la determinación del volumen de igualación requerido para dos patrones típicos de flujo.

EJEMPLO

Utilizando los datos que aparecen en la tabla 6.9 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.

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.

$$\text{Volumen, m}^3 = (q, \text{m}^3/\text{s})(3600 \text{ s/h})(1.0 \text{ h})$$

Por ejemplo, para los tres primeros intervalos mostrados en la Tabla 6.9, los volúmenes horarios correspondientes son:

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

Para el intervalo 1 - 2:

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

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

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 6.9

- b) La segunda etapa consiste en preparar una gráfica de los volúmenes acumulados del caudal. En la figura 6.25 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:

Tabla 6.9 Datos de caudal y demanda bioquímica de oxígeno para determinar los efectos de la igualación del flujo del ejemplo

INTERVALO	CAUDAL PROMEDIO DURANTE EL INTERVALO m ³ /s	VOLUMEN DEL CAUDAL DURANTE EL INTERVALO m ³	VOLUMEN ACUMULADO DE FLUJO AL FINAL DEL INTERVALO m ³	CONCENTRACION N PROMEDIO DE DBO EN EL INTERVALO mg/l (X _c)	CARGA DE DBO DURANTE EL INTERVALO kg/h
M-1	0.275	990	990	150	149
1-2	0.220	792	1782	115	91
2-3	0.165	594	2376	75	45
3-4	0.130	468	2844	30	23
4-5	0.105	378	3222	45	17
5-6	0.100	360	3582	60	22
6-7	0.120	432	4014	90	39
7-8	0.205	738	4752	130	96
8-9	0.355	1278	5030	175	223
9-10	0.410	1476	7506	200	295
10-11	0.425	1530	9036	215	329
11-N	0.430	1548	10584	220	341
N-1	0.425	1530	12114	220	337
1-2	0.405	1458	13572	210	306
2-3	0.385	1386	14958	200	277
3-4	0.350	1260	16218	190	239
4-5	0.325	1170	17388	180	211
5-6	0.325	1170	18558	170	199
6-7	0.330	1188	19746	175	208
7-8	0.365	1314	21060	210	276
8-9	0.400	1440	22500	280	403
9-10	0.400	1440	23940	305	439
10-11	0.380	1368	25308	245	335
11-M	0.345	1242	26550	180	224
Promedio	0.307	1106			213

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 6.25). 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 6.23 para un intervalo de una hora es de 1106 m^3 ($0.307 \times 60 \times 60$), es decir $(26550 \text{ m}^3/\text{d})(1 \text{ h})/(24 \text{ h/d})$. 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 almacenado al final del intervalo en estudio

V_{sp} = Volumen almacenado al final del intervalo previo

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

V_{oc} = Volumen del efluente durante el intervalo en estudio (igualado)

Es decir, utilizando los datos de la tabla 6.9 el volumen de igualación para el intervalo de las 8 a las 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 6.10

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:

$$X_{oc} = [(V_{ic})(X_{ic}) + (V_{sp})(X_{sp})] / (V_{ic} + V_{sp})$$

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 7.10 se calcula la concentración del efluente de la siguiente manera:

Para el periodo de 8 a 9:

$$X_{oc} = [(1278 \text{ m}^3)(175 \text{ mg/l}) + (0)(0)] / (1278 \text{ m}^3 + 0) = 175 \text{ mg/l} + (0)$$

Para el periodo de 9 a 10:

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

Todos los valores de concentración se calculan de manera similar. Los resultados se reportan en la tabla 7.10

- c) El tercer paso consiste en calcular la carga horaria utilizando la siguiente expresión:

$$\text{Carga, kg/h} = [(X_{oc}, \text{ g/m}^3)(q_i, \text{ m}^3/\text{s})(3600 \text{ s/h})] / 1000 \text{ g/Kg}$$

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

$$\text{Carga, kg/h} = [(175 \text{ g/m}^3)(0.355 \text{ m}^3/\text{s})(3600 \text{ s/h})] / 1000 \text{ g/Kg} = 193 \text{ Kg/h}$$

Los valores para los intervalos restantes se presentan en la Tabla 6.10 y los valores sin igualación del flujo se reportan en la tabla 6.9

- 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 6.26.

Tabla 6.10 Calculo para la determinación de los valores de la carga de DBO homogenizada del ejemplo.

INTERVALO	Vlc VOLUMEN DEL CAUDAL DURANTE EL INTERVALO m ³	Vsc Y Vsp VOLUMEN ALMACENADO AL FINAL DEL INTERVALO m ³	Xic, Xsp CONCENTRACION PROMEDIO DE DBO DURANTE EL INTERVALO mg/l	Xoc CONCENTRACION DE DBO HOMOGENIZADA 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	1170	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

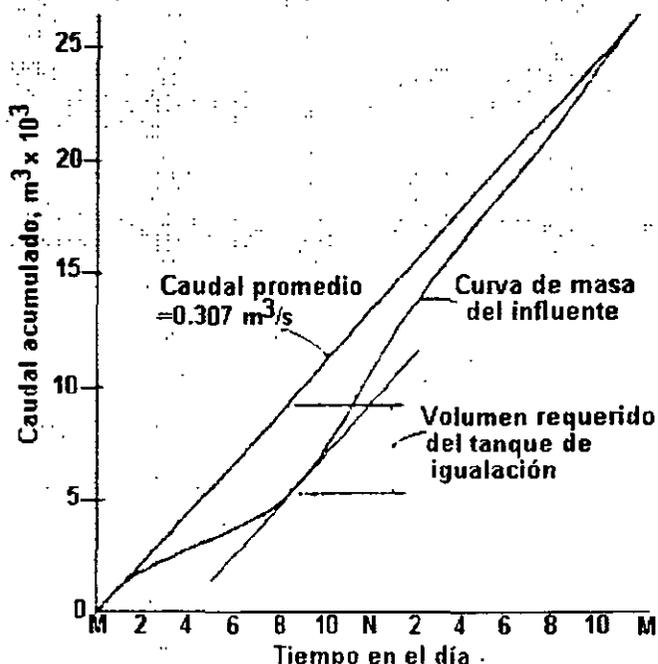


Figura 6.25 Curva de masas para la determinación del volumen del tanque de igualación del ejemplo.

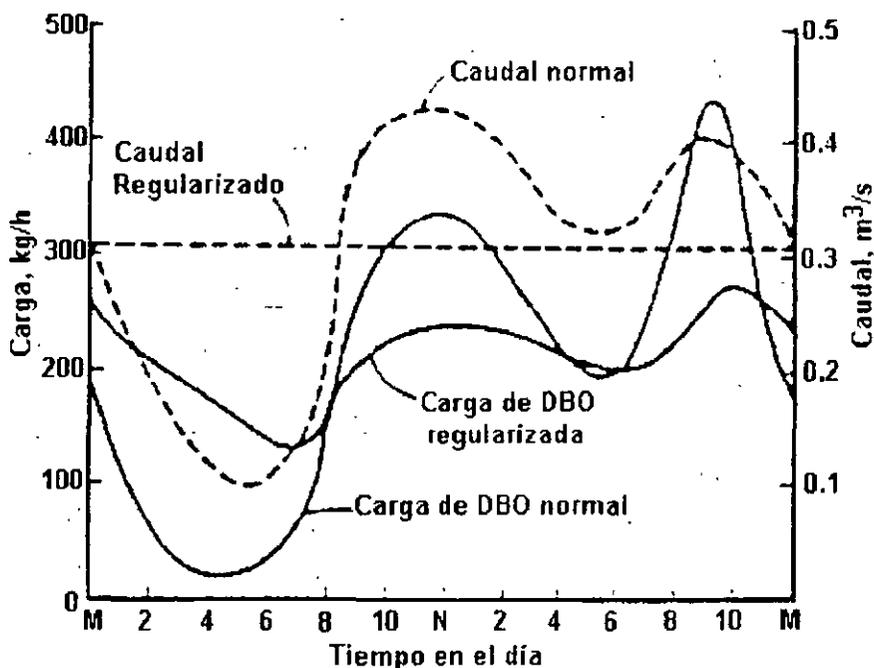


Figura 6.26 Graficación de los valores de caudal y carga de DBO normales y corregidos por igualación del flujo del ejemplo.

6.5 PRECLORACION Y PREAERACION

PRECLORACION.

A pesar de que el principal uso de la cloración en el tratamiento de las aguas residuales es con propósitos de desinfección, también se aplica en los primeros pasos de la planta, se conoce como precloración y se utiliza principalmente para el control de olor, corrosión, septicidad y como ayuda en la remoción de grasa.

Control de olor. El olor que mas prevalece y mas ofensivo es el que resulta del sulfuro de hidrógeno (H_2S) que se produce por la descomposición de los compuestos de azufre. Esta comprobado que si el sulfuro de hidrógeno es controlado o destruido, los olores procedentes de otros procesos de putrefacción son controlados en forma similar. Sin embargo la destrucción de los sulfuros es seguido por la solubilización de metales pesados en las aguas residuales y puede causar problemas en las plantas que utilizan digestión anaerobia y en la sedimentación primaria.

La reacción de cloro gas con el agua es rápida.



Con un pH de 5 la cantidad de solución de ácido hipocloroso ($HOCl$) es aproximadamente el 100%. Si se le agrega sulfuro de hidrógeno tenemos:



Control de corrosión. El H_2S no solo produce olores desagradables, también puede causar **corrosión en las estructuras de concreto**, el H_2S que se produce en las aguas residuales reacciona con el oxígeno y la atmósfera húmeda arriba de la superficie del liquido para producir ácido sulfúrico que se condensa en los muros del alcantarillado, muros mojados y otras estructuras. Este ácido es tan fuerte que destruye hasta las mejores mezclas de concreto. Al remover el H_2S mediante la cloración, se controla la fuente primaria de olor y corrosión. El cloro puede ser utilizado en forma efectiva para prevenir la formación de hidrógeno de sulfuro al aplicarlo en los cárcamos húmedos al final del emisor, justo antes de las estaciones de bombeo. El punto de aplicación en un emisor es por lo menos de 10 diámetros aguas arriba del punto de descarga para lograr la mezcla y tiempo de reacción.

Prevención de septicidad Algunos procesos en los tratamientos biológicos son mas eficientes cuando el influente de las aguas residuales son mas frescas o recientes. La eficiencia del tratamiento aerobio se puede afectar adversamente si las aguas residuales llegan sépticas. La precloración se puede usar para prevenir el proceso séptico manteniendo el influente en condiciones frescas. Generalmente la dosis de cloro utilizada para el control de olores también controlará la septicidad.

Remoción de grasa. Muchas plantas de tratamiento tienen problemas por las altas concentraciones de grasa en el influente. La precloración ha tenido varios grados de éxito para remover la grasa. El cloro puede aplicarse como una solución antes o después del tanque sedimentador primario o antes de los tanques de aireación. Con frecuencia una

pequeña cantidad de cloro entre 2 a 4 mg/lt es suficiente para aumentar la remoción de grasas.

Si a la cloración se le incluye aireación, resulta mas efectiva para remover la grasa que utilizar únicamente la cloración. Para este método de tratamiento, el gas cloro se mezcla con el aire que se agrega en los tanques de aireación. También se puede utilizar el equipo convencional de cloración.

PREAERACION

Se ha probado que la aireación de las aguas residuales previo al sedimentador primario puede tener un gran número de efectos deseables, se ha practicado desde hace 50 años en los Estados Unidos, sin embargo su uso no se ha extendido. Su aplicación se ha limitado un poco a ciertos problemas en el tratamiento de las aguas residuales. su uso inicial para el control de olores, y para prevenir la septicidad se ha extendido y cuando se utilizan períodos mas largos de aireación, se obtienen beneficios adicionales. La preaireación se utiliza ahora para llevar a cabo uno o mas de los siguientes objetivos.

1. Control de olores
2. Separación de grasas
3. Prevención de septicidad
4. Separación de arenas
5. Floculación de sólidos
6. Mantener el oxígeno disuelto en los tanque de tratamiento primario en flujo lento
7. Incrementar la remoción de DBO y SS
8. Minimizar depósitos de sólidos en los muros y el piso de los cárcamos húmedos.
9. Mantener en condiciones aerobias el tanque de igualación.

Tabla 6.11 "Criterios de diseño Tanques de preaireación (CNA)

Parámetro	Dimensión
Tiempo de retención a flujo medio (min)	10 – 15
Tirante de agua (m) (pies)	4.6 15
Requerimientos de aire ($m^3/h/m^3$ de agua) ($pies^3/h/gal$ de agua)	0.5 – 2.0 0.005 – 0.02



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



...: Ingeniería Ambiental

CURSOS ABIERTOS

CA-178 TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES, MUNICIPALES INDUSTRIALES Y REUSOS

TEMA

CAPITULO VII SEDIMENTACIÓN Y SEDIMENTADORES

EXPOSITOR: ING. RAFAEL LÓPEZ RUIZ

DEL 27 DE JUNIO AL 1° DE JULIO DE 2005

PALACIO DE MINERÍA

AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES Y BIOSÓLIDOS

CAPITULO 7 SEDIMENTACION Y SEDIMENTADORES

- 7.1 DATOS BÁSICOS DE SEDIMENTACION**
- 7.2 APLICACIONES**
- 7.3 TANQUES SEDIMENTADORES**
- 7.4 TIPOS DE SEDIMENTACION**
- 7.5 TIPOS DE TANQUES Y CARACTERISTICAS**
- 7.6 FACTORES BASICOS DE DISEÑO**
- 7.7 ESTUDIOS CON TRAZADORES**

7.1 DATOS BÁSICOS DE SEDIMENTACIÓN

Al presente capítulo correspondería el título de tratamiento primario, que es la continuación lógica del tren de aguas, pero como este tratamiento corresponde a una sedimentación Tipo II, se prefirió tratar en él todo lo relacionado con el tema de sedimentación para aguas residuales, que además se utiliza en los desarenadores (Tipo I) y en el tratamiento secundario (tipos III y IV).

Por otra parte, existen otras operaciones para la remoción de sólidos suspendidos y flotantes que generalmente son removidos por sedimentadores primarios, estas operaciones son la **flotación** y el uso de **mallas finas**, estas ultimas remuevan menor cantidad de sólidos y de DBO, lo que debe tomarse en cuenta para tomar decisiones en el diseño del tratamiento secundario para que este sea dimensionado en forma apropiada.

La sedimentación es la separación de partículas suspendidas mas pesadas que el agua, mediante la acción de la gravedad. El proceso de sedimentación se basa en la diferencia de gravedad específica entre el material sedimentable y el agua, por consiguiente cualquier factor que afecte tal característica afectará la velocidad de sedimentación.

Cuando en un agua residual los sólidos se separan mediante la acción de la gravedad y la agregación natural de las partículas, la operación recibe el nombre de "sedimentación simple". Si se agregan productos químicos o de otra naturaleza para provocar o favorecer la agregación y asentamiento de la materia finamente dividida y sustancias coloidales, la operación recibe el nombre de "coagulación". En el caso de agregar productos químicos para separar de la solución sustancias disueltas, la operación se describe como "precipitación química"

MOVIMIENTO DE UNA PARTICULA EN UN FLUIDO, 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.

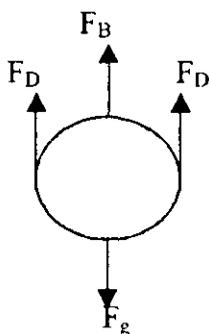


Fig. 7.1 Fuerzas que actúan sobre una partícula que sedimenta a través de aire o agua

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 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

$$F_{\text{hacia abajo}} = \rho_p \times \text{aceleración}$$

$$= m \times \frac{dv_r}{dt}$$

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

$$0 = (\rho_p - \rho_f) \frac{\pi}{6} D^3 g - 3\pi \mu D V_s$$

$$(\rho_p - \rho_f) \frac{\pi}{6} D^3 g = 3\pi \mu D V_s$$

$$V_s = \frac{g(\rho_p - \rho_f)}{18\mu} D_p^2$$

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 (μ) $0.01185 \text{ gr/cm}^2 \text{ seg}$ y la densidad $\rho_f = 1.06 \text{ gr/cm}^3$

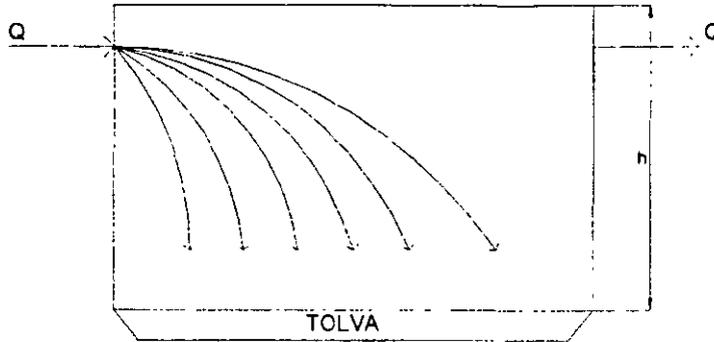
Se pregunta ¿Cuál es la velocidad de sedimentación?

$$V_s = \frac{(2.65 \text{ g/cm}^3 - 1.00 \text{ gr/cm}^3)(980 \text{ cm/seg}^2)}{(8 \times 0.01185 \text{ gr/cd.seg})} (100 \times 10^{-4} \text{ cm})^2$$

$$= 0.76 \text{ cm/seg} = 27 \text{ m/hora}$$

Métodos para determinar el tamaño mínimo de una partícula removida en una cámara no turbulenta

1°. Flujo descendente

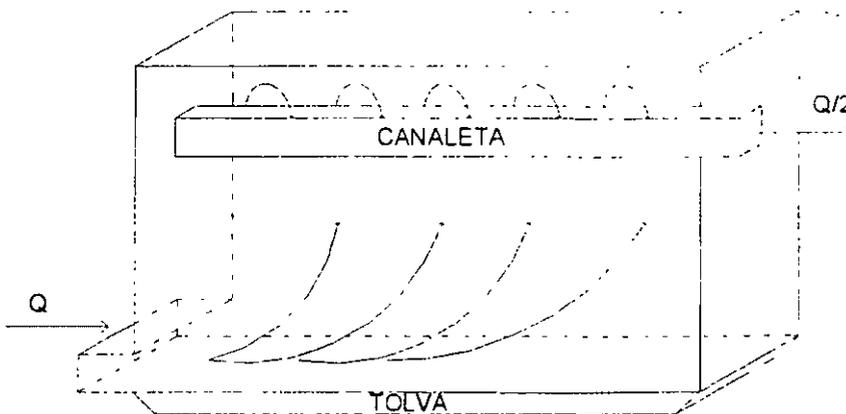


Para que una partícula sea eliminada del flujo debe caer en la tolva durante el tiempo que pasa en la cámara. Lo mas lejos que una partícula tiene que caer es la altura de la cámara h. La partícula debe caer a esta distancia dentro del tiempo de retención de la cámara

$t_r = V/Q$ 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 $V_s \geq \frac{hQ}{V} \geq \frac{Q}{A}$

2°. 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

Tabla 7.1 Eliminación de partículas según densidad

Actuando sobre partículas de densidad mayor que uno
Decantación Natural Floculación Natural-Sedimentación Floculación Química-Sedimentación = Tratamiento Físico-Químico
Actuando sobre partículas de densidad menor que uno
Flotación Natural Flotación Aireada Flotación por Aire Disuelto (D.A.F.)

La American Water Works Association ha deducido una tabla de valores hidraulicos de sedimentacion que se presenta en la tabla 7.2

Tabla 7.2 Velocidad de sedimentación y tiempo para diversas partículas.

Diámetros de partículas en mm	Orden de magnitud	Velocidad de sedimentación mm/seg	Tiempo necesario para decantar un metro
10	Gravilla	1,000	1 segundos
1	Arena gruesa	100	10 segundos
0,1	Arena fina	8	2 minutos
0,01	Cieno	0,147	2 horas
0,001	Tamaño de bacterias	0,00154	7,5 días
0,0001	Tamaño de partículas de arcilla	0,0000154	2 años
0,00001	Tamaño de partículas de coloides	0,000000154	206 años

FAIR ha deducido las velocidades de sedimentación de partículas de diversas densidades, en función de sus distintos diámetros y para una temperatura de 10° C. En la tabla 7.3 indica un resumen de los resultados obtenidos:

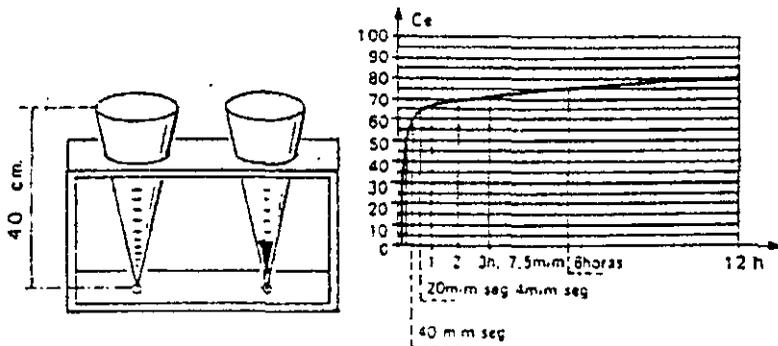
Tabla 7.3 Sedimentación de partículas según FAIR

Diámetro (mm)	1.0	0.5	0.2	0.1	0.05	0.001	0.005
Arena de cuarzo (m/h)	502	258	82	24	6,1	0,3	0,06
Carbón (m/h)	152	76	26	7,6	1,5	0,08	0,015
Materias en suspensión en el agua residual doméstica (m/h)	122	61	18	3,0	0,76	0,03	0,006

Los pesos específicos, adoptados en el cálculo de los anteriores valores, son $2,65 \text{ Kg/dm}^3$ para la arena de cuarzo, 1.5 para el carbón y 1,2 para las materias en suspensión del agua residual urbana.

La figura 7.1 muestra el porcentaje de eliminación de partículas sedimentables en función del tiempo de sedimentación. Se puede observar que las partículas sedimentables contenidas en aguas residuales municipales sedimentan completamente en 2 horas y que el total del material suspendido sedimenta en un 80% en 5 horas sin alcanzar una mayor eficiencia. Esto se debe a que no todas las partículas contenidas en los sólidos suspendidos son sedimentables. La DBO se reduce en aproximadamente 35 por ciento después de 5 horas y la DQO (como KMnO) alcanza un máximo después de 6 horas.

Analizando la figura, se ve que si el tiempo de sedimentación es de 2 horas, se sedimenta el 100% de la materia suspendida, los sólidos suspendidos totales se reducen en un 70%, la DBO en un 30% y la DQO en 20%.



Conos de sedimentación

Curva de sedimentación

Figura 7.1 Influencia del tiempo de sedimentación sobre partículas contenidas en aguas residuales según Sierp (Imhoff, 1979)

Materia sedimentable y eficacia de la sedimentación.

Se denomina materia sedimentable aquella que se deposita en un cono de ensayo de 40 cm de altura al cabo de dos horas. Y eficacia de sedimentación al porcentaje sobre dicho lodo sedimentable en un tiempo determinado.

Las probetas cónicas son de un litro de capacidad y graduadas en centímetros cúbicos a partir de su parte inferior.

La figura 7.1 sirve para el siguiente análisis.

El porcentaje de sedimentación se calcula por la fórmula:

$$100[(a - b)/a]$$

donde:

a = sólidos sedimentables en el agua cruda

b = sólidos sedimentables en el efluente

Todos ellos determinados en las dos horas citadas

Examinando la curva de sedimentación puede advertirse que, al llegar a la hora de reposo, el coeficiente de eficacia, C_e , es de 0,90 a 0,95 de la sedimentación. Es decir que el aumentar el tiempo por encima de una hora no compensa el incremento en la sedimentación.

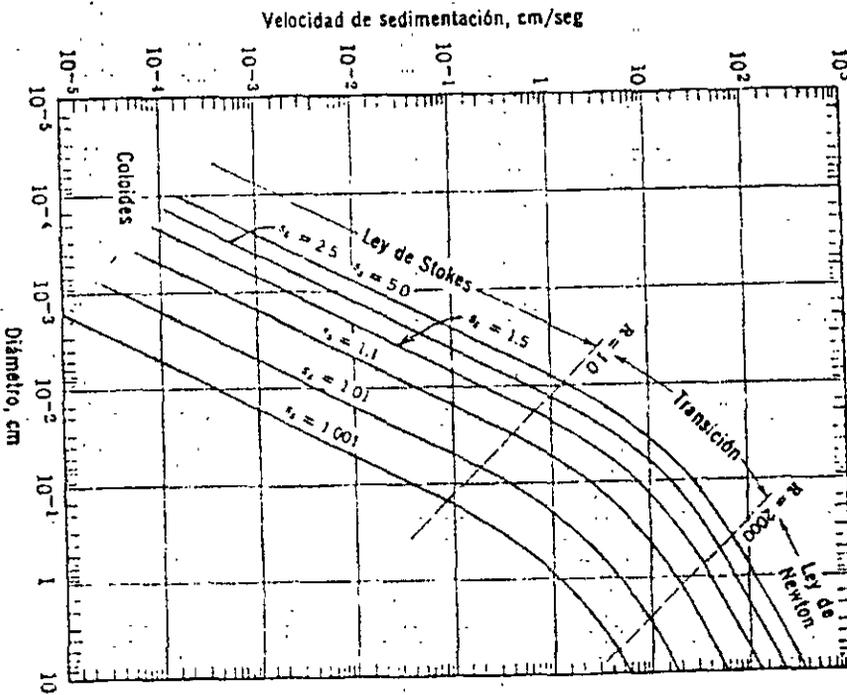


Figura 7.2 Velocidades de sedimentación creciente de partículas discretas esféricas en agua a 10°C. Para otras temperaturas multiplique los valores de Stokes por $v / (1.31 \times 10^{-2})$ donde v es la viscosidad cinemática a la temperatura indicada.

7.2 APLICACIONES

Esta operación unitaria es utilizada en potabilización del agua, tratamiento de aguas residuales y en el 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 ablandamiento química del agua.
 - d) Sedimentación de precipitados de hierro y manganeso
- Aplicaciones en tratamiento de aguas residuales:
 - a) Remoción de arenas, arcillas y limos.
 - b) Remoción de sólidos suspendidos en clarificadores primarios.
 - c) Remoción de flóculos biológicos (flocs) en plantas de tratamiento mediante lodos activados.
 - d) Remoción de humus en plantas de tratamiento mediante procesos biológicos de contacto (filtros percoladores, biodiscos).
- Aplicaciones en tratamiento avanzado de agua:
 - a) Remoción de flóculos coagulados químicamente antes de la filtración.
 - b) Remoción de moléculas

Los principios básicos del proceso de sedimentación son los mismos para cualquier tipo de las aplicaciones señaladas anteriormente.

7.3 TANQUES SEDIMENTADORES

En forma genérica se denominan sedimentadores, clarificadores o decantadores a los dispositivos (tanques) utilizados para la separación de partículas que no son retenidos en rejillas (cribas) y desarenadores. Dichas partículas tienen generalmente densidades relativas cercanas a 1g/cm^3 y su velocidad de sedimentación es baja comparada con la arena. Para su separación se requieren tanques relativamente grandes, con volúmenes que proporcionen tiempos de retención hidráulica de hasta varias horas.

Los sedimentadores primarios (tratamiento primario) se utilizan para remover por gravedad sólidos sedimentables previamente a otros tratamientos. Cuando se combina con tratamientos químicos y floculación (tratamiento primario avanzado), las unidades de tratamiento primario pueden remover fosfatos solubles y otros sólidos disueltos e incrementar la remoción de sólidos suspendidos.

Los sedimentadores intermedios o finales (secundarios) se usan para remover sólidos sedimentables producidos en los procesos de tratamiento biológico. Los tanques sedimentadores también se usan para remover sólidos sedimentables que puedan resultar de un tratamiento terciario.

El primero en hacer postulado teórico de que el grado de separación de sólidos es independiente de la profundidad del tanque fue Hazen (1904) quien hizo las siguientes consideraciones:

1. El sedimentador se divide en 4 zonas:
 - Zona de entrada;
 - Zona de sedimentación;
 - Zona de lodos;
 - Zona de salida.
2. La trayectoria de flujo es horizontal. La dirección y velocidad son iguales en la zona de sedimentación.
3. La concentración de sólidos es homogénea a todo lo ancho de la zona de entrada.
4. Todas las partículas suspendidas conservan su forma, tamaño y otras características durante el proceso de sedimentación. Lo anterior implica que no hay interferencias y que todas las partículas conservan su velocidad.
5. Se considera que una partícula ha sedimentado cuando toca el piso.

Ninguna de dichas consideraciones es completamente válida en un tanque sedimentador real, tienen valor a nivel teórico que ayuda a explicar el fenómeno.

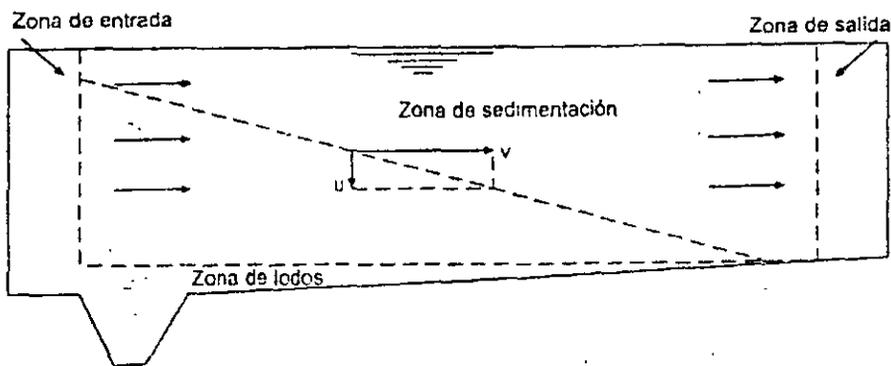


Figura 7.3 Zonas hipotéticas en un tanque sedimentador rectangular

Como consecuencia de la reducción de sólidos suspendidos el tratamiento primario da origen a una reducción de la DBO asociada con la materia orgánica en los sólidos suspendidos que son retirados.

La depuración primaria (sedimentación) puede utilizarse como operación única de un proceso de depuración si las condiciones de vertido al cauce lo permiten; o si razones técnicas o económicas aconsejan un desarrollo en etapas en las que se considera la construcción inicial de un tratamiento primario. Al mismo tiempo que permite una solución provisional y limitada del problema, da la posibilidad de un mayor y más exacto conocimiento del gasto y la calidad del vertido así como las necesidades exactas de corrección para el diseño de la segunda etapa.

Lo normal es que la depuración primaria forme parte de un proceso con otras operaciones y procesos unitarios, para alcanzar la calidad prevista, con el mejor rendimiento económico de todo el sistema. Con este supuesto la depuración primaria se coloca a

continuación del pretratamiento y antes del proceso biológico. Su función básica es reducir la carga contaminante y la eliminación de material inerte (inorgánico), mejorando el rendimiento y las condiciones de funcionamiento de los procesos posteriores.

Las operaciones consideradas como tratamiento primario pueden verse en la tabla 7.1 (la flotación se trató en el capítulo 6).

7.4 TIPOS DE SEDIMENTACION

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 granulares**, las cuales no cambian su tamaño o forma o peso cuando se sedimentan y partículas **floculentas grumosas** y precipitantes en las cuales la densidad y el volumen cambia a medida que se adhieren unas a otras mediante mecanismos de floculación, arrastre o barrido, la existencia de diferentes tipos de partículas en concentraciones distintas, hace necesario considerar tipos desiguales de sedimentación.

En desarenadores de aguas residuales, la densidad relativa de las partículas a 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 flóculos biológicos de lodos activados o de filtros precoladores, las partículas suspendidas, compuestas de material orgánico y microorganismos, sedimentan rápidamente a pesar de su densidad relativa baja. Lo anterior permite hacer la siguiente clasificación de sedimentaciones:

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

TIPO II Sedimentación de partículas floculantes en una suspensión diluida.

TIPO III Sedimentación de zona de partículas con concentración intermedia.

TIPO IV Sedimentación por compresión.

SEDIMENTACIÓN TIPO I (desarenadores).

Las partículas sedimentan como unidades separadas (partículas discretas) y aparentemente no hay interacción entre ellas, en general son sólidos en suspensión con una masa relativa más grande y en suspensiones no muy concentradas. Se produce en los desarenadores y parcialmente en los sedimentadores primarios, así como en la precipitación química si no existe tratamiento primario.

TEORÍA DEL TANQUE IDEAL DE CAMP

Se basa en las hipótesis siguientes:

- a) La sedimentación de partículas es Tipo 1.
- b) El flujo se distribuye uniformemente a la entrada del sedimentador.
- c) El flujo se distribuye uniformemente a la salida del sedimentador.

- d) Zonas del tanque: entrada, sedimentación, lodos y salida.
- e) Hay una distribución uniforme de partículas en toda la profundidad de la zona de entrada.
- f) Las partículas que entran a la zona de lodos ahí permanecen.

En la fig. 7.4 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_r , es igual a

$$V_0 = \frac{H}{t_r} \therefore t_r = H / V_0$$

Se puede exponer también como:

$$V = \frac{L}{t_r} \therefore t_r = L / V$$

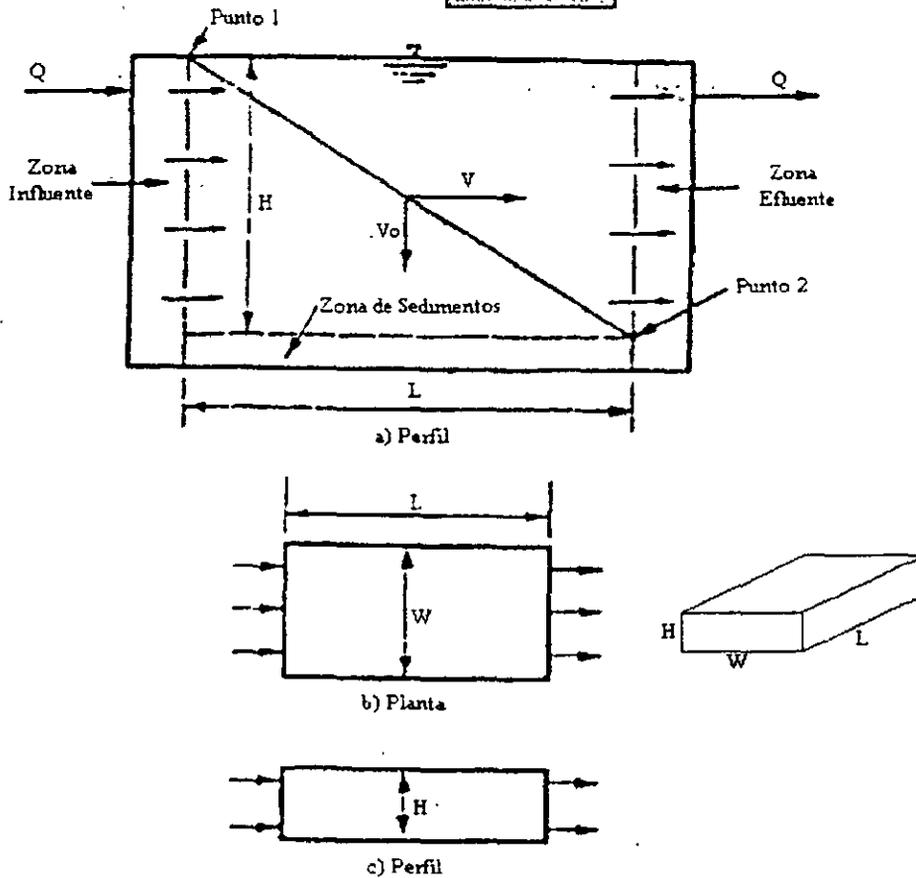


Figura 7.4 Tanque rectangular ideal

La velocidad horizontal, V considerando que

$$Q = V \cdot HW ; V = Q / HW$$

Sustituyendo expresiones:

$$t_r = LWH / Q$$

Como LWH es el volumen del tanque,

$$t_r = Vol / Q$$

Igualando estas ecuaciones de t_r

$$LWH / Q = H / V_o$$

$$V_o = Q / LW,$$

$$LW = \text{area superficial} = A_s$$

$$V_o = Q / A_s = C_s = m^3 / \text{seg} \times m^2 = \text{carga superficial}$$

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

- Tanque de sedimentación sección circular

En la Fig. 7.5 aparece el diagrama del tanque ideal de sección circular, donde:

$$V = Q / 2 \pi r H$$

$$dH / dr = V_o / V$$

quedando

$$dh / dr = 2 \pi r H V_o / Q$$

integrando:

$$\int_0^H dH = 2\pi r H V_o / Q \int_{r_1}^{r_0} r \cdot dr$$

resolviendo la integral

$$H = 2\pi r H V_o / Q \left[r^2 / 2 \right]_{r_1}^{r_0}$$

ó

$$H = \pi H V_o / Q (r_o^2 - r_i^2) = H a s V_o / Q$$

quedando

$$V_o = Q / A_s$$

Ecuación que es idéntica a la del tanque rectangular.

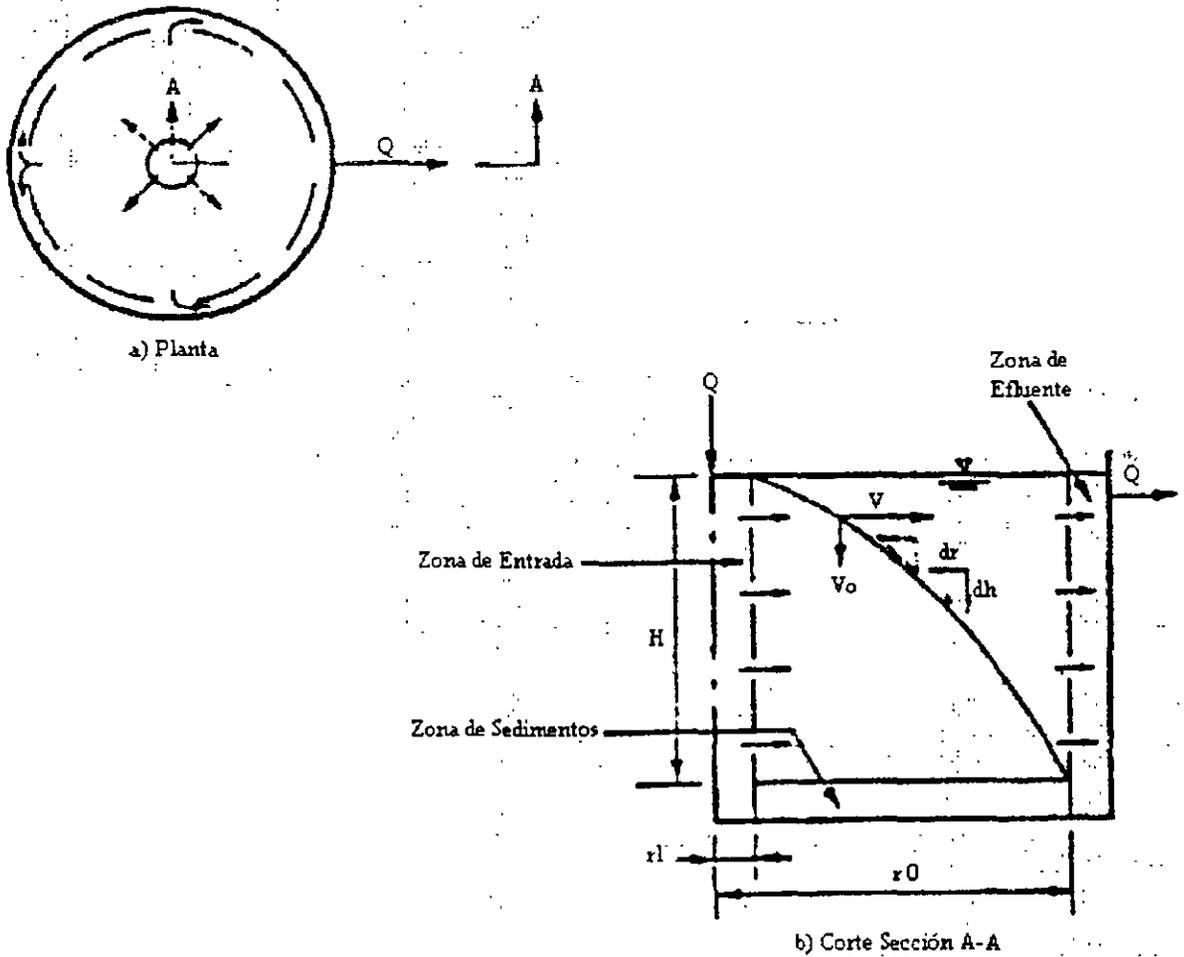


Figura 7.5 Tanque circular ideal

Condiciones de sedimentación de otros tamaños de partículas

$$\begin{aligned} V_1 &> V_0 \\ V_2 &< V_0 \end{aligned}$$

- Condiciones de sedimentación de otros tamaños de partículas.

En las figura 7.6 se muestra que todas las partículas con una velocidad de sedimentación, V_1 , mayor que V_0 se removerán totalmente, dado que su trayectoria intercepta la zona de lodos. Las partículas con una velocidad de sedimentación, V_2 menor que V_0 se removerán en una proporción.

$$V_2 / V_0, \text{ o sea } R_2 = H_2 / H$$

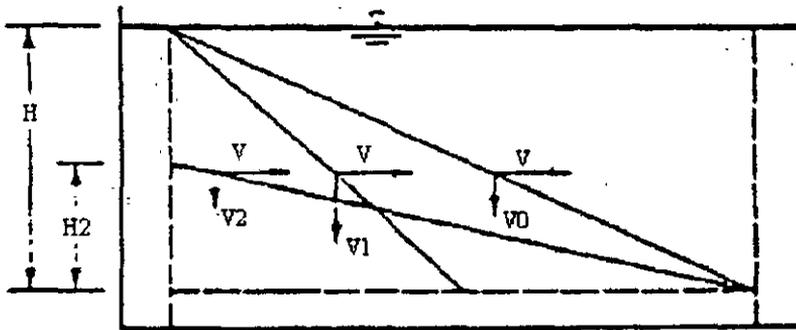


Fig. 7.6 Sedimentación de partículas de diferentes tamaños

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

EJEMPLO

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.

Datos

$$h = 2 \text{ m,}$$

$$t_r = 1 \text{ hora}$$

$$\text{Densidad arena } 2.65 \text{ g/cm}^3$$

$$\mu = 0.01185 \text{ gr/cm.s}$$

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%

$$V_s > \frac{2m}{1h} \times \frac{h}{3600s} \times \frac{100cm}{m} = 5.6 \times 10^{-2} \text{ cm/seg}$$

Considerando la Ley de Stokes para la velocidad de sedimentación

$$V_s = \frac{(980 \text{ cm/seg})(2.65 - 1.00 \text{ g/cm}^3)}{18(0.01185 \text{ gr/cm.seg})} D_p^2 > 5.6 \times 10^{-2} \text{ cm/seg}$$

Despejando D_p^2

$$D_p^2 > 7.39 \times 10^{-6} \text{ cm}$$

$$D_p > 2.7 \times 10^{-3} \text{ cm} > 0.0027 \text{ cm} > 27 \mu \text{ m}$$

- Para el análisis experimental se puede utilizar
 - Columna de sedimentación (figura 7.7)
 - Proceso cerrado (batch)
 - Suspensión homogeneizada.

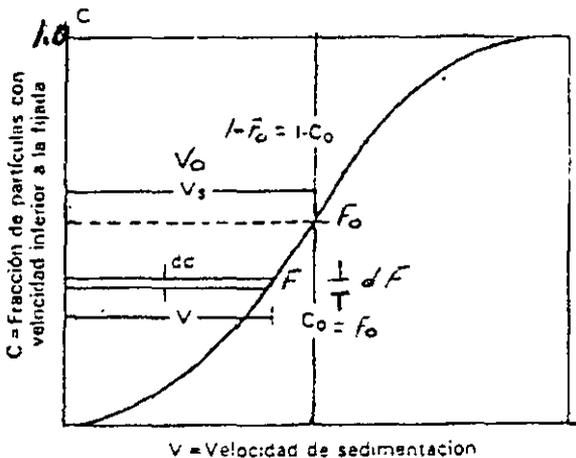


Fig. 7.7 Curva de sedimentación tipo I

En una columna de sedimentación (figura 7.8) se toman muestras a varias profundidades y tiempos para determinar la concentración de sólidos. La interpretación de estos datos da como resultado una curva como la que aparece en la fig. 7.7. La fracción del total de partículas que se remueven a una velocidad V_0 es:

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

donde

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

$1/V_0 \int_0^{F_0} V dF$ fracción de partículas con velocidad V menor que V_0 .

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

SEDIMENTACIÓN TIPO II (Sedimentador primario)

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

Dada la imposibilidad de adaptar una fórmula matemática para la sedimentación de aguas residuales, es preciso obtener los parámetros de diseño de los sedimentadores mediante ensayos y análisis de laboratorio.

Para evaluar las características de sedimentación de una suspensión floculante se deben realizar ensayos en columnas mediante un proceso cerrado (batch), se requiere una columna de sedimentación, de altura similar a la de los sedimentadores previstos, 2 a 3 metros y con diámetro de 20 cm, como mínimo 15 cm. con dispositivos de tomas de muestras cada 30 ó 50 cms.(Fig. 8.8). En esta columna se introduce el volumen correspondiente de agua residual manteniendo una concentración uniforme de sólidos suspendidos a lo largo de la columna, al inicio de la prueba; para que la prueba sea representativa se debe hacer en condiciones de reposo y la temperatura no debe variar en mas de 1°C en la altura de la columna a fin de evitar corrientes de convección.

Se toman muestras en las distintas profundidades y a ciertos intervalos de tiempo, determinándose analíticamente los SS y la DBO. En cada profundidad de toma de muestras se encontraran aquellas partículas cuya velocidad de caída sea inferior a h/t , siendo h la profundidad del punto de toma de muestra y t el tiempo de sedimentación.

Se calcula el porcentaje de sólidos suspendidos en cada muestra (SST), con respecto a la concentración inicial SSTo

Fracción de sólidos remanentes en suspensión para cada muestra:

$$X = \text{SST} / \text{SST}_0$$

en por ciento

$$Y = \text{SST} / \text{SST}_0 \times 100$$

Fracción de sólidos removidos = 1 - X; en porcentaje Z = 100 - Y.

Ejemplo de diseño (laboratorio)

Los datos de porcentaje de remoción calculados en el laboratorio se muestran en la siguiente tabla.

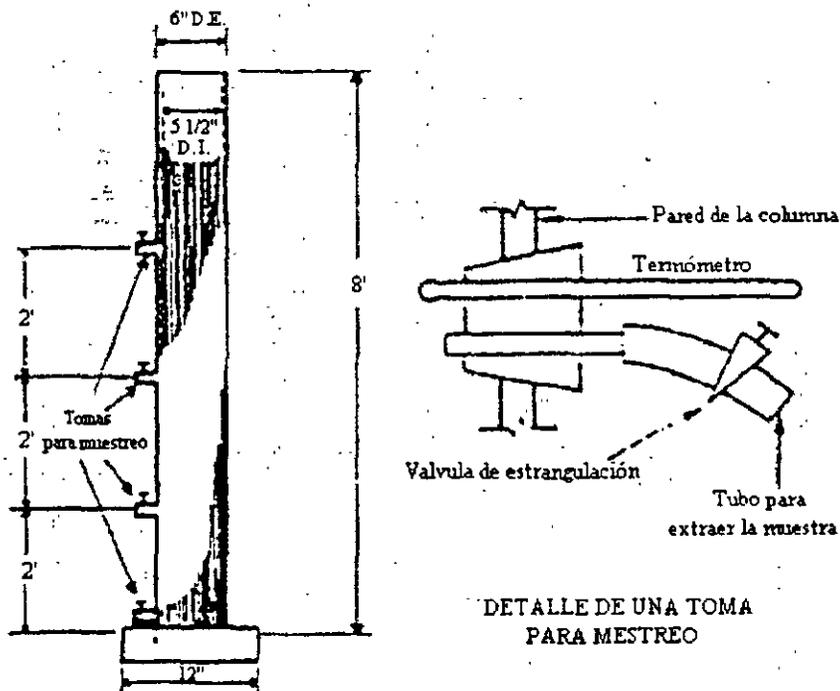


Fig. 7.8 Columna de sedimentación

Porcentaje de remoción del ejemplo

TIEMPO (min)	PROFUNDIDAD DE MUESTREO EN LA COLUMNA (pies)		
	2	4	6
5	41	19	15
10	55	33	31
20	60	45	38
40	67	58	54
60	72	62	59
90	73	70	63
120	76	74	71

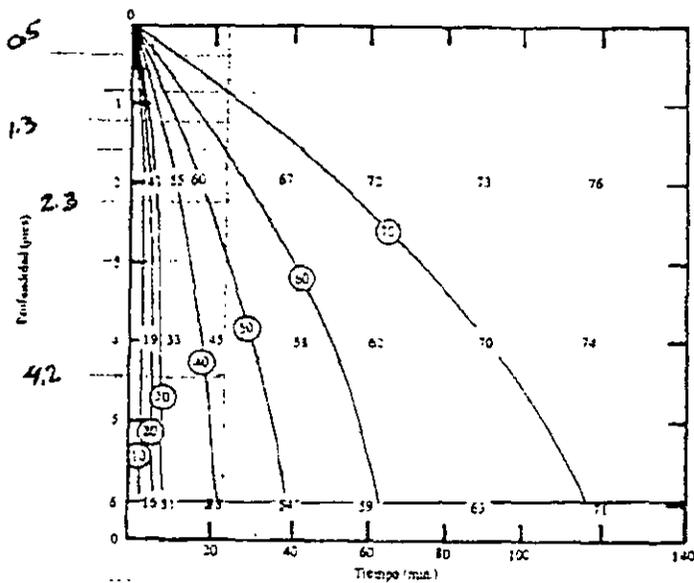


Fig. 7.9 Perfil de sedimentación

Los datos de porcentaje de remoción de la tabla anterior se grafican para construir el perfil de sedimentación que se muestra en la figura 7.9

En las ordenadas se indica la profundidad desde el nivel del agua hasta el fondo de la columna de 0 a 6 pies. En las abscisas se indica el tiempo en minutos desde el inicio de la prueba en que se toma la muestra para la determinación de la concentración inicial de sólidos SSTo los datos de la tabla 7.4 se indican en la gráfica, haciendo corresponder los valores de % de SST removidos para cada una de las profundidades a los diferentes tiempos. A partir de esos valores se dibujan las líneas del % de isoremovición.

Se calculan la velocidad de sedimentación, el % de remoción y la carga superficial para cada tiempo. Por ejemplo, para 23 minutos y 6 pies de profundidad, la velocidad de sedimentación V_s es igual a:

$$V_s = H / t = 6 / (23/60)$$

$$V_s = (6 \text{ pies})(60 \text{ min}) / (23 \text{ min}) \text{ hora} = 15.6 \text{ pies/hora}$$

H es la profundidad a la cual se tomó la muestra y t el tiempo en que fue tomada.

El porcentaje total de remoción de sólidos para 23 minutos y 6 pies se calcula tomando el % de remoción a la profundidad de 6 pies y se suman los porcentajes que corresponden a intervalos de 10 hasta llegar a la profundidad cero, así tenemos:

Porcentaje de remoción de sólidos	%
100% remoción del 40 %	40%
1er intervalo 10 x 4.2/6	7.0
2o. intervalo 10 x 2.3/6	3.8
3er. intervalo 10 x 1.3/6	2.3
4o. intervalo 10 x 0.5/6	0.9
Remoción total para 23 min	54%

La carga superficial CS en galones por día por pie cuadrado se calcula a partir de la velocidad de sedimentación V_s

$$CS = V_s(\text{pies/h} \times 24 \text{ h/día} \times 7.48 \text{ gal/pie}^3)$$

$$CS = 179 V_s$$

para 23 minutos tenemos:

$$V_s = 15.6 \text{ pie/hora (obtenido anteriormente)}$$

$$CS = 179.5 \times 15.6$$

$$CS = 2800 \text{ gal/día/pie}^2$$

De esta manera se calculan los valores correspondiente a cada tiempo, obteniendo los resultados que se muestran en la siguiente tabla.

Tiempo (min)	V_s (pie/h)	% remoción de SS	CS (gdp/pie ²)
5	72.0	33	12,950
7	51.5	34	9,300
9	40.0	39	7,200
23	15.6	54	2,800
38	9.5	62	1,710
63	5.7	69	1,025
116	3.1	72	560

Con los resultados de la tabla anterior, se grafican los valores de % de remoción de S.S. contra carga superficial como se muestra en la figura 7.10. También se grafican el % de remoción de SS contra el tiempo de sedimentación como se muestra en la figura 7.11.

Los valores reales de diseño adoptados suelen ser los obtenidos en el laboratorio, multiplicando la carga superficial o tasas de derrame por un factor de 0.65 y el tiempo de retención por un factor de 1.75.

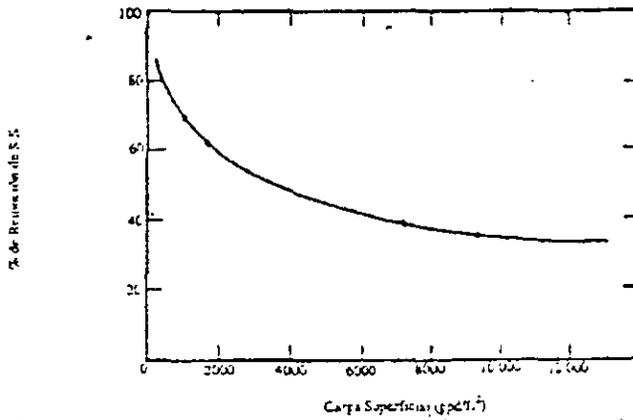


Fig. 7.10 Relación tiempo de retención-reacción

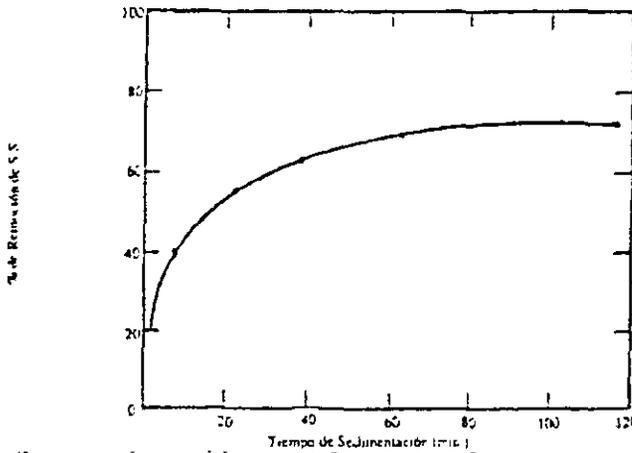


Fig. 7.11 Relación carga superficial-remoción sólidos

SEDIMENTADOR PRIMARIO, TANQUES CIRCULARES.

En estos tanques, el influente es distribuido del centro a la periferia

Criterios de diseño

Carga Hidráulica Superficial	[1/seg-m ²]	[gpd/pie ²]
Aguas residuales crudas	.28 a .57	600 a 1,200
Aguas con flóculos de aluminio	.17 a .28	360 a 600
Aguas con flóculos de hierro	.25 a .38	540 a 800
Aguas con flóculos de cal	.25 a .57	540 a 1,200
Tiempo de retención [h]		1.5 a 3.0
Profundidad efectiva [m]		2.0 a 3.5
Carga hidráulica sobre los vertedores [1/seg-m]		1.44 a 4.31
Velocidad de los extremos de las rastras [cm/seg]		5.1 a 7.6
Pérdida total de carga hidráulica [m]		.6 a .9
Generación de lodos [%]		.25 a 2
Concentración de lodos [%]		3 a 6
Densidad relativa de los lodos		1.02 a 1.07

Eficiencia del proceso

La eficiencia de remoción en los sedimentadores circulares varía de 50 a 65% para sólidos sedimentables y de 25 a 35% para DBO. En aguas residuales de origen doméstico, la relación empírica entre eficiencias de remoción de sólidos y CHS se indica a continuación:

CHS [1/SEG/M ²]	.20	.30	.40	.50	.60
EFICIENCIA [%]	71	66	61	56	51

EJEMPLO

Encontrar el volumen requerido así como las dimensiones

Datos

$Q = 250 \text{ lps}$

$t_r = 2.5 \text{ hr}$

$C_s = 0.3$

$$C_s = \frac{Q}{A_s} \quad A_s = \frac{Q}{C_s} = \frac{250}{0.3} = 833 \text{ m}^2$$

$$t_r = \frac{Vol}{Q} \quad Vol = 0.250 \times 2.5 \times 3600 = 2250 \text{ m}^3 ; \quad h = \frac{2250}{833} = 2.70$$

$$\text{Considerando } h=3\text{m}; \text{Vol}=883 \times 3=2,649; t_r = \frac{2649 \text{ m}^3}{0.25 \times 3600} = 2.94 \text{ hr}$$

EJEMPLO

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)

Solucion:

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

$$t_r = \frac{V}{Q} = \left[\frac{4600 \text{ m}^3}{3.2 \times 10^4 \text{ m}^3 / \text{día}} \right] \frac{24 \text{ h}}{\text{día}} = 3.4 \text{ h}$$

$$TD = \frac{Q}{A} = \frac{3.2 \times 10^4 \text{ m}^3 / \text{día}}{1070 \text{ m}^2} = 30 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \text{ día}$$

Nota: Las Plantas de Tratamiento se diseñan para manejar flujo variable ya que este cambia en forma diaria y estacional. Los sedimentadores secundarios se diseñan para un tiempo de retención mas largo y tasa de derrame mas baja que los sedimentadores primarios debido a que remueven partículas mas pequeñas.

Consumo de energía

El consumo de energía en el proceso de sedimentación puede ser estimado con las siguientes ecuaciones:

- a.- Para una superficie total (S) menor a 155 m² : 7,500 Kw-h
 b.- Para una S de 155 a 1,550 m²: Energía = 3,241 * área^{0.1663}
 c.- Para una S mayor de 1,550 m² : Energía = 152.9 * área^{0.5818}

Algunos resultados de la aplicación de estas ecuaciones se muestran a continuación:

Area Total Sedimentadores m ²	Consumo de Energía Kw- h
100	7,500
200	7,822
500	9,109
1,000	10,222
1,500	10,935
2,000	12,733
2,500	14,498
3,500	17,634

SEDIMENTADOR PRIMARIO, TANQUES RECTANGULARES

Los principios generales del proceso de sedimentación son iguales a los de los tanques circulares. En los tanques rectangulares el influente es distribuido a la entrada de la unidad por medio de baffles verticales o vertedores sumergidos; el objetivo de estas estructuras es lograr una mejor distribución del influente a lo ancho de la unidad. El efluente se recolecta por medio de vertedores triangulares colocados en canaletas, frecuentemente en forma de peine o de dedos que se extiende de la pared final del tanque hasta un 20% de la longitud del mismo. En algunos casos se emplean baffles verticales antes de las canaletas recolectoras para evitar contracorrientes superficiales. Una ventaja de estos tanques es que su geometría permite un mejor aprovechamiento del terreno y una limitante es que las rastras de tracción transversal, empleadas en los tanques rectangulares, son más proclives a fallas mecánicas y estructurales que las rastras de los tanques circulares. En algunas ocasiones se han empleado tanques cuadrados con alimentación central, similares hidráulicamente en su funcionamiento a los tanques circulares, sin embargo, su práctica no se ha extendido entre otras razones por que su sistema de rastras tiende a tener más problemas que los de los tanques circulares o rectangulares y, dado que la longitud de canaletas perimetrales recolectoras por unidad de arco radial es mayor en las esquinas que en las partes centrales de los muros rectos, los lodos tienden a acumularse en las esquinas del fondo del tanque.

Criterios de diseño

Los sedimentadores rectangulares primarios se diseñan con una profundidad de 2.5 a 4.0 m. La relación largo-ancho es de 1.5 : 1 a 15 : 1, y normalmente se utiliza la relación de 3:0 a 6:1. El lado (ancho) mínimo recomendado es de 3 m. La velocidad mínima del agua en los canales de alimentación al sedimentador se recomienda de 30 cm/seg. Para lograr una mejor distribución del agua en la entrada al sedimentador se recomienda que la

pérdida de energía del agua a su paso por los orificios de entrada sea al menos 4 veces mayor que la energía cinética del agua en el canal de alimentación. En sedimentadores rectangulares, con relaciones largo:ancho y longitudes acordes con las normas antes mencionadas, la carga hidráulica sobre los vertedores de recolección del efluente no afecta la eficiencia del proceso; cuando, esta carga es del orden de 85 a 520 m³/día-m.

El piso del sedimentador debe tener una pendiente de 1 % hacia las tolvas de recolección de lodos.

SEDIMENTACIÓN TIPO III y IV (sedimentador secundario)

La sedimentación tipo III o con interferencia comprende las partículas de concentración intermedia que se encuentran muy cercanas unas de otras lo que provoca que las fuerzas interpartículas interfieren la sedimentación de partículas vecinas. Las partículas permanece 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: clarificador final del proceso biológico de lodos activados).

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

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 7.12 (a) y (b) (sistema cerrado).

La figura 7.13 (a) muestra una sección transversal de un clarificador circular final del proceso de lodos activados, donde se definen las clases de sedimentación que pueden ocurrir. La zona de agua clarificada (tipo II) usualmente es de 1.5 a 1.8 m de profundidad, y la profundidad total para la zona con interferencia, de transición, (tipo III) y de compresión (tipo IV), usualmente es de 1.5 a 2.1 m.

Las pruebas hechas en los cilindros permiten obtener los parámetros básicos de diseño de sedimentadores los que para fines prácticos se multiplican por un "factor de escalamiento". Para el caso de clarificadores finales se obtienen datos tanto de la clarificación del líquido como del espesamiento de lodos.

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

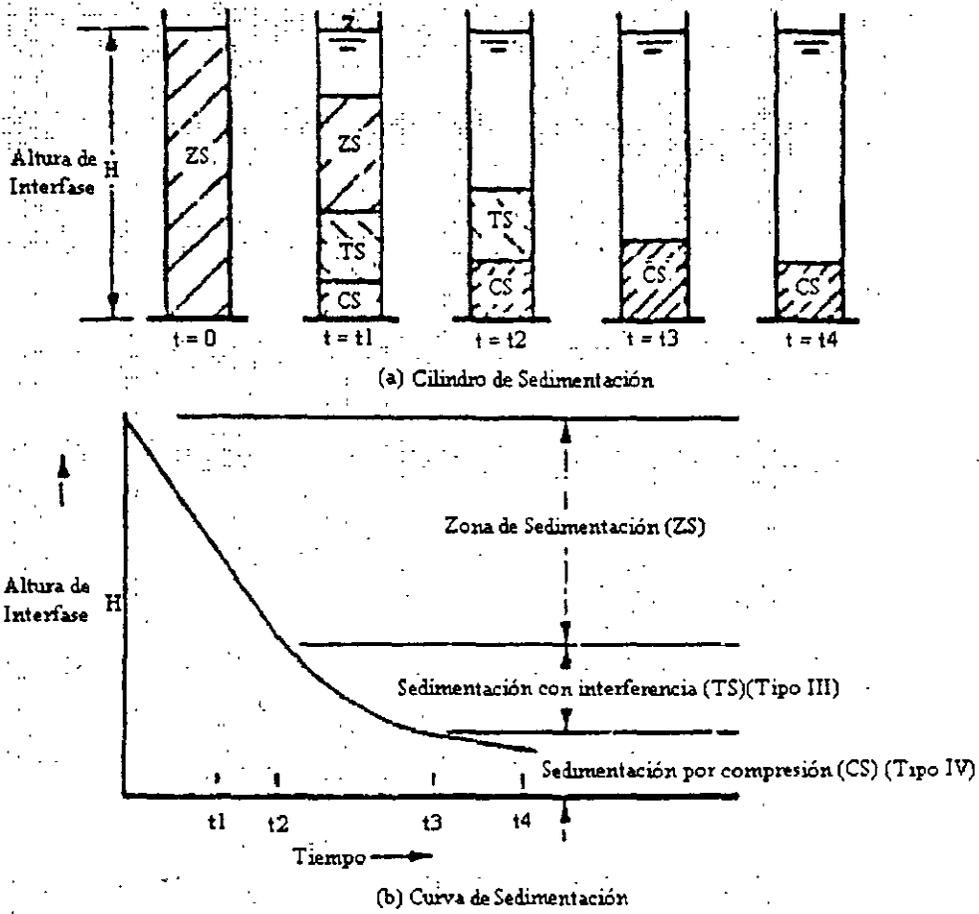


FIG. 7.12 Sedimentación de una suspensión concentrada

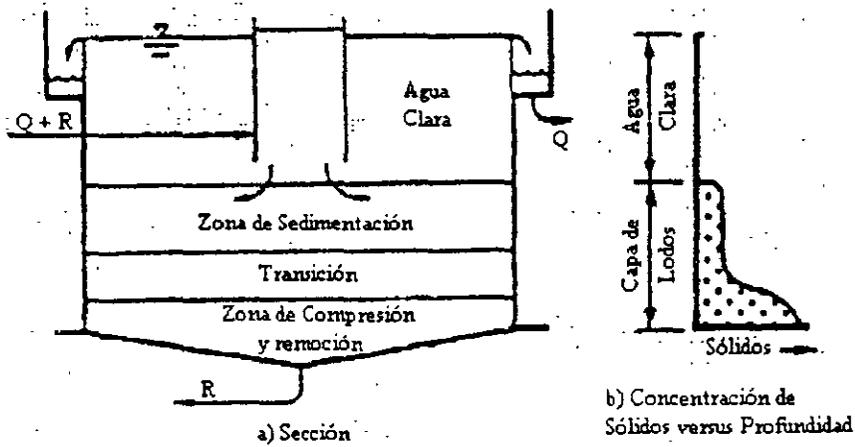


FIG. 7.13 Sedimentación secundaria para el proceso de lodos activados

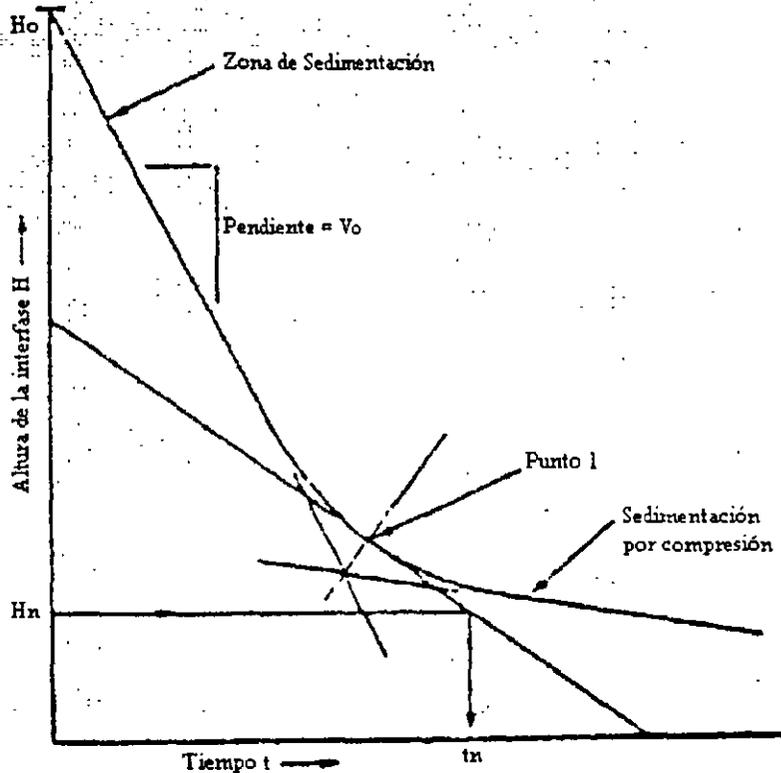


FIG. 7.14 Análisis de la curva de sedimentación en una suspensión concentrada, proceso batch.

EJEMPLO DE DISEÑO EXPERIMENTAL

Considerando que con los resultados de una prueba se obtiene la curva de sedimentación mostrada en la figura 7.14 el área de un clarificador final se determina con el siguiente procedimiento:

- a) Se calcula la pendiente de la región de sedimentación con interferencia, V_o . Esta es la velocidad de sedimentación requerida para clarificación (tipo II).
- b) Se prolongan las tangentes desde la región de sedimentación con 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_o y la altura inicial de los lados, H_o , se selecciona una concentración del bajo flujo para diseño, C_u , y se determina la altura de la interfaz, H_u .

Como $C_u H_u = C_o H_o$, entonces

$$H_u = C_o H_o / C_u$$

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_t .

$$A_t = 1.5 (Q + R) (t_u / H_o)$$

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 .

$$A_c = 2.0 (Q / V_o)$$

donde

Q gasto efluente del clarificador final

2.0 factor de escalamiento

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

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

SEDIMENTADORES SECUNDARIOS, TANQUES CIRCULARES

Existen dos tipos de tanques circulares sedimentadores secundarios (figura 7.15): el alimentado por el centro y el alimentado por la periferia. Ambos utilizan un mecanismo para transportar y remover del tanque los lodos sedimentados. Los lodos son acumulados por el mecanismo en una tolva al centro del tanque, para ser finalmente removidos del mismo. El efluente se extrae a través de vertedores triangulares, localizados cerca del centro o del perímetro del tanque, según el tipo de sedimentador. El mecanismo de remoción del sobrenadante (desnatador) se localiza en la superficie del tanque. El uso más común del sedimentador secundario es separar los sólidos de lodos activados y producir sólidos concentrados como el flujo de retorno requerido para mantener el tratamiento biológico y para permitir la sedimentación de sólidos producidos en el sistema de filtros percoladores de baja tasa.

Criterios de diseño

Aunque el diseño de los tanques sedimentadores secundarios es similar al sedimentador primario, los factores que se deben considerar en el diseño de estos tanques incluyen: tipo de tanque deseado, carga hidráulica superficial, carga de lodos, velocidad de flujo, localización de los vertedores, carga hidráulica sobre vertedores y recolección de material flotante. Los criterios de diseño recomendables se resumen en los siguientes cuadros:

Tasas de derrame comunes que se emplean en el diseño de clarificadores o sedimentadores primarios y secundarios para aguas residuales municipales.

Operación unitaria	Tasa de derrame (m ³ m ⁻² d ⁻¹) ¹	Tasa de derrame (cm s ⁻¹) ²
Clarificador primario	>40	>0.046
Clarificador secundario	>20	>0.023

* Los sólidos suspendidos eliminados en los clarificadores secundarios son mas pequeños que los removidos en el clarificador primario.

¹ tasa de derrame expresada en unidades de Q/A_{parte superior}, donde Q se expresa en m³d⁻¹ y A_{parte superior} se expresa en m²

² Tasa de derrame expresada en unidades de cm c⁻¹, unidades comúnmente usadas para describir la velocidad de sedimentación de una partícula.

Los datos tipicos de diseño para sedimentadores secundarios según Metcalf and Eddy, se muestran a continuación:

Tipos de tratamiento	Carga hidráulica m ³ /m ² día		Carga de sólidos* kg/m ² h		Profundidad m
	Promedio	Pico	Promedio	Pico	
Lodos Activados					
o Con aireación (excepto aireación extendida)	16-33	41-49	4-6	10	4-6
o Con oxígeno puro	16-33	41-49	5-7	10	4-6
Aireación extendida	8-16	28-33	1-5	7	4-6
Filtros biológicos o percoladores	16-24	41-49	3-5	8	3-5
Discos biológicos					
o Efluente secundario	16-33	41-49	4-6	10	3-5
o Efluente nitrificado	16-24	33-41	3-5	8	3-5

* Las cargas de sólidos permisibles son generalmente gobernadas por las características del espesador de lodos, asociados con la operación e climas frios.

La tasa de recirculación de lodos en un proceso de lodos activados varia del 15 al 200 porciento del flujo de agua a la planta, dependiendo de las modificaciones empleadas.

La longitud de los baffles no debe de exceder de 3 pies (91 cm) por debajo de la superficie del agua. Otros parámetros tipo de diseño son los siguientes:

Carga hidráulica sobre vertedores [gpd/pie] [l/seg-m]	10,000 a 30,000 1.44 a 4.31
Velocidad de flujo máxima en la vecindad de los vertedores [pies/hr] [cm/seg]	12 a 24 .10 a 0.20
Diámetro de los baffles en la entrada [porcentaje del diámetro del tanque]	15 a 20

Eficiencia del Proceso

En el sedimentador la concentración de lodos de un sistema de lodos activados varía de 0.5 a 2.0 por ciento, dependiendo de las características de concentración y sedimentación de los lodos y los sólidos suspendidos en el efluente varían comúnmente de 20 a 30 mg/l, aunque se han reportado concentraciones de 11 a 14 mg/l.

Consumo de energía

El consumo de energía en el proceso de sedimentación secundaria se tiene en la operación de las bombas de lodos, las rastras de lodos y el mecanismo de remoción de material flotante. En el caso de lodos activados, se incluye el consumo de energía por la bomba de retorno de lodos. La energía requerida para vencer una pérdida de carga de 2 a 3 pies (60 a 90 cm) se puede estimar por la siguiente ecuación $\text{kWh/año} = 1625 (\text{mgal/d de flujo de agua} + \text{Mgal/d de retiro de lodos}) \text{CDT}$ a una eficiencia de 70 por ciento. (CDT = Carga Dinámica Total).

SEDIMENTADOR SECUNDARIO, TANQUES RECTANGULARES

El diseño de los sedimentadores rectangulares secundarios (figura 7.16) es similar al de sedimentadores primarios, con la excepción de que en el diseño de sedimentadores para lodos activados se deben de considerar grandes volúmenes de sólidos en el licor mezclado. Aún más, el licor mezclado, tiene la tendencia de fluir a la entrada del tanque como una corriente densa e interferir la separación de sólidos y el espesamiento de los lodos. Para manejar exitosamente estas características se deben considerar los siguientes factores: (1) tipo de tanque deseado, (2) carga hidráulica superficial, (3) carga de sólidos, (4) velocidades del flujo, (5) localización de vertedores y cargas sobre ellos, y (6) recolección de material flotante.

El influente del tanque es distribuido al interior de la unidad por medio de baffles y fluye a lo largo del tanque para salir sobre unos vertedores. La longitud máxima es de aproximadamente 300 pies y con profundidades de 12 a 15 pies (3.7 a 4.6 m). El equipo de remoción de sólidos consiste de un par de cadenas sin fin, con piezas de madera de 2 pulgadas (5 cm) de espesor y de 6 a 8 pulgadas (15 a 20 cm) de profundidad, localizadas a cada 10 pies (2 m). La velocidad lineal de las cadenas es de 2 a 4 pies/min (0.6 a 1.2 m/min). También, se utilizan rastras para la limpieza de los tanques fijadas a un puente móvil que viaja a lo largo de la unidad. La colección del material flotante se realiza al final del tanque en el efluente y su remoción puede ser manual, hidráulica o mecánica.

Eficiencia del proceso

Las concentraciones máximas de sólidos de lodos secundarios en sistemas de lodos activados de 0.5 a 2.0 porciento, dependiendo de las características de sedimentación y compactación de los lodos. Los sólidos suspendidos totales (SST) en el efluente varía de 20 a 30 mg/l.

Consumo de energía

La energía requerida para vencer una pérdida de carga de 2 a 3 pies (60 a 90 cm) se puede estimar por la siguiente ecuación:

$$kWh/año = 1625 (\text{Mgal/d de flujo de agua} + \text{Mgal/d de retorno de lodos})$$

Carga Dinámica Total a una eficiencia de 70 porciento.

7.5 TIPOS DE TANQUES Y CARACTERISTICAS

Secciones: circular, cuadrada o rectangular.

- Tanques circulares:
 - Diámetro: 4.5 m a 120 m. (10 m - 45 m usualmente)
 - Profundidad: 1.8 m. a 4.8 m. (3m. - 4.2 m. usualmente)
 - Bordo libre: 0.3 m. a 0.75 m.
 - Diseño estándar : Con intervalos de diámetro de 1.5 m. con el fin de acomodar los mecanismos de remoción de lodos.
- Tanques cuadrados:
 - Lados de 10 m. a 60 m. y profundidades de 1.8 m a 5.7 m.
 - Bordo libre: 0.3 a 0.75 m.
 - Intervalos de los lados: 1.5 m.
- 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 montada en un puente viajero

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

- a) Ancho: De 1.5 m a 6 m.
Longitud: Hasta 75 m.
Profundidad: mayor de 1.8 m.

Se pueden emplear anchos mayores hasta 30 m. instalando 4 o 5 módulos separados por mamparas y con mecanismos individuales,

- b) Ancho: 3.5 m. a 36 m.
Longitud: 12 m a 90 m.
Profundidad: Mayor de 1.8 m.

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

- c) Ancho: Hasta 36 m.
Profundidad: Mayor de 1.8 m.
- d) Entrada, deflectores y salida

Entrada del influente: Deben proyectarse en forma tal que la corriente de alimentación se difunda homogéneamente por todo el tanque desde el primer momento.

Deflectores: Suelen colocarse a la entrada y salida del tanque sirviendo, el primero, para conseguir una buena repartición del caudal afluente, y el segundo para proteger a los vertedores de la acción del viento sobre la superficie del líquido y para retener las sustancias flotantes, grasas y espumas.

Vertedero de salida: Su nivelación es muy importante para el funcionamiento correcto de la clarificación. Por otro lado, para no provocar levantamiento de los lodos sedimentados, la relación del caudal afluente a la longitud total de vertido debe ser menor de 10-12 m³/h/m, generalmente son triangulares (dientes de sierra) o de orificios; mediante placas metálicas móviles, para controlar el nivel de salida (ver figuras 7.18 y 7.19)

- e) Material de construcción

Los tanques normalmente se construyen de concreto armado, sin embargo también los hay metálicos.

7.6 FACTORES BÁSICOS DE DISEÑO

a) Carga superficial (m ³ /m ² -d)	(Valores medios)
- Remoción de arenas	600-1200
- Sedimentación simple (agua suministro)	5-20
- Sedimentación primaria	
seguida de tratamiento secundario	32-48
con purga de lodo activado	24-32
- Sedimentación secundaria	
De lodo activado convencional	16-32
De aeración extendida	8 -16
De filtros percoladores	16-24
- Clarificación	
Aguas turbias	30-60
Aguas con color	15-45
Aguas con tratamiento biológico	
Coaguladas con sulfato de aluminio	20-24
Coaguladas con sales de hierro	28-32
Coaguladas con cal	56-64
- Ablandamiento químico	30-80
- Contacto de sólidos	
Aguas turbias	70-120
Aguas con color	60-100
Ablandamiento	80-160
- Sedimentación alta tasa (flujo laminar)	60-250

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

Teóricamente, el tiempo de retención hidráulico se calcula con:

$$t_r = \frac{V}{Q} \text{ y } Q = \frac{V}{t_r}$$

donde:

V volumen útil del tanque (m³)

Q caudal de agua (m³/d)

t_r tiempo de retención hidráulico

- Relación entre tiempo de retención, profundidad y carga superficial.

$$Cs = Q / As = V / tr.L.W = L.W.H / L.W.tr = H / tr$$

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

En general:

$$V_h: 30 \text{ a } 90 \text{ cm/min}$$

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

$$Q = V_{sc}As \text{ y } Q = V_hAt$$

$$As = wL \text{ y } At = wH$$

$$\text{Tenemos: } V_{sc} wL = V_h wH \therefore V_h / V_{sc} = L / H$$

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.

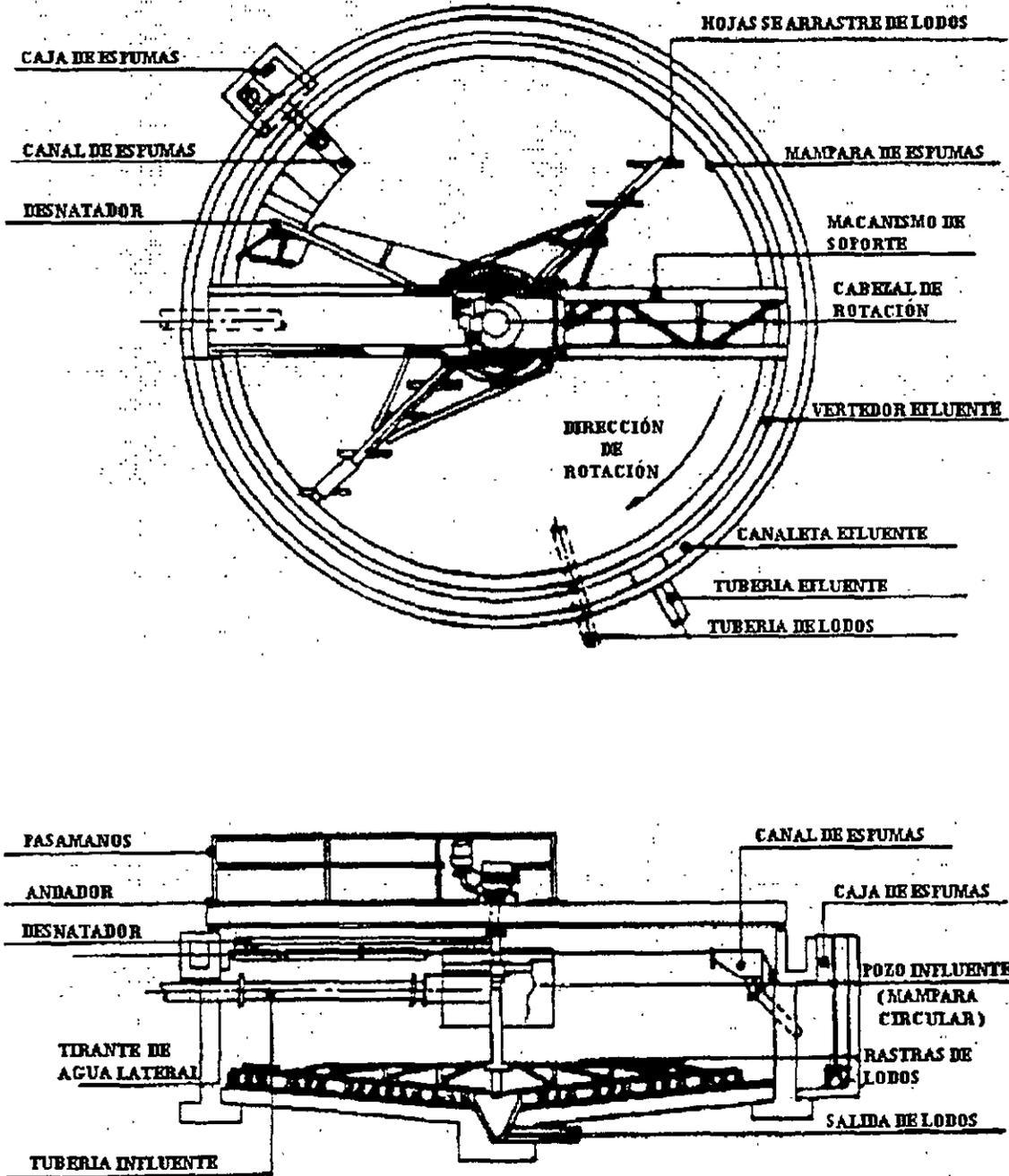
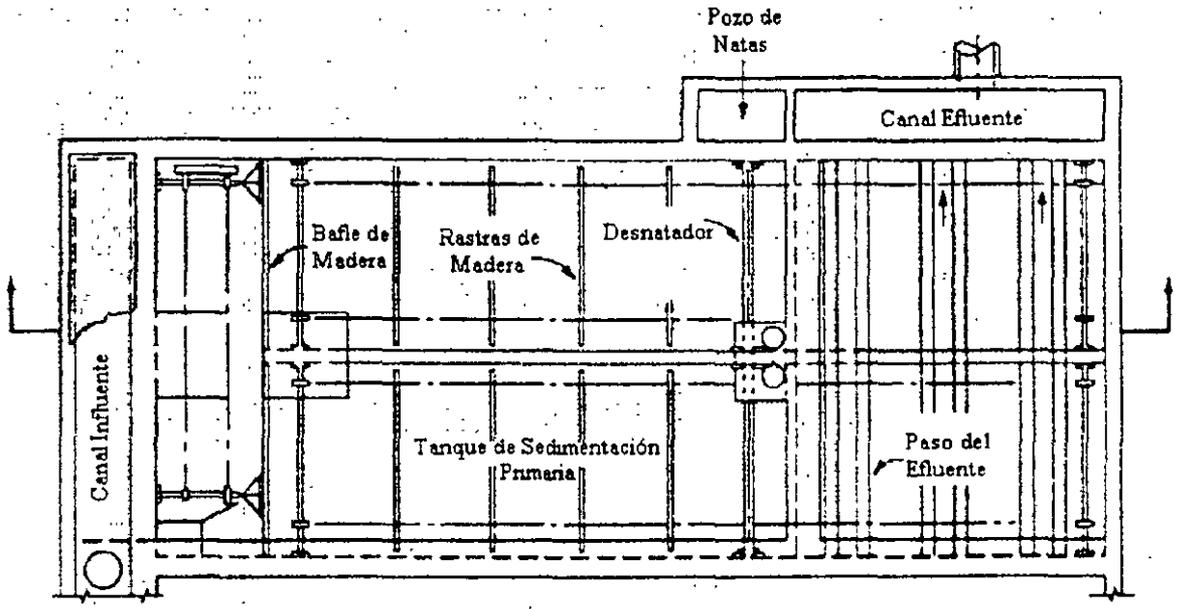


FIG. 7.15. Sedimentador circular con desnatador



(a)

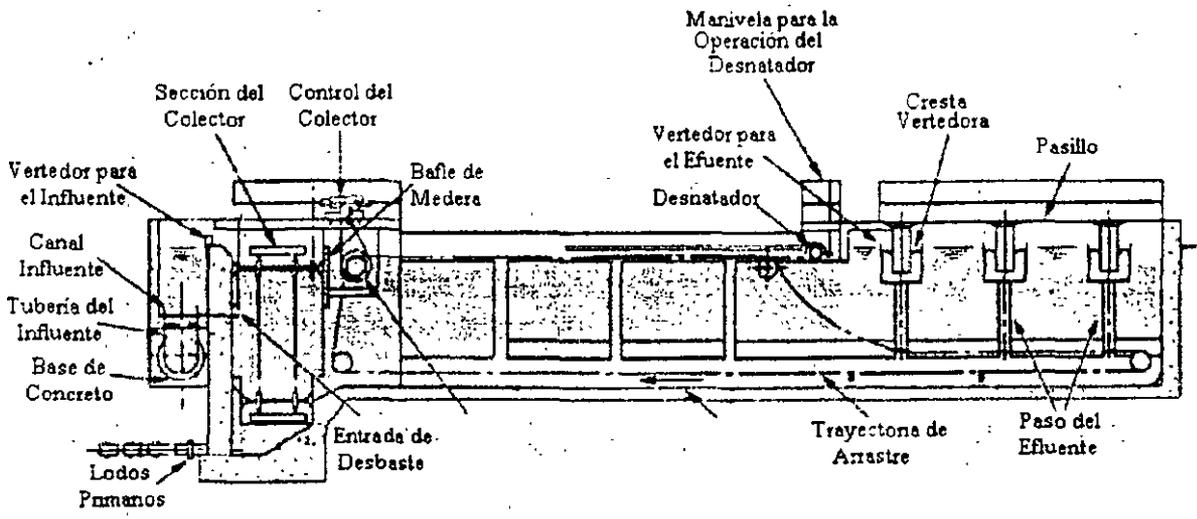


Figura 7.16 Tanque rectangular típico para sedimentación primaria con desnatador integrado

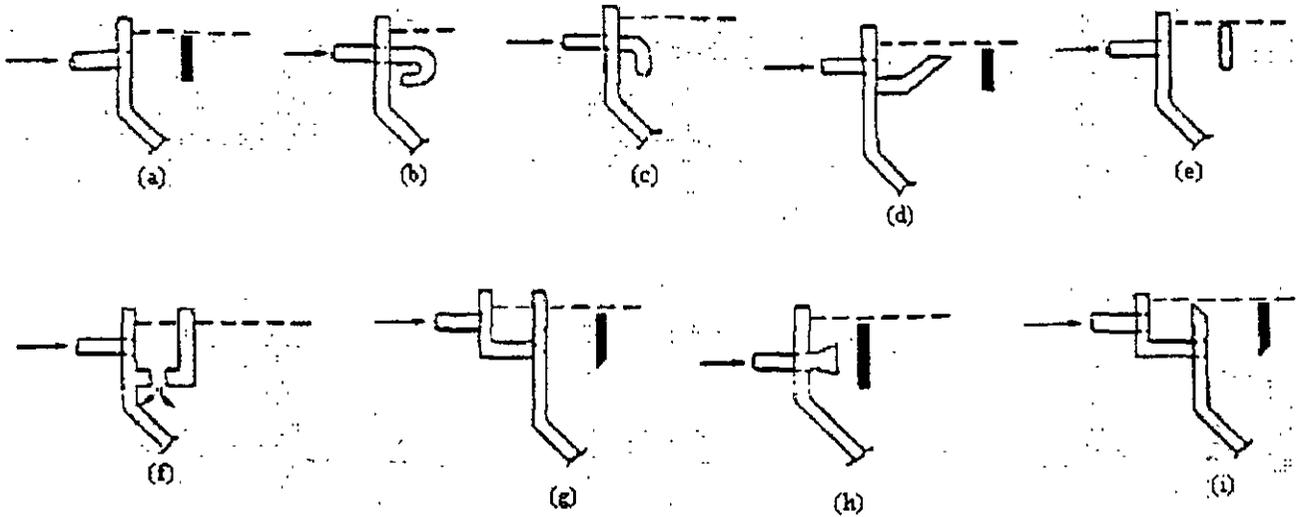


Figura 7.17 Detalles de entrada del influente en tanques sedimentadores rectangulares: (a) tubo de entrada descargando contra un bafle deflector. (b) tubo con codo en forma de U descargando contra el muro. (c) serie de tubos de entrada espaciados a lo ancho, girando en codo. (d) vertedor inclinado con bafle. (e) bafle perforado. (f) depósito escalonado con apertura en el fondo. (g) tubo descargando en un canal que cuenta con una serie de aperturas que descargan contra un bafle. (h) tubo terminado con forma de campana, seguida por un bafle (i) vertedor con desbride seguido por un bafle.

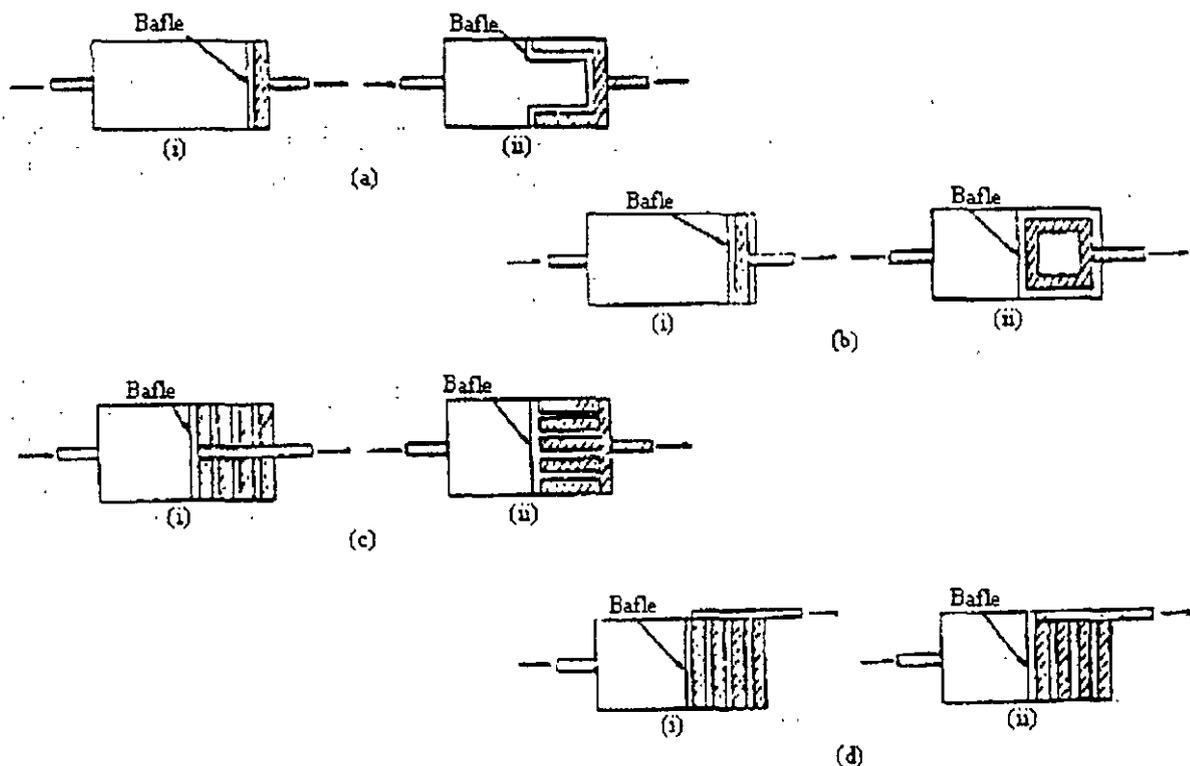


Figura 7.18 Algunas configuraciones para el vertedero de salida utilizadas en sedimentadores rectangulares:

(a) vertedor transversal simple; (b) vertedor doble; (c) vertedores múltiples con canales intermedios y en el final; (d) vertedores múltiples con canal de salida lateral.

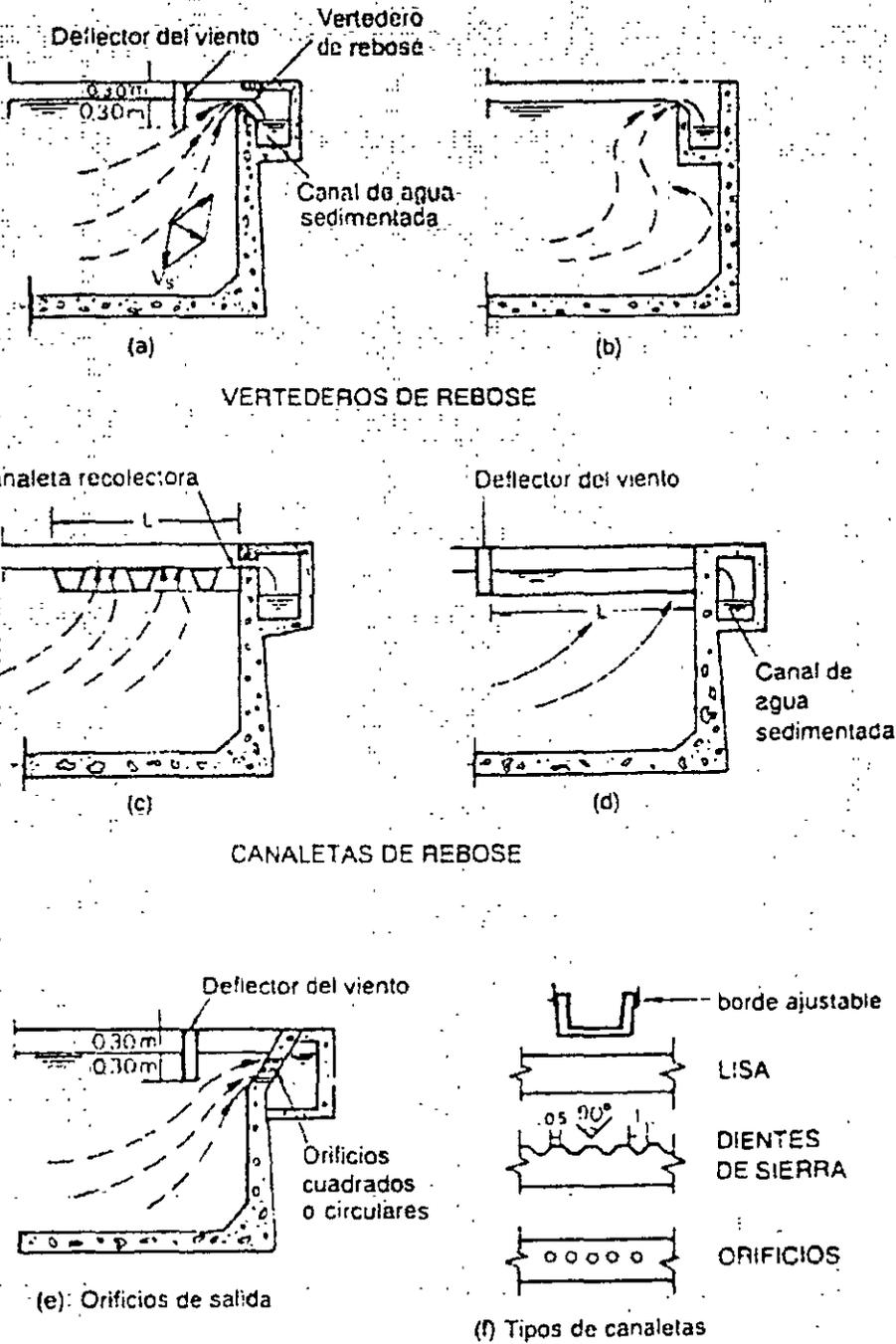


FIG 7.19 Estructuras de salida en sedimentadores rectangulares

7.7 ESTUDIOS CON TRZADORES

Los tanques de sedimentación los afectan los espacios muertos y 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 mas 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 y por tanto el tiempo medio para el paso de los elementos del fluido decrece. También las corrientes de viento y térmica crean 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 puede seguir el siguiente procedimiento.

Se adiciona una carga de trazador (sal, rodamina B, tritio) en el influente y se determina su concentración en el efluente, como se muestra en la Fig 7.20. Si hay espacios muertos, se presenta lo siguiente:

$$\text{Tiempo de retención medio} / \text{Tiempo de retención teórico} < 1$$

Si no hay espacios muertos, la relación es:

$$\text{Tiempo de retención medio} / \text{Tiempo de retención teórico} = 1$$

Si se presentan cortos circuitos, la relación es.

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

Si no hay cortos circuitos:

$$\text{Tiempo de retención medio} = \text{Tiempo de retención (Valor de la mediana)}$$

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 7.21 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 las aguas residuales las suspensiones son floculentas hasta cierto grado. Estas partículas del mismo tamaño inicial y densidad que las discretas interceptarán la zona de lodos 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 ligeramente floculentas, el diseño será conservador. Aunque hay diferencias entre el tanque ideal y los reales, la teoría planteada proporciona el enfoque más racional para el diseño y resalta que los parámetros más importantes son: la tasa de derrame, carga superficial o velocidad de sedimentación, el tiempo de retención y la profundidad.

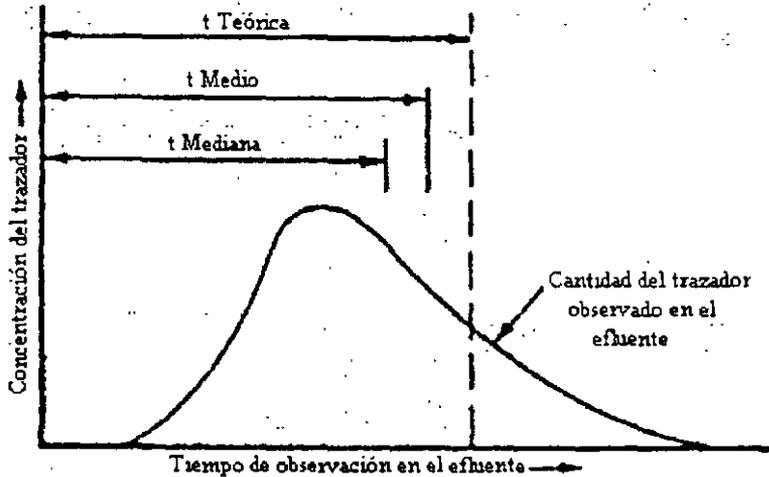


FIG. 7.20 Características de tanques sedimentadores como se encuentra en un estudio con trazadores

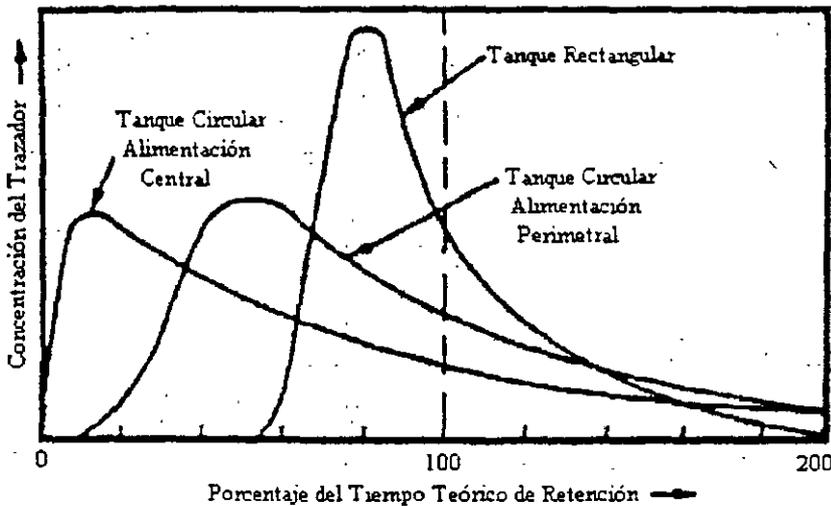


FIG. 7.21 Estudios con trazadores en tanques sedimentadores circulares y rectangulares



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



...: Ingeniería Ambiental

CURSOS ABIERTOS

CA-178 TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES, MUNICIPALES INDUSTRIALES Y REUSOS

TEMA

CAPITULO VIII TRATAMIENTO SECUNDARIO

EXPOSITOR: ING. RAFAEL LÓPEZ RUIZ

DEL 27 DE JUNIO AL 1° DE JULIO DE 2005

PALACIO DE MINERÍA

AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES Y BIOSÓLIDOS

8. TRATAMIENTO SECUNDARIO

- 8.1 PROCESOS Y SISTEMAS
- 8.2 TRATAMIENTOS FÍSICOS Y QUÍMICOS
- 8.3 TRATAMIENTOS BIOLÓGICOS
- 8.4 MICROORGANISMOS AEROBIOS EN SUSPENSIÓN
 - LODOS ACTIVADOS
 - ZANJAS DE OXIDACIÓN
 - LAGUNAS AIREADAS
- 8.5 MICROORGANISMOS AEROBIOS ADHERIDOS A UN MEDIO FIJO
 - FILTROS PERCOLADORES O BIOLÓGICOS
 - BIODISCOS
- 8.6 TRATAMIENTO BIOLÓGICO ANAEROBIO
 - REACTORES DE 1ª GENERACION
 - REACTORES DE 2ª GENERACION
 - REACTORES DE 3ª GENERACION

8.1. PROCESOS Y SISTEMAS

El tratamiento secundario es el proceso complementario de la depuración de las aguas residuales, consistente en una serie de operaciones y procesos (químicos o biológicos) al que son sometidos los efluentes del tratamiento primario, ya que estos contienen materia orgánica biodegradable en forma de sólidos suspendidos finos, sedimentables, coloides y solubles, los cuales deben ser separados para obtener un agua apropiada ya sea para otro uso o para su disposición final en un cuerpo receptor.

El tratamiento secundario agrupa procesos y operaciones unitarias capaces de eliminar los sólidos que aún contienen los efluentes primarios, y se clasifican en físicos, químicos y biológicos.

Aun cuando en las lagunas de estabilización el principal proceso es el biológico, en la práctica pueden ubicarse después del pretratamiento, después del tratamiento primario o después del tratamiento secundario, por ello en este libro se presentan por separado integrando el Capítulo 9.

TABLA 8.1 PROCESOS Y SISTEMAS PARA EL TRATAMIENTO SECUNDARIO

<p>TRATAMIENTO FISCOQUIMICO</p>	<ul style="list-style-type: none"> • PRECIPITACION QUIMICA • COAGULACION QUIMICA • FLOCULACION
<p>TRATAMIENTO BIOLOGICO</p>	<ul style="list-style-type: none"> • SISTEMAS AEROBIOS <ul style="list-style-type: none"> ☐ MICROORGANISMOS EN SUSPENSION <ul style="list-style-type: none"> ❖ Lodos activados ❖ Lagunas aireadas ❖ Zanjas de oxidación ☐ MICROORGANISMOS ADHERIDOS A UN MEDIO FIJO <ul style="list-style-type: none"> ❖ Filtros rociadores ❖ Biodiscos ☐ COMBINACION <ul style="list-style-type: none"> ❖ Medio granular fluidizado ❖ Torres de madera resistente ❖ Lodos activados con medio fijo • SISTEMAS ANAEROBIOS <ul style="list-style-type: none"> ☐ MICROORGANISMOS EN SUSPENSION <ul style="list-style-type: none"> ❖ Tratamiento con contacto anaerobio ❖ Lecho fluidizado ☐ MICROORGANISMOS ADHERIDOS A UN MEDIO <ul style="list-style-type: none"> ❖ Filtro anaerobio ☐ COMBINACION <ul style="list-style-type: none"> ❖ Medio granular fluidizado
<p>LAGUNAS DE ESTABILIZACION</p>	<p>ANAEROBIA, FACULTATIVA Y AEROBIA (MADURACION)</p>

TABLA 8.2 OPERACIONES Y PROCESOS UTILIZADOS PARA REMOVER LOS PRINCIPALES CONTAMINANTES PRESENTES EN AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES

CONTAMINANTES	UNIDAD, PROCESO O SISTEMA DE TRATAMIENTO	CLASIFICACION
• Sólidos suspendidos	<input type="checkbox"/> Cribado y desmenuzado	F
	<input type="checkbox"/> Sedimentación	F
	<input type="checkbox"/> Flotación	F
	<input type="checkbox"/> Filtración	F
	<input type="checkbox"/> Coagulación/sedimentación	Q/F
• Orgánicos biodegradables	<input type="checkbox"/> Lodos activados	B
	<input type="checkbox"/> Filtro percolador	B
	<input type="checkbox"/> Discos biológicos	B
	<input type="checkbox"/> Lagunas aireadas	B
	<input type="checkbox"/> Lagunas de oxidación	F/B
	<input type="checkbox"/> Filtración en arena	B/Q/F
<input type="checkbox"/> Físico/químico	F/Q	
• Patógenos	<input type="checkbox"/> Cloración	Q
	<input type="checkbox"/> Ozonación	Q
	<input type="checkbox"/> Radiación ultravioleta	F
• NUTRIENTES:		
• Nitrógeno	<input type="checkbox"/> Nitrificación y desnitrificación con biomasa suspendida	B
	<input type="checkbox"/> Nitrificación y desnitrificación con biomasa fija	B
	<input type="checkbox"/> Arrastre con amoníaco	Q/F
	<input type="checkbox"/> Intercambio iónico	Q
	<input type="checkbox"/> Cloración en el punto de quiebre	Q
• Fósforo	<input type="checkbox"/> Coagulación/sedimentación con sales metálicas	Q/F
	<input type="checkbox"/> Coagulación/sedimentación con cal	Q/F
	<input type="checkbox"/> Remoción bioquímica	B/Q
• Orgánicos refractarios	<input type="checkbox"/> Adsorción con carbón activado	F
	<input type="checkbox"/> Ozonación	Q
• Metales pesados	<input type="checkbox"/> Precipitación química	Q
	<input type="checkbox"/> Intercambio iónico	Q
• Sólidos inorgánicos disueltos	<input type="checkbox"/> Intercambio iónico	Q
	<input type="checkbox"/> Osmosis inversa	F
	<input type="checkbox"/> Electro diálisis	Q

Q = químicos, F = físicos y B = biológicos

8.2 TRATAMIENTOS FISICOS, QUIMICOS

El uso de sustancias químicas para tratar las aguas residuales municipales es un concepto antiguo, se utilizó en Europa desde 1740 para la sedimentación, este tratamiento declinó a partir de la II Guerra Mundial debido a los costos y a la disponibilidad de sustancias químicas. Investigaciones en el área de procesos del tratamiento físico-químico y el reconocimiento de la necesidad de remover los nutrientes (fósforo y nitrógeno) de los efluentes ha permitido resurgir el uso del tratamiento con químicos. A la fecha numerosas plantas de tratamiento se han diseñado y operan utilizando químicos para remover nutrientes, para el acondicionamiento de lodos y para mejorar la sedimentación o la flotación.

Las aplicaciones de químicos para propósitos prácticos en el tratamiento de las aguas residuales municipales se pueden resumir en 6 categorías: 1. coagulación y floculación o apoyo a la sedimentación; 2. precipitación o insolubilización de sustancias disueltas; 3. ajuste del pH; 4. adición de nutrientes en sistemas biológicos; 5. desinfección y 6. acondicionamiento de lodos biológicos para su digestión o filtración.

El desarrollo industrial ha generado una diversidad de residuos industriales que es necesario tratar para recuperar subproductos, disminuir la contaminación de las aguas y del suelo, esto ha propiciado el desarrollo de los procesos fisicoquímicos para el tratamiento de las aguas residuales, muchos de ellos enfocados al tratamiento de sustancias contaminantes específicas, como son metales, fosfatos, nitrógeno y productos orgánicos sintéticos.

Los procesos fisicoquímicos pueden servir para favorecer la sedimentación de la materia en suspensión, pero son especialmente útiles para eliminar la materia coloidal y los sólidos orgánicos disueltos; estas partículas son muchas veces responsables de la DBO, de la turbiedad y del color en las aguas residuales.

Los procesos fisico-químicos son en general más costosos que los procesos biológicos, sin embargo las limitaciones de los biológicos para tratar residuos tóxicos como metales y sustancias orgánicas sintéticas ha hecho que los procesos fisicoquímicos sean adaptados para cargas industriales de características agresivas a los procesos biológicos, a veces como un tratamiento previo al biológico y otras como un tratamiento único llamado "primario avanzado".

8.3 TRATAMIENTO BIOLÓGICO

La principal división entre los procesos biológicos existentes para el tratamiento de aguas residuales, se hace en relación a la forma en que los microorganismos utilizan oxígeno, así se tienen los procesos **aerobios** (requieren oxígeno) y los **anaerobios** (requieren la ausencia de oxígeno), lo que se traduce en sistemas muy diferentes entre sí, en su microbiología, en su flujo de energía, su ingeniería y su control (ver figura 8.2)

En condiciones aerobias, los microorganismos utilizan el oxígeno en sus procesos vitales (metabolismo y reproducción), en cambio en ausencia de oxígeno (anaerobiosis) otros utilizan compuestos químicos en sustitución del oxígeno como aceptores de electrones

TABLA 8.3 Clasificación general de los microorganismos como base en sus fuentes de energía y carbón

CLASIFICACION	FUENTE DE ENERGIA	FUENTE DE CARBON	ORGANISMOS REPRESENTATIVOS
FOTOAUTOTROFOS	LUZ	CO ₂	Algas, bacterias, fotosintéticas, plantas superiores
FOTOHETEROTROFOS	LUZ	Materia orgánica	Bacterias fotosintéticas
QUIMIOAUTOTROFOS	Materia orgánica (oxidación-reducción)	CO ₂	Bacterias
QUIMIOHETEROTROFOS	Materia orgánica (oxidación-reducción)	Materia orgánica	Bacterias, hongos, protozoarios, animales

Los procesos biológicos para el tratamiento de las aguas residuales, constan de equipos que ponen en contacto a los microorganismos con la materia orgánica durante el tiempo suficiente para que lleven a cabo su oxidación, ya sea bajo condiciones aerobias o anaerobias.

TABLA 8.4 Ventajas y desventajas del proceso aerobio

VENTAJAS	DESVENTAJAS
<ul style="list-style-type: none"> - Ausencia de olores - Mineralización de todos los compuestos biodegradables 	<ul style="list-style-type: none"> - Tasa alta de síntesis celular y por consiguiente alta producción de lodos. - Requiere de mucha energía eléctrica para oxigenación y mezcla - Gran porción de células en los lodos que hace, en algunos casos, necesaria su digestión, antes de secarlos y disponerlos.

TABLA 8.5 Ventajas y desventajas del proceso anaerobio

VENTAJAS	DESVENTAJAS
<ul style="list-style-type: none"> - Tasa baja de síntesis celular y por consiguiente poca producción de lodos. - El lodo producido es razonablemente estable y puede secarse y disponerse por métodos convencionales - No requiere oxígeno, por lo tanto usa poca energía eléctrica y es especialmente adaptable a aguas residuales con alta concentración orgánica. - Produce metano, el cual puede ser utilizado como energético. El metano tiene un valor calorífico aproximadamente 36500 kJ/m^3 - Tiene requerimientos nutricionales bajos 	<ul style="list-style-type: none"> - Para obtener altos grados de tratamiento requiere de temperaturas altas - El medio es corrosivo - Tiene riesgos de salud por H_2S - Exige un intervalo de operación de pH bastante restringido - Requiere concentraciones altas de alcalinidad - Es sensible a la contaminación con oxígeno - Puede presentar olores desagradables por H_2S, ácidos grasos y amidas

La remoción de la DBO carbonácea, la coagulación de las partículas coloidales y la estabilización de la materia orgánica se lleva a cabo biológicamente utilizando una variedad de microorganismos, principalmente bacterias; estos microorganismos se utilizan para convertir en gases y en nuevo tejido celular la materia carbonácea orgánica coloidal y disuelta. por otra parte, debido a que el tejido celular producido es mas denso que el agua, las células resultantes pueden ser removidas físicamente del agua mediante una sedimentación.

Entonces, el **tratamiento biológico** de las aguas residuales tiene como finalidad remover mediante coagulación biológica (procreación de microorganismos) la materia orgánica en estado coloidal y disuelta que no fue removida en el pretratamiento ni el tratamiento primario.

Es importante y necesario conocer los principales grupos de microorganismos que se encuentran en las aguas superficiales y en las aguas residuales, ya que estos grupos de bacterias son los responsables del tratamiento biológico y por lo mismo debemos identificarlas y promover su reproducción durante los procesos de tratamiento. Los principales grupos se clasifican en **eucarióticas, eubacterias y archaeobacteria.**

TRATAMIENTO AEROBIO

En forma general, este tratamiento se lleva a cabo por la transferencia de la materia orgánica (generadora de DBO) hacia los microorganismos, los cuales además, se agrupan formando películas o flóculos también llamados "FLOCS" (biomasa) por contacto interfacial, adsorción y absorciones asociadas.

Para llevar a cabo este tratamiento, se requieren dos tanques o depósitos, uno con agitación que promueva el contacto de los microorganismos con la materia orgánica y con el oxígeno (reactor) y otro de reposo (sedimentador secundario) que permita la sedimentación de los FLOCS.

La función del sistema de aireación es la de transferir oxígeno al líquido, a las tasas requeridas para que el oxígeno no sea un limitante para la utilización de la materia orgánica y las funciones metabólicas de los microorganismos.

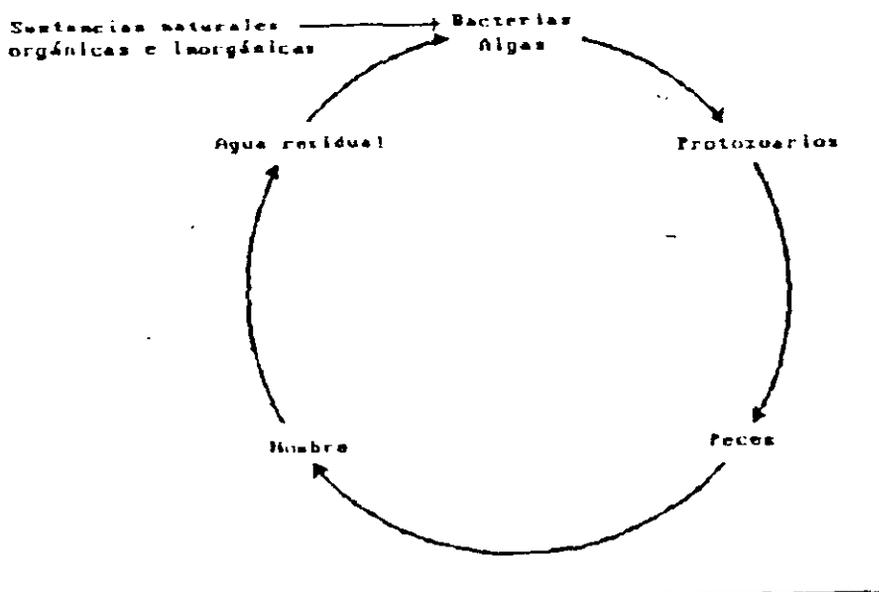


Fig. 8.1 Ciclo de autopurificación

En los sistemas biológicos, se tienen complejas poblaciones de microorganismos que intervienen en el tratamiento biológico los que se encuentran mezclados e interrelacionados, cada uno de ellos tiene su propia curva de crecimiento la cual depende de las condiciones del sistema, pH, temperatura, aireación o anaerobiasis y disposición de nutrientes. En la figura 8.2 se muestran algunas curvas de crecimiento y se ilustra la variación con respecto al tiempo de algunos microorganismos predominantes en un agua residual dentro de un sistema de tratamiento biológico.

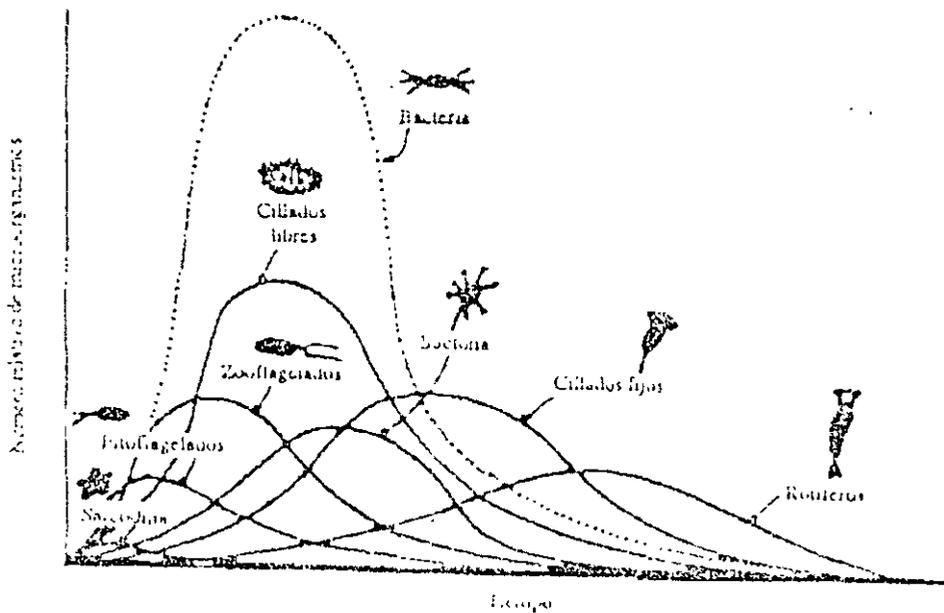


Figura 8.2 Curvas de crecimiento de microorganismos en un agua residual con tratamiento biológico

La eficiencia de los procesos biológicos se determina principalmente por las características de las aguas residuales, las condiciones ambientales del sistema y por el tipo de microorganismos que intervienen.

Es importante conocer si el agua residual a tratar por medios biológicos, contiene compuestos químicos tóxicos que puedan ser inhibitorios para el crecimiento de los microorganismos, en tal caso se podría hacer un pretratamiento para su eliminación o cambiar a un tratamiento fisicoquímico.

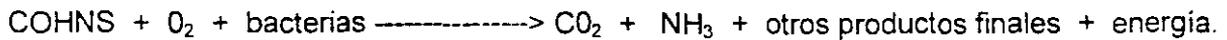
Los principales microorganismos responsables de remover grandes cantidades de materia orgánica en los procesos biológicos aerobios, son las bacterias, en su mayoría aerobias y facultativas heterótrofas. Pruebas realizadas sobre un número diferente de bacterias indican que están constituidas por aproximadamente 80 por ciento de agua y 20% de material seco, del cual 90 por ciento es orgánico y 10 por ciento inorgánico, una fórmula aceptada para la materia orgánica es $C_5H_7O_2N$, del cual 53 por ciento 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 el tratamiento aerobio se lleva a cabo la **oxidación aerobia**; una parte de la materia orgánica es **sintetizada** a nuevos microorganismos, otra parte es oxidada a productos finales relativamente estables como CO_2 , H_2O y NH_3 , y cuando se agota la materia orgánica, estas mismas células o microorganismos entran en una **etapa endógena** (consumen sus reservas y existe canibalismo), obteniendo así la energía necesaria para el mantenimiento de sus funciones. En la mayoría de los tratamientos biológicos estos tres procesos ocurren simultáneamente.

Para un proceso aerobio y considerando a las bacterias como la población dominante, los tres procesos anteriores pueden representarse de la siguiente manera:

OXIDACION:



SINTESIS:



RESPIRACIÓN ENDOGENA:



TABLA 8.6 Remoción de contaminantes de varios sistemas de tratamiento biológico, en condiciones ideales de operación

PARAMETRO	INFLUENTE mg/l	CONTENIDO EN EL EFLUENTE mg/l						
		Lodos activados C M	Aireación extendida	Lag aireadas c/sed sec.	Zanjas de oxidación c sed sec	Lag Fac sin aireación	Lag Fac con aireación	Lag anaeróbi- cas
SST	225	20	20	20	20	120	90	100
DBO5	220	15	15	15	15	40	25	40
DQO	450	90	90	90	90	160	140	140
N-NH3	25	20	2	2	2	1	1	1
P = To +	10	7	7	7	7	4	4	4

8.4 MICROORGANISMOS AEROBIOS EN SUSPENSION

En los procesos de tratamiento con microorganismos en suspensión, la agitación producida para aireación permite un mejor y mas continuo contacto entre los organismos encargados de la estabilización y la materia por estabilizar, lográndose un proceso más rápido y más eficiente. Si para incrementar la eficiencia, y para ayudar a la hidrólisis de compuestos complejos, se trata de mantener al sistema bajo condiciones aerobias, la agitación, aparte de promover el contacto comida-microorganismo, permite la transferencia de oxígeno para ser utilizado en el proceso metabólico. En caso contrario, la agitación solo promueve la oportunidad de contacto entre microorganismos y comida, y se ha observado que ayuda a los procesos de hidrólisis.

El proceso de microorganismos en suspensión, tiene muchas variantes: 1.- Proceso convencional, 2.- Alta tasa, 3.- Completamente mezclado, 4.- Aireación por etapas, 5.- Estabilización por contacto, 6.- Aireación extendida, 7.- Zanjas de oxidación, 8.- Aireación de acuerdo con demanda, 9.- Lagunas aireadas, 10.- Carrousel, 11.- Kraus, 12.- Procesos avanzados (tiro profundo y oxígeno puro en sus diversas variantes)

LODOS ACTIVADOS, PROCESO CONVENCIONAL

En el proceso de lodos activados, la bacteria es el microorganismo de mayor importancia, ya que esta es responsable de la descomposición de la materia orgánica. En general, las bacterias presentes en el proceso son Gram-negativo e incluyen miembros de los géneros Pseudomonas, Zooglea, Achromobacter, Flavobacrium, Nocardia, Bdellovibrio, Mycobacterium y las bacterias

nitrificantes Nitrosomas y Nitrobacter. Adicionalmente, varias formas filamentosas tales como Sphaerotilus, Beggiatoa, Thiothrix, Lecicothriz y Geotrichum pueden también estar presentes. Mientras que las bacterias son los microorganismos que realmente degradan la materia orgánica, las actividades metabólicas de otros organismos son también importantes en el proceso de tratamiento. Por ejemplo, los protozoarios y los rotíferos consumen a las bacterias y a las partículas orgánicas pequeñas que no se han sedimentado (Figura 8.3).

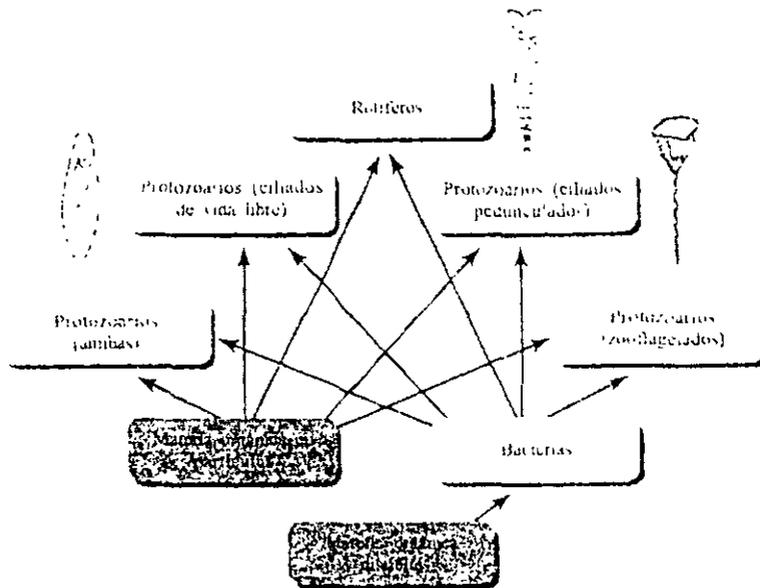


Figura 8.3 Red alimentaria del proceso de lodos activados

Los procesos de lodos activados se utilizan tanto para tratamiento secundario como para tratamiento completo de las aguas residuales sin sedimentación primaria. En estos procesos, los desechos líquidos son alimentados continuamente a un tanque aireador (reactor) en el que se encuentra el cultivo de los microorganismos (lodos activados), en su mayoría bacterias en suspensión, las cuales en su conjunto se les conoce como "licor mezclado" que metabolizan y floculan biológicamente los compuestos orgánicos. El medio ambiente aerobio, así como la mezcla del sustrato (agua residual influente) y microorganismos (sólidos suspendidos volátiles SSV) se mantiene mediante el uso de aireación mecánica o inyección de aire por **sopladores**. Después de un determinado tiempo de retención (t_r) el "licor mezclado" pasa a un tanque de sedimentación, donde se lleva a cabo la separación de microorganismos en forma de flóculos (flocs) del agua, la cual sale por la parte superior del tanque, terminándose aquí el tratamiento secundario del "tren de agua". Una parte de la biomasa sedimentada es retornada al tanque de aireación (lodos de retorno) para mantener la concentración deseada de "sólidos suspendidos volátiles en el licor mezclado" (SSVLM) y la otra parte es retirada del sistema como lodo de desecho (Fig. 8.4)

Cabe destacar que los modelos matemáticos desarrollados para evaluar la tratabilidad de la materia orgánica contenida en las aguas residuales están basados en el comportamiento de reactores completamente mezclados, lo que implica que aplicar estos datos al diseño de tanques en flujo pistón se obtendrá en general mejores resultados.

Dentro del proceso, lo importante es que las bacterias consuman la materia orgánica tan rápido como sea posible, también es importante que ellas se agrupen en un floculo adecuado que pueda sedimentarse fácilmente. Se ha observado que a medida que el tiempo de residencia o retención celular (t_s) se incrementa, la carga superficial de los microorganismos se reduce, y estos comienzan a producir la cápsula que provoca su agrupamiento incrementado su sedimentabilidad. La presencia de los polímeros que forman la cápsula, promueve la formación de floculos y se ha encontrado que para aguas residuales domésticas, son adecuados tiempos de residencia celular del orden 3 o 4 días.

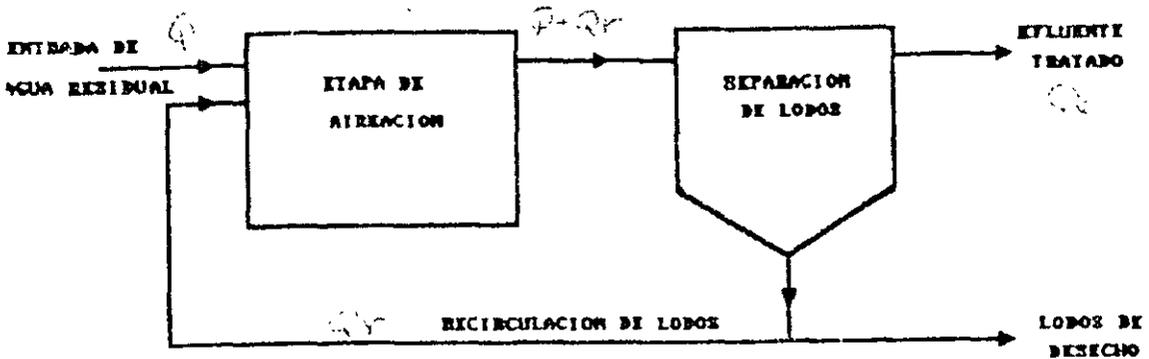


Figura 8.4 Características esenciales de los procesos de lodos activados

Aunque el sistema convencional es muy eficiente, se le identifican dos problemas fundamentales, el primero relacionado con la demanda de oxígeno a lo largo del tanque como se muestra en la fig. 8.6 donde se observa que las mayores demandas se presentan al inicio del tanque de aireación disminuyendo sensiblemente hacia el final cuanto se alcanzan las mínimas concentraciones de comida remanente. Esto ocasiona en algunos casos el agotamiento del oxígeno disuelto en parte de los tanques y un desperdicio de energía al final de los mismos. La solución a esta situación dió origen al sistema denominado **aireación por etapas** figura 8.7.

El segundo problema identificado es en sistemas de tratamiento para aguas residuales en comunidades con influencia industrial ya que las concentraciones de elementos tóxicos entran en contacto con un pequeño volumen de licor mezclado, teniéndose en muchas ocasiones niveles suficientemente altos de tóxicos para provocar la muerte de los microorganismos. En respuesta a esta situación se desarrolló el proceso **completamente mezclado** figura 8.16.

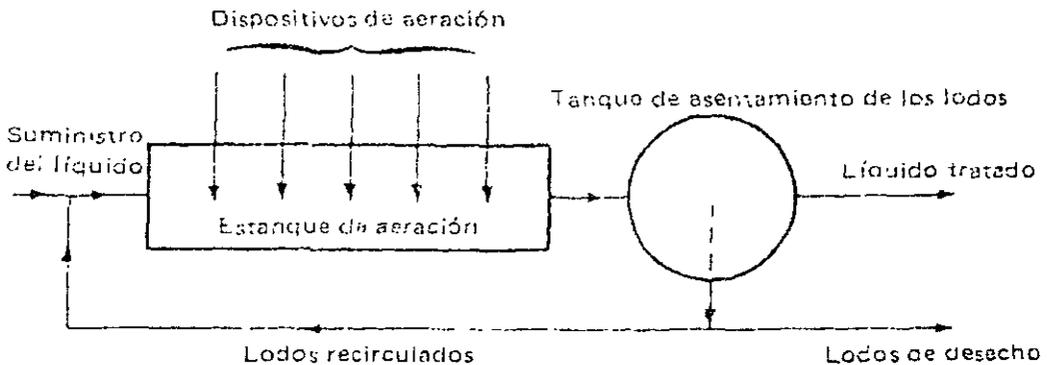


Figura 8.5 Sistema convencional de flujo pistón

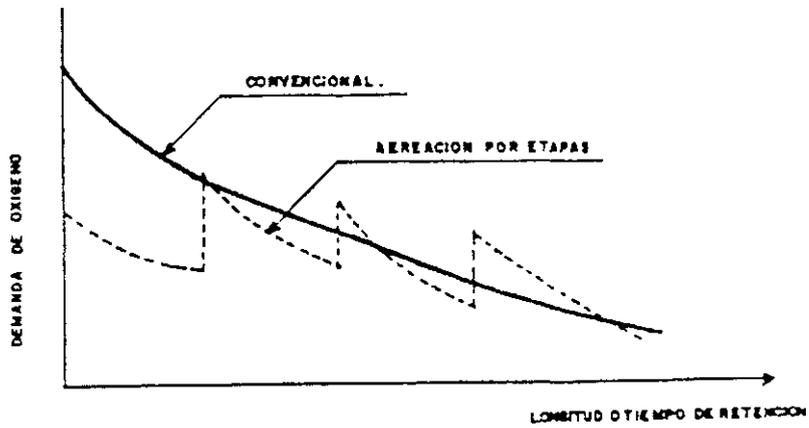


Figura 8.6 Demanda de oxígeno en el proceso de lodos activados

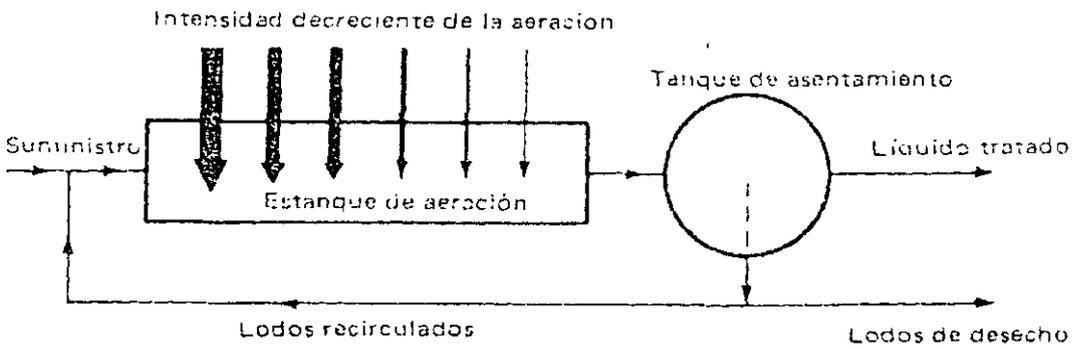
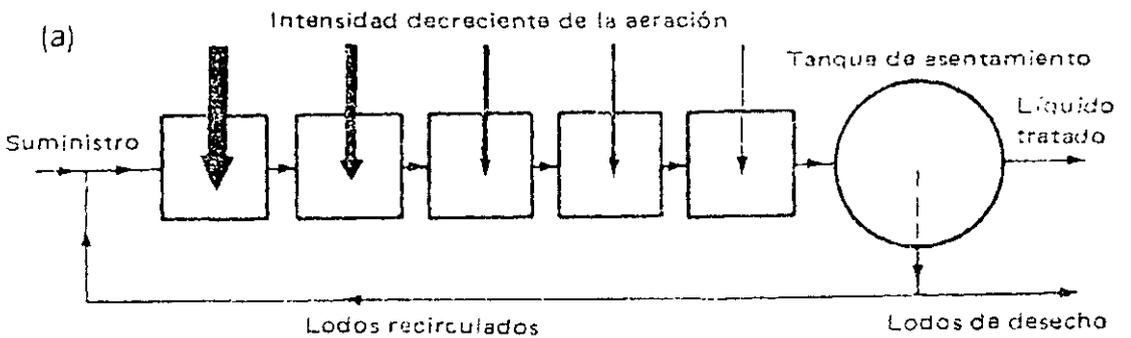


Figura 8.7 Aireación por etapas en un sistema de flujo pistón



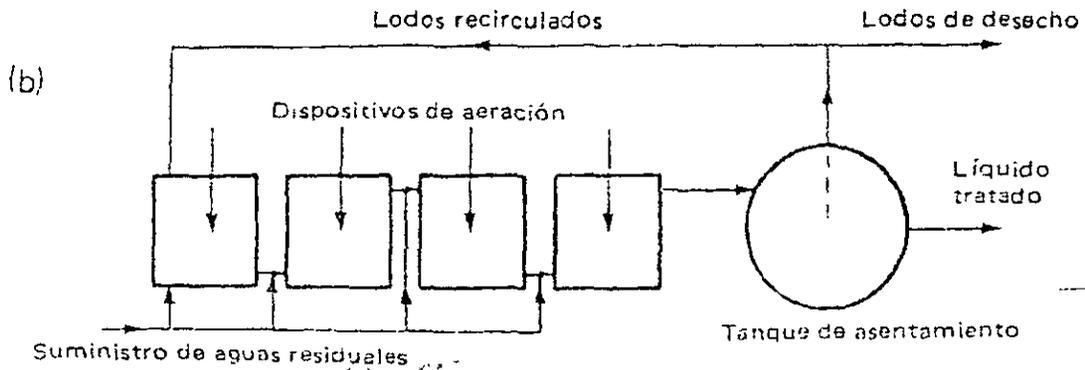


Figura 8.8 a) Aireación por etapas en tanques en serie b) Aireación escalonada en una serie de tanques.

Dos parámetros de utilidad en el control del proceso son la edad de lodos (EL) y la relación alimento/biomasa (F/M), definidos por las siguientes ecuaciones:

$$Edad\ de\ lodos = \frac{Masa\ de\ lodos\ en\ el\ reactor\ [kg]}{Purga\ de\ lodos\ biológicos\ [kg/día]} = EL$$

$$(Alimento / biomasa) = \frac{Masa\ de\ DBO\ en\ el\ influente\ [kg/día]}{Masa\ de\ lodos\ en\ el\ reactor\ [kg]} = \frac{F}{M}$$

Estos dos parámetros se relacionan, a su vez, con la siguiente expresión:

$$(1 / EL) = a * (F / M) - b$$

"a" de 0.6 a 0.8 mg de lodos por mg. de DBO removida

"b" de 0.06 a 0.20 mg de lodos destruidos por mg de lodos en el reactor por día

un parámetro para medir las características de asentamiento de lodos es el índice volumétrico de lodos (IVL)

$$IVL = \frac{\% \text{ volumen asentado después de 30 minutos}}{\% \text{ del contenido de los sólidos en suspensión}}$$

CRITERIOS DE DISEÑO PARA EL SISTEMA CONVENCIONAL DE LODOS ACTIVADOS (CNA)

TANQUE AIREADOR

PARAMETRO		VALOR
Tiempo de retención hidráulica basado en el gasto medio (horas)		4-8
Tiempo de retención celular (días)		5-10
Carga orgánica volumétrica (KgDBO / dia m ³)		0.4-0.8
Sólidos suspendidos totales en el reactor (mg/L)		1500-3000
Recirculación de lodos (veces en el gasto de entrada)		0.5-1.5
Relación F/M (Kg DBO / Kg SSV dia)		0.25-0.50
Generación de lodos o biosólidos (Kg/Kg DBO removida)	F/M 0.3	0.5
	F/M 0.5	0.7
Requerimientos de aire (m ³ × Kg DBO)		54-102
Dimensiones tanque aireador dependen de:		Características del aireador

SEDIMENTADORES

PRIMARIO	
Tiempo de retención (horas)	2.5-3.0
Carga hidráulica (m ³ /m ² dia)	32-48
SECUNDARIO	
Carga hidráulica (m ³ /m ² dia)	30-35
concentración de sólidos (mg / L)	8000-9000

Consumo de energía.

Consumo de energía del proceso es función de la eficiencia del equipo de suministro de oxígeno, de las características del agua y de la eficiencia del proceso, en la siguiente tabla se presentan datos típicos para aguas municipales:

Oxígeno requerido

Oxígeno demandado en condiciones reales [mg/l]	150
Oxígeno suministrado, condiciones estándar [mg/l]	255
Relación No / Nr (10°C)	2.0

No= Demanda de oxígeno en condiciones estándar (760 mmHg y 20°C)

Nr= Demanda de oxígeno en condiciones reales.

TANQUE AIREADOR (REACTOR)

Configuración del tanque aireador

En el diseño de la forma del tanque correspondiente al sistema de aireación seleccionado, las características de diseño utilizadas, generalmente esta relacionadas con la relación F:M, para llevar a cabo una remoción específica de DBO₅ y para la nitrificación. Cualquier configuración del reactor puede ser utilizada por la mayor parte de rangos de carga (hidráulica y biológica) dependiendo de la calidad del efluente deseada. La mayoría de las veces la configuración del reactor es dictada por: 1° la reacción biológica, 2° requerimientos de construcción, 3° por el diseño del sistema de aireación que se utilizara para la aireación y mezcla de acuerdo al modelo del equipo.

El tiempo de retención (tr) del liquido en el tanque de aireación es el tiempo de contacto entre los lodos y las aguas residuales oxigenadas. Es el promedio de tiempo que necesita el liquido para atravesar el tanque, así se tiene:

$$tr = \frac{\text{capacidad del tanque de aireacion}}{\text{tasa de flujo del liquido influente}}$$

En el tratamiento de aguas domesticas el tr generalmente varia entre 0.5 y 2 minutos, debe tenerse cuidado para prevenir una baja mezcla o una sobremezcla, la primera produce una dispersión de los "flocs" y la segunda produce su ruptura causando la dispersión excesiva.

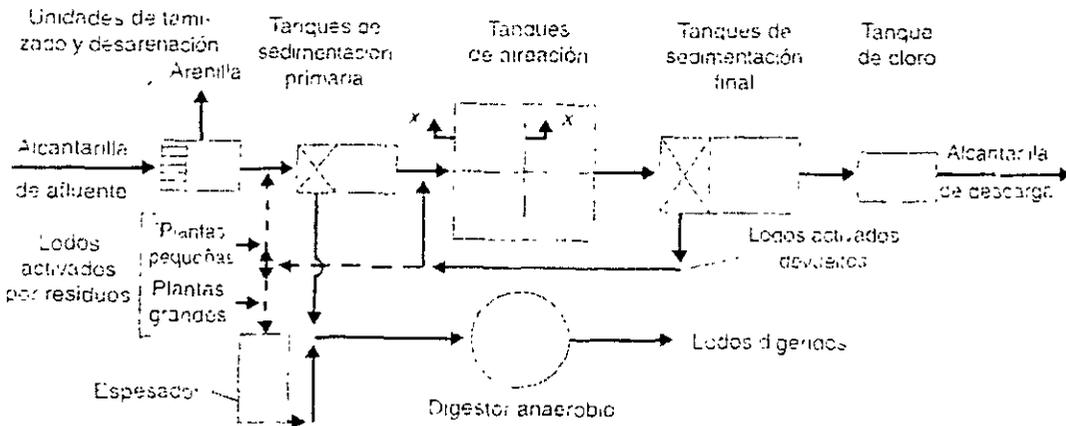


Figura 8.9 Planta convencional del proceso de lodos activados

Flujo en los tanques de aireación

1° Flujo Pistón

Es aquél en el cual todo elemento de flujo deja el reactor en el mismo orden en que entró, no existe dispersión o mezcla. Todo elemento de flujo es expuesto al tratamiento en el mismo periodo de tiempo, llamado tiempo teórico de retención.

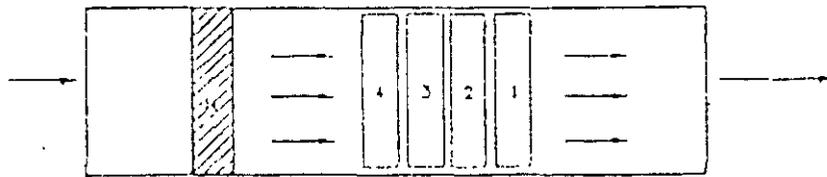


Figura 8.10 Flujo pistón

2° Mezcla Completa

Es aquella en la cual todos los elementos de flujo son instantáneamente mezclados de modo que su contenido sea perfectamente homogéneo en todos los puntos de ese sistema. En consecuencia, la concentración del efluente es igual a la concentración de la unidad de tratamiento.

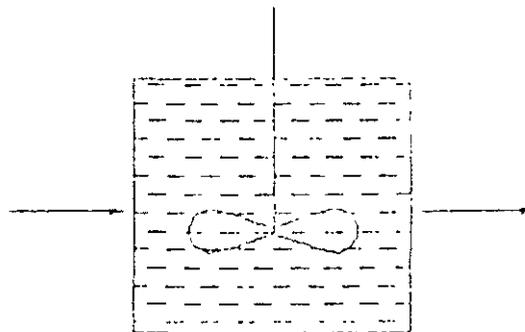


Figura 8.11 Mezcla completa

3° Flujo Disperso

Se define como aquel en que cada elemento de flujo tiene un tiempo de retención diferente en cada periodo de tiempo, también se le llama flujo arbitrario y está comprendido entre dos límites, el flujo pistón ideal y la mezcla completa

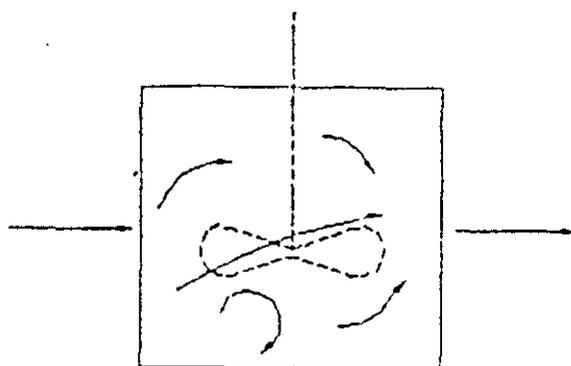


Figura 8.12 Flujo disperso

SISTEMAS DE AIREACIÓN

Los métodos disponibles para la aireación en los procesos de los lodos activados se pueden clasificar, en términos generales, como: a) sistemas de aireación por burbujas o de "difusor", b) sistemas de aireación mecánica y c) sistemas combinados que usan tanto la aspersion por aire como la agitación mecánica (figuras 8.13 a la 8.15).

Un sistema de aireación debe ser capaz de transferir oxígeno al licor mezclado a una tasa equivalente al "pico" de requerimiento de oxígeno, expresada como la masa de oxígeno transferida por unidad de volumen por unidad de tiempo ($\text{kgO}_2/\text{m}^3/\text{por unidad de tiempo}$). El nivel superior de la tasa de transferencia de oxígeno para los dispositivos convencionales de aireación, ha sido citado como de 60 a 70 g/m^3 por hora, a pesar de que los sistemas pueden proporcionar valores más altos con el riesgo de producir un exceso de pulverización del líquido, y de 100 $\text{g}/\text{m}^3\text{-h}$ para aireadores convencionales en gran escala, lo que puede limitar la máxima tasa del tratamiento.

Usualmente, la medida de la eficiencia del sistema de aireación se expresa como la masa de oxígeno transferida por unidad de energía consumida (kgO_2/kWh o kJ). Este parámetro se conoce como "eficiencia de oxigenación" a pesar de que no carece de dimensiones. En algunos sistemas de aireación, sólo una parte del oxígeno transmitido se disuelve realmente, este efecto está indicado por la "eficiencia de utilización del oxígeno".

El inyectar y lograr la disolución del oxígeno no es la única función del sistema de aireación, ya que también suministra la agitación necesaria para mantener en suspensión los flóculos de lodo y mantener homogéneo el licor mezclado, es decir mantener en contacto los microorganismos con la materia orgánica. Si la agitación es insuficiente para mantener en suspensión a los flóculos de lodos en todo el líquido, el contacto reducido entre microorganismos y nutrientes retardará la tasa de remoción de estos últimos, algunos organismos pueden estar privados de nutrientes y, en el peor de los casos, los lodos podrán asentarse en el fondo del tanque de aireación y formar una capa anaerobia putrefacta de limo. De manera similar, se requiere un mezclado adecuado para asegurarse que algunas regiones del tanque no se vean privadas de oxígeno disuelto y se vuelvan anóxicas, a menos que se establezca previamente esta condición.

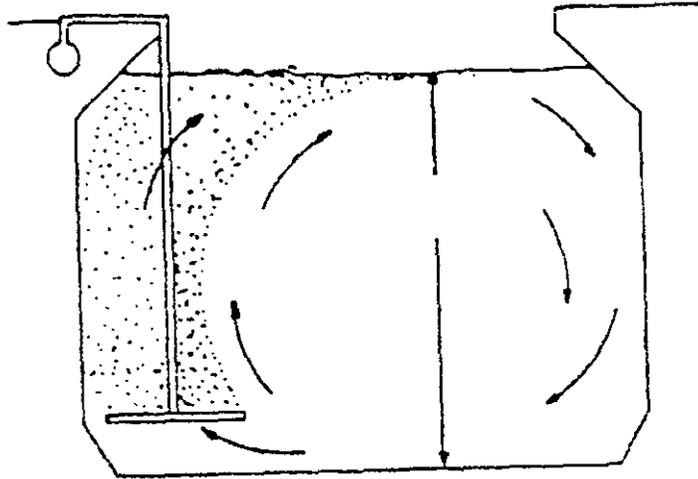


Figura 8.13 Difusores mediante burbuja en un reactor biológico

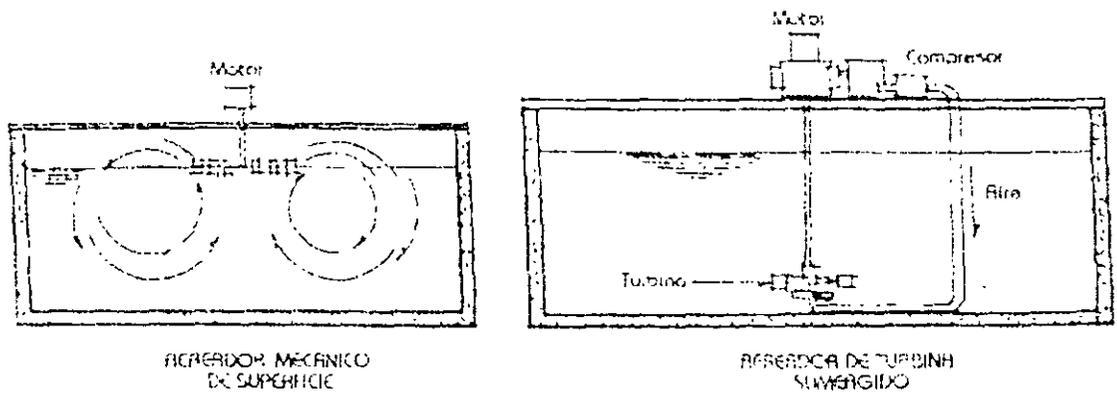


Figura 8.14 Aireadores mecánicos

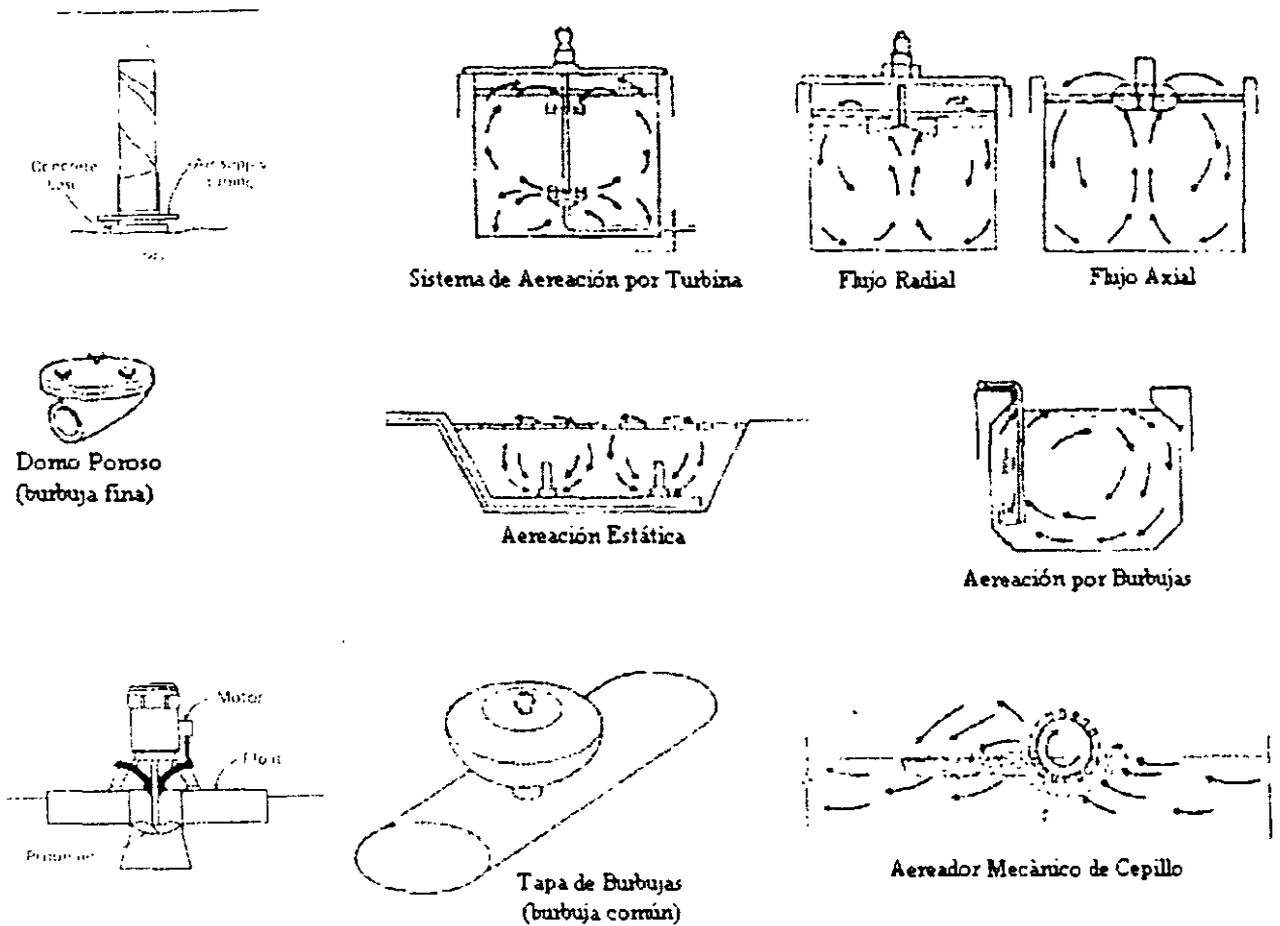


Fig. 8.15 Equipos aireadores

Aireación por burbujas.

En los sistemas de aireación por burbujas formadas dentro de la mezcla de licor, se producen por tres medios: a) aire comprimido inyectado a través de toberas o perforaciones llamadas "aspersores" b) a través de medios porosos llamados "difusores" y c) por disolución de aire a presión en una parte del líquido, el que luego se libera dentro del cuerpo principal del licor mezclado para que haga efervescencia, (esta última se conoce como la técnica del "aire disuelto" y se usa con mayor frecuencia para producir espuma y separar sólidos por flotación, que para la transferencia de masa). La aspersion produce las burbujas más gruesas, y el aire disuelto las más finas. Se puede decir que las burbujas "finas" tienen un diámetro menor de aproximadamente 1 1/2 a 2 mm, y las burbujas "gruesas" son mayores de 3 a 5 mm. Las burbujas "medias" se encuentran entre estos dos intervalos y se usa también el término "micro" aparentemente con el mismo significado que "finas".

El aire comprimido por la tuberías y los difusores se produce mediante "sopladores" y la disolución del aire a presión mediante "compresores".

La eficiencia del uso de oxígeno obtenida con sistemas de aireación con burbujas es generalmente baja, aproximadamente del 1% para difusores de burbujas gruesas y de 5 a 6% para sistemas de burbujas finas, a pesar de que se informa de eficiencias tan altas como el 20%.

Esto quiere decir que casi el 90% del aire que pasa por el licor mezclado contribuye muy poco a la transferencia de oxígeno y sólo ejerce una función mezcladora, sin embargo se requiere filtrar el gas, comprimirlo y enviarlo por tuberías a los tanques de oxigenación, con el consiguiente desperdicio de energía.

La eficiencia es mayor al disminuir el tamaño de las burbujas y aumentar la profundidad del líquido a través del cual se elevan las burbujas; ambos efectos aumentan los costos de compresión. Los difusores que producen burbujas finas tienen mayor resistencia al flujo de gas que los equipos de burbujas gruesas, el uso de mayores profundidades del líquido representa un aumento de la presión hidrostática que se ha de superar utilizando presiones más altas en la descarga del aire procedente del soplador. Con profundidades del líquido menores de 3 m, el tiempo de residencia de las burbujas es más corto requiriendo elevar la tasa de flujo con la desventaja de producir altos costos de compresión.

Para el tratamiento normal de las aguas residuales, se usan tasas de flujo de aire de 7 a 10 m³ de aire/m³ de aguas residuales, que corresponden a aproximadamente 30 a 40 m³ de aire/kg DBO. Los difusores se pueden instalar como un montaje fijo en el fondo del tanque de aireación, este es el llamado sistema de "piso plano" figura 8.15. También se pueden montar como una serie a lo largo de un lado del tanque, con lo que se genera un patrón helicoidal de flujo al líquido dentro del tanque llamado "sistema de flujo en espiral".

Las series de difusores se pueden montar sobre una junta giratoria, de manera que se puedan alzar fuera del líquido para que estén accesibles para limpieza y mantenimiento sin que haya que vaciar primero el tanque.

Aireación mecánica

Hay tres sistemas principales de aireación mecánica, 1° aireadores superficiales, 2° chorros de líquido y 3° sistemas de agitación y aspersion, o sistemas "combinados" (Figuras 8.14 y 8.15). Los aireadores superficiales son los sistemas de uso más corriente en México y otros países para el tratamiento de aguas residuales, a pesar de que el sistema "combinado" se encuentra en unidades compactas para el tratamiento de desechos industriales. La profundidad que se usa para el líquido es convencionalmente de 4 m

Eficiencia del Aireador		Energía Requerida Kw-h/m ³
lb/HP-h	Kg/Kw-h	
1.50	0.93	0.32
2	1.23	0.24
2.50	1.54	0.19
3	1.85	0.16

SEDIMENTADOR SECUNDARIO (SEDIMENTACIÓN TIPO III Y IV)

En el sistema de lodos activados, cuando se tiene una calidad de efluente muy pobre la mayor parte de los problemas pueden atribuirse al diseño y operación del tanque sedimentador, una gran proporción de DBO en el efluente es causada frecuentemente por una pérdida de sólidos suspendidos (ss) en el sedimentador final, por ello este tanque debe considerarse como una parte integral e importante de este proceso.

En el fondo de este tanque las partículas de lodos activados se aglomeran en su máximo tamaño y establecen contacto unas con otras, formando un medio continuo con una pequeña compactación adicional (sedimentación tipo IV).

El flujo de **Retorno de lodos**, arrastra fuera del sedimentador estos lodos activados (lodos biológicos). Es muy importante almacenarlos durante un cierto tiempo, considerando que la operación normal del tanque sedimentador resulta de la variación de sólidos durante el ciclo diario de 24 horas, los que no se requiera "retornar" se retiran del tanque durante el periodo de flujo mínimo, generalmente los "biosólidos" son almacenados en el sedimentador hasta que se vayan a recircular, lo que sucede cuando la "carga orgánica" empieza a incrementarse.

La pendiente del piso juega un papel importante para mantener el almacenamiento y aumentar la recolección de lodos, el fondo formado por la pendiente del piso (generalmente 1:12) representa el volumen de almacenamiento y el incremento de la profundidad sirve para la compactación de los lodos. (Sedimentación tipo IV).

VARIANTES DEL SISTEMA DE "LODOS ACTIVADOS"

1° LODOS ACTIVADOS, ALTA TASA

El proceso de alta tasa de lodos activados es una variante del proceso convencional de lodos activados, y consiste en el empleo de (a) bajos tiempos de retención hidráulica, (b) altas concentraciones de lodos activados en el reactor, (c) bajos valores de la edad de lodos y altas relaciones F/M (alimento / microorganismos). El resultado de esta variante es un proceso más económico que el proceso convencional, pero con menores eficiencias en la remoción de DBO. Esta variante es empleada cuando los requerimientos de calidad del efluente no son muy estrictos o bien, como un pretratamiento de aguas con altas concentraciones de contaminantes antes de algún proceso secundario convencional. Debido a sus bajos tiempos de retención hidráulica; presenta el problema que es muy sensible a fluctuaciones en el caudal de aguas residuales, y presenta una baja sedimentabilidad de los lodos biológicos.

Eficiencia del proceso

Remoción de DBO.	50 a 70%
Remoción de N-NH ₃	5 a 10%

Generación de lodos

La generación de lodos biológicos es función de: a) las características del sustrato, b) la relación (F/M) y c) la edad de lodos. Para las condiciones típicas de una planta de alta tasa de aguas municipales la generación media de lodos es la siguiente:

F/M [Kg DBO/Kg SSV-día]	Generación de Lodos [Kg de lodos/Kg DBO removida]
0.4 a 0.8	0.6 a 0.8

CRITERIOS DE DISEÑO

En la tabla siguiente se comparan los criterios típicos de diseño para una planta convencional de lodos activados con una de alta tasa, para aguas residuales de origen municipal:

Parámetro	Convencional	Alta Tasa
Carga Org volumétrica [Kg DBO/día-m ³] [lb/día-1000 pie ³]	0.40 a 0.80 25 a 50	0.8 a 2.0 50 a 125
Tiempo de aireación [horas]	4 a 8	2 a 4
SST en el reactor [mg/l]	1500 a 3000	3000 a 5000
Relación (F/M) [Kg DBO/Kg SSV-día]	0.25 a 0.50	0.4 a 0.8
Necesidad de aire [m ³ /Kg DBO removida] [pie ³ /lb DBO removida]	54 a 102 800 a 1500	54 a 81 800 a 1200
Edad de lodos [días] (ts)	5 a 10	2 a 5
Recirculación	0.5 a 1.5	0.25 a 0.5
Fracción volátil de los SST		0.7 a 0.8

Consumo de energía

La demanda de oxígeno en el proceso de alta tasa varía entre 0.9 y 1.2 Kg de O₂ por Kg de DBO removida; expresada en términos de Kw-h y para una demanda de 150 mg de oxígeno por litro de agua; la demanda de energía es función de la eficiencia del equipo de aireación, como se indica en la siguiente tabla. Para una relación No/Nr de 2.0, se tiene:

Eficiencia del Aireador		Energía Kw-h/m ³
lb/HP-h	Kg/Kw-h	
1.5	0.93	0.29 a 0.39
2.0	1.23	0.22 a 0.29
2.5	1.54	0.18 a 0.23
3.0	1.85	0.15 a 0.19

2° LODOS ACTIVADOS COMPLETAMENTE MEZCLADOS

El desarrollo del sistema de lodos activados completamente mezclados obedece principalmente a disminuir las cargas puntuales tanto de materiales tóxicos como de cargas orgánicas que pudieran sobrepasar la capacidad de asimilación de un reactor en flujo pistón. El principio fundamental se basa en que toda la masa del reactor existe en todo momento la concentración de todos los materiales, involucrados, esto quiere decir que al llegar una masa de contaminantes al reactor, esta se diluye instantáneamente en todo el cuerpo del reactor disminuyendo en forma drástica su concentración.

El empleo de aireadores mecánicos superficiales se adecua más a estas condiciones de operación, aunque la aireación por difusión es también empleada tratando de provocar las condiciones más cercanas a mezcla completa. En la fig. 8.16 se muestran en forma esquemática algunas variantes en la configuración del reactor que tratan de acercarse lo más posible al régimen hidráulico con que se diseña.

Al sistema completamente mezclado se le ha denominado en ocasiones de alta tasa principalmente por su capacidad de manejar aguas residuales con mayores concentraciones de materia orgánica; sin embargo su comportamiento y por lo tanto sus condiciones de diseño son muy similares a las del proceso convencional.

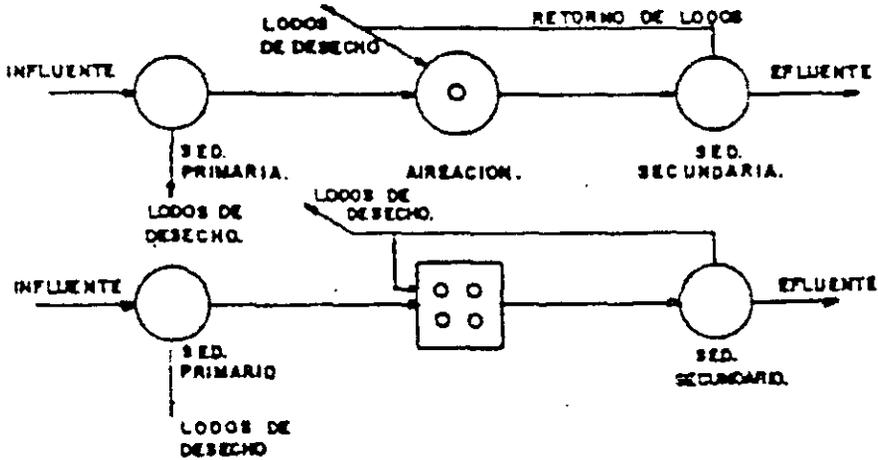


Fig. 8.16 Diversas soluciones del proceso de lodos activados completamente mezclados.

3° LODOS ACTIVADOS CON AIREACIÓN POR ETAPAS

En esta variante se trata de llevar a cabo la aireación del licor mezclado de acuerdo con la demanda de oxígeno, lo que motivó dos opciones diferentes, una en donde el influente al tanque de aireación es alimentado al tanque de aireación en diversos puntos; y la segunda establece mayor aireación al principio del tanque disminuyéndola mediante espaciamiento de los difusores o de los aireadores mecánicos al final del mismo, como se puede ver en la figura 8.17 en tanque con flujo pistón, lo mismo se puede hacer **utilizando tanques en serie**.

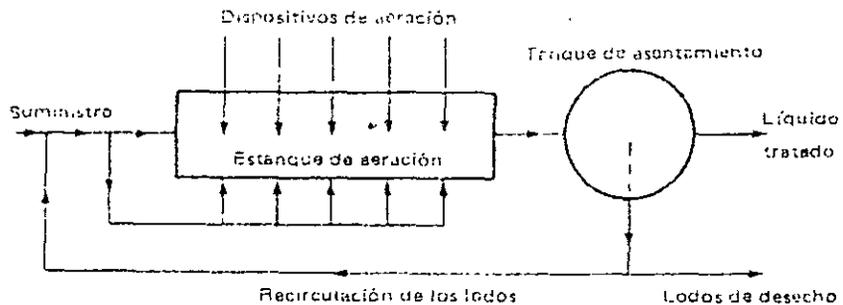


Fig 8.17 Proceso de lodos activados con aireación por etapas.

4° AIREACIÓN EXTENDIDA

La modalidad de aireación extendida es posiblemente uno de los sistemas más comúnmente empleados y con grandes posibilidades de utilización a futuro, tanto para el tratamiento de aguas residuales municipales como de desechos líquidos provenientes de la industria. La principal característica de este sistema es que opera con tiempos de retención celular prolongados, normalmente entre 15 y 20 días lo que provoca que los lodos generados en plantas de este tipo estén prácticamente estabilizados disminuyendo los problemas de su disposición final.

Los tiempos de aireación son más prolongados que los empleados en los sistemas convencional y completamente mezclado variando desde ocho hasta veinticuatro horas o más dependiendo de las características de los desechos a tratar. La principal razón estriba en que los altos tiempos de retención celular implican que la fracción activa de los lodos biológicos en los sólidos suspendidos del licor mezclado (SSLM) sea muy reducida recurriéndose por lo tanto a mayores tiempos de oportunidad de contacto con un sustrato para alcanzar eficiencias de remoción razonables. Cuando los requerimientos de potencia por mezclado determinan el tamaño de los motores para aireación, el tener mayores volúmenes por incremento de tiempos de retención hidráulica, significa mayores demandas de potencia, lo que resulta en incosteabilidad de este proceso para su aplicación a gastos altos. En principio su aplicación se restringió a plantas con un máximo de 150 a 200 l/s; sin embargo recientes mejoras en los sistemas de aireación han fomentado su aplicación a gastos mayores.

Al resolverse prácticamente el problema de estabilización de los lodos secundarios se consideró la conveniencia de eliminar el sedimentador primario para no generar lodos primarios que obligaran al empleo de digestores para ellos, alimentando los desechos líquidos crudos al tanque de aireación. Esta condición ha resultado atractiva al reducir los costos de inversión y disminuir la problemática en el manejo de los lodos de desecho; sin embargo en general y con procesos de aireación tradicionales se ha identificado un mayor costo de operación en los sistemas de transferencia de oxígeno.

Otro problema asociado con la edad de los lodos es la disminución en las propiedades de sedimentación de los flóculos biológicos generados en el sistema, al incrementarse el tiempo de retención celular se incrementa el índice volumétrico de lodos disminuyendo las concentraciones que pueden ser recirculadas al tanque de aireación y para su disposición final. Esta característica ha motivado diversas opciones para recirculación y disposición de los lodos. Es común identificar plantas de tratamiento en donde la recirculación es continua al tanque de aireación mediante el empleo de mamparas que permiten la descarga de efluente sedimentado. En estos casos se dificulta sensiblemente la obtención del lodo concentrado para su disposición final por lo que se ha optado en algunos casos a descargarlo directamente en el tanque de aireación como una fracción de su volumen. Debido al hecho de que los lodos están en un estado adecuado de estabilización pueden ser esparcidos en terrenos de cultivo sin provocar problemas ambientales.

Estas características aunadas a una gran variedad de dispositivos y sistemas de disposición han creado una gran diversidad de opciones que en algunos casos han sido patentadas con títulos comerciales con el objeto de obtener regalías de su aplicación.

Generación de lodos

La generación de lodos biológicos en este proceso es una de las más bajas entre todas las variantes del proceso de lodos activados, generalmente entre 0.15 y 0.30 Kg de exceso de lodos generados por Kg de DBO removida.

Criterios de diseño.

En la tabla siguiente se comparan los criterios típicos de diseño para una planta de aireación extendida con una planta convencional de lodos activados para aguas residuales de origen predominantemente municipal:

Parámetro	Convencional	Aireación Extendida
Carga Org. volumétrica [Kg DBO/día-m ³] [lb/día-1000 pie ³]	0.40 a 0.80 25 a 50	0.8 a 0.16 5 a 10
Tiempo de aireación [horas]	4 a 8	18 a 36
SST en el reactor [mg/l]	1500 a 3000	3000 a 6000
Relación (F/M) [Kg DBO/Kg SSV-día]	0.25 a 0.50	0.05 a 0.15
Necesidad de aire [m ³ /Kg DBO removida] [pie ³ /lb DBO removida]	54 a 102 800 a 1500	204 a 272 3000 a 4000
Edad de lodos [días]	5 a 10	20 a 40
Recirculación	0.5 a 1.5	0.75 a 1.50
Fracción volátil de los SST		0.6 a 0.7

Consumo de energía

La demanda de oxígeno en el proceso de aireación extendida varía entre 2.0 y 2.5 Kg de O₂ por Kg de DBO removida; expresada en términos de Kw-h y para una demanda de 150 mg de oxígeno por litro de agua; la demanda de energía es función de la eficiencia del equipo de aireación, como se indica en la siguiente tabla. Para una relación No/Nr de 2.0 se tiene:

Ef. del Aireador		Energía Kw-h/m ³
lb/HP-h	Kg/Kw-h	
1.5	0.93	0.65 a 0.81
2.0	1.23	0.49 a 0.61
2.5	1.54	0.39 a 0.49
3.0	1.85	0.32 a 0.41

5° LODOS ACTIVADOS CON ESTABILIZACION POR CONTACTO

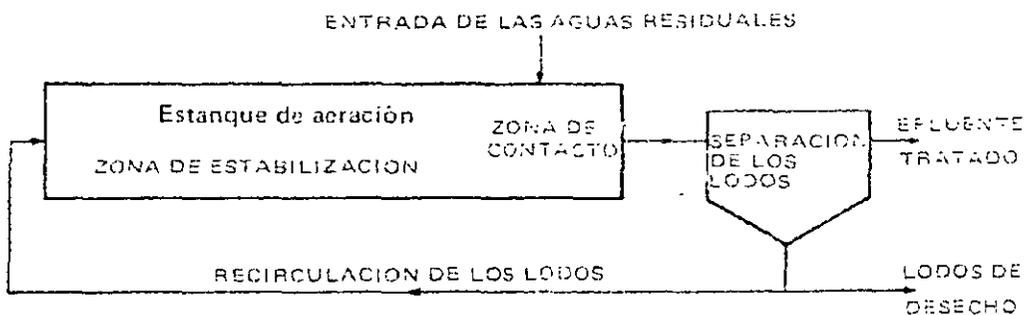
El proceso de estabilización por contacto, aprovecha una propiedad natural de los microorganismos consistente en que para el metabolismo, el sustrato primero es absorbido al cuerpo del organismo y posteriormente mediante procesos enzimáticos transformarlo a moléculas que pueden ser transportadas a través de la pared celular para su aprovechamiento en generación de energía o en síntesis de protoplasma biológico. Esto quiere decir que una vez absorbido el sustrato por los microorganismos, estos pueden ser removidos del sistema por medio de sedimentación alcanzándose una elevada eficiencia de remoción sin haberse producido estabilización de la materia orgánica, una vez concentrados los microorganismos

conteniendo el sustrato son transferidos a otro tanque de aireación donde se promueve el metabolismo del sustrato en volúmenes menores y con costos energéticos también menores. En la fig. 8.18 se presenta en forma esquemática este tipo de tratamiento.

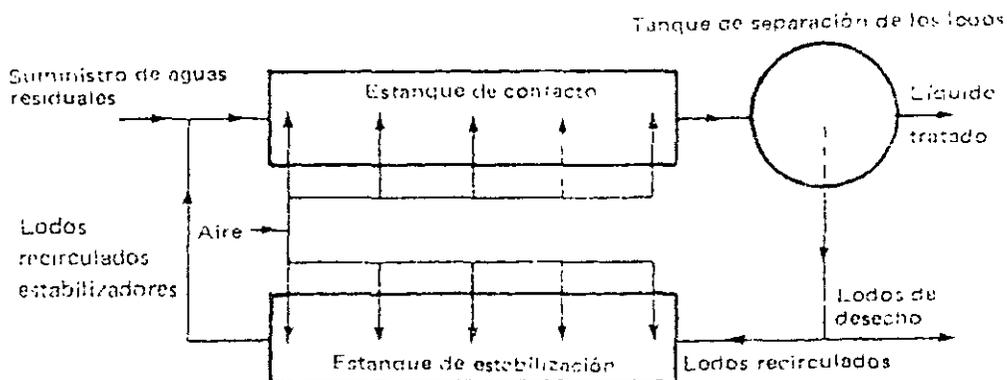
Esta variante implica la reducción de los volúmenes del reactor en proporción directa al incremento en concentración de los sólidos suspendidos del licor mezclado que en los sistemas de lodos activados convencionales se mantienen entre 2000 y 4000 mg/l y que en el tanque de aireación se pueden alcanzar concentraciones de hasta 8000 a 12000 mg/l. El mayor costo de inversión requerido por la construcción de dos tanques de aireación se compensa por tener menores volúmenes y por la disminución de la energía requerida para su mezclado.

Esta variante del proceso de lodos activados puede emplearse como sustitución de cualquier otra variante; sin embargo los mayores beneficios y por lo tanto las aplicaciones más comunes están en relación con la sustitución de la aireación extendida implicando largos tiempos de retención celular.

En la práctica se ha encontrado que tiempos de retención de 1 a 3 horas para la etapa de contacto y la de estabilización de 3 a 6 horas alcanzan eficiencias de remoción de más del 90%. Un tanque de contacto de 3 horas de tiempo de retención con un tanque de estabilización de 6 horas operando a 3000 y 8000 mg/l de sólidos suspendidos del licor mezclado respectivamente, generarán resultados equivalentes a una aireación convencional de 19 horas de tiempo de retención en un volumen equivalente a 9 horas.



a) En un solo tanque



b) En dos tanques

Fig. 8.18 Esquema del proceso de lodos activados con estabilización por contacto.

6° LODOS ACTIVADOS CON UTILIZACION DE OXIGENO PURO

Las aguas residuales concentradas, especialmente las generadas en procesos industriales con altas demandas de oxígeno para su procesamiento, requieren de potencias de aireación elevadas que compiten económicamente con la generación de oxígeno empleado en lugar de aire normal este incrementa su transferencia para el metabolismo biológico.

La necesidad de recircular el oxígeno no aprovechado por los microorganismos obliga al empleo de tanques cerrados con mínima posibilidad de interconexión con el aire ambiente lo que encarece las inversiones y hace más compleja la operación. Es sin embargo un proceso promovido por los fabricantes de generadores de oxígeno y se ha utilizado en forma comercial principalmente en Estados Unidos y en algunos países Europeos.

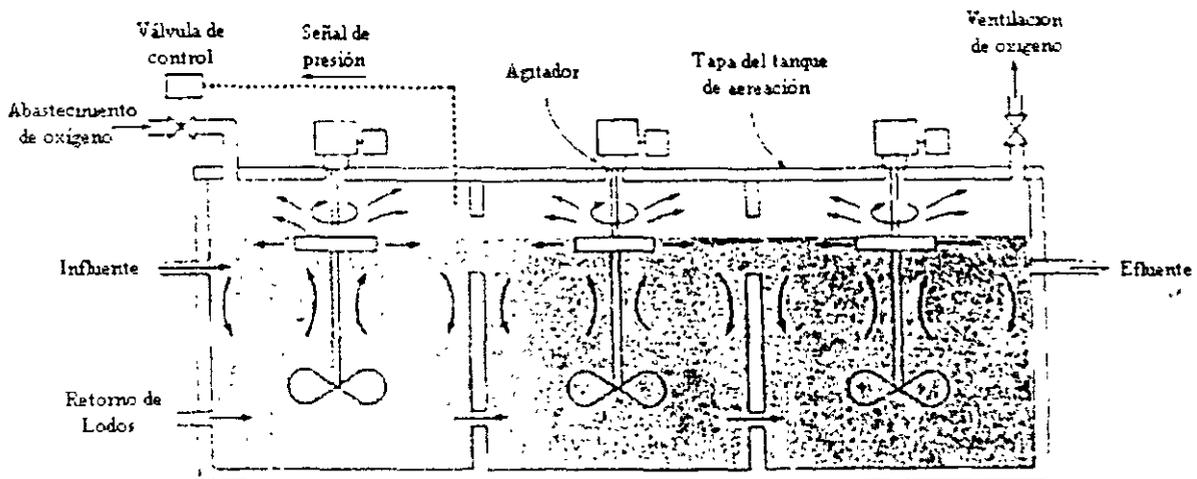


Fig. 8.19 Sistema de multietapas con oxígeno puro

ZANJAS DE OXIDACION

Este es un proceso de tratamiento biológico de lodos activados, comúnmente operado como un proceso de aireación extendida. La unidad consiste de un canal en forma de circuito cerrado, de 3 a 6 pies (0.9 a 1.8m) de profundidad, con paredes de 45° de pendiente y aireadores mecánicos tipo cepillo (ver figura 8.15), localizados en uno o varios puntos a lo largo de la zanja. El influente entra a la zanja con un pretratamiento, comúnmente cribado, trituración o desarenación, es aireado por cepillos horizontales, o aireadores tipo disco diseñados especialmente para zanjas de oxidación y circula a lo largo del canal a una velocidad de aproximadamente 1 a 2 pies/seg (0.3 a 0.6 m/seg). Los aireadores crean una mezcla y provocan la circulación del agua en la zanja, así como una transferencia de oxígeno suficiente. La mezcla en el canal es uniforme, pero pueden existir zonas de baja concentración de oxígeno disuelto. Los aireadores operan en un ámbito de 60 a 110 RPM y proporcionan velocidad suficiente para mantener los sólidos en suspensión. En este proceso puede ocurrir un alto grado de nitrificación, sin ninguna modificación del sistema en especial, la razón de lo anterior se debe a los largos tiempos de retención de los sólidos utilizados (10 a 50 días). El efluente de las zanjas de oxidación se alimenta a los sedimentadores secundarios. El proceso de zanjas de oxidación se aplica a cualquier situación donde sea apropiado un tratamiento de lodos activados (convencional o aireación extendida). El costo del proceso de tratamiento es generalmente menor a otros procesos biológicos para un ámbito de flujos entre 0.38 a 38 Ml/día (0.1 a 10 Mgal/día).

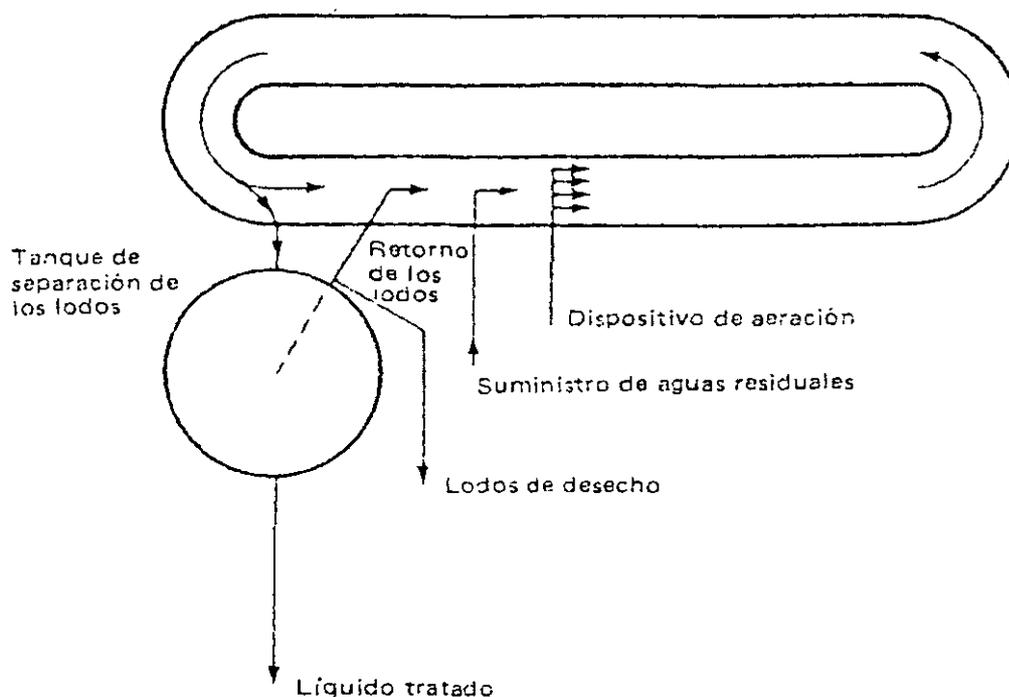


Fig. 8.20 Ejemplo zanja de oxidación "Zanja Pasveer"

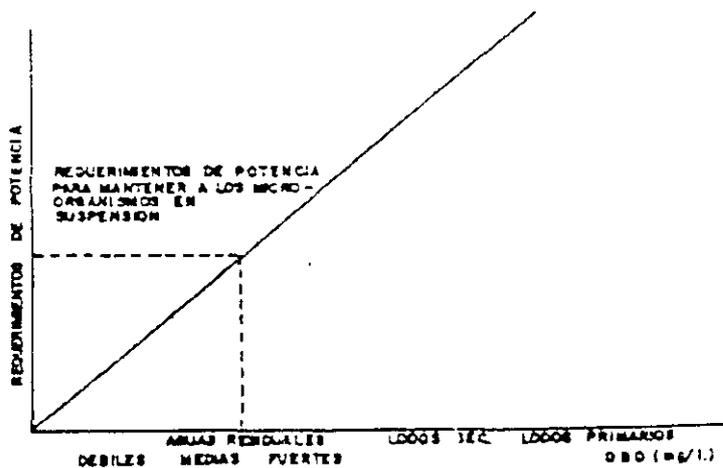


Fig. 8.21 Relación entre potencia requerida y concentración de materia orgánica degradable en sistemas de zanjas de oxidación.

El proceso biológico en sí, es una variante del denominado aireación extendida por lo tanto comparte las principales características de ésta como son: en general no requerir, sedimentación primaria y permitir, mediante largos tiempos de retención celular la estabilización de los lodos, los cuales no requieren de procesos de digestión previos a su disposición final.

Además de las dos ventajas mencionadas, el sistema de zanjas de oxidación ha presentado otras de gran importancia como son:

- a) Utilización de sistemas de aireación con bajos requerimientos de energía. Aunque, el rotor de paletas comúnmente empleado en las zanjas de oxidación no es mucho más eficiente que otros sistemas en cuanto a transferencia de oxígeno se refiere, este mecanismo ha permitido el desarrollo de otros sistemas que poseen algunas ventajas especiales.
- b) Remoción eficiente de nitrógeno. En un análisis comparativo de varios sistemas de tratamiento biológico para un mismo influente y bajo condiciones ideales de operación, se obtuvieron los resultados que se presentan en la tabla 8.6

En esta tabla se puede observar que para un mismo nivel de remoción de materia orgánica, el proceso de zanjas de oxidación es un sistema que promueve eficientemente la remoción de nitrógeno. Esto se basa principalmente en el proceso biológico de nitrificación-denitrificación, el cual puede ser parcialmente incrementado al controlar la transferencia de oxígeno en el reactor. Originalmente los sistemas se diseñaron para que operaran en condiciones aerobias con o sin recirculación de lodos como se muestra esquemáticamente en la fig. 8.20. Esta condición de aerobiosis aunada a los largos tiempos de retención celular (20 a 25 días) provoca la proliferación de organismos nitrificantes con la consecuente transformación de nitrógeno amoniacal a nitritos y nitratos.

Por razones de crecimiento natural de las poblaciones servidas las cargas orgánicas se incrementan, las condiciones aerobias no se conservan en todo el reactor provocando problemas de septicidad que se considera negativos. La respuesta a esta situación es la de incrementar la potencia de los aireadores, sin embargo, en algunos casos se observa que la parcial anaerobiosis en el reactor provoca el proceso de denitrificación con el consecuente desprendimiento del gas nitrógeno a la atmósfera, de esta forma el sistema ha tenido aceptación como un proceso que estimula la remoción de nitrógeno.

- c) Adecuada utilización de la capacidad de agitación y transferencia de oxígeno de los aireadores mecánicos. Los requerimientos de potencia en un reactor biológico para suministrar oxígeno y para mantener a los microorganismos en suspensión se puede representar esquemáticamente como se muestra en la fig. 8.21

De acuerdo con la figura 8.21, la potencia requerida para tratamiento de aguas residuales medias o débiles ($DBO_5 < 250$ mg/lit) está regido por el mezclado, obteniéndose una transferencia de oxígeno superior a la necesaria. Sin embargo, en sistemas en que se promueve la oxidación completa del material orgánico como es el caso de las zanjas de oxidación, los requerimientos de oxígeno se incrementan hasta que en algunos casos llegan a exceder la transferencia, provocando condiciones anaerobias como las que se analizaron en el inciso anterior.

CRITERIOS DE DISEÑO

A continuación se presenta un resumen de los criterios de diseño de zanjas de oxidación

Carga de DBO_5 (kg/1000m³, vol. aireación/día) 8.6 a 15

t - Tiempo de retención hidráulica - 12 a 96 hrs.

ts - Tiempo de retención celular - 10 a 33 días

Profundidad del canal (m) - 0.9 a 1.8

SSVLM - Sólidos suspendidos volátiles del licor mezclado - 3000 a 5000 mg/l

HP - Potencia de aireadores - 4.7 a 23 HP/1000 m³

SSLM - Sólidos suspendidos del licor mezclado - 3000 a 8000 mg/l

F/M - Relación comida-microorganismos - 0.03 - 0.10

Geometría del canal - paredes verticales ó de 45°

R=Qw/Q - Tasa de recirculación de lodos - 0.25 a 0.75

Co - Carga orgánica - 0.16 a 0.32 Kg DBO₅/m³-día

Consumo de Energía: el consumo de energía en zanjas de oxidación se puede estimar con base en el flujo de agua, requerimiento de oxígeno por DBO removida y eficiencia de transferencia de oxígeno. Para fines de estimación se puede suponer una eficiencia de transferencia de oxígeno de 1.8 lb O₂/HP-h y un requerimiento de oxígeno de 1.5 lb O₂/lb DBO removida.

LAGUNAS AIREADAS

Este proceso es una variante de lodos activados, con la diferencia significativa de que normalmente no se emplea recirculación de lodos. Esta diferencia trae los siguientes resultados:

- Una baja concentración de biomasa en el reactor (SSVLM de 150 a 350 mg/l),
- Altos tiempos de retención necesarios para obtener eficiencias comparables a las del proceso de lodos activados convencional (tiempos de retención de 2 a 7 días),
- Grandes volúmenes de los reactores por lo que resulta mas económico construirlos en forma de lagunas con bordos de tierra.

Físicamente las lagunas aireadas son similares a las lagunas de estabilización, con la importante diferencia, que en las lagunas aireadas el oxígeno necesario para conservar el proceso de bio-oxidación es suministrado mecánicamente.

Características del Proceso

Las ecuaciones para el cálculo de necesidades de oxígeno, de generación de lodos y de cinética de remoción de DBO son similares, en principio, a las ecuaciones de proceso convencional de lodos activados, pero con algunas diferencias prácticas, como a continuación se explica.

Requerimientos de Oxígeno

Las lagunas aireadas pueden ser diseñadas totalmente mezcladas y totalmente aeróbicas o parcialmente mezcladas y facultativas (una parte del volumen se encuentra en condiciones aerobias y el resto en condiciones anaerobias). En ambos casos, para conservar los sólidos volátiles en suspensión es necesario inyectar al sistema una cierta cantidad de energía en forma de mezclado. Generalmente, la cantidad de energía requerida por mezclado es mayor que la cantidad de energía requerida por suministro de oxígeno, razón por la cual los requerimientos de mezclado gobiernan generalmente la selección del tamaño de los equipos de aireación.

A continuación se indican los valores típicos de requerimientos de energía por unidad de volumen en lagunas aireadas.

Tipo de Laguna	Requerimientos de Energía	
	HP/10 ⁶ gal	watts/m ³
Para suministro de Oxígeno	6 a 10	1.2 a 2.0
Para Mezclado:		
Facultativa, Parcialmente Mezclada	30 a 40	5.9 a 7.9
Aeróbica, Completamente Mezclada	60 a 100	11.8 a 19.7

En la figura 9.7 se muestran los diferentes tipos de lagunas aireadas

Generación de Lodos

Para aprovechar mejor la energía suministrada al sistema en el caso de lagunas completamente mezcladas, es común emplear una unidad de sedimentación del efluente para concentrar y recircular la totalidad de lodos sedimentados al sistema de lagunas, incrementando así la concentración de SSVLM hasta 800 mg/l. En el caso de lagunas facultativas, y dependiendo de las normas de SS en el efluente, se pueden emplear lagunas facultativas o de maduración no aireadas para eliminar los sólidos suspendidos y mejorar la calidad del efluente.

Otras características

Como todo proceso biológico, la eficiencia del proceso se mejora cuando las unidades de tratamiento se operan en serie. Por esta razón se recomienda un mínimo de dos lagunas en serie.

Una ventaja de las lagunas aireadas es que, debido a sus altos tiempos de retención, resiste favorablemente sobre-cargas orgánicas y/o hidráulicas.

Debido a los incrementos en los costos de energía eléctrica registrados en los últimos años, la aplicación del proceso de lagunas aireadas se ha visto limitada al tratamiento de desechos industriales con altas concentraciones de contaminantes y cuando la disponibilidad de terrenos es alta y de bajo costo. Para el tratamiento de aguas residuales municipales el proceso de lagunas aireadas ofrece pocas ventajas que compensen sus altos consumos de energía.

EFICIENCIAS DEL PROCESO

Remoción de DBO	60 a 90%
Remoción de DQO	70 a 90%
Remoción de SS	70 a 90%

CRITERIOS DE DISEÑO

Operación: Lagunas aireadas en serie, seguidas de lagunas para la separación de sólidos suspendidos.

Tiempo de retención: 2 a 8 días,

Profundidad: 1.8 a 3.6

Requerimientos de oxígeno 0.7 a 1.4 veces la DBO removida

CONSUMO DE ENERGIA

Los consumos típicos de energía del proceso de lagunas aireadas se muestran en la siguiente tabla:

Tipo de Laguna	Consumo de Energía [Kw-h/m ³]		
	Tiempo de Retención [días]		
	2	4	6
Por Aireación	0.06 a 0.09	0.11 a 0.19	0.17 a 0.28
Para Mezclado			
Facultativa			
Parcialmente Mezc	0.28 a 0.38	0.57 a 0.76	0.85 a 1.14
Aerobica			
Completamente Mezc	0.57 a 0.95	1.14 a 1.89	1.70 a 2.84

EJEMPLO DE APLICACIÓN DE LODOS ACTIVADOS

A continuación se presenta un ejemplo simple para dimensionar el reactor biológico de un sistema de lodos activados completamente mezclados los datos básicos son los siguientes:

Q = 200 l/s

DBO influente = 220 mg/l

SS = 200 mg/l

SSV = 180 mg/l

T promedio del agua = 16 grados centígrados

SSVNB = 60 mg /l

Los valores de las constantes de biodegradabilidad a 20 grados centígrados y su dirección a 16 grados centígrados, utilizando la relación de Van Hoff Arhenius y un valor del coeficiente de actividad biológica de 1.035 se presentan a continuación.

20 grados centígrados

16 grados centígrados

$$K_m = 7.2 \text{ hr}^{-1}$$

$$K_s = 5.0 \text{ hr}^{-1}$$

$$K_e = 0.02 \text{ hr}^{-1}$$

$$K_m = 7.2 (1.035)^{16-20} = 6.27 \text{ hr}^{-1}$$

$$K_s = 5.0 (0.87) = 4.35 \text{ hr}^{-1}$$

$$K_e = 0.0174 \text{ hr}^{-1}$$

En forma esquemática, el proceso global de tratamiento se presenta en la figura al final del ejemplo, donde se establece que las concentraciones de DBO_5 y sólidos suspendidos en el efluente serán de 30 mg/l en ambos casos.

$$\text{DBO}_5 \text{ efluente} = F + 0.8 \text{SSV}_{ef}$$

$$30 = F + 20.8$$

$$F = 30 - 20.8$$

$$F = 9.2 \text{ mg/l}$$

$$F = \frac{F_i}{K_m \cdot t + 1}$$

$$t = \frac{1}{K_m} \left[\frac{F_i}{F} - 1 \right]$$

$$t = \frac{1}{6.27} \left[\frac{154}{9.2} - 1 \right]$$

El tiempo de retención hidráulico necesario para alcanzar la eficiencia deseada es de:

$$T = 2.51 \text{ hr}$$

Considerando 2 módulos.

$$Q = 100 \text{ l/s}$$

$$\text{Vol} = 903.6 \text{ m}^3$$

$$\text{Profundidad} = 3.5 \text{ m}$$

$$\text{Bordo libre} = 0.5 \text{ m}$$

$$\text{Profundidad total} = 4.0 \text{ m}$$

$$\text{Area} = 258.17 \text{ m}^2 \quad \text{Ver figura al final del ejemplo}$$

Considerando un tiempo de retención celular de 5 días = 120 hrs, la concentración de masa activa en el reactor será de :

$$Ma = \frac{K_s \cdot F}{K_e + (1/t)} = Ma = \frac{(4.35) \cdot (9.2)}{(0.0174) + (1/120)} = 1554.4$$

La concentración de masa endógena.

$$Me = 0.2 K_e Ma \quad ts = 0.2 (0.0174) (1554.4) (120)$$

$$Me = 649.12 \text{ mg/l}$$

La concentración de masa inerte (orgánica no biodegradable)

$$Mi = Mi \text{ inf } (ts/t) = 24 (120/2.51) = 1147.41 \text{ mg/l}$$

La concentración de masa inorgánica

$$Mii = Mi \text{ inf } (ts/t) + 0.1 (Ma + Me)$$

$$Mii = 8 (120/2.51) + 0.1 (1554.4 + 649.12) = 602.8 \text{ mg/l}$$

Por lo tanto:

$$SSLM = Ma + Me + Mi + Mii$$

$$SSLM = 1154.4 + 649.12 + 1147.41 + 602.8 = 3593.7 \text{ mg/l}$$

$$SSVLM = Ma + Me + Mi = 3350.9 \text{ mg/l}$$

Requirimientos de oxígeno:

$$\frac{dO}{dt} = \frac{1.5(F_i - F)}{t} - \frac{1.42(Ma + Me)}{ts}$$

$$\frac{dO}{dt} = \frac{1.5(154 - 9.2)}{2.51} - \frac{1.42(1554.4 + 649.12)}{120 \cdot hr}$$

$$\frac{dO}{dt} = 86.53 - 26.07 = 60.46 \text{ mg/l hr}$$

$$Vol/\text{tanque} = 903.6 \text{ m}^3$$

$$\frac{dO}{dt} = 60.46 \times 10^{-3} \times 903.6 \times 10^3$$

$$\frac{dO}{dt} = 54.63 \text{ kg D2/hr}$$

Transferencia de O_2 – aproximadamente 1 – 1.4 kg O_2 / HP / hr

$$39 \text{ HP} \approx 40 \text{ HP}$$

Requirimientos de potencia por mezclado

Los requerimientos de oxígeno de potencia para mantener mezcla completa en el reactor biológico citados en la literatura técnica varía considerablemente. Para fines de este ejemplo se considera como valor mínimo recomendable el de HP/1000 pies cubicos 0 – 0352 HP / m³ . Por lo tanto.

$$HP\ 0.0352 \times 903.6 = 31.81\ HP$$

Los requerimientos de oxígeno, por lo tanto son:

2 aireadores de 20 HP c/u

COSTO DE OPERACIÓN POR ENERGIA ELECTRICA.

Considerando un costo de \$ 200 / Kw – hr

$$80\ (0.7457) \times 24 \times 200 \times 31 = 8.88\ \text{millones de pesos / mes}$$

Generación de lodos de desecho:

$$\text{Primarios} = \frac{(200)(0.6)(200)(86400)}{10} = 2073.6\ \text{kg / dia}$$

Considerando una concentración del 4 %

$$Q = 51.84\ \text{m}^3 / \text{dia}$$

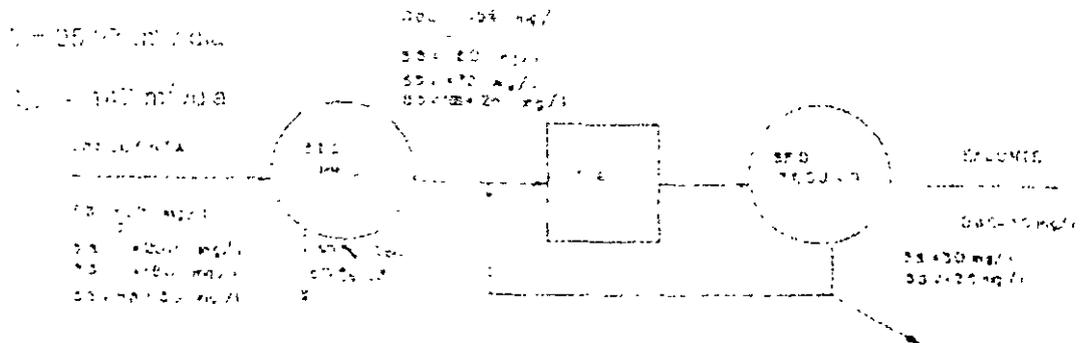
$$\text{Secundarios} = \frac{SSLM \times Vol}{ts} = \frac{(3953.7)(90.6)(2)(10^{-6})(10)}{5} = 1429.02\ \text{kg / dia}$$

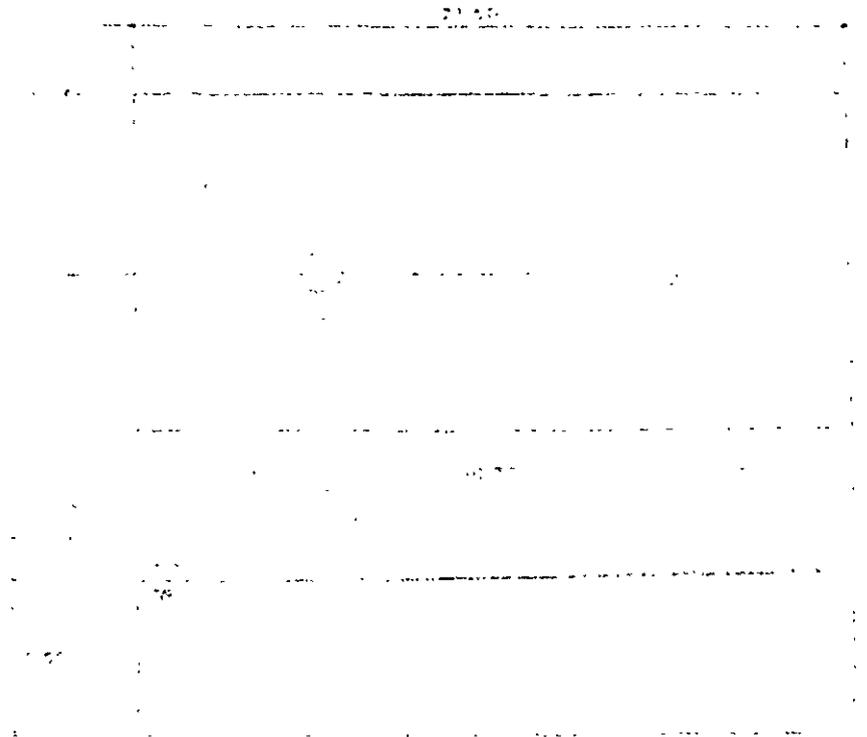
$$\text{Secundarios} = y\ (Q)\ (F - Fi)\ (10^{-6})\ (86400) = 1330.56\ \text{kg / dia}$$

Considerando una concentración del 1.5 %

$$Q = 95.27\ \text{m}^3 / \text{dia}$$

$$Q_{\text{total}} = 147\ \text{m}^3 / \text{dia}$$





8.5 MICROORGANISMOS AEROBIOS ADHERIDOS A UN MEDIO FIJO

Los sistemas de película biológica adherida a un medio, se pueden considerar formados por dos tipos diferentes: sistemas estacionarios o de medio fijo (filtros biológicos) y sistemas de medio en movimiento (discos biológicos)

FILTROS PERCOLADORES O BIOLÓGICOS

También se les conoce como filtros percoladores, filtros rociadores o biofiltros (Figura 8.22)

Hace años se observó que el crecimiento de organismos productores de limo ocurría con la autopurificación del agua en las corrientes. El filtro biológico es uno de los procesos de tratamiento que se han desarrollado con la intención de encontrar un método económico y eficiente para desarrollar los medios naturales de purificación. En forma simple, se trata de proveer una superficie en la cual **la población microbiana mixta en forma de lama adherida a ella** pueda crecer al exponer esta superficie en forma continua a las aguas residuales y al aire para la asimilación de materia orgánica con aireación. Así el método consiste en dejar escurrir el agua residual en un filtro empacado con piedra o con algún medio sintético; en la superficie del medio o empaque se desarrollan crecimientos biológicos que biooxidan la materia orgánica presente en el agua y el efluente es recolectado en el fondo del filtro.

Los medios de empaque que se utilizan, se diseñan de manera que presenten una área de contacto muy grande, entre la capa del líquido y el aire aumentando la absorción de oxígeno aumentando también el área de contacto del líquido y el aire aumentando también el área de

contacto del líquido y la lama, con lo que se aumenta la transferencia de nutrientes y de oxígeno a los microorganismos.

Características

Una vez que el filtro se encuentra operando, la superficie del medio (empaquete) comienza a cubrirse con una sustancia viscosa y gelatinosa conteniendo bacterias y otro tipo de microorganismos. El efluente de la sedimentación primaria es distribuido uniformemente en el medio de soporte del filtro (empaquete) a través de un sistema distribuidor de flujo. El oxígeno para que se lleve a cabo el metabolismo biológico aerobio es suministrado por la circulación del aire a través de los intersticios entre el medio filtrante y parcialmente por el oxígeno disuelto presente en el agua residual. El oxígeno se disuelve en la superficie de la capa del líquido en movimiento y es transferido a través de la capa líquida a la capa de lama microbiana. Al cabo de un tiempo, comienza el crecimiento microbiano en la interfase anaerobia del medio filtrante, generando el crecimiento de organismos anaerobios y facultativos que junto con los organismos aerobios forman el mecanismo básico para la remoción de la materia orgánica. En algunos casos cuando las torres de los filtros son muy altas, y/o la concentración de DBO en el influente muy grande puede ser necesario la inducción de un flujo de aire vertical hacia arriba por medio de ventiladores o sopladores instalados en las ventilas que se dejan en la parte inferior de estos filtros.

El agua es alimentada en la parte superior del filtro por medio de brazos giratorios. Los brazos distribuidores son alimentados por el centro, haciendo girar la misma fuerza del agua estos brazos cuando no son hechos girar por motores. Los brazos están provistos de orificios y difusores para la distribución uniforme del agua en el medio. Los distribuidores rotatorios se fabrican para tanques con diámetros de 6 a 60 m.

La cantidad de biomasa producida es controlada por la disponibilidad de alimento. El crecimiento puede incrementarse proporcionalmente con el aumento de la carga orgánica hasta lograr un espesor máximo deseado. Este crecimiento máximo es controlado por factores de tipo físico que incluyen rapidez de dosificación, tipo de medio, tipo de materia orgánica, cantidad de nutrientes esenciales presentes y temperatura. Durante la operación de los filtros la biomasa se desprende del medio en forma periódica y continua.

El efluente del filtro biológico deberá pasar a través de un clarificador secundario para colectar la biomasa desprendida. En los filtros con medio de roca, es necesaria la sedimentación primaria para minimizar los problemas de obstrucción. Por otro lado, si los sólidos presentes en el agua residual han sido tratados con desmenuzadores o trituradores no se requiere la sedimentación primaria y el medio de soporte deberá ser preferentemente de plástico corrugado o material con un gran número de espacios vacíos que es directamente proporcional al área superficial.

La recirculación del efluente del filtro percolador se ha utilizado para mejorar la eficiencia del filtro. Cuando el gasto disminuye incrementando la velocidad de distribución del flujo, se reduce la probabilidad de tener una superficie seca, de tal modo que se mantenga la capacidad de diseño. Esto es, flujos altos mantienen la fuerza cortante para desprender la biomasa en exceso.

Teoría básica de la operación

El nombre de FILTRO puede resultar confuso dado que el principal proceso de remoción de la materia orgánica no es la filtración física a través de la porosidad del medio, sino por la difusión y asimilación de la misma materia orgánica por los microorganismos. El agua residual percola en forma descendente a través del medio elegido y el efluente se recoge en el fondo. Se forma una capa o película de limo o biomasa adherida al material filtrante. La capa tiene un espesor comprendido entre 0.1 y 2 mm. y está formada por dos capas: una anaerobia (adherida al medio) y otra aerobia. Prácticamente no existe disminución de carga orgánica debido a filtración mecánica.

El espesor de la subcapa aerobia es función del caudal de agua residual y de la DBO_5 . Cuanto mayor sea el valor de la DBO_5 , menor será el espesor de la capa aerobia. Generalmente se asume que el flujo de las aguas residuales es laminar para las cargas hidráulicas que normalmente se presentan durante la operación de la planta.

El sustrato se oxida parcialmente para proporcionar la energía necesaria al proceso biológico, otra parte se utiliza para sintetizar nuevo material microorgánico que va a formar parte de la capa biológica. La materia orgánica y coloidal se separa del agua mediante la oxidación aerobia, biosorción, coagulación y descomposición anaerobia. En la subcapa anaerobia, la degradación ocurre con formación de ácidos orgánicos como metano (CH_4) y ácido sulfhídrico (H_2S).

Un espesor de la capa mayor a 2 mm. puede ocasionar obstrucción al paso de las aguas residuales y una reducción de la transferencia del oxígeno a los microorganismos aerobios. Conforme la capa de limo aumenta de espesor, la materia orgánica se metaboliza antes de alcanzar la capa de microorganismos adheridos a la superficie del medio filtrante. Estos microorganismos quedan sin alimentación y tienden a pasar a la fase de respiración endógena; en este estado la capa pierde su capacidad para unirse a la superficie y se desprende, con lo que se tiene un control del espesor. Este fenómeno conocido como **desprendimiento**, es función de las cargas hidráulica y orgánica.

Clasificación de los filtros

Los filtros biológicos se clasifican en función de las cargas hidráulica y orgánica aplicadas como de: baja, media y alta tasa. La carga hidráulica es el volumen total de líquido, incluyendo la recirculación, por unidad de tiempo y área del filtro ($m^3/ha/d$). La carga orgánica se expresa como los kilogramos de DBO por día por unidad de volumen del medio filtrante ($kg/m^3/día$).

Los filtros de baja tasa se diseñan para cargas hidráulicas de 19 000 a 37 000 $m^3/ha/d$, mientras que para los filtros de alta tasa de 94 000 $m^3/ha/d$ o más de manera que se eliminen los sólidos orgánicos en exceso y prevenir obstrucciones. Sin embargo, se ha encontrado que para cargas hidráulicas de 39 000 a 94 000 no se generan obstrucciones, llamando a éstos filtros de media tasa o tasa estándar.

El proceso de filtros biológicos puede ser clasificado en las siguientes categorías:

Filtros Empacados con Roca	: Baja, Media y Alta Tasa
Filtros Empacados con Medio Sintético	: Alta, Muy Alta y Desbaste

El proceso de filtración biológica va precedido, generalmente, de una sedimentación primaria para remover los sólidos en suspensión que puedan obturar el filtro. Ya que la biomasa responsable del proceso de bio-oxidación está adherida al medio de empaque, y no en suspensión como en el caso del proceso de lodos activados, la biomasa no es arrastrada en el efluente y por lo tanto no es necesaria la recirculación de lodos biológicos. Sin embargo, el exceso de lodos sí es arrastrado en el efluente, razón por la cual es común la instalación de sedimentadores secundarios para la colección del exceso de lodo. La cantidad de lodos generados en exceso es función de la DBO removida y de la densidad de carga orgánica sobre el filtro (a menor densidad de carga, menor generación de exceso de lodos). El arrastre del exceso de lodos puede ser intermitente, en forma de purgas periódicas, o en forma continua a una tasa constante, dependiendo, principalmente, de las condiciones de carga hidráulica y características físicas del medio de empaque.

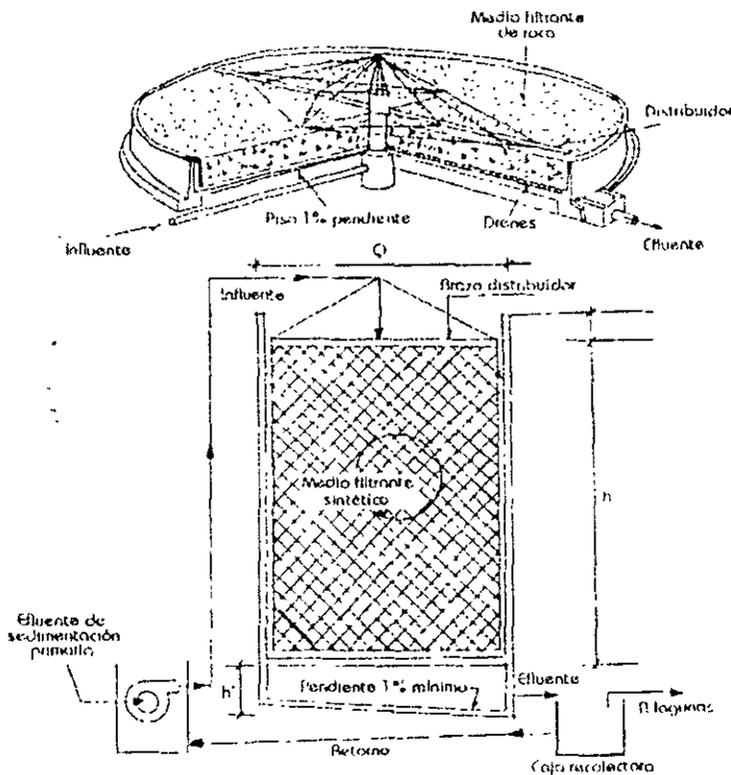


Fig. 8.22 Filtros biológicos: a) horizontal con piedra, b) vertical con medio sintéticos

La profundidad de los filtros biológicos varía en un ámbito muy grande, dependiendo principalmente del tipo de medio de empaque empleado. Para filtros empacados con piedra, las profundidades normales son de 1.5 a 3 metros. Para filtros empacados con medios sintéticos las profundidades pueden variar de 1.5 a 10 metros. En términos generales, la eficiencia de un filtro aumenta en forma proporcional (no lineal) con su profundidad, pero los costos de bombeo aumentan también al incrementarse la altura del filtro. El ingeniero proyectista debe sopesar ambos factores en la selección de la dimensiones de un filtro biológico.

La mayoría de los filtros de baja tasa son diseñados con profundidades de 1.5 a 2.1 m, mientras que los de alta tasa son diseñados con profundidades de 0.9 a 1.8 m. Relativamente, la profundidad de los filtros de baja tasa mejora la nitrificación potencial y en algunas ocasiones es usado como la segunda etapa de un sistema biológico de tratamiento secundario cuando se desea un efluente nitrificado.

Las profundidades mínimas de los medios plásticos son aproximadamente 3 m mientras que las máximas están limitadas a 12 m por consideraciones prácticas en particular por los costos de bombeo.

La eficiencia del tratamiento de un filtro biológico con medio sintético, no se afecta por la profundidad a diferencia de un filtro con medio de piedra, probablemente por los efectos combinados de las cargas hidráulicas altas y el incremento de los espacios vacíos del medio.

COMPONENTES BÁSICOS DE UN FILTRO PERCOLADOR.

Medio filtrante

Es el medio físico en el cual se propicia la formación de una película gelatinosa (llamada zooglea) constituida por una población heterogénea de microorganismos cuya acción física y bioquímica descompone la materia orgánica disuelta en las aguas residuales al tomarla como alimento, cuyo material puede ser:

Material pétreo

- De 2 a 4 pulgadas (5 a 10 cm) de granulometría uniforme.

Material sintético

- Policloruro de vinilo (PVC)
- Esferas de vidrio
- Esferas de porcelana
- Polietileno de alta densidad
- Asbesto
- Carbón

El material debe ser durable y resistente

Debe poseer una gran relación de área superficial por unidad de volumen

En general el material sintético es de un mayor costo en relación con el material pétreo, pero tiene una mayor carga superficial.

Sistema de distribución

Es un dispositivo hidráulico que tiene por objeto repartir uniformemente el agua residual en la superficie del medio filtrante, tradicionalmente se han utilizado distribuidores rotatorios formados por 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 del medio filtrante. (20 a 25 cm)

- Movimiento, impulsado por:
 - Motor eléctrico
 - Carga hidráulica del agua residual
- Salida del agua
 - Por boquillas
 - Por orificios
- Brazos del distribuidor
 - En unidades pequeñas son de sección constante
 - En unidades grandes son de sección decreciente, con el propósito de tener un gasto de salida constante en todas las boquillas.
- Características constructivas
 - Material resistente (normalmente acero al carbón) protegido contra la corrosión con capacidad suficiente para soportar fluctuaciones en el gasto sin variar sustancialmente la velocidad de giro.

Sistema de bajo dren.

Es el componente que se encuentra en el fondo del filtro y que soporta al medio filtrante; recibe y colecta el agua filtrada, y permite la ventilación para mantener adecuadas condiciones aerobias en la zooglea.

- Funciones
 - a) Recolectar agua tratada y los sólidos que se desprenden del medio filtrante.
 - b) Permitir la ventilación al medio filtrante para mantener condiciones aeróbicas en la biomasa.
- Condiciones requeridas
 - Con capacidad suficiente para drenar rápidamente el agua recolectada (normalmente operan con gravedad) Se recomienda que los drenes inferiores y las canaletas de recolección se diseñen con un bordo libre adicional a partir del tirante correspondiente al gasto máximo. Diseño que permita la limpieza y la ventilación.

- Materiales utilizados para su construcción.
 - Madera (entarimado)
 - Viguetas de concreto (fondo falso)
 - Tuberías de material plástico
- Ventilación
- Requerimientos y recomendaciones
 - a) Los drenes inferiores y canales recolectores deben diseñarse para que a flujo máximo, estén llenos hasta la mitad de su altura.
 - b) En los extremos del canal deben instalarse dispositivos de ventilación (por ejemplo con tubería vertical).
 - c) Los filtros de gran diámetro, más de 30 m., deben tener canales recolectores secundarios con dispositivos de ventilación cercanos a la periferia.
 - d) El área de los espacios libres en los drenes inferiores no deben ser menores al 15% del área total del filtro.
 - e) Por cada 25 m² de filtro debe proporcionarse 0.10 m² de área abierta en las rejillas de ventilación.

DISEÑO DE FILTROS ROCIADORES

Especificaciones

Para el diseño adecuado y el buen funcionamiento de los filtros biológicos 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 tiene una superficie específica alta (m²/m³), 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 efluente.
4. El proceso aerobio requiere oxígeno para la conversión del carbono y nitrógeno de la materia orgánica. En las primeras capas del FB se efectúa la liberación del NH₃ y en las siguientes o profundas se forman los nitritos (NO₂) y nitratos (NO₃).
5. La selección de la profundidad del filtro dependerá de la carga orgánica que se aplique, expresada en kilogramos de DBO₅ por metro cúbico (m³) por día.

6. Para medios de relleno constituidos por rocas la profundidad varía de los 3 metros, cuando el medio es de plástico puede llegar a tener 12 metros. El tamaño de la roca puede ser de 5 a 10 cm. de diámetro. Un medio pequeño puede obturar 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.

Existen diversos métodos, pero los mas utilizados para el diseño de los FB son:

- Método del Consejo Nacional de Investigación - (United States National Research Council, NRC).
- Método de Veltz
- Método recomendado por la Comisión Nacional del Agua (CNA)

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:

$$E_1 = \frac{100}{1 + C \left(\frac{W}{V \cdot F} \right)^{1/2}}$$

E_1 = Eficiencia o porcentaje de remoción de la DBO, incluye recirculación y sedimentación en%

W = Carga de DBO aplicada por día (kg/día)

V = volumen del filtro (miles de m^3)

F = número de pasadas efectivas por el filtro (factor de recirculación)

C = coeficiente (de 0.014, Sistema Métrico).

El valor de F se determina con la fórmula:

$$F = \frac{1 + R}{(1 + 0.1 \cdot R)^2}$$

R = relación de reciclo (flujo total con el que recircula)

Para un filtro de segunda etapa

$$E_2 = \frac{100}{1 + \frac{0.014 \left[\frac{W_1}{V.F} \right]^{1/2}}{1 + E_1}}$$

E_2 = Eficiencia de remoción de la segunda etapa %

E_1 = Eficiencia de remoción de la primera fase, %

W_1 = Carga de DBO al filtro de la segunda etapa en kg/día

METODO DE VELTZ

$$\frac{LD}{L} = 10^{-3.3 K D}$$

LD = DBO_5 a la profundidad D (D altura del medio filtrante) = DBO_5 efluente mg/lt

L = DBO_5 aplicada que es eliminable (no mayor del 90% de la DBO del influente) en mg/lt

K = constante de biodegradación

= 0.175 para filtros de baja carga

= 0.150 para filtros de alta carga

D = profundidad del medio filtrante, en m.

Cuando existe recirculación, se calcula la DBO aplicada, con la siguiente expresión

$$La = \frac{Lo + R Le}{1 + R}$$

La = DBO en recirculación

Lo = DBO del agua residual sin tratar (mg/lt)

Le = DBO del efluente

R = relación de recirculación = $\frac{Qr}{Q}$

Qr = gasto de recirculación en lt/seg

Q = gasto del agua cruda en lt/seg

METODO RECOMENDADO POR LA COMISION NACIONAL DEL AGUA (CNA)

Características del proceso

En la siguiente tabla se presentan las características típicas de estos tipos de filtros, así como las características de los diferentes medios

Medio de Empaque	Tamaño		Densidad Aparente Kg/m ³	Area Específica		Vacíos %
	mm	Pulg.		m ² /m ³	Pie ² /pie ³	
Roca						
Pequeña	25-65	1-2 ^{1/2}	1250-1450	55-70	17-21	40-50
Mediana	100-120	4-5	800-1000	40-50	12-15	50-60
Plástico						
Convencional			30-100	80-100	24-30	94-97
Alta Densidad			30-100	100-120	30-70	94-97

EFICIENCIA DEL PROCESO

La eficiencia en remoción de DBO del proceso de filtración biológica, se estima con dos ecuaciones.

- 1 Una expresión empírica (dimensionalmente no homogénea) desarrollada a partir de los resultados medidos en filtros de piedra en instalaciones militares de los Estados Unidos:

$$E_f = \frac{1}{1 + 0.44 \cdot (C_o / F)^{0.5}}$$

C_o = Carga orgánica por unidad de volumen [Kg de DBO₅/m³-día]

F = Factor de recirculación, F = 1 + R

R = Relación entre gasto de recirculación y gasto del influente.

2. Una expresión teórica derivada de la ecuación de la cinética de primer orden de la bio-oxidación:

$$\begin{aligned} Se / So &= \exp \{-kt_c\} \\ T_c &= c \cdot A_s \cdot D / q^n \\ Se / So &= \exp \{-K_t \cdot A_s \cdot D / q^n\} \end{aligned}$$

La constante "n" es función de las características hidráulicas del medio de empaque y se ha estimado entre 0.5 y 0.65 "K" es la constante de la biodegradabilidad de la DBO en el agua; para aguas residuales domésticas su valor se ha estimado entre .002 y .003 (lts/seg-m²)^{0.5}. La dependencia de "K" con la temperatura se puede expresar con la siguiente ecuación:

$$K_R = K_{20} \cdot 1.035^{(T-20)}$$

La ecuación cinética (para n=0.5) se puede expresar incorporando el efecto de la recirculación con la siguiente expresión:

$$\begin{aligned} Se &= \frac{e^{-K_t \cdot A_s \cdot D / q^{0.5}}}{(1 + R) - R \cdot e^{-K_t \cdot A_s \cdot D / q^{0.5}}} \end{aligned}$$

y la profundidad del filtro puede obtenerse con la siguiente ecuación:

$$D = \frac{\ln[(Se + Se \cdot R)/(So + Se \cdot R)] \cdot q_r^{0.5}}{K_T \cdot As}$$

- So = DBO total del influente
- Se = DBO disuelta del efluente
- K₂₀ = Constante cinética de bio-oxidación a 20EC
- K_T = Constante cinética de bio-oxidación a TEC
- As = Area específica del medio
- D = Profundidad efectiva del filtro
- q = Carga hidráulica por unidad de superficie horizontal del filtro, sin considerar el gasto de recirculación,
- q_r = Carga hidráulica por unidad de superficie horizontal del filtro, considerando el gasto de recirculación.

Si la recirculación es cero (R=0), la última ecuación se simplifica como se indica a continuación.

$$D = \frac{\ln[Se / So] \cdot q^{0.5}}{K_T \cdot As}$$

La recirculación, como se indica en la tabla de características de los distintos tipos de filtros como se muestra en la tabla 8 7, no siempre se emplea. La recirculación es indispensable para garantizar la humidificación completa del medio filtrante cuando se presentan reducciones en el gasto de entrada y se recomienda cuando el influente tiene altas concentraciones de DBO. Una ecuación propuesta para calcular la tasa de recirculación empleada en manuales de diseño de la EPA (Agencia de Protección Ambiental, EUA), es la siguiente

$$R = 0.004 \cdot S_o - 0.6$$

S _o	[mg/l]	150	200	300	400	500	600
R	[%]	0	20	60	100	140	180

Experiencias presentadas por operadores, indican que mejora la eficiencia cuando la velocidad es controlada y el agua es dosificada adecuadamente, en Alemania, la velocidad de giro de los brazos distribuidores está especificada en función del gasto de agua descargado en cada giro del brazo distribuidor. Este parámetro, identificado como **SK (Spulkraft)** se expresa en mm de agua por cada vuelta del brazo y se calcula con la siguiente ecuación:

$$SK = \frac{q_r}{a \cdot n}$$

siendo "a" el número de brazos y "n" la velocidad de rotación del brazo [l/tiempo]. Para filtros de roca de baja tasa el valor de SK debe ser de 2 a 6 mm por vuelta, para filtros de alta tasa el valor de SK debe ser considerablemente mayor, pudiendo llegar a 60 a 600 mm/vuelta.

La tabla siguiente muestra valores típicos de SK para condiciones normales de operación y para operaciones eventuales de lavado de lodos acumulados en el filtro (Albertson, O., Operations Forum, WPCF, Enero 1989):

Carga Orgánica [Kg/d-m ³]	SK [mm/vuelta]	
	Diseño	Lavado de Lodos
< .8	25 a 75	100
.8	50 a 150	150
1.2	75 a 225	225
1.6	100 a 300	300
2.4	150 a 450	450
3.2	200 a 600	600

Consumo de energía

El único consumo de energía del proceso es en el bombeo de la aguas para la alimentación del filtro. La carga de bombeo es igual a la altura del filtro más pérdidas por fricción más la carga hidráulica necesaria para la operación del brazo distribuidor.

El consumo de energía por unidad de volumen puede ser estimado con la siguiente ecuación

$$\text{Energía consumida [Kw-h/m}^3\text{]} = 0.04 * h$$

siendo "h" la carga total de bombeo en metros.

Eficiencia

Se sobreentiende que la eficiencia de los filtros biológicos 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 residuales.

En la figura 8 23 se indican algunas posibilidades de recirculación de las aguas y el empleo de filtros rociadores en serie para un sistema de tratamiento que utilizan sedimentación primaria y secundaria

En los últimos años los filtros biológicos 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.

Aplicaciones

Los filtros biológicos 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, se ha utilizado previo al proceso de lodos activados, por ejemplo la planta de "Toluca Norte" en el Estado de México. 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

Tabla 8.7 CARACTERÍSTICAS DE FILTROS BIOLÓGICOS

Párametro	Tasa Baja	Tasa Media	Tasa Alta	Tasa Muy Alta	Desbaste
Medio de Empaque	Roca	Roca	Roca o Sint.	Sintético	Sintético
Carga Hidráulica ⁽¹⁾ [gpm/pie ²] [l/seg-m ²]	.02 a .06 .01 a .04	.06 a .16 .04 a .11	.16 a .63 .11 a .42	.24 a 1.5 .16 a 1.0	1.0 a 2.9 7 a 2.0
Carga Orgánica [lb/d-1000 pie ³] [Kg/d-m ³]	5 a 25 .08 a .40	15 a 30 24 a 48	25 a 300 4 a 4.8	Hasta 300 Hasta 4.8	Mas de 100 Mas de 1.6
Recirculación	Mínima	Generalmente	Siempre	Generalmente	Generalmente no
Moscas	Si	Variable	Variable	Pocas	Pocas
Descarga Lodos	Intermitente	Variable	Continua	Continua	Continua
Profundidad [m]	1.8 a 2.4	1.8 a 2.4	Roca .9 a 2.4 Sint. Hasta 9	Hasta 12	9 a 6
Remoción de DBO en (%)	80 a 85	50 a 70	65 a 80	65 a 85	40 a 65

EJEMPLO DE DISEÑO DE LOS DISTINTOS TIPOS DE FILTROS BIOLÓGICOS, UTILIZANDO EL METODO RECOMENDADO POR LA CNA.

Ecuaciones de diseño:

$$Se = \frac{\exp[-K_1 \cdot As \cdot D / q_r^{0.5}]}{(1 + R) - R \cdot \exp[-K_1 \cdot As \cdot D / q_r^{0.5}]}$$

$$D = \frac{\ln[(CSe + Se \cdot R) / (So + Se \cdot R)] q_r^{0.5}}{K_1 \cdot As}$$

EJEMPLO DE DISEÑO DE LOS DIFERENTES TIPOS DE FILTROS PERCOLADORES (CNA)

Concepto	Tasa Baja Piedra	Tasa Media Piedra	Tasa Alta Piedra	Tasa Alta Sint.	Tasa Muy Alta Sint.	Desbaste Sint.
Bases de Diseño						
Gasto medio [1/seg]	25	25	25	25	25	25
DBO total del influente						
"S ₀ " [mg/l]	200	200	200	400	400	400
DBO soluble del efluente						
"S _e " [mg/l]	60	60	60	80	60	120
Eficiencia del proceso [%]	70	70	70	80	85	70
Carga de DBO [kg/día]	432	432	432	864	864	864
Constante cinética a 20°C						
"K ₂₀ " [(l/seg-m ²) ^{0.5}]	.0025	.0025	.0025	.0025	.0025	.0025
	[(gpm/pie ²) ^{0.5}]	.0030	.0030	.0030	.0030	.0030
Temperatura "T" [°C]	18	18	18	18	18	18
Carga hidráulica superficial						
"q ₀ " [l/seg-m ²]	.04	.08	.15	.40	1.00	1.40
	[gpm/pie ²]	.06	.12	.22	59	2.06
Area especifica del medio						
"A _s " [m ² /m ³]	50	55	70	100	100	100
	[pie ² /pie ³]	15	17	21	31	31
Diseño del Proceso						
K _T = K ₂₀ * 1.035 ^(T-20)						
	[(l/seg-m ²) ^{0.5}]	.00233	.00233	.00233	.00233	.00233
	[(gpm/pie ²) ^{0.5}]	.00283	.00283	.00283	.00283	.00283
Recirculación, R = 0.004 * S ₀ - 0.6	20	20	20	1	1	1
q _r = q ₀ * (1+R)	05	10	18	80	2	2.80
	[gpm/pie ²]	.07	.14	.27	1.18	4.13
Altura del filtro (D) en m:= [ln [(S _e + S _e * R) / (S ₀ + S _e * R)] q _r ^{0.5} / K _T * A _s	2.0	2.6	2.8	4.2	8.1	5.5
Area superficial. A = Q/q ₀ [2]	625	312.5	166.7	62.5	25	17.9
Diámetro de filtros (N=2)	20.0	14.1	10.3	6.3	4.0	3.4
Volumen de medio [m ³]	1,267	815	467	263	204	99
Carga orgánica por volumen						
	[Kg/día-m ³]	3	5	9	3.3	8.7
	[lb/día-1000 pies ³]	21	33	58	205	545
Carga orgánica por área total del medio.						
	[Kg/día-m ²]	.007	.010	.013	.033	.042
	[lb/día-1000 pies ²]	1.40	1.98	2.71	6.73	8.70

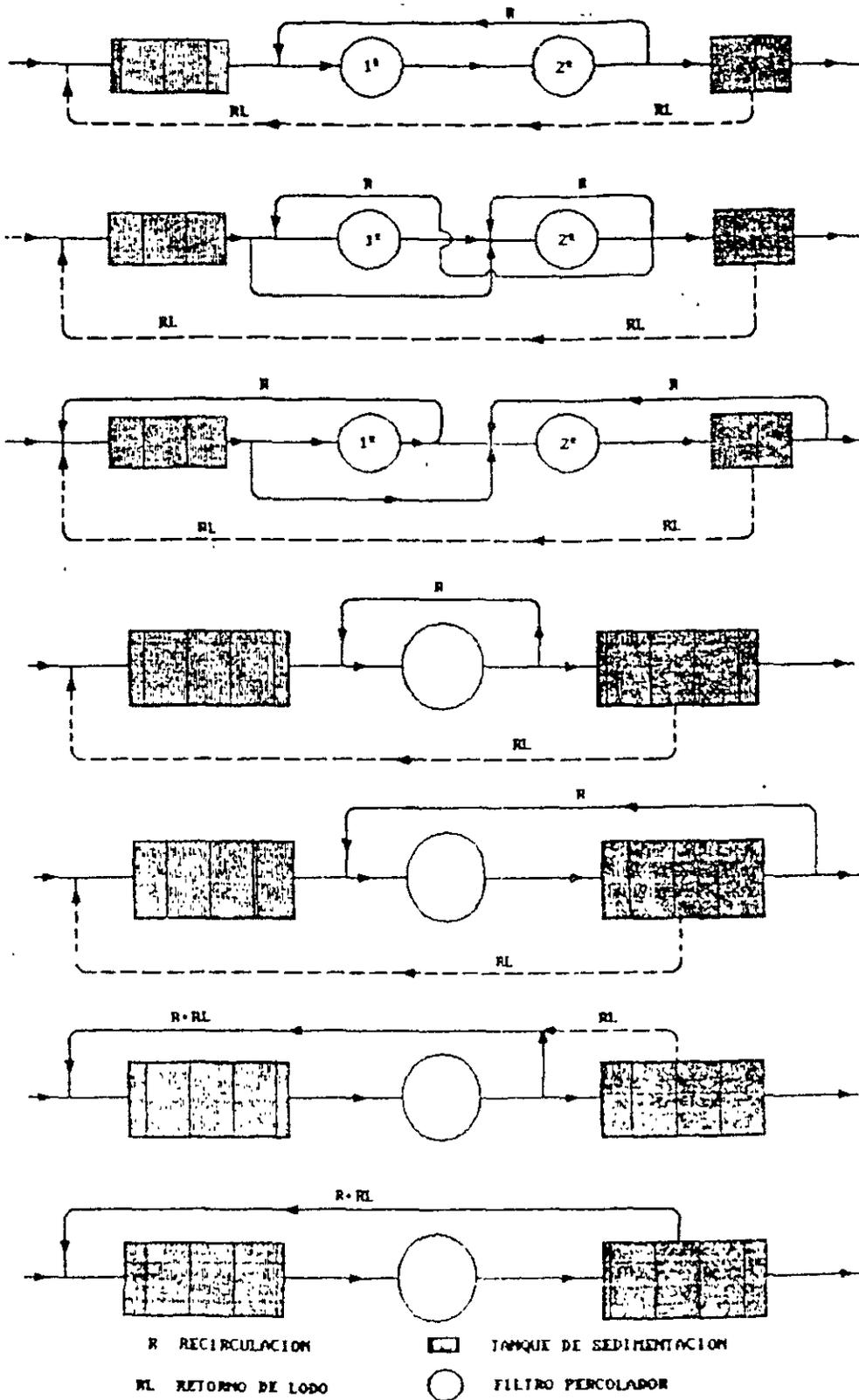


Fig. 8.23 Diferentes arreglos de los filtros percoladores

DISCOS BIOLÓGICOS O BIODISCOS

Es un proceso eficiente que no tiene complejidad mecánica en la operación y mantenimiento de las unidades. Están constituidos de una serie de discos (ver figura 8.24) actualmente de polietileno de alta densidad de 1 a 1.5 cm. de espesor, colocadas cercanas entre sí, tienen un diámetro de 3.0 a 3.6 m. (10 a 12 pies), montados sobre un eje o flecha horizontal rotatoria que tiene una longitud de 7.6 m. (25 pies). Tienen aplicaciones en tratamiento secundario y nitrificación.

Cuarenta por ciento de la superficie de los discos está sumergida en las aguas residuales, para poder constituir una película biológica fija de 1 a 4 mm. de espesor. Los discos están accionados por un motor y giran a una velocidad de 1 a 2 RPM, pero generalmente de 1.4 a 1.6 RPM teniendo los discos contacto con el agua residual y la atmósfera al mismo tiempo.

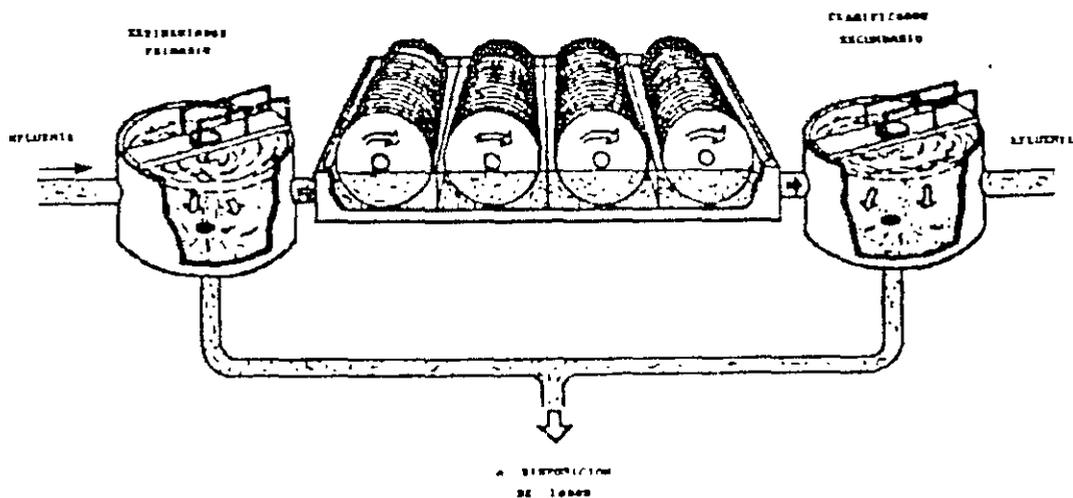


Fig. 8.24 Sistema de biodiscos

Los microorganismos, presentes en el agua residual, se adhieren al medio formando una capa delgada en todo el disco. La población biológica en el medio se acumula y se alimenta de la materia orgánica presente en el agua residual. La turbulencia causada por la rotación de los discos mantiene la biomasa en suspensión. Los sólidos desprendidos son transportados con el agua residual a un sedimentador secundario. Los sistemas de discos biológicos son clasificados por la densidad del medio, el tipo de transmisión, aplicación, arreglo y modo de operación. Actualmente el medio se clasifica como: de baja densidad, el cual es usado en el primer paso de remoción de DBO₅; de densidad media, el cual es usado en donde se disminuye la remoción de DBO₅ y comienza la nitrificación, de densidad alta, el cual es usado para la nitrificación. El área superficial varía de proveedor a proveedor, pero generalmente, para medios de densidad baja es de 9,300 m² (100,000 pies²) para diámetros de 3.7 m (12 pies), y flechas de 7.6 m (25 pies) de largo; para medios de densidad media el área es de 11,600 m² (125,000 pies²); para medios de densidad alta el área es de 14,000 m² (150,000 pies²). El sistema deberá contar con recirculación para periodos de flujos o cargas bajas, puede constar de uno o varios pasos, dependiendo de los objetivos de tratamiento.

El reactor biológico de biodiscos puede ser aplicable al tratamiento de aguas residuales con gastos de 44 l/s (1 MGD) hasta 100 MGD. El proceso tiene la ventaja que no requiere reciclo.

La biomasa que se adhiere al disco es de aspecto cienagoso, que al desprenderse tiene excelentes condiciones para su separación en el sedimentador secundario. La película biológica tiene un contenido de 2,500 a 10,000 mg/l.

En instalaciones grandes el tratamiento puede dividirse en etapas, pudiendo ser dos, tres o cuatro (ver figura 8.26), debiendo considerarse para el **dimensionamiento del reactor cinco factores importantes**: a) velocidad de rotación, b) número de etapas, c) periodo de retención, d) temperatura y e) sumergencia del disco, como se muestra en la figura 8.25.

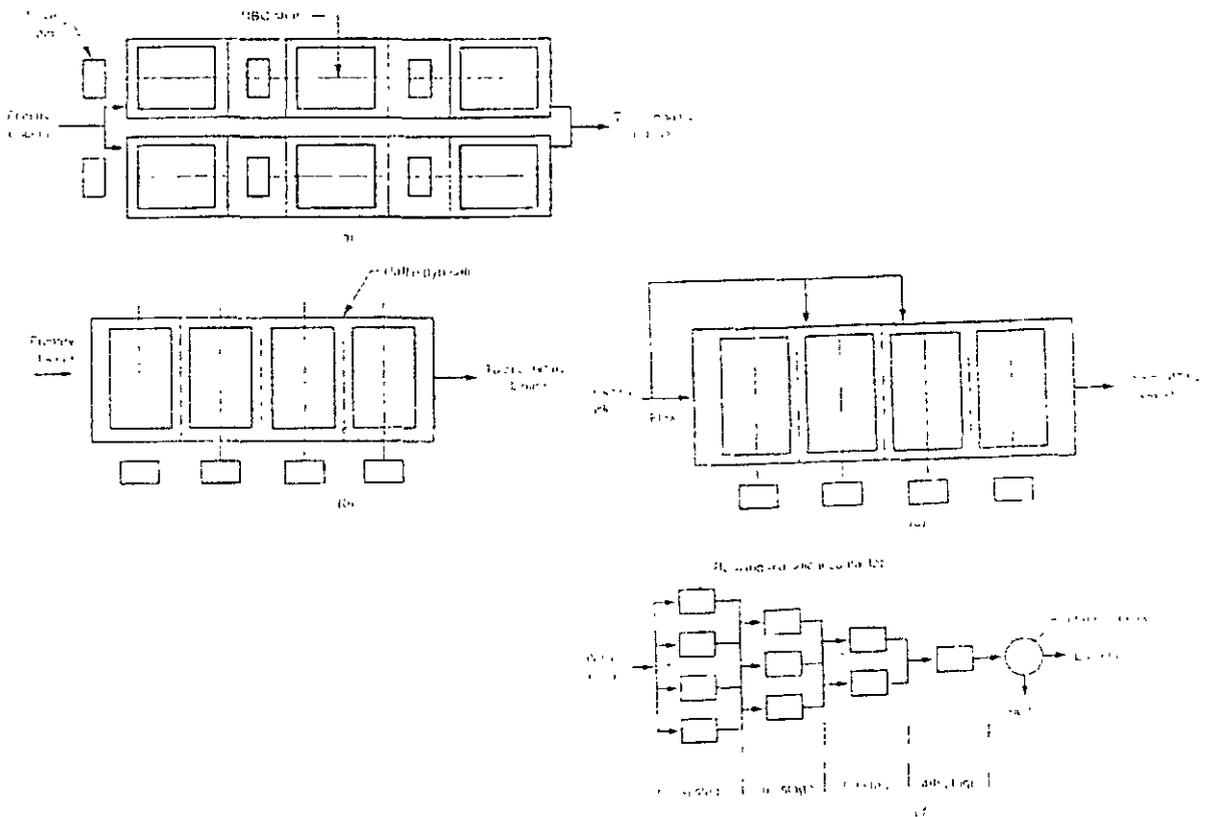


Fig. 8.25 Arreglos para diferentes etapas de biodiscos

La acción de dividir el proceso de biodiscos en etapas hace más eficiente la utilización del área de contacto, esto implica el empleo de varias unidades conectadas en serie. Se ha confirmado que un equipo que consta de varias etapas requiere de menos área superficial de contacto para dar un porcentaje determinado de eliminación de contaminantes. Una característica de los biodiscos divididos en etapas es que permite que la película biológica contenga en cada etapa diferentes tipos de población bacteriana especializada en la degradación del sustrato correspondiente. La etapa de crecimiento de los microorganismos es más alta en la primera etapa y disminuye en cada una de las subsecuentes, lo mismo sucede con la tasa de eliminación

de material orgánico, hasta que la DBO llega a ser tan baja que el crecimiento de microorganismos enfrenta serias limitaciones, además, la composición microbiana de la película cambia: las poblaciones de organismos heterótrofos predominan en las etapas iniciales y las bacteria autótrofas (nitrificantes), en las finales.

La acción de dividir el proceso en etapas contribuye a mejorar el comportamiento hidráulico, puesto que se dispone de una serie de tanques perfectamente mezclados y la distribución del tiempo de residencia se aproxima al comportamiento tipo flujo-pistón. Con base en esto, se puede pensar que lo mejor es diseñar un sistema que tenga muchas etapas. Sin embargo, en un estudio con un biodisco de 10 etapas, señalan que los efectos de organismos depredadores (protozoarios, rotíferos, nemátodos) llegan a ser importantes en las cuatro etapas últimas, las cuales presentan espacios sin bacterias en la superficie de los discos, la magnitud y frecuencia de los espacios depende de los crecimientos relativos de depredadores versus bacterias.

No existe una diferencia significativa entre los porcentajes de eliminación de materia orgánica para diferentes niveles de recirculación. La recirculación es un recurso útil cuando se presentan condiciones de sobrecarga orgánica con gastos bajos (altas concentraciones en el efluente), en estos casos, la recirculación ocasiona que la concentración de la DBO en el efluente sea menor, sin embargo, solo conviene recircular para cargas orgánicas mayores de $20 \text{ Kg DBO}_5/\text{d} \cdot 1000\text{m}^2$, además, no es recomendable operar con cargas orgánicas altas pues se pueden presentar condiciones anaerobias en el reactor con la consiguiente baja de eficiencia. La recirculación no es necesaria para cargas orgánicas inferiores a $1.2 \text{ kg DBO}/\text{d} \cdot 1000 \text{ m}^2$, ya que se pueden obtener efluentes con valores de DBO inferiores a 30 mg/l . Por lo que se recomienda que la carga orgánica no sea superior al valor antes mencionado. En conclusión se sugiere prescindir de la recirculación en un biodisco, lo cual minimiza apreciablemente los costos de construcción, operación y mantenimiento.

Uno de los principales problemas relacionados con la operación de biodiscos son las condiciones anaerobias. Al presentarse anaerobiosis, se origina la degradación de los polímeros que dan consistencia a la biopelícula y, como consecuencia, se desprende la biomasa de la superficie del medio de soporte. En un sistema de biodiscos, la degradación de la materia orgánica contenida en las aguas de desecho está limitada generalmente por la rapidez de difusión del oxígeno hacia la película y dentro de ella, y no por la rapidez de difusión del sustrato. La rapidez de utilización del sustrato aumenta con la velocidad de rotación, ya que las velocidades altas mejoran la transferencia de oxígeno. Sin embargo, como se mencionó, la velocidad de rotación no puede crecer indefinidamente sin causar problemas.

Carga hidráulica y carga orgánica

En los primeros estudios realizados para el diseño, se utilizó la carga hidráulica como criterio fundamental, definida por la expresión

$$CH = Q / A$$

donde

CH: Carga hidráulica ($\text{m}^3/\text{m}^2\text{T}$)

Q: Gasto (m^3/T)

A: Área superficial (m^2).

En investigaciones posteriores, se demostró la importancia de la concentración de material orgánico en el influente y se empezó a utilizar el concepto de materia orgánica, el cual involucra el gasto, la concentración de contaminantes y el área superficial. Experimentalmente, se ha encontrado que, cuando existe sobre carga orgánica, el biodisco tiene problemas de operación por una parte la concentración de oxígeno disuelto en la primera etapa alcanza niveles tan bajos, que se presentan indudablemente, condiciones anaerobias; por otra, el sistema muestra un crecimiento excesivo de bacterias que causan taponamiento del medio de soporte. Como consecuencia, se reduce la eficiencia del tratamiento. Una de las ventajas de la carga orgánica es su capacidad para predecir la eliminación y eficiencia del tratamiento bajo cualquier condición de carga, independientemente que la cinética sea de cero, primero o segundo orden.

La cantidad de materia orgánica eliminada por el sistema es proporcional a la carga orgánica, independientemente de que las cargas estén originadas por alta concentración de materia orgánica y caudal bajo o bien por caudal alto y baja concentración, debido a esto, se pueden establecer relaciones cuantitativas de eliminación de sustrato en función de la cantidad total de sustrato aplicada al sistema. Los estados de sobrecarga orgánica se identifican con la presencia de organismos nocivos al proceso, los cuales se desarrollan al existir condiciones limitantes de oxígeno. Autotrol (1978) señala que el valor límite de carga orgánica, más allá del cual se presenta anaerobiosis, está entre 19.5 y 24.4 kg DBO/d*1000 m^2 . Los límites mencionados dependerían de la morfología del equipo y, más específicamente, de la capacidad de transferencia de oxígeno.

La CNA recomienda los siguientes criterios de diseño y eficiencias del proceso:

Criterios de diseño discos biológicos (CNA).

Parámetro	Valor
Carga Organica:	
Sin nitrificación [lb DBO ₅ /d/1000 pies ³ de medio] [g DBO ₅ /d/m ³ de medio]	30 - 60 480 - 961
Con nitrificación [lb DBO ₅ /d/1000 pies ³ de medio] [g DBO ₅ /d/m ³ de medio]	15 - 20 240 - 320
Carga Hidráulica:	
Sin nitrificación [gal/d/pie ² de área superficial] [l/d/m ² de área superficial]	0.75 - 1.5 30.6 - 61.1
Con nitrificación [gal/d/pie ² de área superficial] [l/d/m ² de área superficial]	0.3 - 0.6 12.2 - 24.4
Tiempo de Retención (basado en 0 12 gal/pie ²)	
Sin nitrificación [min]	40 - 120
Con nitrificación [min]	90 - 250
Volumen del Tanque [gal/pie ² de área de disco] [l/m ² de área de disco]	0.12 4.89
Número de trenes en paralelo recomendado	2
Area superficial del medio:	
Disco [pies ² /pie ³] [m ² /m ³]	20 - 25 66 - 82
Celocia estándar [pies ² /pie ³] [m ² /m ³]	30 - 40 98 - 131
Celocia de alta densidad [pies ² /pie ³] [m ² /m ³]	50 - 60 164 - 197
Solución deseable de DBO ₅ en el efluente (Según número de pasos)	Num. de Pasos Min. Recomendado
> 25	1
15 - 25	1 ó 2
10 - 15	2 ó 3
< 10	3 ó 4

Eficiencias del Proceso

El porcentaje de remoción en un sistema de discos biológicos con sedimentación secundaria y precedido de sedimentación primaria es el siguiente:

Parámetro	Porciento de Remoción
DBO ₅	80 - 90
Sólidos Suspendidos	80 - 90
Fósforo	10 - 30
NH ₄ -N	Hasta 95

El porciento de remoción de NH₄-N depende de la temperatura, alcalinidad, carga orgánica, y la carga de nitrógeno no oxidado.

Confiabilidad del proceso: Moderadamente confiable en ausencia de cargas orgánicas altas y temperaturas menores a 55°F (13°C). La confiabilidad mecánica del sistema es generalmente alta, siempre y cuando el primer paso del sistema haya sido diseñado para soportar una biomasa grande.

Limitaciones: El proceso puede ser vulnerable a cambios climatológicos y a temperaturas bajas si el sistema no esta bajo techo o cubierto. La eficiencia del sistema puede disminuir significativamente a temperaturas menores de 55° F (13° C) Puede requerir de aireación si se desarrollan condiciones sépticas en el primer paso. El uso de medios densos en los primeros pasos puede causar taponamiento. La nitrificación puede causar un déficit en alcalinidad, y se requerirá de una fuente para cubrir dicho déficit.

Requerimientos de Energía: Los requerimientos de energía para la operación del sistema pueden considerarse aproximadamente de la siguiente manera:

$kWh/año = K (\text{área superficial efectiva del disco})$

$K = 0.3$ para medios estándar

$K = 0.2$ para medios densos

Ventajas

Las principales ventajas del proceso de biodiscos sobre otros tratamientos biológicos de agua de desecho son el bajo consumo de energía y la simplicidad de operación y mantenimiento, otra ventaja es que se puede diseñar fácilmente unidades para aumentar su capacidad en el futuro. El proceso no necesita recircular los lodos desde el sedimentador secundario, con lo cual se ahorran las bombas de recirculación y la tubería correspondiente, además, el control del proceso es muy simple. El biodisco no es afectado negativamente por sobrecargas hidráulicas, ya que tiene una capa de microorganismos adherida, se ha informado que una sobre carga hidráulica con duración de tres minutos no causa desprendimiento significativo de la biomasa y que el biodisco puede recobrar rápidamente su estabilidad en los casos donde las cargas hidráulicas y/u orgánica aumenten y/o disminuyan en forma súbita o varien de forma intermitente. Esta es una característica muy importante del proceso, sobre todo cuando se trata de aguas de desecho de una industria o de alguna zona de recreación.

La concentración de sólidos en el efluente de un biodisco es menor que la DBO o igual a esta, esto significa que para aguas de desecho de tipo doméstico, dicha concentración es igual a 30 mg SST/l o menor, aunque en algunos casos la concentración de sólidos alcanza valores de 200 mg/l. Lo anterior implica que el tamaño del sedimentador secundario debe ser pequeño para el proceso de biodiscos, ya que la carga de sólidos es menor. Además la biomasa desprendida de los discos se presenta en forma de agregados grandes y densos, los cuales sedimentan fácilmente.

Comparado con otros procesos de película fija, es posible afirmar que el biodisco retiene una película biológica que se utiliza efectivamente en toda el área de contacto. Además no es necesario lavar el disco para eliminar el exceso de biomasa, ya que no hay acumulación. En el biodisco se puede utilizar con éxito el clarificador subyacente o subterráneo, el cual ofrece ventajas pues reduce costos de construcción, requerimientos de área de terreno y pérdidas de carga hidráulica. El proceso de biodiscos carece de los problemas de aerosol y ruido que se presentan en todos los sistemas de lodos activados. Cuando se tratan aguas de desecho con agentes tensoactivos, se tiene el problema de la espuma el cual es más severo en el sistema de lodos activados (sobre todo en el aireado mecánicamente) que en el de biodiscos.

Desventajas

Una de las principales desventajas de los biodiscos con hojas corrugadas de polietileno es su difícil fabricación, por otra parte, el diseño mecánico del sistema debe ser riguroso, pues se han registrado varios casos de rompimiento y desancilaje de la flecha que soporta los discos. además para efectuar la instalación, generalmente se requieren grandes grúas y personal especializado. Como el proceso involucra tres fases-liquida, sólida y gaseosa- no se ha podido desarrollar un modelo matemático que lo represente satisfactoriamente. Los modelos simples resultan insuficientes y los complicados involucran tantas variables que es necesario invertir tiempo y capital en su calibración. Por ello, el diseño se sigue basando en forma importante en la experiencia del ingeniero y utilizando los criterios de la CNA. Otro inconveniente de los biodiscos es que sus costos se comportan de manera casi lineal con respecto a los caudales de agua por tratar, lo cual no sucede en otros sistemas convencionales.

8.6 TRATAMIENTO BIOLÓGICO ANAEROBIO

INTRODUCCION

La principal división entre los diversos procesos biológicos existentes para el tratamiento de aguas residuales se hace en relación a la forma en que los microorganismos utilizan el oxígeno. Por ello se tienen los procesos aerobios (requieren de oxígeno) y los anaerobios (requieren la ausencia de oxígeno). Esto se traduce en sistemas muy diferentes entre sí, tanto en su microbiología, en su flujo de energía y en sus aplicaciones, su ingeniería y su control. (ver figura 8.26)

Este tratamiento es adecuado para estabilizar los lodos biológicos de las aguas residuales, y también para el tratamiento de aguas residuales "fuertes" procedentes de industrias con una base biológica, donde los residuos tienen un contenido de materia orgánica comparable a la de los lodos espesados.

Los microorganismos son los responsables de llevar a cabo el proceso biológico, y sus características metabólicas determinarán el tipo de aplicación, las ventajas y desventajas del proceso en cuestión. Las principales características, desde punto de vista energético, se esquematizan en la Fig. 8.26. La energía contenida en la materia orgánica contaminante, utilizada por los microorganismos, medida como demanda química de oxígeno (DQO) o la demanda bioquímica de oxígeno (DBO), es transformada en diversos productos, dependiendo del metabolismo aerobio o anaerobio de la célula. Una bacteria anaerobia utilizará el 10% de la energía contenido en su alimento o sustrato para funciones de reproducción, dando origen a nuevas células; el 90% restante lo dirigirá al gas metano y CO_2 . La bacteria aerobia empleará, en presencia de oxígeno, un 60 al 65% de la energía del sustrato en la síntesis de nuevas células, mientras la fracción restante es utilizada para llevar a cabo esa y otras funciones metabólicas y además disipada en forma de calor.

Como consecuencia tenemos que, la vía anaerobia produce pocos lodos (células), mientras que la aerobia genera una cantidad aproximada de cinco veces más, con los consecuentes problemas de tratamiento y disposición de lodos de purga, por otro lado, la energía contenida en el metano (CH_4) puede ser utilizada como energía calorífica directamente o transformada a mecánica o eléctrica según las necesidades y posibilidades existentes en el sitio. Otro aspecto es que el proceso aerobio requiere suministro de oxígeno, lo que representa un costo energético importante. Es así, que mientras el proceso anaerobio es un productor neto de energía, el

proceso aerobio la consume, esta tendencia se acentúa en los casos en que los lodos de purga de la planta aerobia son digeridos aeróbicamente, lo que implica un nuevo costo energético.

Los lodos resultantes del proceso anaerobio, además de producirse en menor cantidad, ya están lo suficientemente estabilizados por lo que pueden ser evacuados directamente sin un tratamiento previo, por tanto, se puede considerar la vía anaerobia como altamente eficiente en la conservación de energía; mientras que en la aerobia integral (agua y lodos) el dispendio energético es considerable.

Estas características se manifiestan en forma más marcada cuando se aplican ambos tipos de procesos biológicos al tratamiento de aguas residuales que están concentradas en materia orgánica, como es el caso de los desechos de la industria.

Como desventajas de los procesos anaerobios en relación con los aerobios, tenemos que los efluentes tratados por vía anaerobia pueden requerir un postramiento, ya que conservan aún cierto contenido de materia orgánica y no tiene oxígeno disuelto. La necesidad de realizar el postramiento estará determinada por las Condiciones Particulares de la Descarga (CPD) que le hayan sido fijadas a la empresa, por las autoridades correspondientes. En la mayoría de los casos, el postramiento será aerobio, dando como resultado un proceso combinado altamente eficiente en la remoción de los contaminantes, autosuficiente energéticamente y a costos de inversión, operación y mantenimiento sensiblemente menores que los de un proceso totalmente aerobio.

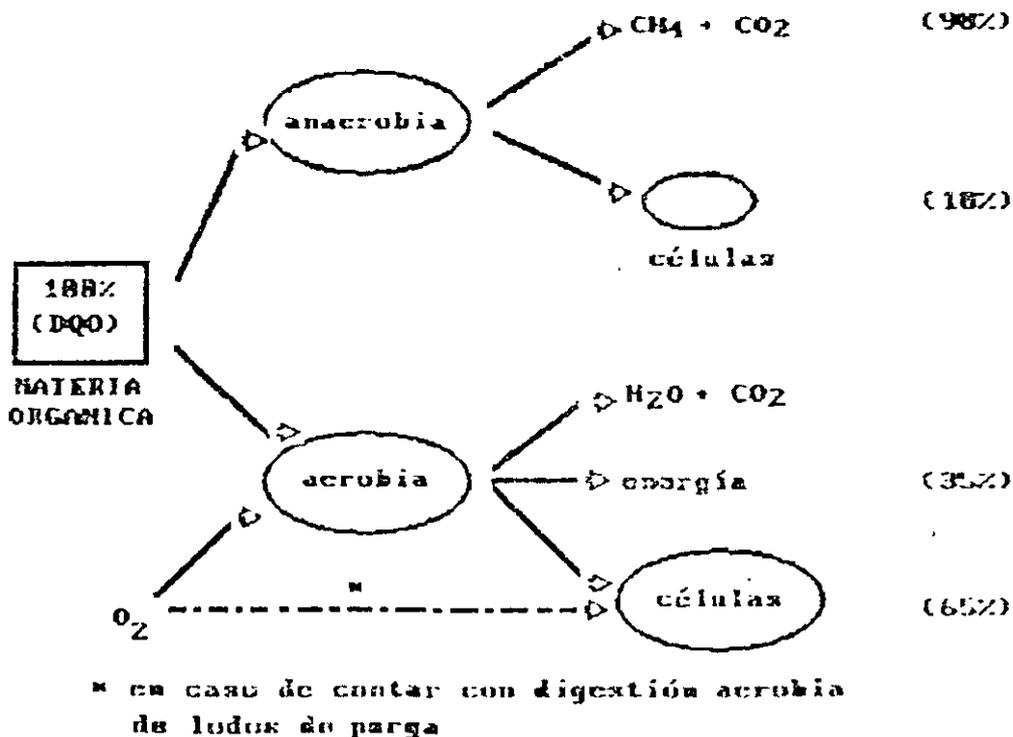


Fig. 8.26 Flujo de energía de los procesos biológicos de tratamiento de aguas residuales

Una estimación comparativa de costos, operación y mantenimiento para los sistemas totalmente aerobio, anaerobio + aerobio y totalmente anaerobio, en función de la concentración de materia orgánica en el influente, señala que para las opciones anaerobia y anaerobia-aerobia estos son los mismos.

El proceso anaerobio (o inclusive el anaerobio + aerobio) puede generar ingresos netos, mediante la recuperación del biogás producido, cuando el agua residual tiene una alta concentración de materia orgánica, considerando a este proceso el que puede eventualmente convertir el tratamiento de las aguas residuales, no en una carga, sino en una fuente de ahorro para la industria.

La vía aerobia ha sido hasta la fecha la más utilizada y consecuentemente, la tecnología de los tratamientos aerobios está ya bien establecida, por su parte, la digestión anaerobia estuvo considerada por mucho tiempo como una vía promisorio pero sólo aplicable a contados casos.

Gracias a los esfuerzos de investigación realizados en todos los niveles, desde el fundamental hasta el desarrollo tecnológico ha dado como resultado el surgimiento de la digestión anaerobia como una alternativa de tratamiento seria, confiable y eficiente, en muchos casos superior a los procesos aerobios. Esto no significa que ambos procesos se excluyan entre sí, sino por el contrario, en muchas ocasiones la unión anaerobia-aerobia es la mejor solución técnica y económica, fundamentalmente cuando se tienen efluentes mediana y altamente concentrados en materia orgánica, así como condiciones de descarga estrictas.

Desarrollo de los procesos anaerobios

La evolución de la tecnología anaerobia ha dado lugar a tres generaciones de reactores. La primera comprende aquellos procesos en donde la biomasa se encuentra en suspensión; en los de segunda generación, los microorganismos son retenidos en el reactor, ya sea al suministrarles un soporte para que se adhieran en forma de biopelícula, o bien por medio de su sedimentación, los reactores de tercera generación tienen también los microorganismos en forma de biopelícula, pero el soporte se expande o fluidifica con altas velocidades de flujo. A continuación se describen brevemente los diversos reactores existentes.

REACTORES ANAEROBIOS DE 1ª GENERACION

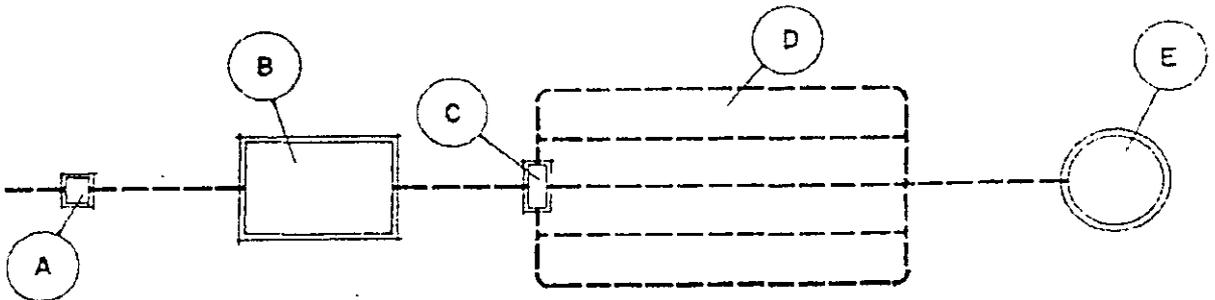
Los reactores anaerobios más primitivos son, por un lado la fosa séptica, y por otro lado los digestores del tipo rural con alimentación semicontinua, de los que se tienen referencias desde el siglo pasado. Estos digestores son utilizados para la producción de biogás a partir de desechos agrícolas y ganaderos.

- **Fosa séptica y tanque Imhoff**

La fosa séptica puede considerarse como un digestor convencional a escala muy reducida, en donde las condiciones anaerobias estrictas no son siempre cumplidas ya que existen zonas anóxicas. Su uso se ha limitado a tratar las aguas de desecho de casas habitación, escuelas, hospitales, etc.; generalmente en zonas rurales en donde no existe el servicio de drenaje. Dado que su principal función se limita a la hidrólisis de la materia orgánica en suspensión para lograr una buena eficiencia, es necesario que la fosa evacue en un sistema de zanjas de absorción colocadas en el suelo, el cual se encargará de realizar la estabilización de la materia orgánica. Los tiempos de retención en estos dispositivos son muy variables (entre 2 y 10 días)

El tanque Imhoff, es un sistema un poco más elaborado que el anterior, ya que crea dos compartimientos distintos, el de decantación y el de digestión. Esto impide en cierto modo que los productos de la hidrólisis de los lodos sean evacuados por el efluente, lo que se traduce en mejores eficiencias de tratamiento. Sus aplicaciones han sido a nivel de pequeñas comunidades, en donde la fosa séptica no sería recomendable debido al volumen que requeriría. En ambos sistemas, es necesaria una evacuación periódica de los lodos acumulados generalmente cada año para el tanque Imhoff y dos años para la fosa.

ELEMENTOS QUE INTEGRAN LA FOSA SÉPTICA



- A. Trampas de grasa. Se colocarán cuando se reciban desechos de cocinas colectivas, garages y locales de elaboración de alimentos
- B. Tanque séptico. Elemento donde se desarrollan los procesos de sedimentación y séptico.
- C. Caja distribuidora. Para mejor funcionamiento del campo de oxidación
- D. Campo de oxidación. Debe existir siempre que las condiciones locales lo permitan.
- E. Pozo de absorción. Será necesario en determinados casos, en sustitución de D

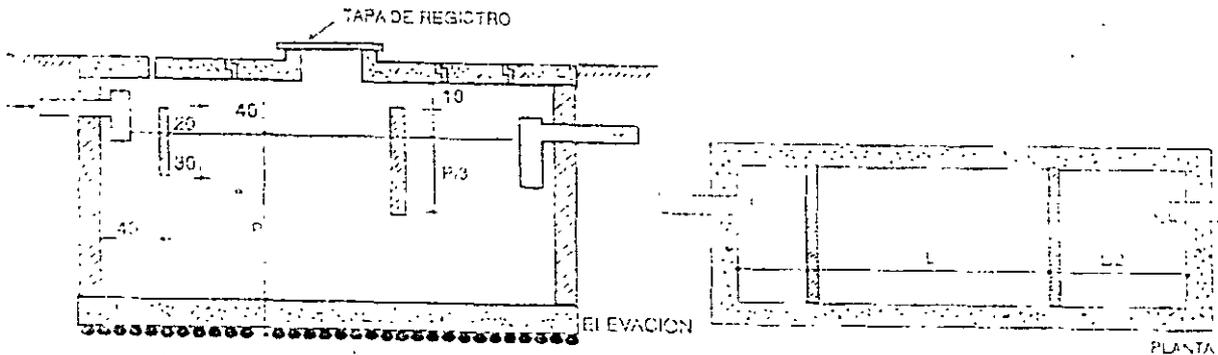
ELECCIÓN

- a. Para zonas rurales u suburbanas con abastecimiento de agua intradomiciliaria, carentes de alcantarillado y con terreno suficiente para el campo de oxidación.
- b. Adecuado para vivienda individual, pequeños grupos de viviendas y escuelas.
- c. De capacidad y forma adecuadas según las necesidades.

LOCALIZACIÓN

1. Se hará de acuerdo con la topografía general del terreno
2. El tanque séptico se localizará a una distancia horizontal mínima de 3 m de la vivienda.
3. El campo de oxidación se localizará a una distancia mínima de 15 m de cualquier fuente de abastecimiento de agua.
4. El fondo del campo de oxidación y en su caso, el pozo de absorción estarán a una distancia vertical mínima de 1.50 m arriba del nivel freático.

TANQUE SEPTICO



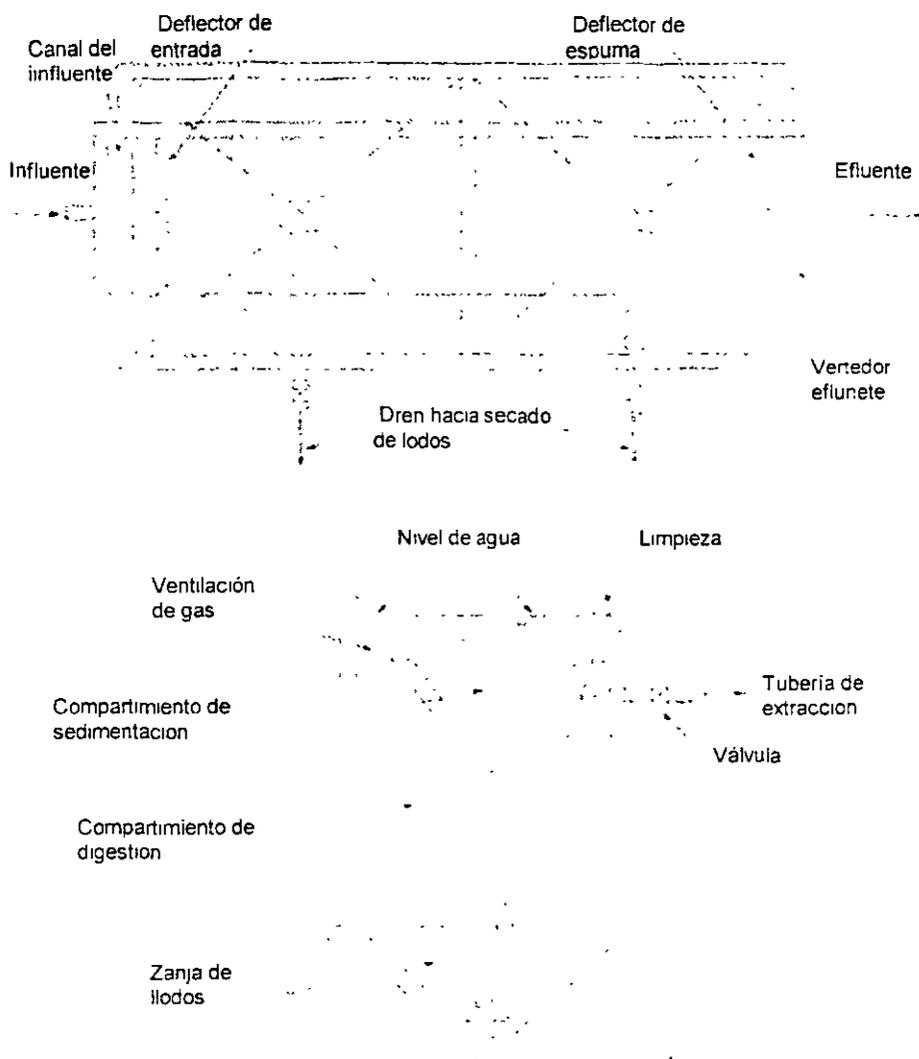
DIMENSIONAMIENTO DEL TANQUE SÉPTICO

Población usuaria	Dimensiones		
	Largo	Ancho	Altura
Hasta 7 personas	2.00	1.15	1.50
Hasta 10 personas	2.10	1.15	1.50
Hasta 15 personas	2.20	1.15	1.50
Hasta 20 personas	2.30	1.20	1.50

CRITERIO DE DISEÑO PARA TANQUES IMHOFF

PARAMETRO	UNIDAD	VALORES		
		RANGO	TIPICO	
Carga superficial	m ³ /m ² día	24.5	3.26	
Tiempo de retención	horas	2-4	3	
Largo a ancho	relación	2:1-5:1	3:1	
Inclinación en el canal sedimentador	relación	1.25:1 - 1.75:1	1.5:1	
Abertura de ranura	mts	0.15-0.30	0.25	
Bafle de espuma	Arriba superficie	mts	0.25-0.40	0.30
	Abajo superficie	mts	0.30	0.30
Libre bordo	mts	0.45-0.60	0.60	
Área de ventilación	Área superficial	% del total	15-30	20
	mts	mts	0.45-0.75	0.60
Sección de digestión	Volumen	Capacidad de almacenamiento	-	6 meses
	Volumen	m ³ per capita	0.05-0.10	0.17
Profundidad superficie fondo	mts	7.30-9.75	9.10	

Metcalf and Eddy Wastewater Engineering 3a Edition, Mc Graw Hill, New York 1991.



• **Lagunas anaerobias**

Este es otro proceso rústico empleado en aguas de desecho industriales evacuadas a temperatura superior a la del ambiente y con cierto contenido de sólidos suspendidos sedimentables. Consiste en estanques profundos (hasta 10 m) en donde las condiciones anaerobias prevalecen, con la excepción de una pequeña zona en la superficie. Las condiciones meteorológicas influyen de manera importante la operación de estos sistemas, registrándose generalmente durante el invierno una baja considerable en la eficiencia. Un punto particularmente problemático son los malos olores asociados con estos sistemas. Los tiempos de retención hidráulica reportados en la literatura son muy variables, en general mayores a 7 días este tipo de tratamiento se presenta en el Capítulo 9.

- **Digestor anaerobio convencional**

Se ha aplicado principalmente para la estabilización de los lodos de desecho provenientes del proceso de lodos activados, aunque en la actualidad sus limitadas eficiencias han hecho que sea sustituido por la versión "completamente mezclada". Consiste en un tanque cerrado sin agitación y sin calentamiento, en donde el desecho por tratar se estratifica en zonas definidas. La parte en donde se lleva a cabo prácticamente la totalidad de la actividad microbiana representa alrededor del 30% del volumen total del digestor, lo que aunado a la lentitud de la cinética de degradación bajo estas condiciones, resulta en volúmenes de reactor considerable (tiempos de retención mayores a 30 días).

- **Digestor anaerobio completamente mezclado**

La introducción de una agitación vigorosa del medio de reacción, aunada frecuentemente a un calentamiento del reactor, se traduce en mayores eficiencias en la remoción de materia orgánica. La agitación se logra por un agitador mecánico o por la inyección del biogás en el fondo del reactor. Debido a su mezcla completa, el efluente cuenta con una alta concentración de sólidos suspendidos, por lo que se desarrolló una variante que une en serie, un digestor completamente mezclado con un digestor convencional en donde se realiza la decantación de los sólidos. Su principal aplicación es en el tratamiento de los lodos de desecho de grandes plantas de lodos activados.

- **Reactor de contacto anaerobio**

Este es un sistema de transición entre la primera y la segunda generación de reactores anaerobios. Consiste básicamente en un reactor completamente mezclado acoplado a un decantador que separa la biomasa para que sea recirculada hacia el reactor. Es el equivalente anaerobio de los lodos activados. Con la recirculación, aumenta la cantidad de microorganismos en el reactor al igual que su tiempo de permanencia dentro del sistema, sin que el tiempo de retención hidráulica se incremente, esto da como resultado en volúmenes de reactor más pequeños y en una mayor estabilidad del proceso. El punto problemático es la adecuada separación de los lodos anaerobios en el decantador pues tienen tendencia a flotar, debido a las burbujas de gas atrapadas en el flóculo, esto se soluciona creando un vacío en la línea de unión entre el reactor y el decantador, lo que favorece la desgasificación. Los tiempos de retención hidráulicos son del orden de 5 días y el tiempo de residencia celular varía entre 15 y 30 días. Este sistema se ha aplicado en el tratamiento de aguas residuales de industrias alimentarias.

En la fig 8.27 se presentan los reactores anaerobios de 1ª generación.

DIGESTIÓN ANAEROBIA DE BIOSOLIDOS

Como un complemento para el conocimiento de este proceso, se recomienda ver el Capítulo 9 (Lagunas de Estabilización) en la parte correspondiente a Lagunas Anaerobias y ver también el Capítulo 13 (Tratamiento de Lodos), en la parte correspondiente a "Digestión".

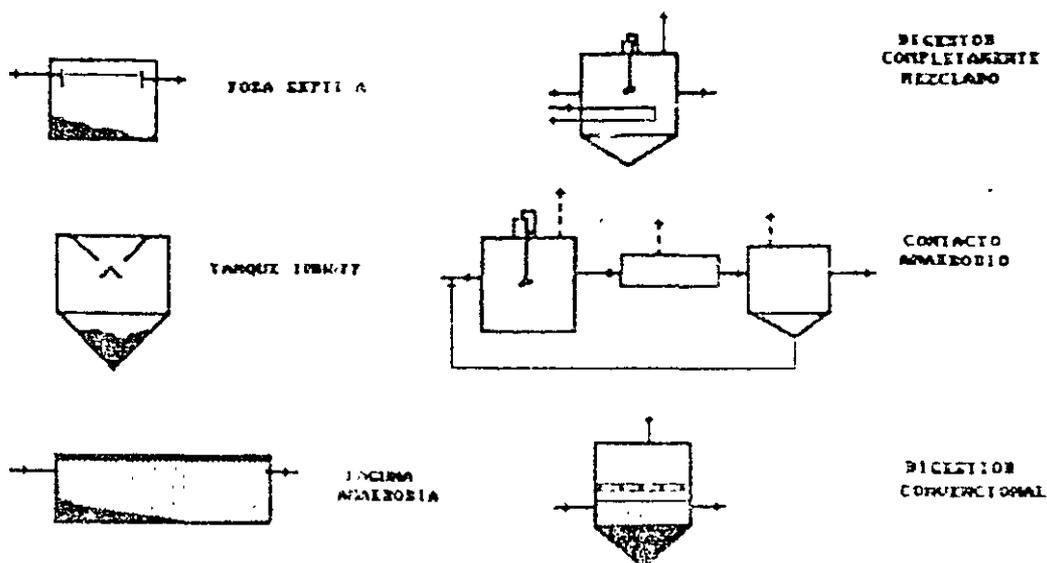


Fig. 8.27 Reactores anaerobios de la 1ª generación

REACTORES ANAEROBIOS DE 2ª GENERACION.

El progreso logrado con este tipo de reactores se manifiesta en tiempos de retención hidráulicas sustancialmente menores (de 0.5 a 3 días), lo que implica una importante reducción en los volúmenes del reactor, y una mayor estabilidad y facilidad en su operación. Esto se logra al retener la biomasa anaerobia dentro del reactor mediante la formación de una película de microorganismos fijos sobre soportes, o bien por medio de la sedimentación de flóculos microbianos con muy buenas características de decantación, con esto, la limitación provocada por la reducida tasa de crecimiento de las bacterias anaerobias es prácticamente eliminada.

Otras ventajas obtenidas son un cierto grado de resistencia a productos tóxicos una adaptación rápida a cambios de alimentación y un arranque rápido después de periodos prolongados sin alimentación.

• **Filtro anaerobio**

Fue introducido por Young y McCarty (1969), recomendándolo inicialmente para sustratos solubles y medianamente concentrados en materia orgánica. En la actualidad se ha aplicado el laboratorio y a escala real tratando una amplia serie de sustratos a diversas concentraciones. Esencialmente consiste en un reactor de flujo ascendente empacado con soportes plásticos o con piedras de 3 a 5 cm. de diámetro promedio. El coeficiente de vacío debe ser grande para evitar el taponamiento, lo que en algunos casos se traduce en un área específica inferior a 100 m²/m³. Debido a la distribución desordenada del soporte, las purgas de lodo no son efectivas, lo que provoca una acumulación lenta pero constante de biomasa que con el tiempo puede crear problemas de taponamiento. Este reactor puede admitir cargas hasta de 20 kg DQO/m³ día.

• **Reactor tubular de película fija**

Para evitar la acumulación de lodos dentro del reactor, se ha desarrollado el reactor tubular de flujo ascendente o descendente. El soporte utilizado en este caso, consiste de tubos o placas dispuestas de tal forma que se crean canales verticales. El material puede ser de cerámica,

PVC, poliéster, etc. El ordenamiento del soporte resulta en coeficiente de vacío importantes con buenas relaciones área/volumen ($>150 \text{ m}^2/\text{m}^3$). Las cargas aplicadas pueden llegar hasta $30 \text{ kg. DQO}/\text{m}^3 \cdot \text{día}$.

- **Reactor anaerobio de lecho de lodos (UASB)**

Corresponde a Lettinga el desarrollo de este reactor que por su simplicidad se ha difundido en varios países. Su gran ventaja consiste en que no requiere ningún tipo de soporte para retener la biomasa, lo que implica un ahorro importante. Su principio de funcionamiento se basa en la buena sedimentabilidad de la biomasa producida dentro del reactor, la cual se aglomera en forma de granos o "pellets" hasta de 5 mm de diámetro. Estos granos cuentan además con una actividad metanogénica muy elevada, lo que explica los buenos resultados del proceso. El reactor es de flujo ascendente y en la parte superior cuenta con un sistema de separación gas-líquido-sólido, el cual evita la salida de los sólidos suspendidos en el efluente y favorece la evacuación del gas y la decantación de los flocos que eventualmente llegan a la parte superior del reactor. Un punto importante de su diseño es la distribución de las entradas del agua residual, ya que una mala repartición puede provocar que ciertas zonas de la cama de lodos no sean alimentadas, desperdiciando así su actividad, esto es particularmente cierto en el tratamiento de aguas residuales municipales, pues la limitada materia orgánica presente, forma sólo pequeñas cantidades de biogás y por lo tanto la agitación del lecho, provocada por las burbujas, se ve reducida. El punto débil del proceso consiste en la lentitud a la que se forman los granos, elemento indispensable del sistema, esto puede ser solucionado mediante la inoculación importante con lodos adecuados. Las cargas orgánicas alimentadas a este reactor pueden llegar hasta $30 \text{ kg. DQO}/\text{m}^3 \cdot \text{día}$.

Actualmente, una combinación en un mismo tanque del reactor UASB y del filtro anaerobio, conocida como reactor híbrido, está generando aceptación. La principal ventaja de este arreglo es que se optimiza el volumen del reactor y se puede reducir la pérdida masiva de lodos, accidente grave de reactores UASB.

En la fig. 8.29 se esquematizan los reactores anaerobios de 2ª generación.

REACTORES ANAEROBIOS DE 3ª GENERACION

Estos reactores se encuentran básicamente aún en nivel piloto o semi-industrial, aunque ya existen algunas plantas a escala real basadas en esta modalidad. Son también reactores de película fija, pero el soporte utilizado es lo suficientemente pequeño y ligero para que pueda ser fluidificado con una recirculación del efluente. Se han reportado resultados de laboratorio en extremo prometedores (Switzenbaum y Jewell, 1980, Jewell et al., 1981). Los dos tipos de reactores, el reactor de lecho expandido y el reactor de lecho fluidificado, son semejantes entre sí, diferenciándose en el grado de fluidificación del soporte (20% para el lecho expandido y superior al 50% para el lecho fluidificado). Su avance consiste en tiempos de retención aún menores, inferiores a 12 horas, ya que la superficie de soporte disponible es muy elevada (superior a $200 \text{ m}^2/\text{m}^3$) y la agitación en el lecho es vigorosa, eliminando problemas de transferencia de substrato. Otra ventaja es que no presentan problemas de taponamiento. Sin embargo, requieren energía para la recirculación y la fluidificación del lecho; además, su arranque y operación son en extremo delicados. Las cargas aplicadas pueden sobrepasar los $40 \text{ kg. DQO}/\text{m}^3 \cdot \text{día}$.

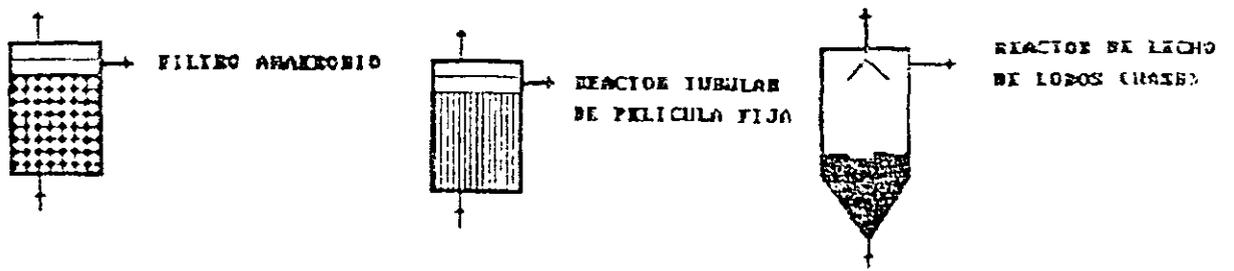


Fig. 8.28 Reactores anaerobios de la 2ª generación.

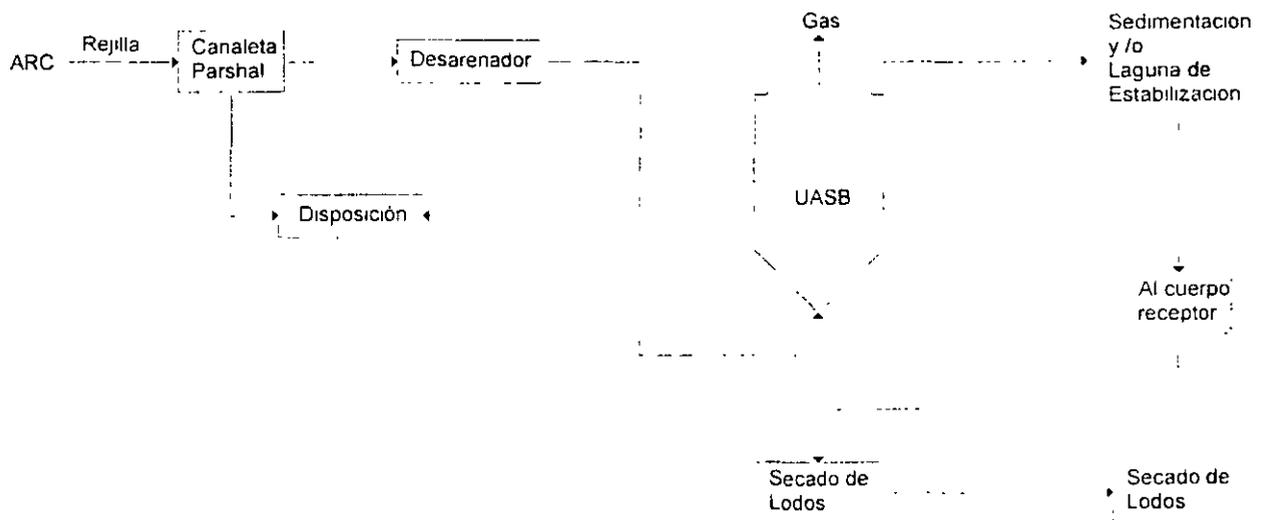


Fig. 8.29 Planta con sistema anaerobio tipo UASB

COMPARACIÓN DE DIGESTIÓN AEROBIA Y ANAEROBIA

CARACTERISTICAS GENERALES

	Digestión Anaerobia	Digestión Aerobia
Productos degradación	CH ₄ , H ₂ O, NH ₄ , H ₂ S	CO ₂ , H ₂ O, NO ₃
Energía precisa para digestión de 1 ml de dextrosa	35 cal	650 cal
Velocidad de degradación	-	+
Síntesis de nuevas celulas	-	+
Reducción final S.S.V.	+	-
Fangos:		
DBO ₅ / g de S.S.V.	+	-
S.S.V. / S.S.	-	+
Estabilidad		
Sobrenadante	Difícilmente tratable	Se pueden incorporar a la línea de agua
Concentración de Lodo residual	Mejor	Peor
Tiempo de puesta en marcha	Largo	Corto
Procesos biológicos en la marcha	Complejos	Sencillos

CARACTERISTICAS DE LOS SOBRENADANTES

	Digestión Anaerobia	Digestión Aerobia
S.S. (mg/L)	5000 – 15000	300
DBO5 (mg/L)	1000 – 10000	500
DQO	3000 – 30000	2600
Amoniaco	500 – 1000	
N Kjeldahl		170
Fosforo total en P	300 – 1000	98
P soluble		26

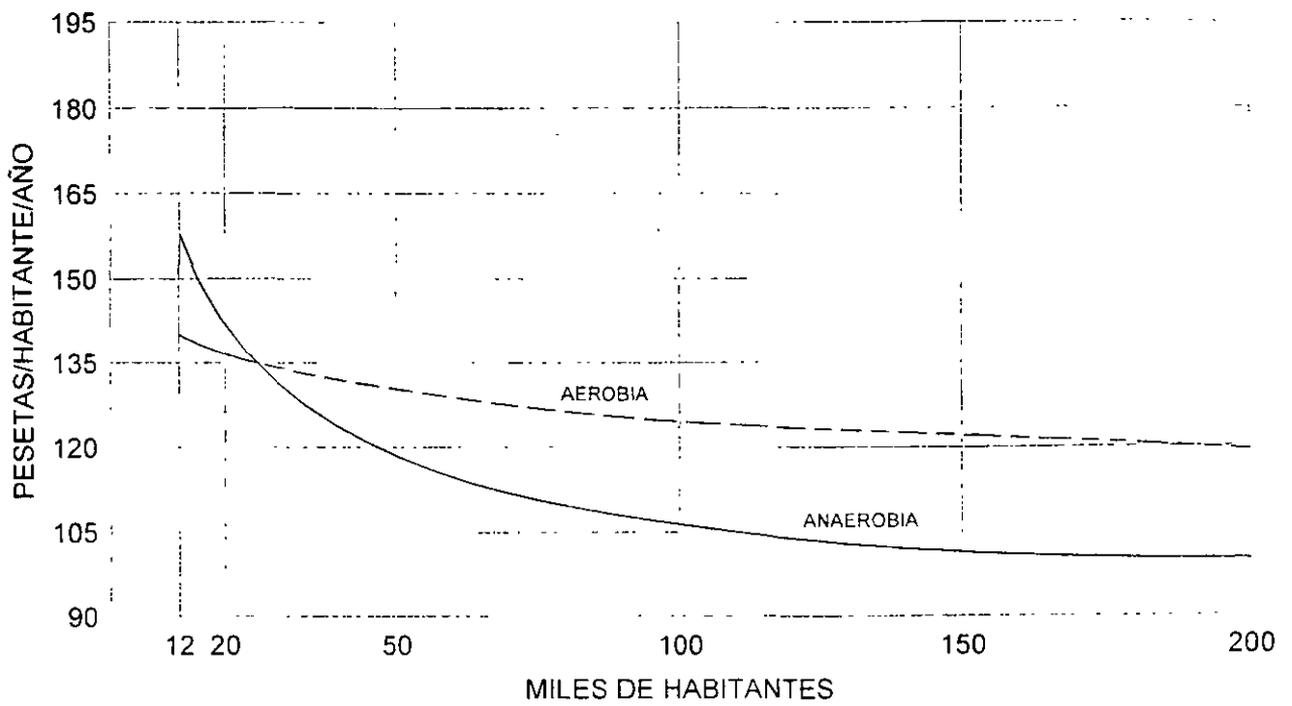
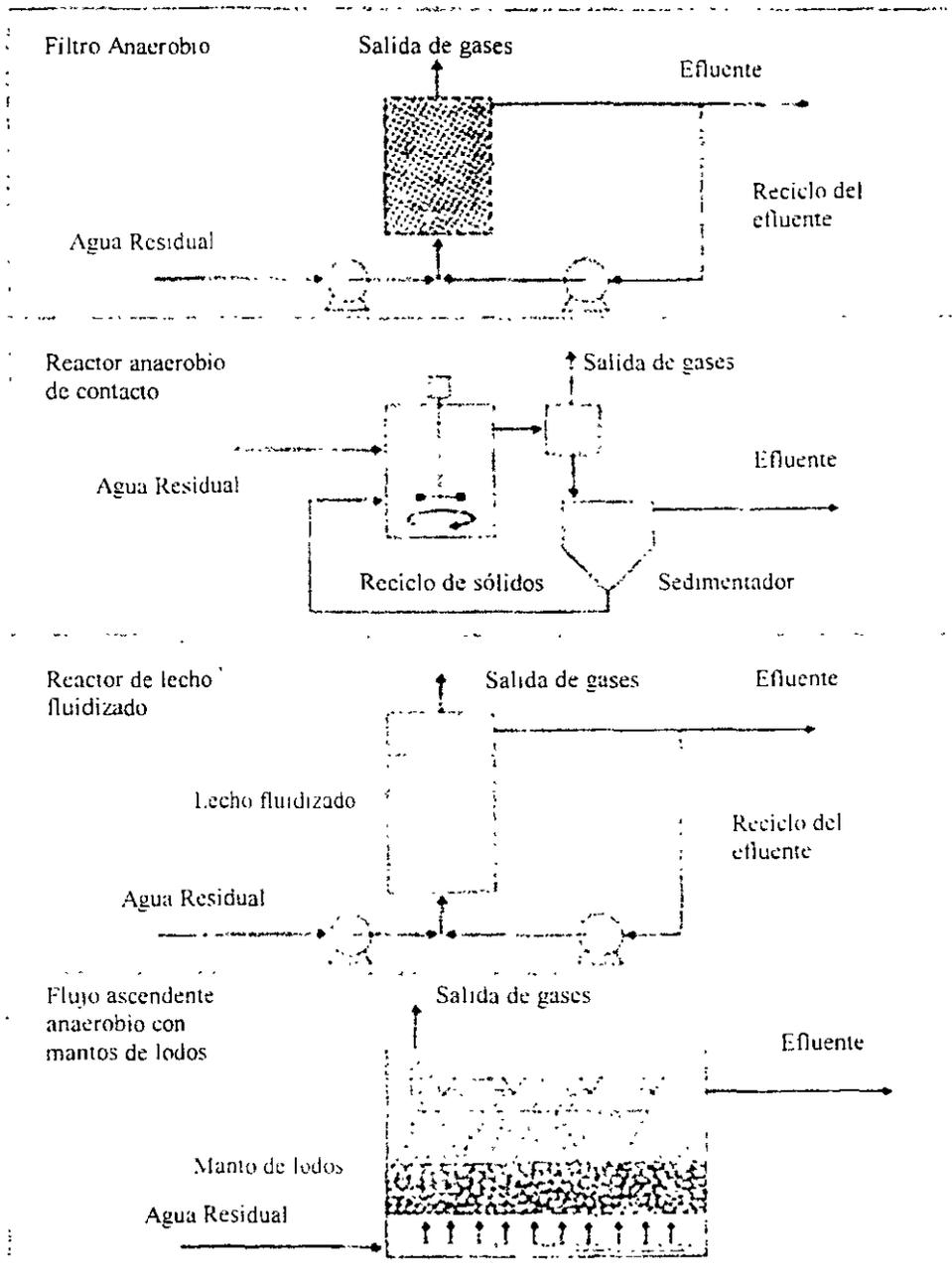


Fig. 8.30 Comparación económica entre digestión aerobia y anaerobia

TRATAMIENTOS ANAEROBIOS





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



...: Ingeniería Ambiental

CURSOS ABIERTOS

CA-178: TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES, MUNICIPALES INDUSTRIALES Y REUSOS

TEMA

CAPITULO IX LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN

EXPOSITOR: ING. RAFAEL LÓPEZ RUIZ

DEL 27 DE JUNIO AL 1º DE JULIO DE 2005

PALACIO DE MINERÍA

AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES Y BIOSÓLIDOS

CAPITULO 9 LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN

- 9.1 DATOS GENERALES**
- 9.2 TIPOS DE LAGUNAS**
- 9.3 PROCESOS BIOLÓGICOS**
- 9.4 CRITERIOS DE DISEÑO**
- 9.5 REMOCIÓN DE PATÓGENOS**
- 9.6 SELECCIÓN DEL SITIO**
- 9.7 DISEÑO DE LAGUNAS (EJEMPLOS)**
- 9.8 ALGUNAS UBICACIONES DE LAGUNAS**
- 9.9 LAGUNAS UBICADAS EN EL TRÓPICO (OPS/OMS)**

9.1 DATOS GENERALES

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: 1° la masa biológica o biomasa (algas, bacterias, protozoarios, etc), 2° la materia orgánica del desecho y 3° otros procesos naturales (mecánica del fluido y factores físicos, químicos y meteorológicos). 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, etc, o para descarga a cuerpos receptores. (Figura 9.1)

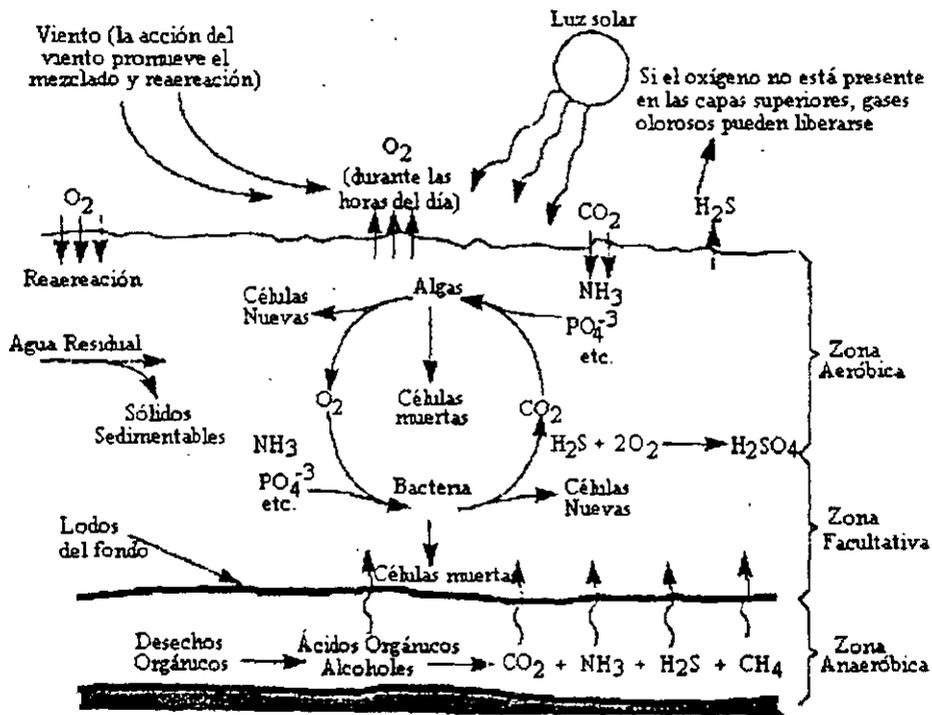


Figura 9.1 Esquema de las lagunas de estabilización Metcalf and Eddy

CLASIFICACION DE LAS LAGUNAS

Por 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

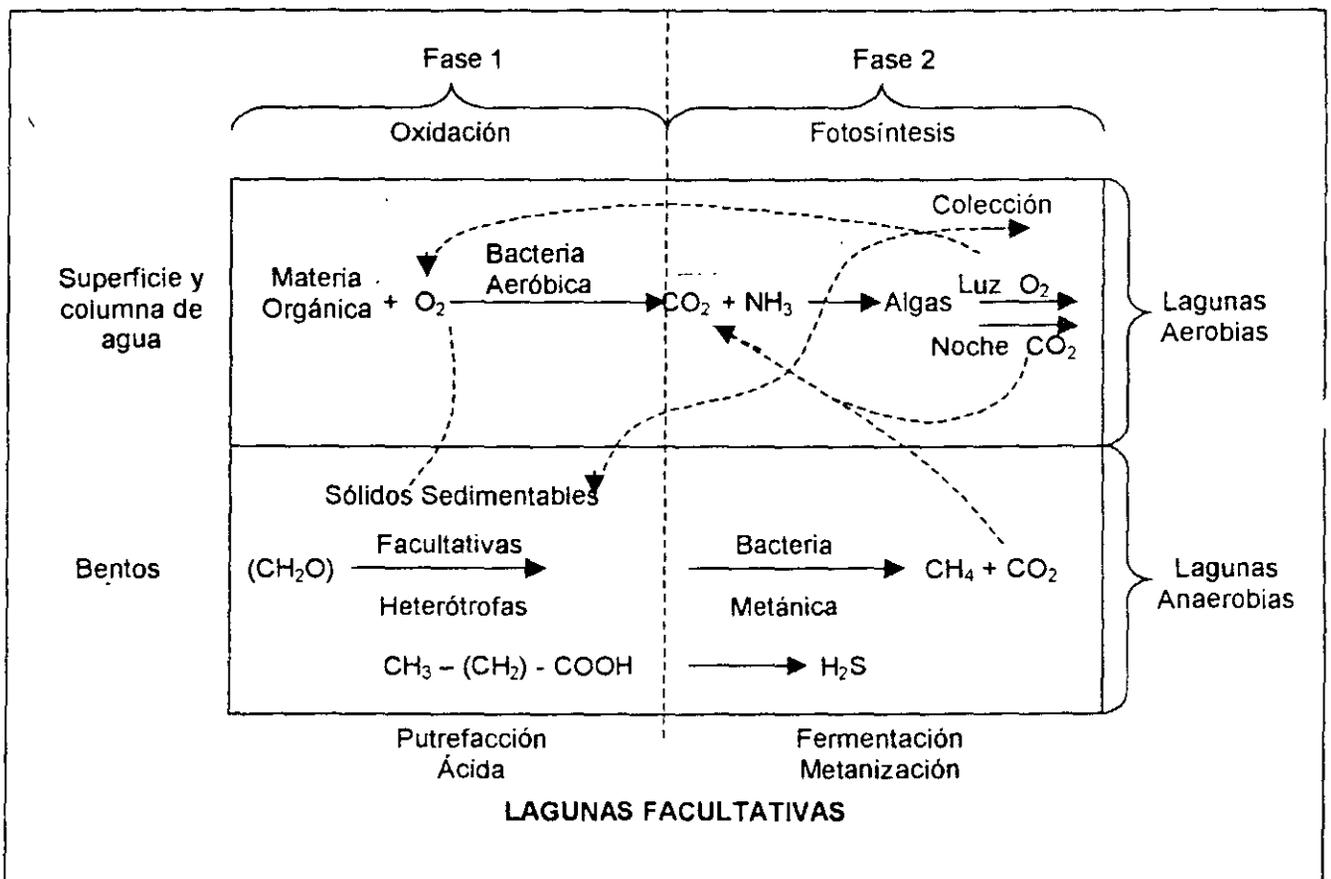


Figura 9.3 Actividades biológicas y clasificación de las lagunas de estabilización

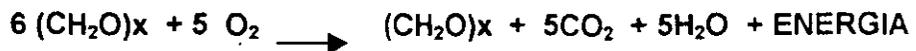
TIPO DE LAGUNA O SISTEMA LAGUNAR	NOMBRE COMÚN	CARACTERÍSTICAS QUE LO IDENTIFICAN	APLICACION
AEROBIA	a) Baja tasa	Diseñada para mantener condiciones aerobias a través de toda la profundidad del líquido.	Tratamiento de desechos orgánicos solubles y efluentes secundarios
	b) Alta tasa	Diseñada para optimizar la producción de algas y tejido celular y lograr grandes producciones de proteína cosechable	Remoción de nutrientes, tratamiento de desechos orgánicos solubles, conversión de desechos
	c) Maduración o laguna terciaria	Similar a las lagunas de baja tasa pero con gran carga de iluminación	Usada para pulir los efluentes del tratamiento secundario convencional como filtros biológicos o lodos activados
AEROBIA - ANAEROBIA (Aereación como fuente de oxígeno)	Facultativa con aereación	Más profunda que las de alta tasa, la aereación y la fotosíntesis proveen el oxígeno para la estabilización aerobia en las capas superiores. Las capas bajas son facultativas, las capas del fondo experimentan digestión anaerobia	Tratamiento de cribado para aguas no tratadas o sedimentación primaria de aguas residuales o desechos industriales
AEROBIA - ANAEROBIA (Algas como fuente de oxígeno)	Facultativas	Lo mismo que la anterior, excepto que no tiene aereación. La fotosíntesis y aereación de la superficie provee oxígeno las capas superiores	Tratamiento de cribado para aguas no tratadas o sedimentación primaria de aguas residuales o desechos industriales
ANAEROBIA	Anaerobia, laguna de pretratamiento anaerobio	Condiciones anaerobias prevalecen en todas partes, seguida generalmente por lagunas aerobias o facultativas	Tratamiento de aguas residuales municipales o industriales
ANAEROBIA SEGUIDA DE AEROBIA - ANAEROBICA Y DE AEROBIA	Sistema Lagunar	Combinación de tipo de lagunas descritas arriba. Lagunas aerobias - anaerobias pueden ser seguidas por una laguna aerobia. Frecuentemente se utiliza recirculación de lagunas aerobias a las anaerobias	Tratamiento completo de aguas residuales municipales e industriales con alta remoción de bacterias

Tabla 9.1 Tipos y aplicaciones de lagunas de estabilización de uso común

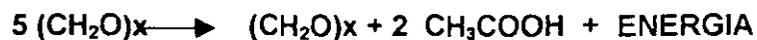
9.3 PROCESOS BIOLÓGICOS

La remoción de materia orgánica de las aguas residuales es el resultado de dos mecanismos operativos en las lagunas de estabilización. El primer proceso es el de sedimentación y precipitación de sólidos sedimentables, sólidos suspendidos, y hasta partículas coloidales, por la acción de sales ligeramente solubles en un ambiente de pH cambiante. El segundo proceso involucra la combinación de transformaciones biológicas causantes de la oxidación y reducción de desechos orgánicos que entran a la laguna. Las cuatro principales reacciones biológicas que se llevan a cabo en una laguna han sido descritas por Oswald y Gloyna:

- 1) La oxidación aerobia de materia orgánica carbonosa a lodo bacteriano, bióxido de carbono y agua,



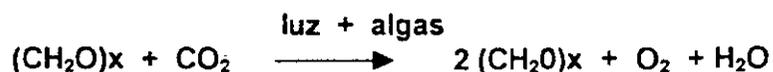
- 2) La formación de ácidos orgánicos de la conversión anaerobia de carbohidratos a células bacterianas y otros compuestos relacionados,



- 3) la fermentación a metano de los ácidos orgánicos y bióxido de carbono,



- 4) y la conversión fotosintética del bióxido de carbono a compuestos orgánicos y oxígeno libre por la luz solar.



Estas cuatro transformaciones biológicas representan las reacciones fundamentales que se llevan a cabo en la mayoría de los procesos biológicos empleados en la degradación de la materia orgánica biodegradable contaminante presente en las aguas residuales. Entender como las lagunas de estabilización son afectadas por factores ambientales, ayudará en su diseño y construcción. El diseño de lagunas de estabilización se ha enfocado a propiciar las condiciones que permiten el desarrollo de alguna o algunas de las reacciones mencionadas arriba. Así se pueden definir las cuatro principales categorías de lagunas:

- 1) lagunas anaerobias donde las principales reacciones son la producción de ácidos orgánicos y la fermentación de metano;
- 2) lagunas facultativas donde la estratificación permite el predominio de reacciones anaerobias en la zona inferior y oxidación aerobia, en conjunción con la fotosíntesis en la parte superior;
- 3) lagunas de maduración, que son similares a las lagunas facultativas, con la excepción de que normalmente reciben el efluente de ellas y se usan exclusivamente para la reducción de organismos patógenos; y
- 4) lagunas aerobias de alta tasa, que normalmente están en condiciones aerobias en toda su profundidad y son utilizadas principalmente para obtener un rendimiento máximo de algas, con la intención de cosecharlas del efluente.

APLICACIONES

Es difícil considerar las lagunas por tipo de desecho que reciben, tamaño, forma, modo de operación y objetivos del tratamiento; sin embargo, a continuación se presentan algunas aplicaciones típicas de lagunas de estabilización (ver tabla 9.1)

Si la principal consideración es la reducción de DBO, normalmente se utiliza una combinación de lagunas anaerobias y facultativas o facultativas independientes. En cambio, cuando es necesario reducir el número de organismos patógenos, las lagunas conectadas en serie dan los mejores resultados. Un sistema conectado en serie puede incluir lagunas anaerobias, facultativas y de maduración, o las dos últimas únicamente.

El esquema y forma de operar dependerán de los objetivos y grado de flexibilidad requerida del sistema. Un diseño en serie se usa generalmente donde la carga orgánica es grande y se desea reducir la cuenta de coliformes. En varias partes del mundo, la laguna de maduración se ha vuelto una parte integral de los sistemas de tratamiento por lagunas ya que su efluente es comparable con los obtenidos de la cloración en efluentes de filtros de arena. Los sistemas en "paralelo" se aplican cuando se necesita tener mucha flexibilidad en la operación. Los desechos con grandes cantidades de sólidos y sustancias tóxicas o color necesitan un tratamiento especial.

Los procesos biológicos se controlan principalmente mediante el tiempo de retención y la temperatura, y para tener una operación ideal es deseable que los gastos de entrada y salida sean iguales, aunque diferencias en los gastos no destruyen el sistema, la filtración y la evaporación excesivas pueden ejercer una influencia muy marcada sobre un sistema de lagunas de estabilización.

Para recibir el efluente de unidades de tratamiento biológico sobrecargadas, el uso de lagunas ha proliferado en todo el mundo, este tipo de lagunas se diseñan para mejorar el efluente de plantas de lodos activados, filtros biológicos, lagunas anaerobias y facultativas, etc. Normalmente, el objetivo es el de preparar el agua para ser reutilizada, disminuyendo la DBO. En la figura 9.2 se pueden ver todas las combinaciones mencionadas.

En varios países se está prestando mayor atención a la recarga de acuíferos con aguas residuales tratadas, en Israel, donde el uso de lagunas de estabilización para el tratamiento de aguas residuales tiene grandes ventajas sobre plantas convencionales, se han elaborado sistemas lagunares para manejar los desechos de ciudades con más de un millón de habitantes, estos sistemas incluyen el uso de lagunas anaerobias y facultativas; y, el efluente se infiltra al subsuelo, de donde es extraído dos años después por medio de bombeo en pozos.

9.4 CRITERIOS DE DISEÑO

Los estudios sobre tratamiento por medio de lagunas de estabilización han concluido que para su diseño y operación deben tomarse en consideración los siguientes factores que tienen influencia sobre los procesos:

1°. Fotosíntesis, 2°. PH, 3°. Profundidad, 4°. Nutrientes, 5°. Sedimentación de lodos, 6°. Vientos, 7°. Sulfuros, 8°. Oxígeno disuelto, 9°. Radiación solar, 10°. Temperatura, 11°. Tiempo de retención, 12°. Infiltración y evaporación, 13°. Geometrias de las lagunas y 14°. DBO y sólidos suspendidos.

Cuando en la aguas residuales municipales se quiere reducir el contenido de microorganismos patógenos debe utilizarse el "tren" completo que incluye la laguna de maduración. Para el tratamiento de las aguas residuales de origen industrial, es común que se aplique el tratamientos hasta lagunas facultativas. En cada caso el "tren" de tratamiento dependerá del diseño, el que está en función de: 1º. Las características del agua residual; 2º. Los requerimientos del efluente y 3º. Las condiciones climáticas predominantes. Además es importante tomar en consideración los 14 factores señalados anteriormente

En las tablas 9.2 a la 9.4 se presentan los criterios de diseño recomendados por la CNA y Metcalf y Eddy.

TABLA 9.2 CRITERIOS DE DISEÑO LAGUNA ANAEROBIA (CNA 1994)

Parámetro	Dimensión
Area de cada laguna en serie [Ha]	1 a 4
Régimen de operación	Serie o Paralelo
Tiempo de retención hidráulico [días]	7 a 30
Profundidad [m] en metros	2 a 6
Carga hidráulica [1/seg-Ha] [pulg/día]	1.5 a 4.4 5 a 1.5
Carga orgánica Por unidad de superficie [Kg DBO /Ha-día] [lb/acre-día]	224 a 560 200 a 500
Requerimientos de area [m ² /(l/seg)] [m ² /(Kg DBO/día)]	6,803 a 2,268 178 a 4,500
Temperatura óptima [°C]	20
Ambito de temperaturas [°C]	2 a 50
Ambito óptimo del del agua residual	6.8 a 7.2
Eficiencia de remoción de DBO [%]	80 a 95
Concentración de algas [mg/l]	0 - 5
Eficiencia de remoción de coliformes [%]	>99
Sólidos suspendidos en el efluente (mg/l)	80 - 160
DBO del efluente [mg/l] Soluble Insoluble	[0.02 a 0.1] DBO [0.30 a 1.0] SS
Calidad típica del efluente [mg/l] DBO SS PH	15 a 40 25 a 50 6.5 a 9

*Datos del influente

Fuente: Normas CNA 1993

TABLA 9.3 CRITERIOS DE DISEÑO, LAGUNA FACULTATIVA (CNA, 1994)

Parámetro	Dimensión
Area de cada laguna en serie [Ha]	1 a 4
Régimen de operación	Serie o Paralelo
Tiempo de retención hidráulico [días]	7 a 30
Profundidad [m]	1.8 a 2.4
Carga hidráulica [1/seg-Ha] [pulg/día]	1.5 a 4.4 .5 a 1.5
Carga orgánica Por unidad de superficie [Kg DBO /Ha-día] [lb/acre-día]	56 a 168 50 a 150
Requerimientos de area [m ² /(l/seg)] [m ² /(Kg DBO/día)]	6,803 a 2,268 178 a 59
Temperatura óptima [°C]	20
Ambito de temperaturas [°C]	2 a 32
Ámbito óptimo del agua residual	6.5 - 8.5
Eficiencia de remoción de DBO [%]	80 a 95
Concentración de algas [mg/l]	40 a 160
Eficiencia de remoción de coliformes [%]	>99
Sólidos suspendidos en el efluente (mg/l)*	40 - 60
DBO del efluente [mg/l] Soluble Insoluble	[0.02 a 0.1] DBO [0.30 a 1.0] SS.
Calidad típica del efluente [mg/l] DBO SS PH	15 a 40 25 a 50 6.5 a 9

Fuente: Normas CNA 1993

TABLA 9.4 PARÁMETROS DE CALIDAD PARA LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN (METCALF & EDDY)

PARÁMETROS	TIPO DE LAGUNA					
	AERÓBICA BAJA TASA (a)	AERÓBICA ALTA TASA	AERÓBICA DE MADURACIÓN	AERÓBICA - ANERÓBICA FACULTATIVA (b)	ANAERÓBICA	AEREADEA
Régimen de Flujo	Mezclado intermitente	Mezclado intermitente	Mezclado intermitente	Mezclado capa superficial	-	Completamente mezclada
Tamaño de la Laguna [Ha]	< 4 múltiples	0.2 - 0.9	0.9 - 4 múltiples	0.9 - 4 múltiples	0.2 - 9 múltiples	0.9 - 4 múltiples
Operación	Serie o paralelo	Serie	Serie o paralelo	Serie o paralelo	Serie	Serie o paralelo
Tiempo de retención (días) (c)	10 - 40	4 - 6	5 - 20	5 - 30	20 - 50	3 - 10
Profundidad (metros)	0.9 - 1.20	0.3 - 0.45	0.9 - 1.7	1.2 - 2.5	2.5 - 5	1.8 - 6.80
pH	6.5 - 10.5	6.5 - 10.5	6.5 - 10.5	6.5 - 8.5	6.5 - 7.2	6.5 - 8
Rangos de Temperatura (°C)	0 - 30	5 - 30	0 - 30	0 - 50	6 - 50	0 - 30
Temperatura óptima (°C)	20	20	20	20	30	20
Carga de DBO ₅ (Kg/Ha-día) (d)	67 - 134	90 - 180	< 17	57 - 202	224 - 567	-
Conversión DBO ₅ (%)	80 - 95	80 - 95	60 - 80	80 - 95	50 - 85	80 - 95
Conversión principal	Algas, CO ₂ , Tejido celular bacteriano	Algas, CO ₂ , Tejido celular bacteriano	Algas, CO ₂ , NO ₃ Tejido celular bacteriano	Algas, CO ₂ , CH ₄ Tejido celular bacteriano	CO ₂ , CH ₄ , Tejido celular bacteriano	CO ₂ , Tejido celular bacteriano
Concentración de algas (mg/lit)	40 - 100	100 - 260	5 - 10	5 - 20	0 - 5	-
Sólidos suspendidos en el efluente (mg/lit) (e)	80 - 140	150 - 300	10 - 30	40 - 60	80 - 160	80 - 250

a) laguna aeróbica convencional diseñada para maximizar la cantidad de oxígeno producido en vez de producción de algas

b) Incluye lagunas con aereación suplementaria. Para las que no es la carga típica de la DBO 5, sino es cerca de la de un tercio de lo listado

c) Depende de las condiciones climáticas

d) Valores típicos, se han aplicado valores más altos en varias poblaciones. Los valores de las cargas están frecuentemente especificados por las instituciones reguladoras

e) Incluye algas, microorganismos y sólidos suspendidos residuales. Los valores están basados en un influente con DBO 5 de 200 mg/lit y con excepción de las lagunas aeróbicas, con un influente de 200 mg/lit de sólidos suspendidos

DETALLES DE FUNCIONAMIENTO DE LAGUNAS

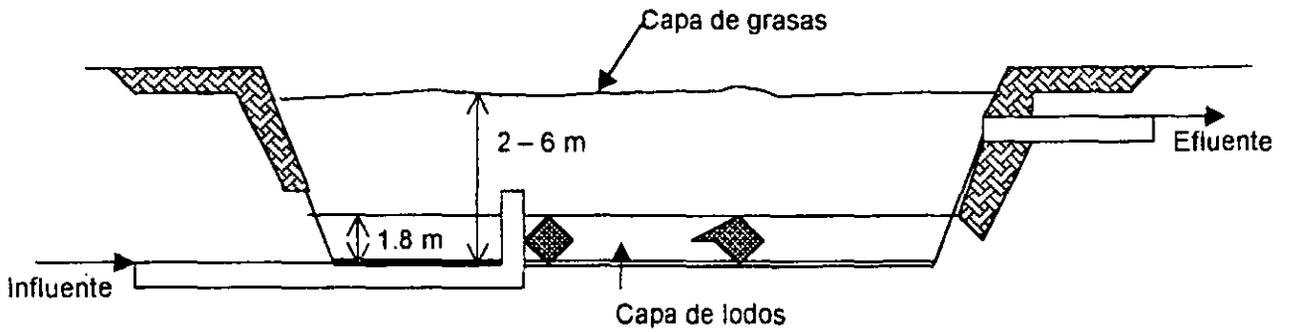


Fig. 9.4 Laguna anaerobia (CNA)

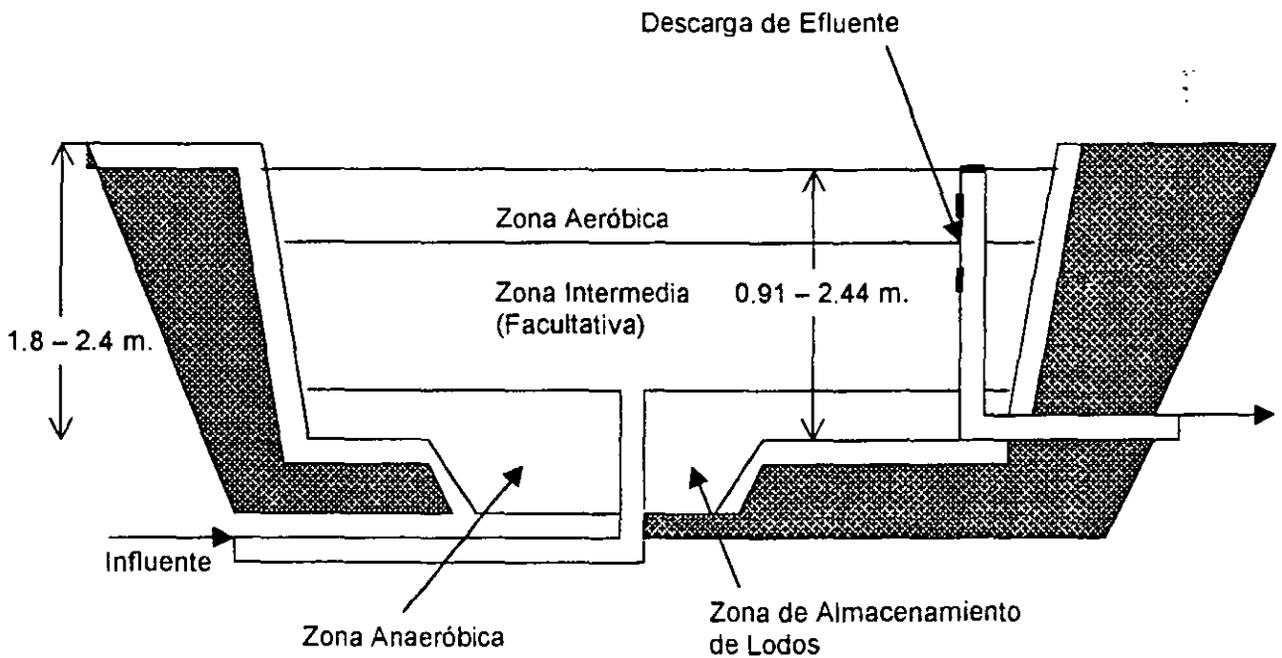


Fig 9.5 Laguna Facultativa (CNA)

Laguna Anaerobia

La laguna anaerobia, se caracteriza por la presencia de bacterias que no requieren de oxígeno disuelto para la descomposición de la materia orgánica (ver figura 9.4). Este proceso conocido como digestión anaerobia, se presenta en tres etapas: 1°. 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. 2°. es la de homoacetogénesis en la cual los productos anteriormente convertidos en acetato, hidrógeno y CO₂ por un grupo de bacterias denominadas "bacterias acetogénicas" productoras obligatorias de hidrógeno u OHPA en inglés y 3°. , la metanogénesis, es realizada por un grupo de bacterias metanogénicas que son anaerobias estrictas, requiriendo potenciales de óxido – reducción inferiores a -330mV . 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 (CH₄ principalmente). Este proceso depende mucho de la temperatura del agua y del ambiente.

Una laguna anaerobia puede tener una profundidad de 2 a 6 metros y recibir cargas orgánicas muy altas (usualmente $> 100\text{ g DBO/m}^3\text{ d}$, equivalente a $> 3000\text{ kg/ha-d}$ para una profundidad de 3m). 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 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. Algunas lagunas diseñadas como anaerobias, en la etapa de operación inicial y con cargas reducidas, no han llegado a establecer condiciones anaerobias y 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 periodo 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 cuando el sistema cuenta con desarenador.

Una desventaja de una laguna anaerobia es el olor que puede generar en caso de haber una alta carga orgánica, mayor que la carga de diseño y si existen dentro del influente sulfatos mayores a 500mg/l

Laguna Facultativa

Cuenta con dos mecanismos 1°. Digestión aerobia y 2°. Digestión anaerobia. El primero es característico de las lagunas facultativas, ocurre en el estrato superior y corresponde a una simbiosis o comensalismo de las bacterias aerobias y algas. Las bacterias heterotróficas descomponen la materia orgánica produciendo compuestos inorgánicos insolubles y CO₂ y la cantidad de oxígeno requerido para esta degradación es suministrada fundamentalmente por el proceso de fotosíntesis (ver figura 9.5).

Como 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 mínimo durante la noche. La posición de la oxipausa (la profundidad a la cual la concentración de oxígeno disuelto es cero) cambia de 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 hidróxido 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.

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 debajo de los primeros 50 cm superficiales como la 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 1.8 m, esto implica una variación de 1.8 °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 segundo mecanismo, es la digestión anaerobia de los sólidos sedimentados en el fondo.

La ubicación de este tipo de laguna como unidad de tratamiento en un sistema lagunar 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 1.2 a 2.4 metros, porque tiene menos carga, lo que permite una mayor penetración de la luz. 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 y el aprovechamiento del 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 – 2000 µg de clorofila "a" por litro.

Lagunas de maduración

Las lagunas de maduración reciben el efluente de la laguna facultativa y son tradicionalmente diseñadas con profundidades de 0.9 a 1.7 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, 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 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.

Algunas objeciones al uso de lagunas de estabilización han sido:

- 1) la posibilidad de contaminación bacteriológica del subsuelo y el agua que contiene,
- 2) la descarga de aguas con un alto contenido de DBO y sólidos suspendidos como algas,
- 3) problemas de malos olores y sabor en las fuentes de agua potable, y
- 4) la provisión de sitios para la reproducción de mosquitos y otros vectores acuáticos.

En su mayoría, estas objeciones han sido eliminadas mediante un buen diseño y procedimientos adecuados de construcción, operación y mantenimiento.

9.5 REMOCIÓN DE PATÓGENOS

Bacterias

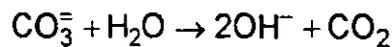
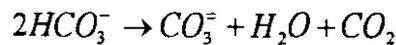
Algunas bacterias fecales son removidas en las lagunas anaerobias y facultativas principalmente por sedimentación de bacterias asociadas a los sólidos, pero especialmente en lagunas de maduración cuyo tamaño y número determina la cantidad de coliformes fecales en el efluente final.

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 solar

El tiempo y la temperatura son los dos principales parámetros utilizados en el diseño de lagunas de maduración.

Valores de pH alto, cercanos a 9, ocurren en las lagunas por la velocidad de fotosíntesis de las algas que consumen CO_2 rápidamente y que es aprovechado por la respiración de bacterias; como un resultado de este proceso los iones carbonato y bicarbonato se disocian:



El CO_2 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 $\text{pH} > 9$. En el caso de *Vibrio cholerae* éste muere rápidamente debido a otros factores.

El sol juega un papel importante en la remoción de bacterias fecales: incrementa directamente la temperatura de la laguna e indirectamente la provee de 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 fotooxidación.

Virus

Se conoce poco el mecanismo de remoción viral, pero es generalmente considerado que esto ocurre por adsorción de sólidos sedimentables (incluye algas de la laguna) y una consecuente sedimentación.

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, esto es necesario si el efluente es utilizado para el riego de hortalizas

MANEJO DE PARÁMETROS

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 tres horas durante una semana.

Coliformes fecales

El promedio de cuatro muestras simples tomadas con intervalo de seis horas durante un periodo 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, antes de 6 horas manteniéndolas previamente en refrigeración. Para cálculos de obras nuevas los coliformes fecales se consideran $N_0 = 1 \times 10^8$ NMP/100 ml.

Huevos de helmintos

Las muestras simples también pueden ser utilizadas para el conteo del número de huevos de nematodos 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 el diseño. (tabla 9.5).

Tabla 9.5 Directrices de calidad microbiológica para aguas residuales tratadas usada para riego (OMS, 1989).

CONDICIONES DE REUSO	GRUPO EXPUESTO	NEMATODOS INTESTINALES(1) (media aritmética del número de huevos por litro)	COLIFORMES FECALES (media geométrica del número por 100ml.)
Riego libre o no restringido (cultivos que comúnmente se consumen crudos, campos deportivos y parques públicos)	Trabajadores Consumidores Público	≤ 1	$\leq 1000(2)$
Riego restringido (cultivos de cereales, industriales, forrajeros, árboles y pastos)(3)	Trabajadores	≤ 1	Ninguna norma recomendada

1) *Ascaris lumbricoides*, *Tricloris trichuria* y los anquilóstomos humanos

2) 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.

3) 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 aspersores no deberá ser utilizado.

9.6 SELECCIÓN DEL SITIO

Para seleccionar el sitio de ubicación de las lagunas, es importante recordar que se encuentran al final del sistema de drenaje, donde ya no haya más aportaciones de caudal, en caso de que se requiera bombear, procurar que la altura no sea muy alta.

Las lagunas anaerobia, facultativa y de maduración, deben colocarse al menos a 1000, 500 y 100m respectivamente, viento abajo de la comunidad que sirven y estar alejadas de alguna 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 1000m 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, debido a que algunas aves son atraídas por las lagunas, debe evitarse su ubicación a 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 y contaminan los mantos freáticos, en estos casos es conveniente utilizar materiales sintéticos como las geomembranas.

Deben estudiarse varios sitios y antes de tomar la decisión de adquirir uno de los lugares seleccionados, primero deben realizarse los estudios de impacto ambiental correspondientes, después 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.

El impacto ambiental negativo deberá ser mínimo y el impacto positivo, tal como la disminución de la contaminación del agua, deberá tener más peso que los negativos, como la generación de malos olores y la proliferación de moscos.

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 periodo de diseño.

El principal objetivo de una investigación geotécnica es asegurar el correcto diseño del terraplén y determinar si el suelo es impermeable o si se requiere que la laguna sea impermeabilizada.

Al proponer el sitio de ubicación de la laguna, deberá determinarse la altura máxima del manto freático, así mismo, deberán ser determinadas las propiedades del suelo como:

- a) Distribución del tamaño de partículas.
- b) Máxima densidad seca y contenido de humedad óptimo (por la prueba de 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 la profundidad de 1 metro más bajo que el lecho de la laguna propuesta.

Los suelos orgánicos, turbosos, plásticos y con arena de cuarzo, no son útiles para la construcción de terraplenes. Si no existe un suelo local que al menos proporcione un corazón del terraplén estable e impermeable, deberá ser acarreado al sitio con un costo extra, y el suelo local, si es útil, usarlo en las pendientes del terraplén. Los suelos negros algodonosos, son impermeables y muy útiles para las lagunas, pero los suelos rojo – café son demasiado permeables y las lagunas requerirán impermeabilización.

Se pueden poner geosintéticos o plantar pasto en el terraplén para incrementar su estabilidad. Se puede utilizar una especie rizomatoza y de crecimiento lento para minimizar el mantenimiento de los terraplenes, cuyas pendientes son comúnmente de 1 a 3 en el talud interno y de 1 a 2 en el externo. Pueden construirse taludes escarpados o de mayor pendiente si el suelo lo permite.

Debe construirse un drenaje adecuado para proteger de las tormentas al talud externo, el talud interno requiere protección contra la erosión por la acción de las olas y para esto el mejor método de acabado es con roca a nivel de la superficie del agua. Tal protección también previene que emerja la vegetación del terraplén y dentro de la laguna, para prevenir el desarrollo de un hábitat favorable para el desarrollo de los mosquitos y la gestación de víboras.

9.7 DISEÑO DE LAGUNAS (EJEMPLOS)

En el capítulo de anexos en “modelos y criterios de diseño (CNA)” se encuentra las ecuaciones y criterios para el diseño de lagunas, que fueron utilizadas en los ejemplos que se presentan a continuación

1. SISTEMA LAGUNAR CON 3 LAGUNAS DE MADURACIÓN (C.N.A.)

Población constante

Diseñe un sistema de lagunas de estabilización para tratar 10,000 m³ de aguas residuales municipales. Datos de partida: DBO = 350 mg/l, No = 1x10⁸ NMP/100 ml de coliformes fecales, temperatura de diseño de 18°C y la tasa de evaporación neta 6mm/d. El efluente debe contener Nc < 1000 coliformes fecales por 100 ml.

Solución:

1.1 por el método de Marais

a) Lagunas anaerobias

Tabla 9.6 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

De la tabla 9.6 calcule la carga volumétrica λ_v de diseño:

$$\lambda_v = 20T - 100 = (20 \times 18) - 100 = 260 \frac{g}{m^3 d}$$

El volumen de la laguna (V_a) dado por la ecuación:

$$V_a = \frac{LiQ}{\lambda_v} = \frac{350 \times 10,000}{260} = 13,462 m^3$$

El tiempo de retención hidráulico (θ_a) está dado por la ecuación:

$$\theta_a = \frac{V_a}{Q} = \frac{13,462}{10,000} = 1.35d$$

El área de la laguna anaerobia (A_{an}) considerando una profundidad de 4m es:

$$A_{an} = \frac{13462(m^3)}{4(m)} = 3365.5m^2$$

Considerando una relación largo/ancho (X) = 2, el ancho de la laguna es:

$$W = \sqrt{\frac{3365.5(m^2)}{2}} = 41m$$

y el largo sera: $L = 2 \times W = 2 \times 41 = 82$ m.

El área corregida es igual a 3362 m².

La remoción de DBO para la estación fría está dada en la tabla 10.6 :

$$R = 2T + 20 = (2 \times 18) + 20 = 56 \%$$

Y para la estación cálida de 60%

Por lo que la DBO₅ 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 superficial aplicada (λ_s) de diseño dada por la ecuación :

$$\lambda_s = 250(1.085)^{T-20} = 250(1.085)^{18-20} = 212 \frac{kg}{ha.d}$$

De esta manera el área superficial (A_f) está dada por la ecuación:

$$A_f = \frac{10.L_i.Q}{\lambda_s} = \frac{10 \times 0.44 \times 350 \times 10,000}{212} = 72,641.m^2$$

donde L_i = carga de DBO en el influente.

El tiempo de retención hidráulico (θ_f) está dado por la ecuación:

$$\theta.f = \frac{2.Af.Z}{2Q - 0.001Af.e}$$

Tomando una profundidad (z) de 1.5 m. y e=6:

$$\theta.f = \frac{2 \times 72,641 \times 1.5}{[(2 \times 10,000) - (0.001 \times 72,641 \times 6)]} = 11.1.d$$

e = evaporación = 6 mm / día.

El gasto del efluente está dado por:

$$Q_e = Q_i - 0.001.Af.e = 10,000 - (0.001 \times 72,641 \times 6) = 9,564 \frac{m^3}{d}$$

c) Lagunas de maduración

Para 18°C el valor de k_T (constante global de decaimiento de coliformes fecales), está dado por la ecuación:

$$k_T = 2.6(1.19)^{T-20} = 2.3(1.19)^{-2} = 1.84.d^{-1}$$

Para calcular el tiempo de retención hidráulico (θ_m) reordenamos la ecuación como sigue: (siendo "n" el número de lagunas de maduración)

$$\theta.m = \frac{\left[\frac{N_i}{N_e(1 + k_T \theta_m)(1 + k_T \theta_f)} \right]^{1/n} - 1}{k_T}$$

$$\theta.m = \frac{\left[\frac{10^8}{10^3(1 + (1.84 \times 1.35))(1 + (1.84 \times 11.1))} \right]^{1/n} - 1}{1.84}$$

Esta ecuación, que tiene dos incógnitas, el tiempo de retención hidráulico y el número de lagunas de maduración, se resuelve por medio de aproximaciones sucesivas. Los resultados son:

$$\theta_m = 728.09 \text{ d para } n = 1$$

$$\theta_m = 19.35 \text{ d para } n = 2$$

$$\theta_m = 5.44 \text{ d para } n = 3$$

$$\theta_m = 2.74 \text{ d para } n = 4$$

Las primeras dos combinaciones de θ_m y n se rechazan dado que $\theta_m > \theta_f$. La cuarta combinación también se rechaza dado que $\theta_m < \theta^{\min}_m$ (3 días). Se hace comparación entre la tercer combinación y la de $\theta_m = \theta^{\min}_m = 3$ 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 superficial aplicada (λ_s) de la primera laguna de maduración:

$$\lambda_{s(ml)} = \frac{10 \times 0.3 \times 350 \times 1.5}{3} = 525 \frac{kg}{ha.d}$$

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 $\lambda_{s(ml)}$ se toma como 159 kg/ha d, y θ_{ml} se calcula de:

$$\theta_{ml} = \frac{10 Li.Z}{\lambda_{ml}} = \frac{10 \times 0.3 \times 350 \times 1.5}{159} = 9.9.d$$

Los nuevos tiempos de retención hidráulica en las dos subsecuentes lagunas de maduración se calculan de la misma ecuación.

$$\theta_m = \frac{\left[\frac{Ni}{Ne(1+k_T\theta_i)(1+k_T\theta_f)(1+k_T\theta_{ml})} \right]^{1/n} - 1}{k_T}$$

$$\theta_m = \frac{\left[\frac{10^8}{10^3(1+(1.84 \times 1.35))(1+(1.84 \times 11.1))(1+(1.84 \times 9.9))} \right]^{1/3} - 1}{1.84}$$

Los resultados de las aproximaciones sucesivas son:

- $\theta_m = 37.34$ d para $n = 1$
- $\theta_m = 3.99$ d para $n = 2$
- $\theta_m = 1.70$ d para $n = 3$

Se escoge la segunda combinación cuyo producto 7.98 es menor que el dado para $\theta_m = \theta^{\min}_m = 3$ días y $n = 3$.

Para una profundidad de 1.5 m., el área de la primera laguna de maduración está dada por la ecuación:

$$A_{ml} = \frac{2 Qi \theta_m}{2Z + 0.001 e \theta_m} = \frac{(2 \times 9564 \times 9.9)}{(2 \times 1.5) + (0.001 \times 6 \times 9.9)} = 61,897 m^2$$

El gasto del efluente está dado por:

$$Q_e = Q_i - 0.001A_{m1}e = 9564 - (0.001 \times 61897 \times 6) = 9193 \frac{m^3}{d}$$

En forma similar el área de la segunda laguna de maduración y su caudal de efluente son dados por:

$$A_{m2} = \frac{(2 \times 9193 \times 4.0)}{(2 \times 1.5) + (0.001 \times 6 \times 4.0)} = 24,320.m^2$$

$$Q_e = 9,193 - (0.001 \times 24,320 \times 6) = 9,047 \frac{m^3}{d}$$

Y para la tercera laguna de maduración:

$$A_{m3} = \frac{(2 \times 9,047 \times 4.0)}{(2 \times 1.5) + (0.001 \times 6 \times 4.0)} = 23,933m^2$$

$$Q_e = 9,047 - (0.001 \times 23,933 \times 6) = 8,903 \frac{m^3}{d}$$

Remoción de DBO

Asumiendo una remoción acumulada de DBO filtrada del 90% en las lagunas anaerobias y facultativas y 25% en cada una de las tres lagunas de maduración, el efluente final tendrá una DBO filtrada (no algal) de:

$$DBO_{efluente} = 350 \times 0.1 \times 0.75 \times 0.75 \times 0.75 = 15mg/l \quad \text{El cual es adecuado}$$

Resumen:

El diseño comprende:

LAGUNA	VOLUMEN (m³)	AREA (m²)	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
Tercer(as) laguna(s) de maduración		23,933	4.3

El tiempo global de retención 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 /100ml
Agua residual cruda	350*	1.0x10 ⁸
Efluente laguna anaerobia	154*	2.9x10 ⁷
Efluente laguna facultativa	35	1.4x10 ⁶
Efluente 1er laguna de maduración	26	7.2x10 ⁴
Efluente 2ª laguna de maduración	20	8.5x10 ³
Efluente 3er laguna de maduración	15	9.9x10 ²

*DBO no filtrada

El caudal del efluente es 8903m³/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) facultativa(s)	162,037	25.5
Primer(as) laguna(s) de maduración	57,272	9.7
Segunda(s) laguna(s) de maduración	17,263	3.0
Tercer(as) laguna(s) de maduración	17,057	3.0
Cuarta(s) laguna(s) de maduración	16,854	3.0

El tiempo de retención 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 retención 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)

1.2 Por el método de Yánez, utilizando los criterios de flujo disperso

a) Lagunas anaerobias

Los cálculos para las lagunas anaerobias son iguales a los del método anterior

b) Lagunas facultativas

La carga superficial aplicada (λs) de diseño está dada por:

$$\lambda_s = 250 \cdot (1.085)^{T-20} = 250(1.085)^{18-20} = 212.36 \frac{kg}{ha \cdot d}$$

La carga orgánica será:

$$C.O = 10,000 \left(\frac{m^3}{dia} \right) \times 0.154 \left(\frac{kg}{m^3} \right) = 1,540 \frac{kg}{dia}$$

Cálculo del área de la laguna facultativa:

$$A = \frac{1540 \left(\frac{\text{kg}}{\text{día}} \right)}{212.36 \left(\frac{\text{kg}}{\text{ha.día}} \right)} = 7.2518 \text{ha}$$

Determine el largo de la laguna eligiendo una relación largo/ancho apropiado por ejemplo 3:

$$W = \frac{A}{X} = \frac{72518}{3} = 155.48 \text{m} = 155.5 \text{m}$$

$$La = WX = 155.50 \times 3 = 466.50 \text{m.}$$

El área corregida será:

$$Ac = 155.5 \times 466.5 = 72540.75 \text{m}^2$$

Cálculo de la dispersión:

$$d = \frac{X}{-0.26118 + 0.25392X + 1.0135X^2}$$

$$d = \frac{3}{-0.26118 + 0.25392(3) + 1.0136(9)} = 0.3117$$

Cálculo del coeficiente de decaimiento Kb:

$$Kb = 0.841(1.075)^{-20} = 0.841(1.075)^{18-20} = 0.7277$$

Cálculo del tiempo de retención hidráulica (θ_r).

$$V = 155.50(466.50)(1.5) = 108741.15 \text{m}^3$$

$$\theta_r = \frac{V}{Q_{med}} = \frac{108741.15 \left(\frac{\text{m}^3}{\text{día}} \right)}{10000 \left(\frac{\text{m}^3}{\text{día}} \right)} = 10.874 \text{días}$$

Cálculo del valor de "a" para el tiempo de retención hidráulica de 10.874 días:

$$a = \sqrt{1 + 4Kb\theta_r} = \sqrt{1 + 4(0.7277)(10.874)(0.3117)} = 3.296$$

Cálculo del valor de los coliformes fecales en el efluente de la laguna facultativa (N_f) por:

$$\frac{Nf}{No} = \frac{4a.e^{\frac{1-a}{2d}}}{(1+a)^2}$$

donde:

No = coliformes fecales en el influente

$$\frac{Nf}{No} = \frac{4(3.296).e^{\frac{1-3.296}{2(0.3117)}}}{(1+3.296)^2} = 0.0179638$$

$$Nf = (1 \times 10^8)(0.0179638) = 1,796,386 \text{ NMP/100ml.}$$

c) Lagunas de maduración

Cálculo de la primer laguna de maduración asumiendo 10 días de retención:

$$V = 10 \times Q_{\text{por día}} = 10(10,000) = 100,000 \text{ m}^3$$

Asumiendo la profundidad de 1.5 m el área 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.

Cálculo del coeficiente "a" para la primer laguna de estabilización:

$$a = \sqrt{1 + 4(0.7277)(10)(0.3117)} = 3.1737833$$

$$\frac{Nm1}{Nf} = \frac{4(3.17389).e^{\frac{1-3.1738}{2(0.3117)}}}{(1+3.1738)^2} = 0.022289694$$

$$Nm1 = 1,796,386 \times 0.022289694 = 40,049 \text{ NMP/100ml}$$

Cálculo de la segunda laguna de maduración asumiendo el tiempo de retención hidráulica de 4 días:

$$a = \sqrt{1 + 4(0.7277)(4)(0.3117)} = 2.1515542$$

$$\frac{Nm2}{Nf} = \frac{4(2.1516).e^{\frac{1-2.1516}{2(0.3117)}}}{(1+2.1516)^2} = 0.136624$$

$$Nm1 = (0.136624) \times 40,049 = 5,117 \text{ NMP}/100\text{ml}$$

Cálculo de la tercer laguna de oxidación asumiendo el tiempo de retención hidráulica de 4 días:

$$a = 2.1515542$$

$$Nm3/Nm2 = 0.136624$$

$$Nm3 = (0.136624) \times (5,117) = 747 \text{ NMP}/100\text{ml}$$

Como el valor de N_3 es menor a 1000 NMP/100 ml se acepta este valor

Resumen:

LAGUNA	VOLUMEN (m³)	AREA (m²)	θ (d)
Laguna(s) anaerobia(s)	13,462		1.35
Laguna(s) facultativa(s)		72,641	10.87
Primer(as) laguna(s) de maduración		66,666	10.00
Segunda(s) laguna(s) de maduración		26,666	4.0
Tercer(as) laguna(s) de maduración		26,666	4.0

Nota: La constante de decaimiento 0.841 es el promedio obtenido en Perú por Fabián Yáñez que coincide con las evaluaciones experimentales de SACCI, PULPRASERI e IMTA.

Diseño de lagunas para una población que varía estacionalmente

El diseño es el mismo que para el ejemplo anterior, pero debido a los efectos estacionales del turismo, los caudales de la estación cálida, estación fría, temperatura y tasa de evaporación varían como sigue:

Estación del año	Gasto [m³/d]	Temperatura [°C]	Evaporación [mm/d]
Fría	10,000	18	6
Cálida	30,000	28	11

NOTA:

Se recomienda como ejercicio práctico que el ejemplo de diseño de lagunas para una población que varía estacionalmente, sea elaborado por el lector de estos apuntes

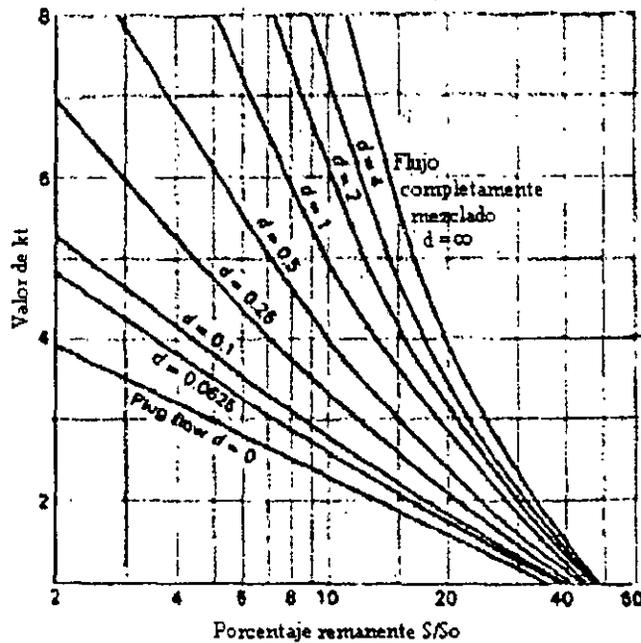


Fig. 9.6 Valores de kt en la ecuación de Wehener y Wilhelm, versus el remanente (S/S_0) para varios factores de dispersión (d)

2. LAGUNA AEROBIA (presentado por Metcalf & Eddy)

Diseñar una laguna aerobia para tratar aguas residuales industriales con un gasto de 1Mgal/d (3800 m³/d) con una DBO₅ de 100 mg/l, considerando las siguientes condiciones

1. Sólidos suspendidos en efluente = insignificantes
2. DBO₅ (conversión) = 90%
3. Soluble primer orden DBO₅ tasa de remoción constante (k) = 0.25 d⁻¹ a 20°C
4. Coeficiente de temperatura $\theta = 1.06$ a 20°C
5. Temperatura de la laguna en el verano = 32°C
6. Temperatura de la laguna en invierno = 10°C
7. Área máxima de lagunas individuales = 10 acres (4 ha)
8. Profundidad máxima de la laguna = 3 pies (0.9m)
9. Factor de dispersión de la laguna = 1.0

Solución

1. De la gráfica 9.6 determinar el valor de kt para un factor de dispersión de 1.0 y una eficiencia de remoción del 90%

$$kt = 5$$

2. Determinar el coeficiente de la temperatura

a) Invierno

$$K_{10^{\circ}\text{C}} = K_{20^{\circ}\text{C}} \theta^{T-20} (\text{d}^{-1})$$

$$K_{10^{\circ}\text{C}} = (0.25 \text{ d}^{-1}) [(1.06)^{10-20}]$$

$$K_{10^{\circ}\text{C}} = 0.14 \text{ d}^{-1}$$

b) Verano

$$K_{32^{\circ}\text{C}} = K_{20^{\circ}\text{C}} \theta^{T-20} (\text{d}^{-1})$$

$$K_{32^{\circ}\text{C}} = (0.25 \text{ d}^{-1}) [(1.06)^{32-20}]$$

$$K_{32^{\circ}\text{C}} = 0.5 \text{ d}^{-1}$$

3. Determinar el tiempo de retención

a) Invierno (kt= 5)

$$0.14 \text{ d}^{-1}(t) = 5$$

$$t = 35.7 \text{ d}$$

b) Verano (kt=5)

$$0.5 \text{ d}^{-1}(t) = 5$$

$$t = 10 \text{ d}$$

4. Determinar el área superficial de la laguna

$$Q = AxV = (hxb) \left(\frac{l}{t} \right) = \frac{hbl}{t} = \frac{Ah}{t} \therefore A = \frac{Q-t}{h}$$

a) Invierno

$$\text{área. _superficial} = \frac{1,000,000 \text{ gal/d} \times 35.7 \text{ d} \left(\frac{1 \text{ ft}^3}{7.48 \text{ gal}} \right)}{3 \text{ ft} \times 43.56 \text{ ft}^2 / \text{acre}} = 36.5 \text{ acres} = (14.8 \text{ ha})$$

b) Verano

$$\text{área. _superficial} = \frac{1,000,000 \text{ gal/d} \times 10.0 \text{ d} \left(\frac{1 \text{ ft}^3}{7.48 \text{ gal}} \right)}{3 \text{ ft} \times 43.56 \text{ ft}^2 / \text{acre}} = 10.2 \text{ acres} = (4.1 \text{ ha})$$

De lo que se concluye que las condiciones de Invierno son las que rigen en el diseño.

3. LAGUNAS DE MADURACIÓN (Reducción de coliformes) (presentado por Romero Rojas J.A.)

La desinfección de las aguas residuales es uno de los objetivos de los sistemas de tratamiento e incluye la destrucción de patógenos, virus, parásitos y demás organismos perjudiciales. Las lagunas de estabilización en serie proveen un medio de remoción natural de organismos coliformes fecales para satisfacer así el propósito de desinfectar las aguas residuales. Una persona promedio descarga 10^{11} a 4×10^{11} organismos coliformes por día en aproximadamente 45g de excrementos secos. La relación de coliformes totales a coliformes fecales en aguas residuales domésticas es de 2/1 a 4/1 y la relación de coliformes fecales a estreptococos fecales es de 4/1 a 8/1. se han aislado salmonelas en aguas residuales con conteo de coliformes totales de 2200 / 100ml. Y se han encontrado relaciones de coliformes a virus entéricos de 92000/1 en aguas residuales y de 50000/1 en aguas superficiales contaminadas.

De acuerdo con Marais y Shaw dos lagunas de estabilización en serie, cada una con un tiempo de retención de 7 días, tratando un efluente de una laguna facultativa con DBO < 75 mg/l, producen un efluente con DBO < 25 mg/l. Según la OMS un efluente de una laguna facultativa, con una DBO soluble de 50 a 70 mg/l, puede tratarse mediante una o más lagunas de maduración y reducirse su DBO soluble a menos de 25 mg/l.

Las lagunas de maduración se construyen generalmente con tiempos de retención hidráulica de 3 a 10 días cada una, mínimo 5 días cuando se usa una sola y profundidades de 1.0 a 1.5 metros. En la práctica, el número de lagunas de maduración lo determina el tiempo de retención necesario para proveer una remoción requerida de coliformes fecales (CF).

La reducción de coliformes fecales en una laguna anaerobia, facultativa o de maduración se puede calcular con base en la ecuación para modelos de mezcla completa y cinéticas de primer orden (Capítulo 14 "Anexos", subcapítulo 2)

$$N = \frac{N_0}{1 + Kb \cdot \theta}$$

Donde:

N = Número de CF/100ml del efluente

N_0 = número de CF/100ml del afluente

K_b = constante de remoción de CF de primer orden, d^{-1}

θ = tiempo de retención, días

El valor de K_b es función de la temperatura y de otros factores. En algunos estudios se ha observado que K_b aumenta con el incremento de pH y disminuye a mayor concentración de DBO en la laguna y mayor profundidad del agua

En otros estudios se ha comprobado que el porcentaje de remoción de coliformes fecales es mayor en lagunas anaerobias que en lagunas facultativas y de maduración; sin embargo, Marais anota que la remoción de organismos fecales en condiciones anaerobias es baja.

El cálculo de la mortalidad de coliformes fecales, también puede hacerse con los modelos de flujo en pistón y flujo disperso. Algunas de las expresiones deducidas para K_b se presentan en la

tabla 9.7; además, en la tabla 9.8, se incluyen algunos valores típicos de números más probable de coliformes fecales, CF, en diferentes tipos de agua.

Tabla 9.7 Constantes K_b de remoción de CF*

Ecuación	$K_b, 20$	Modelo	Autor	Año
$K_b, T = 2.60(1.19)^{T-20}$	2.60 d ⁻¹	Mezcla completa	Marais	1974
$K_b, T = 1.41(1.40)^{T-20}$	1.41 d ⁻¹	Mezcla completa Laguna primaria	Ramírez	1993
$K_b, T = 3.27(1.59)^{T-20}$	3.27 d ⁻¹	Mezcla completa Laguna secundaria	Ramírez	1993
$K_b, T = 1.10(1.075)^{T-20}$	1.10 d ⁻¹	Flujo pistón	Yáñez	1971
$K_b, T = 0.50(1.072)^{T-20}$	0.50 d ⁻¹	Flujo pistón	Bowles	1979
$K_b, T = 0.41(1.15)^{T-20}$	0.41 d ⁻¹	Flujo pistón Laguna primaria	Ramírez	1993
$K_b, T = 0.36(1.25)^{T-20}$	0.36 d ⁻¹	Flujo pistón Laguna secundaria	Ramírez	1993
$K_b, T = 0.623(1.037)^{T-20}$	0.62 d ⁻¹	Flujo disperso	Sáenz	1987
$K_b, T = 0.84(1.07)^{T-20}$	0.84 d ⁻¹	Flujo disperso	Sáenz	1985

* Romero Rojas J. A. Tratamiento de Aguas Residuales por Lagunas de Estabilización, Alfaomega, México 1999 (14)

Tabla 9.8 NMP de coliformes fecales en diferentes aguas*

Tipo	CF/100ml	Referencia
Agua residual cruda	4×10^7	Marais
Agua residual cruda	2×10^7	WPCA
Agua residual cruda	10^7 a 10^8	Arthur
Agua para riego sin restricciones	< 1000	Yáñez
Agua para cría de peces	< 1000	OPS
Agua para recarga	< 1000	OPS
Agua para consumo humano con tratamiento convencional	< 2000	Yáñez
Agua para recreación con contacto primario	< 200	Yáñez

* Romero Rojas J. A. Tratamiento de Aguas Residuales por Lagunas de Estabilización, Alfaomega, México 1999 (14)

EJEMPLO: Determinar las eficiencias de remoción de coliformes fecales suponiendo una densidad de coliformes fecales en el afluente de 3×10^7 CF/100ml.

Solución :

Datos:

Gastos de diseño = 2000 m³/día

Temperatura de diseño = 20°C

Tiempo de retención laguna primaria = 7.5 d

Tiempo de retención laguna secundaria = 7.5 d

Tiempo de retención laguna terciaria = 7.5 d

- De conformidad con la ecuación de Marais (anexos)

$$K_{b,T} = 2.60(1.19)^{T-20} = 2.60.d^{-1}$$

- La densidad de coliformes fecales en la laguna primaria según la ecuación :

$$N = \frac{N_0}{1 + Kb\theta} \quad (\text{ver anexos})$$

$$N = \frac{3 \times 10^7}{1 + 2.6(7.5)} = 1.5 \times 10^6 \text{ CF/100ml}$$

- La densidad de coliformes fecales en el efluente de la laguna secundaria según la ecuación anterior es:

$$N = \frac{1.5 \times 10^6}{1 + 2.6(7.5)} = 7.1 \times 10^4 \text{ CF/100ml}$$

- Si se desea un efluente para riego sin restricciones se deberán construir dos lagunas de maduración de 7.5 días de tiempo de retención cada una, con lo cual

$$N = \frac{7.1 \times 10^4}{[1 + 2.6(7.5)]^2} = 169 \text{ CF/100ml} < 1000$$

como un resumen de este ejemplo, por ser iguales los tiempos de retención en las cuatro lagunas, se puede resolver en forma simple de la siguiente forma:

$$N = \frac{3 \times 10^7}{[1 + 2.6(7.5)]^4} = 169 \text{ CF/100ml} < 1000$$

DISEÑO DE LAGUNAS AEREADAS

Hay dos tipos de lagunas aereadas:

- 1.- Aerobia.- El oxígeno disuelto y los sólidos suspendidos se mantienen uniformes
- 2.- Facultativa.- El oxígeno se mantiene en la superficie, pero solo una porción de los sólidos suspendidos se mantienen en suspensión.

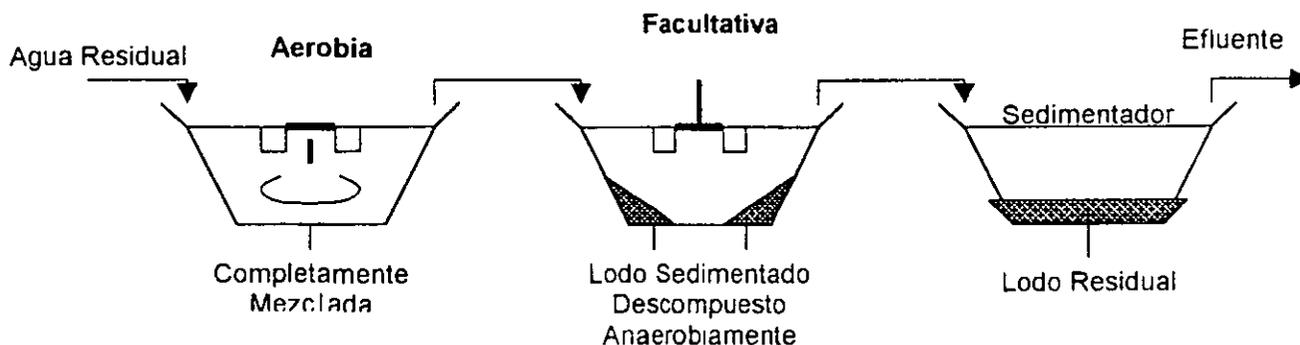


Fig. 9.7 Tipos de lagunas aereadas

La remoción de DBO se estima empleando un modelo de *j* reactores completamente mezclados en serie con reacción de primer orden. Como es lógico, el empleo de un modelo de flujo pistón y cinética de primer orden también predice el funcionamiento de este tipo de lagunas (Quano, 1981). Por lo que se diseñan empleando la siguiente ecuación:

$$\frac{S_j}{S_i} = \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{k\tau}{j}\right)\right]^j}$$

donde

- S_j: concentración de la DBO en el efluente por celda, mg/l
- j: número de celdas en la serie

La ecuación anterior considera la operación de *j* celdas de igual tamaño dispuestas en serie y una cinética de primer orden. De tal manera que para *j* número de celdas o reactores de cualquier forma y tamaño, se establecen *j* número de términos.

$$\frac{S_j}{S_i} = \left(\frac{1}{1 + k_1\tau_1}\right) \left(\frac{1}{1 + k_2\tau_2}\right) \dots \dots \left(\frac{1}{1 + k_j\tau_j}\right)$$

donde:

- k₁, k₂, ..., k_j :: tasas de reacción de las celdas 1 a la *j*
- τ₁, τ₂, ..., τ_j :: tiempos de retención hidráulicas para las respectivas celdas.

Teóricamente, un número de reactores de igual volumen en serie es más eficiente que reactores de volúmenes diferentes; sin embargo, la topografía del terreno es una de las razones para proyectar celdas o lagunas de volúmenes desiguales

9.8 ALGUNAS UBICACIONES DE LAGUNAS

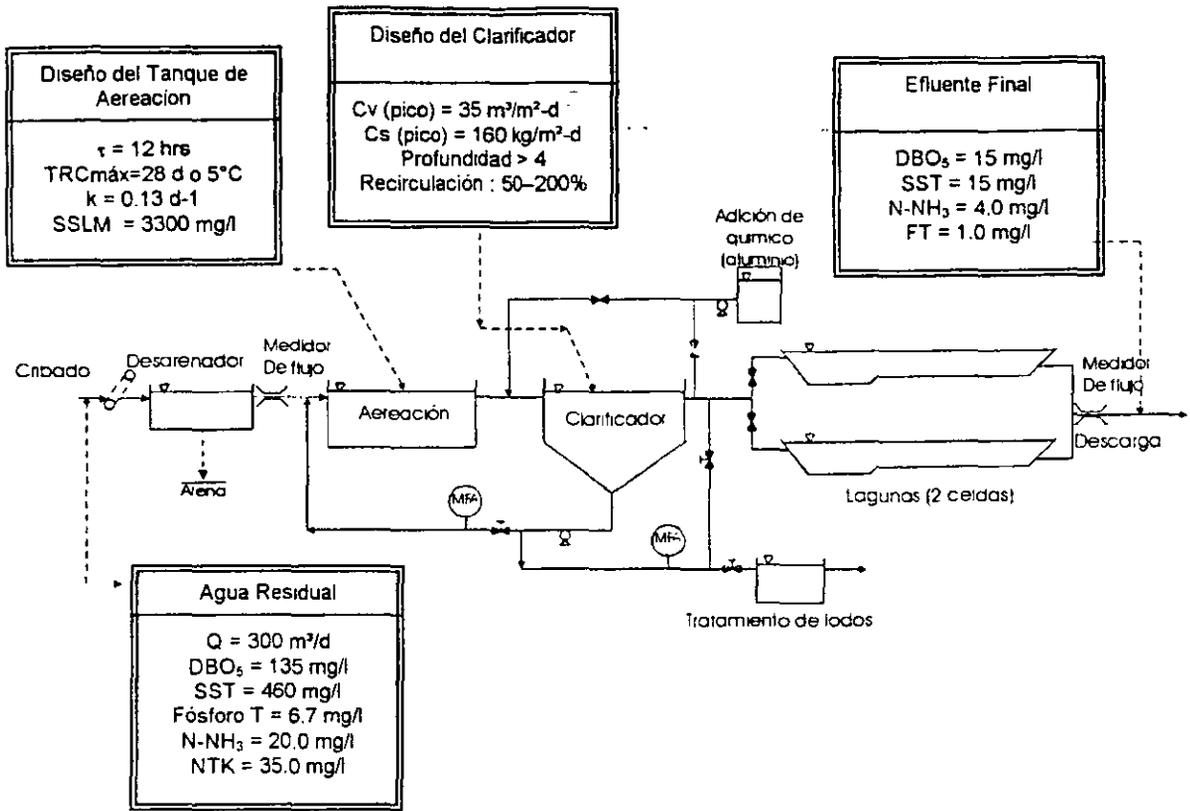


Fig. 9.7 Diagrama de flujo en el proceso Sutton

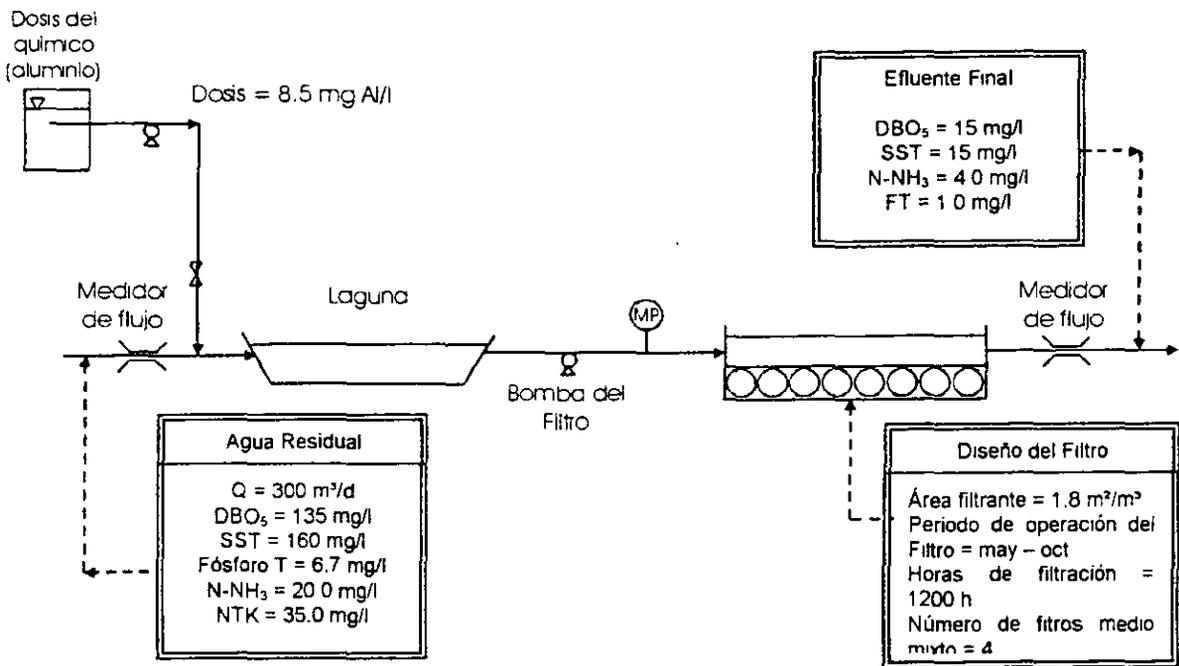


Fig. 9.8 Diagrama de flujo con el proceso New Hamburg

PLANTAS DE TRATAMIENTO AVANZADO DE LAGUNAS COMBINADAS CON REACTORES BIOLÓGICOS Y HUMEDALES

Al cabo de diversas investigaciones se ha demostrado que el acoplamiento de las lagunas con reactores biológicos convencionales para el tratamiento de aguas residuales permiten obtener la desnitrificación, una vez que han sido diseñadas para nitrificar, ya que sólo se requiere recircular una mezcla de agua residual y lodos biológicos provenientes de un sedimentador de alta tasa. Las lagunas pueden ser construidas como lagunas aeradas u otro tipo combinadas con reactores biológicos, como filtros percoladores o discos biológicos rotatorios. La figura 10.9 muestra el diagrama de flujo de estos sistemas y combinaciones con humedales:

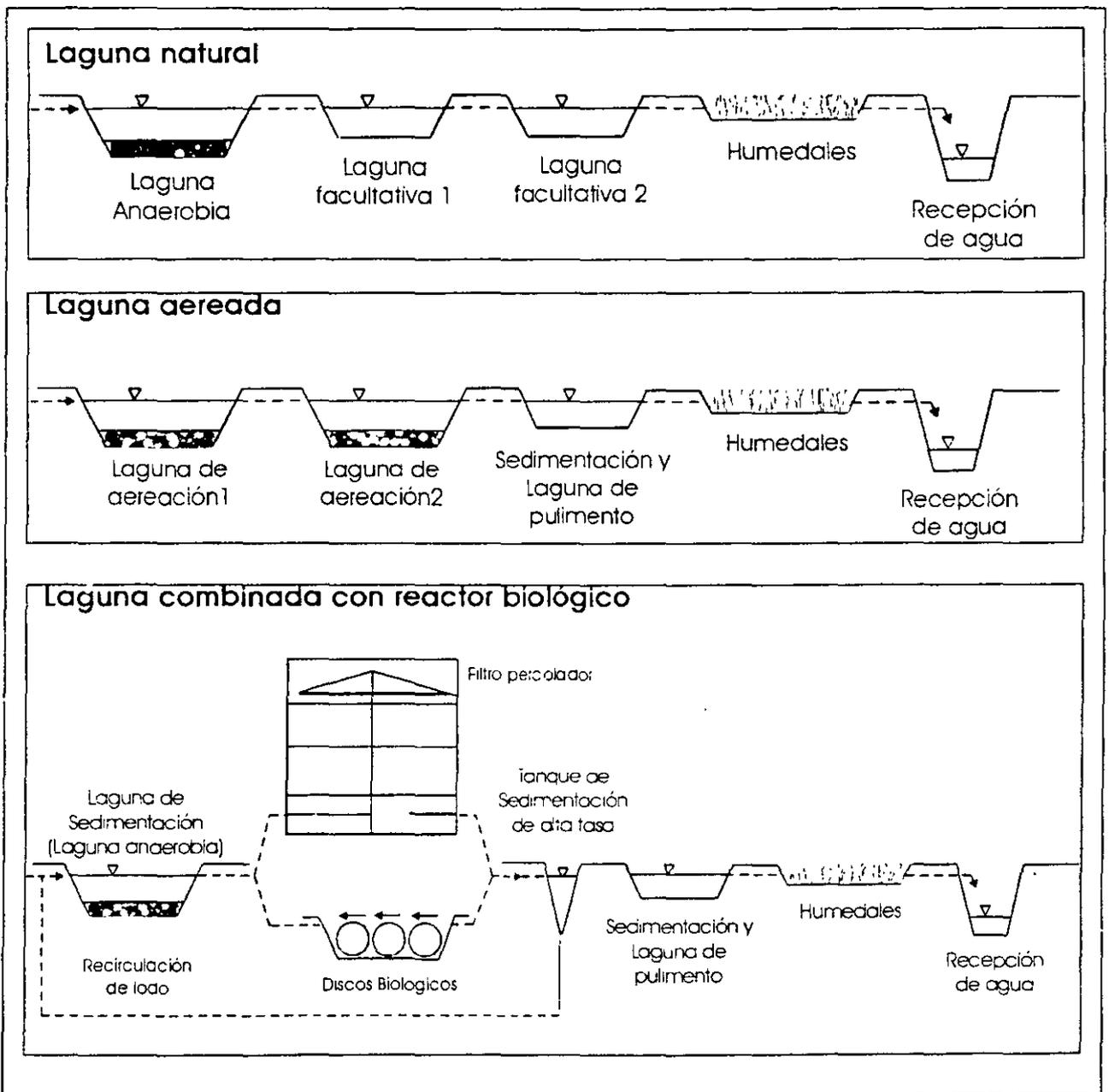


Fig. 9.9 Combinación de lagunas con humedales, con discos y filtros biológicos

9.9 LAGUNAS UBICADAS EN EL TRÓPICO (OPS/OMS)

Dentro del programa de salud ambiental, la Organización Panamericana de la Salud (OPS) ha realizado muchos estudios para el tratamiento de aguas residuales a través del Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (CEPIS), los cuales han confirmado la utilidad de las lagunas para eliminar los organismos patógenos que suelen estar presentes en dichas aguas, entre otras cosas, las lagunas de estabilización producen efluentes de calidad microbiológica adecuada sin necesidad de recurrir a medidas de cloración u otro tipo de desinfección. Estos efluentes contienen algas en grandes concentraciones y son solicitadas por los agricultores, debido a su gran contenido de nutrientes agrícolas y el consiguiente ahorro de fertilizantes.

El trabajo "Lagunas de Estabilización en el Trópico: Promoción del Reuso Sanitario de las Aguas Residuales", cuyo autor es Rodolfo Sáenz Forero de la OPS con sede en Washington D.C. EUA, fue presentado en el XXIII Congreso Interamericano de Ingeniería Sanitaria que se celebró en la Habana, Cuba, del 22 al 28 de noviembre de 1992 y representa el esfuerzo realizado por el programa de Salud Ambiental de la OPS para sentar las bases del diseño de lagunas de estabilización en zonas tropicales considerando que los conceptos presentados para orientar el diseño, son flexibles, ya que permiten adaptar las lagunas a una gran variedad de situaciones topográficas y temperaturas ambientales así como a comunidades de diferentes tamaños (de hasta 100,000 habitantes) y están dirigidos a satisfacer los requisitos de la Organización mundial de la Salud (OMS) en cuanto a calidad microbiológica de los efluentes utilizados en agricultura y acuicultura, dicho trabajo conteniendo todo el procedimiento se presenta en el capítulo ANEXOS.

La OMS al igual que México ha establecido que es conveniente que toda agua tratada destinada a los usos señalados que debe tener menos de 1000 NMP de coliformes fecales por 100 ml (tabla 9.5), dicho trabajo tiene el propósito de satisfacer este requisito, buscando reducir a un mínimo el área y el volumen de las lagunas mediante el uso de dos lagunas anaerobias primarias de alta carga, cuyas aguas desembocan en una laguna secundaria de forma alargada con una relación largo ancho de 15:1. En zonas de superficie quebrada la laguna alargada puede seguir el contorno natural del terreno, pero en zonas planas se recomienda usar un sistema de divisiones longitudinales de un tanque, comportamiento que permite mantener una relación funcional de 15:1 y lograr al mismo tiempo una relación de 5:3 entre las dimensiones externas de la laguna secundaria.

El trabajo presenta ecuaciones básicas que permiten calcular el tamaño necesario de la laguna para zonas en diversos climas, comunidades de diversos tamaños, diferentes tasas de generación de aguas residuales por habitante considerando además sus distintos valores de DBO.

Cuando se aplican tecnologías y criterios adaptados al clima de los países tropicales, esto se aprovecha como un recurso natural valioso considerando que puede facilitar la lucha contra la contaminación de las aguas.

EL autor del trabajo ha estudiado diferentes datos y proyectos y en los inicios de los años noventa en Costa Rica, República Dominicana y México, encontrando que el **costo de tratar un metro cúbico de aguas residuales en lagunas de estabilización es sólo la décima parte del costo de tratarlas en plantas convencionales**, además recomienda que gracias a

la influencia favorable del clima en estas zonas, resulta imprescindible que no se imiten o adapten criterios o tecnologías diseñadas para climas ajenos.

Tanto la OMS como México en su normatividad han establecido directrices para el uso directo e indirecto de las aguas residuales (NOM – 003 – ECOL – 1997). La OMS ha publicado en 1991 las "Directrices sanitarias sobre el uso de aguas residuales en agricultura y acuicultura", las que se apoyan en estudios epidemiológicos que sirvieron para establecer que un tratamiento de aguas residuales, en donde el NMP de coliformes por 100 ml sea menor de uno, se considere que dichas aguas son adecuadas para cosechas de productos comestibles.

Algunos estudios realizados por el CEPIS en Lima Perú, indican que si se usan lagunas primarias, secundarias e incluso terciarias para lograr un efluente **con una concentración de coliformes fecales menor de 1000 por 100 ml. La concentración de huevos de nemátodos intestinales se reduce a cero.**

Estudios realizados por el CEPIS en junio y julio de 1992 en lagunas de estabilización en Lima Perú revelan una tasa de remoción de *Vibrio Cholerae* 01 similar a la de coliformes fecales (anteriormente se habrían detectado correlaciones similares en el caso de *Salmonellas* y *Shigellas*). Lo anterior y otros estudios realizados por otros investigadores permiten inferir que la constante de remoción de *Vibrio Cholerae* en lagunas de estabilización es de un orden de magnitud comparable al de la constante de remoción de coliformes fecales (K_b).



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



...: Ingeniería Ambiental

CURSOS ABIERTOS

CA-178 TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES, MUNICIPALES INDUSTRIALES Y RESUSOS

TEMA

CAPITULO X TRATAMIENTO TERCARIO O AVANZADO

EXPOSITOR: ING. RAFAEL LÓPEZ RUIZ

DEL 27 DE JUNIO AL 1º DE JULIO DE 2005

PALACIO DE MINERÍA

AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES Y BIOSÓLIDOS

10. TRATAMIENTO TERCIARIO O AVANZADO

- 10.1 CONSIDERACIONES GENERALES
- 10.2 DESINFECCION
- 10.3 FILTRACION
- 10.4 ELIMINACION DE COMPUESTOS TOXICOS
- 10.5 ELIMINACION DE SUSTANCIAS INORGANICAS DISUELTAS
- 10.6 NITRIFICACION
- 10.7 DESNITRIFICACION
- 10.8 ELIMINACION DE FÓSFORO

10.1 CONSIDERACIONES GENERALES

El tratamiento terciario, también llamado avanzado se define 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, sólidos suspendidos, iones relativamente simples, tales como potasio, calcio, sulfatos, nitratos y fosfatos y los cada vez más complejos compuestos orgánicos sintéticos.

Aunque los sólidos suspendidos y algunos compuestos orgánicos son eliminados en el tratamiento secundario, en casos especiales de descargas a corrientes de agua y lagos o en algunos reusos, se puede requerir una eliminación adicional.

La tabla 10.1 presenta los componentes típicos que se pueden encontrar en aguas residuales tratadas y sus efectos, se pueden apreciar las concentraciones de las sustancias mencionadas.

Los compuestos que tienen nitrógeno y fósforo disponible aceleran la eutrofización 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 es descargada en cuerpos de agua superficiales, por otra parte, la eliminación del nitrógeno es necesaria para eliminar el amoníaco que puede tener un impacto sobre algunos cuerpos receptores, debido a su toxicidad.

En las últimas décadas se ha puesto atención en los compuestos tóxicos y los compuestos orgánicos volátiles presentes en las aguas residuales, estos compuestos son de interés cuando se descarga el agua tratada en cuerpos de agua superficiales o es utilizada para la recarga de acuíferos, sobre todo si va a ser utilizada posteriormente como fuente de agua potable.

En este nivel de tratamiento, se pueden obtener **aguas residuales recicladas**, se nombran así aquellas que han recibido tratamiento suficiente para volver a ser utilizadas directamente en la industria y/o en la agricultura o para ciertas aplicaciones municipales limitadas. Estas operaciones de reciclado o de circuito cerrado pueden ofrecer la única alternativa en áreas donde era imposible o muy caro obtener agua dulce.

Los sólidos en suspensión, las sustancias orgánicas biodegradables y las bacterias se pueden degradar o eliminar por aplicación de los procesos normales de tratamiento de aguas residuales (pretratamiento, tratamiento primario y secundario), pero el color, las sales inorgánicas de magnesio, sodio y calcio, los compuestos orgánicos sintéticos como los plaguicidas y otras sustancias tóxicas se deben eliminar por medio de técnicas avanzadas similares a las que se emplean para la desalinización. El carbón activado es eficaz para extraer muchos contaminantes orgánicos porque se manejan con un área superficial muy grande ($\approx 1000 \text{ m}^2/\text{g}$) capaz de adsorber y capturar impurezas del agua.

Permitir que el agua se limpie así misma por filtración a través del suelo es otra técnica que elimina impurezas del agua y tiene una amplia aplicación en la recarga de reservas de aguas subterráneas. En la actualidad, el uso de aguas recicladas como fuente de agua se practica principalmente en el Medio Oriente, en Sudáfrica y en regiones áridas de los Estados Unidos de Norteamérica.

Tabla 10.1 Componentes típicos que se pueden encontrar en las aguas residuales tratadas y sus efectos en el ambiente y la salud.

COMPONENTE	EFEECTO	CONCENTRACION CRITICA mg/l
Sólidos suspendidos	Puede causar depósitos de lodo o interferir con el cuerpo receptor	Variable
Orgánicos biodegradables	Puede reducir o agotar el oxígeno del cuerpo receptor	Variable
Contaminantes prioritarios	Tóxico para los humanos; carcinógeno Tóxico para el ambiente acuático	Varía con los componentes individuales Varía con base en la profundidad, biota o sedimentos.
Orgánicos volátiles	Tóxico para los humanos, cancerígeno, forma oxidantes fotoquímicos	Varía con los compuestos individuales.
Nutrientes		
Amoniaco	Incrementa la demanda de cloro, pueden convertirse a nitratos y con el proceso reducir o agotar el oxígeno; con el fósforo puede inducir al desarrollo de crecimientos acuáticos indeseables. Tóxico para los peces.	Cualquier cantidad Variable*
Nitratos	Estimula el crecimiento de algas y plantas acuáticas Puede causar metahemoglobinemia en los infantes (niños azules)	0,3 ^b 45 ^c
Fósforo	Interfiere con el ablandamiento por el metodo de cal-soda Estimula el crecimiento de algas y plantas acuáticas Interfiere con la coagulación	0 3 0.015 ^p 0 2-0 4
Otros inorgánicos		
Calcio y Magnesio	Incrementa la dureza y los sólidos totales disueltos	
Cloro	Imparte sabor salino Interfiere con la agricultura y los procesos industriales	250 75-200
Sulfatos	Acción catártica	600-1000
Otros orgánicos		
Agentes activos superficiales (Surfactantes)	Causa espuma y pueden interferir con la coagulación	1 0-3.0

Los sistemas de tratamiento avanzado se pueden clasificar por el tipo de operación o proceso unitario o por la función principal de eliminación. En este capítulo se presentan los principios y aplicaciones de los procesos y operaciones unitarias más comunes en el tratamiento avanzado o terciario de las aguas residuales; según los contaminantes que se tengan que eliminar después del tratamiento secundario, los usos que se pretenda dar a las aguas tratadas.

1. Desinfección
2. Filtración
3. Eliminación de compuestos tóxicos - Adsorción
4. Eliminación de sustancias inorgánicas disueltas
5. Nitrificación
6. Desnitrificación
7. Eliminación de fósforo

10:2 DESINFECCIÓN

La desinfección es la destrucción selectiva de los organismos patógenos, esta es la diferencia con la esterilización, en esta última se destruyen todos los organismos presentes en el agua.

TIPOS DE DESINFECCIÓN

La desinfección se puede dividir en **natural** y **artificial**

La natural se refiere a la eliminación y muerte progresiva de las bacterias producida por agentes naturales tales como la **luz solar**, la **sedimentación**, la **filtración** en las capas arenosas del suelo o la **estabilización de la materia orgánica** que disminuye la reserva de alimento para los microorganismos.

La artificial puede realizarse mediante agentes **químicos**, **físicos** y medios **mecánicos**, así como por **radiación**.

Agentes químicos. Las características que debe tener un agente químico ideal se presentan en la tabla 10.2. Es posible que no exista tal compuesto, pero las características que se presentan en la tabla deberán tomarse en cuenta al seleccionar un desinfectante. Para los ingenieros sanitarios, también es importante que el desinfectante sea seguro en su manejo y aplicación, además que sea fácilmente medible su concentración tanto al aplicarlo como en su concentración residual.

Los agentes químicos que se han usado como desinfectantes incluyen: fenol y compuestos fenólicos, alcoholes, iodo, cloro y sus compuestos, bromo, ozono, metales pesados y sus compuestos, jabones y detergentes sintéticos, compuestos cuaternarios de amonio, peróxido de hidrógeno y varios álcalis y ácidos.

El cloro es el desinfectante universalmente utilizado. El bromo y el iodo ocasionalmente se usan en albercas. El ozono es un desinfectante sumamente efectivo, su uso se ha incrementado en el tratamiento de aguas aún cuando no deja concentración residual. La acidez y alcalinidad extremas se pueden usar para destruir organismos patógenos, debido a que los valores de pH mayores de 11 y menores de 3 son relativamente letales para la mayoría de las bacterias.

Agentes físicos. Los desinfectantes físicos que se han usado son calor y luz. Calentando el agua hasta el punto de ebullición se pueden destruir por ejemplo, las bacterias patógenas no esporuladas. El calor se emplea comúnmente en la industria de bebidas y derivados de la leche, pero no es posible aplicarla a grandes cantidades de agua por su alto costo.

La luz solar es un buen desinfectante. En particular se emplea la radiación ultravioleta, existen lámparas de luz ultravioleta para desinfectar pequeñas y grandes cantidades de agua la eficiencia del proceso depende de la presencia de partículas y de la penetración de la luz en el agua, por esto, la geometría entre la lámpara de luz y el agua es muy importante, la materia sólida suspendida y las moléculas orgánicas disueltas en el agua, pueden absorber la radiación al igual que los microorganismos. Por lo tanto es difícil emplear la radiación ultravioleta en la desinfección de aguas residuales cuando se tienen partículas suspendidas.

Medios mecánicos. Un gran número de bacterias se elimina también por medios mecánicos físicos durante el tratamiento de las aguas residuales. Las eficiencias típicas de remoción para varios procesos de tratamiento se presentan en la tabla 10.3., los primeros cinco procesos que se enlistan se pueden considerar físicos. La remoción es complemento de la función primaria de los procesos.

Microfiltración. La mayoría de las bacterias tienen un diámetro mayor de 0.2 micrómetros entonces un mecanismo filtrante de 0.2 μ o menor puede remover mecánicamente las bacterias, este método es utilizado comúnmente en procesos farmacéuticos, médicos y acciones microelectrónicas como una seguridad contra la contaminación bacteriana.

Radiación. Los principales tipos de radiación son: electromagnética, acústica y de partículas. Los rayos gamma emitidos por radioisótopos, como el cobalto 60, tienen una fuerte penetración, y se han usado para esterilizar agua y aguas residuales.

FACTORES QUE INFLUYEN EN LA ACCIÓN DE LOS DESINFECTANTES.

Al aplicar alguno de los agentes desinfectantes que ya se indicaron, se deben tomar en cuenta los siguientes factores: 1) tiempo de contacto, 2) concentración y tipo de agente químico, 3) intensidad y naturaleza del agente físico, 4) temperatura, 5) número de organismos, 6) tipos de organismos, 7) naturaleza del líquido y 8) pH.

Tabla 10.2 Características de un desinfectante químico ideal

Características	Indicaciones
Toxicidad para los microorganismos	Debe tener un amplio espectro de actividad a altas diluciones
Solubilidad	Debe ser soluble en agua o en los tejidos celulares
Estabilidad	La pérdida de su acción germicida en almacenamiento debe ser baja
No debe ser tóxico a las formas de vida superior	Deberá ser tóxico a los microorganismos patógenos y no ser tóxico al hombre y a otras formas de vida
Homogeneidad	La solución debe ser uniforme en su composición
Interacción con materias	No debe ser adsorbido por materia orgánica
Toxicidad a temperatura ambiente	Debe ser efectiva en un rango de temperatura ambiente
Penetración	Debe tener capacidad de penetración a través del agua
No corrosivo y no teñidor	No debe corroer los metales o manchar la ropa
Habilidad para deodorizar	Debe deodorizar mientras desinfecta
Capacidad detergente	Debe tener acción limpiadora para mejorar su efectividad desinfectante
Disponibilidad	Debe estar disponible en grandes cantidades y a un precio razonable
Bajo riesgo para las personas	Seguro para el que lo maneja y aplica

Tabla 10.3 Remoción de bacterias en diferentes procesos de tratamiento

Procesos	% de remoción
Filtros gruesos	0-5
Filtros finos	10-20
Cámaras grit	10-25
Sedimentación simple	25-75
Precipitación química	40-8
Filtros percoladores	90-95
Lodos activados	90-98
Cloración en efluentes tratados	98-99

1.- Tiempo de contacto. Una de las variables más importantes en el proceso de desinfección es el tiempo de retención. En general, para una concentración dada de desinfectante, el mayor tiempo de contacto ocasiona una mayor mortandad de bacterias. Esta observación la hizo Chick, y derivó en la Ley de Chick:

$$dN/dt = -kN$$

Donde:

N = números de organismos
 N_0 = Numero inicial de organismos
 t = tiempo
 k = constante (tiempo)⁻¹

La desinfección con cloro no obedece a la ley anterior, y la relación aplicable es:

$$\frac{dN}{dt} = k N t$$

integrando queda: $t^2 = \frac{2}{k} \log\left(\frac{N_0}{N t}\right)$

y para pH=7

k = 1.6×10^{-2} para residuales de cloro libre

k = 1.6×10^{-5} para residuales de cloro combinado

2.- Concentración y tipo de agente químico. Se ha observado que dependiendo del tipo de agente químico, la efectividad de la desinfección se relaciona con la concentración. El efecto de la concentración se ha formulado empíricamente:

$$C_{tp}^n = \text{constante}$$

Donde:

C = concentración del desinfectante

n = constante

tp = tiempo requerido para lograr un porcentaje de mortandad constante

Las constantes anteriores se pueden evaluar graficando en papel logarítmico (log-log), la concentración contra el tiempo necesario para tener un porcentaje de mortandad. La pendiente de la línea corresponde al valor $e^{-1/n}$.

En general, si n es mayor que 1, el tiempo de contacto es más importante que la dosis, si n es igual a 1 el efecto del tiempo y la dosis son casi el mismo.

3.- Intensidad y naturaleza de los agentes físicos. Los agentes físicos que alguna vez se han empleado en la desinfección de aguas residuales, son el calor y la luz. Se ha encontrado que su efectividad está en función de su intensidad. Por ejemplo, si el decaimiento de los microorganismos se representa con una ecuación de primer orden, se tiene:

$$dN/dt = -kN$$

Donde:

N = número de organismos

t = tiempo, min

k = constante de velocidad de reacción, l/min

Por lo tanto, el efecto de la intensidad del desinfectante físico está reflejado en la constante k a través de la misma relación.

4.- Temperatura. Las bacterias pueden vivir solo a determinadas temperaturas, igualmente estas influyen en la rapidez con que una sustancia reacciona. En términos generales cuanto mas caliente este el agua, mas eficiente y rápida será la reacción y por lo tanto la constante k aumentará. La siguiente expresión relaciona la constante k a la temperatura

$$K = K_{20} (1 + \theta)^{T-20}$$

Donde:

K = constante de desinfección a T °C

K₂₀ = constante a 20°C

T = temperatura en °C

θ = factor que varia entre 0.06 y 0.08

5.- Número de organismos. En un sistema diluido como las aguas residuales, la concentración de organismos rara vez es importante. Sin embargo, se puede concluir de la siguiente ecuación que una concentración grande de organismos necesita un tiempo grande para lograr una mortandad determinada. La relación empírica que se ha propuesto para representar el efecto de la concentración de microorganismos es la siguiente:

$$C^q N_p = \text{constante}$$

Donde:

C = concentración del desinfectante

N_p = concentración de organismos reducidos para un porcentaje dado en un tiempo dado.

q = constante relacionada con la fuerza del desinfectante.

6.- Tipos de organismos. La efectividad de los desinfectantes estará influenciada por la naturaleza de los microorganismos. Por ejemplo, las células de bacterias en crecimiento mueren fácilmente. En contraste, las esporas y quistes de bacterias son muy resistentes, y muchos de los desinfectantes comúnmente usados pueden tener poco o nulo efecto, por lo que se debe usar otro tipo de agente desinfectante como el calor.

7.- Naturaleza del material en suspensión. Al igual que los factores anteriores, la naturaleza del material en suspensión se debe evaluar cuidadosamente. Por ejemplo, el material orgánico extraño puede reaccionar con la mayoría de los desinfectantes oxidantes y llegar a reducir su efectividad, la turbiedad puede reducir la efectividad de los desinfectantes por adsorción y porque protege las bacterias atrapándolas y cubriéndolas.

MECANISMOS DE LOS DESINFECTANTES

Para explicar la acción de los desinfectantes se han propuesto cuatro mecanismos: 1) daño a la pared celular, 2) alteración de la permeabilidad, 3) alteración de la naturaleza coloidal del protoplasma, y 4) inhibición de la actividad enzimática.

El daño o la destrucción de la pared celular ocasionará lisis en la célula y su muerte. Algunos agentes como la penicilina, inhiben la síntesis de las paredes celulares de las bacterias.

Agentes como los compuestos fenólicos y los detergentes alteran la permeabilidad de la membrana citoplasmática, estas sustancias destruyen la permeabilidad selectiva de la membrana y dejan escapar nutrientes vitales como nitrógeno y fósforo.

El calor, la radiación y los agentes fuertemente ácidos o alcalinos alteran la naturaleza coloidal del protoplasma. El calor puede coagular la proteína de la célula, mientras que los ácidos y álcalis desnaturalizan las proteínas produciendo un efecto letal.

Los agentes oxidantes como el cloro, inhiben la actividad enzimática ya que pueden alterar el arreglo químico de las enzimas e inactivarlas.

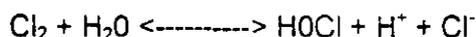
DESINFECCIÓN CON CLORO

De todos los desinfectantes químicos, el cloro es posiblemente el más empleado en todo el mundo, debido a que satisface la mayoría de las características mencionadas en la Tabla 10.1.

USOS Y REACCIONES DEL CLORO.

Cuando el cloro en forma de gas Cl_2 se pone en contacto con el agua, tienen lugar dos reacciones: la hidrólisis y la ionización.

La hidrólisis se presenta con la reacción siguiente:



La ionización se presenta con la siguiente reacción:



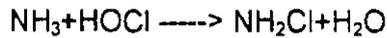
La disposición de HOCl depende del pH, pH de 6 o menor el OCl⁻ se inhibe y predomina el HOCl.

El ácido hipocloroso (HOCl) es el desinfectante más efectivo, por ello la desinfección más letal del cloro ocurre a pH bajo, o sea en medio ácido. Se considera que HOCl es 80 a 100 veces más efectivo que el OCl⁻ para exterminar E. Coli.

El HOCl y el OCl⁻ en el agua, constituyen lo que se denomina **cloro libre disponible** o **cloro libre residual**, la distribución de estas dos especies es muy importante por su eficiencia en la mortalidad de las bacterias.

El cloro libre también se puede adicionar al agua en forma de sales de hipoclorito. El hipoclorito de calcio, $\text{Ca}(\text{OCl})_2$, se emplea comúnmente con este propósito. Los iones del hipoclorito están sujetas a la reacción representada en la ecuación de la ionización.

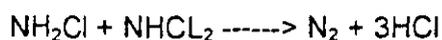
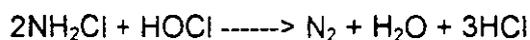
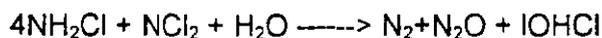
El cloro libre en solución puede reaccionar con el amonio en el agua residual para formar cloraminas. Las cloraminas también sirven como desinfectantes, siempre que sean extremadamente bajas en concentración, las reacciones de importancia son:



Las cloraminas (NH_2Cl), dicloraminas (NHCl_2), y el tricloruro de nitrógeno, se forman sucesivamente por reacciones de sustitución. Las dos especies que predominan, en la mayoría de los casos son las monocloraminas y las dicloraminas, comúnmente se conocen como cloro combinado disponible.

Punto de quiebre (break point). El hecho de que el cloro libre puede reaccionar con el amonio, considerando además que el cloro libre es un fuerte agente oxidante, dificulta mantener un residual de cloro (libre o combinado) en la desinfección de las aguas residuales. El fenómeno que resulta cuando se adiciona cloro a un agua residual que contiene amonio, se puede explicar refiriéndonos a la figura 10.1.

Cuando se adiciona el cloro, rápidamente se oxidan sustancias como Fe^{++} , Mn^{++} , H_2S , y materia orgánica que reacciona con el cloro, reduciéndolo a ion cloruro (punto A en la figura 10.1). Después de esta demanda inmediata el cloro continúa reaccionando con el amonio para formar cloraminas entre los puntos A y B. Para relaciones molares de cloro y amonio menor de uno, se formarán monocloraminas y dicloraminas. La distribución de esas dos formas está gobernada por sus tasas de formación, las cuales dependen del pH y la temperatura. Entre el punto B y el punto de quiebre, algunas de las cloraminas se pueden convertir a tricloruro de nitrógeno, mientras que las cloraminas remanentes se oxidarán a Oxido de nitrógeno y nitrógeno con la reducción del cloro a ion cloruro. Al continuar la adición de cloro, esencialmente todas las cloraminas se pueden oxidar en el punto de quiebre. Las posibles reacciones que pueden ocurrir por la generación de gases y la desaparición de cloraminas son las siguientes:



Al continuar la adición de cloro, pasando el punto de quiebre, resultará un aumento directamente proporcional en la concentración de cloro libre disponible (hipoclorito sin reaccionar). La razón principal para adicionar suficiente cloro es obtener cloro libre residual

que asegure la desinfección. Ocasionalmente, debido a la formación de tricloruro de nitrógeno y a los demás compuestos, se presentan serios problemas de olor durante la operación de cloración para llegar al punto de quiebre. En la práctica, el ácido clorhídrico que se forma durante la cloración reaccionará con la alcalinidad del agua residual y bajo ciertas circunstancias, el pH bajará ligeramente.

La presencia de otros compuestos que reaccionen con el cloro puede aumentar considerablemente la pendiente de la curva. La cantidad total de cloro que debe adicionarse para alcanzar el nivel deseado de cloro residual se denomina **demanda de cloro**.

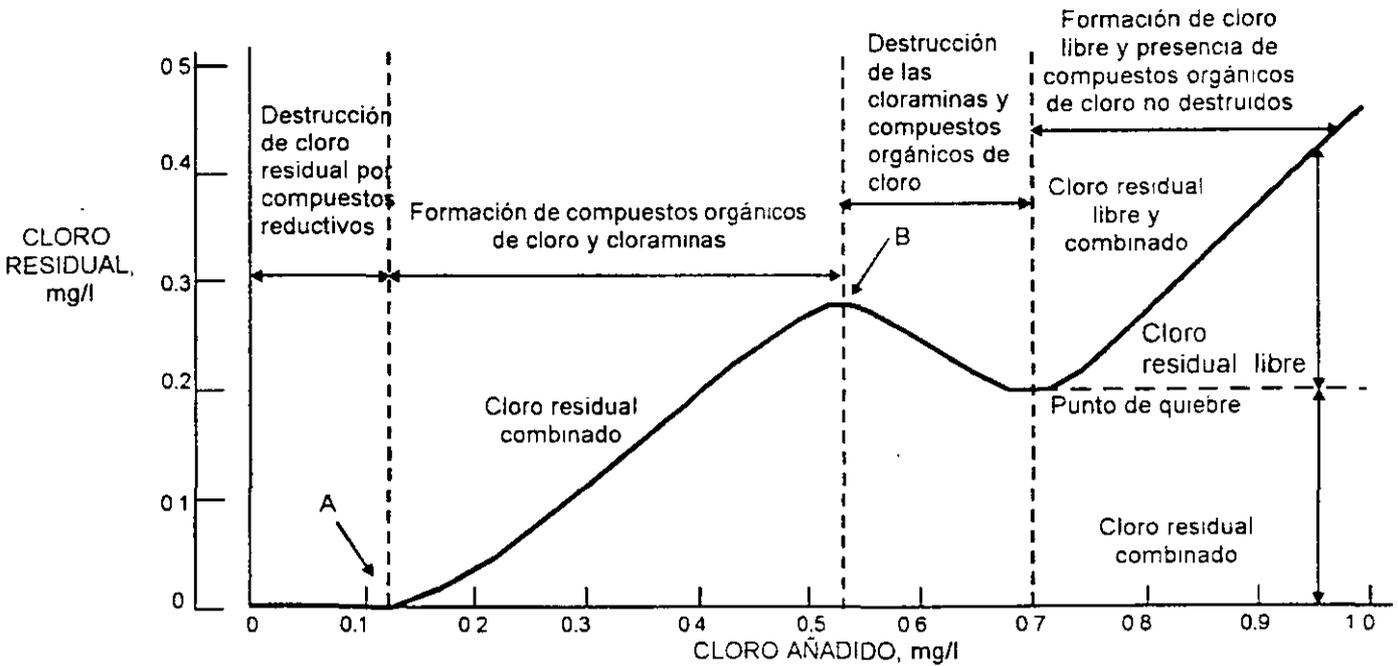


Fig. 10.1 Curva que se obtiene durante la cloración al punto de quiebre

DOSIS DE CLORO

La dosis de cloro que se aplique dependerá del origen de las aguas que se van a tratar, se recomiendan las dosis indicadas en la tabla 10.4

EFLUENTE	DOSIS mg/l
Agua residual cruda (precloración)	6-25
Agua residual con tratamiento preliminar y primario	5-20
Tratamiento de precipitación química	3-10
Agua residual con tratamiento completo:	
1) Filtros biológicos	3-10
2) Lodos activados	2-8
3) Lagunas de estabilización	5-10
Filtros de lechos mixtos mas lodos activados	1-5

Tabla 10.4 Dosis de cloro recomendadas, según procedencia del afluente

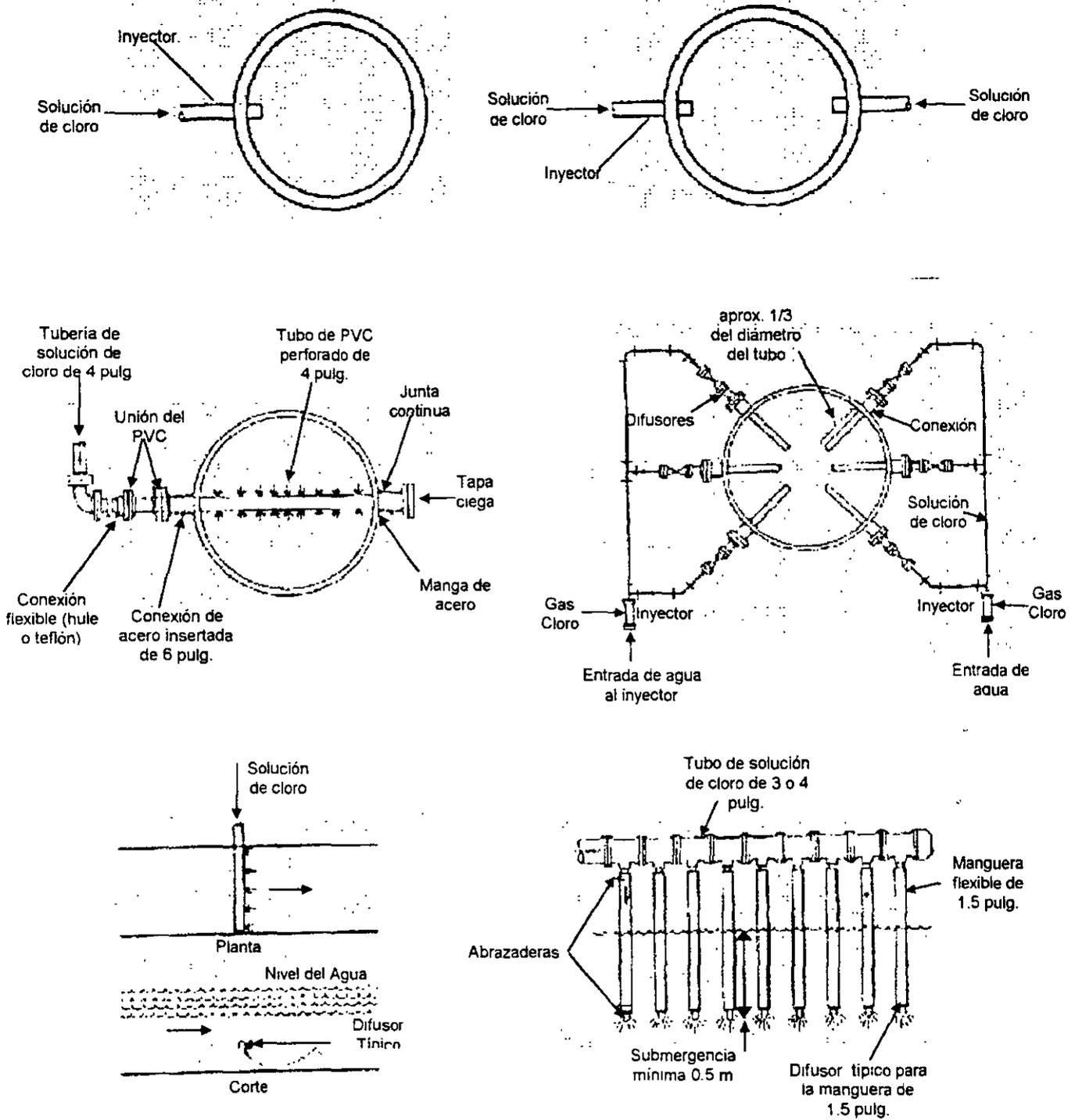


Fig. 10.2 Difusores típicos para inyectar solución de cloro, a) Simple para tubos pequeños, b) Doble inyector para tubos pequeños, c) Difusor para tubos mayores de 3", d) Difusores para tubos grandes, e) Difusor simple a través de un canal, f) Difusor para canales abiertas.

EFICIENCIA DEL CLORO

La mezcla efectiva de solución de cloro con el agua residual, el tiempo de contacto y el cloro residual son los principales factores involucrados para acabar con las bacterias patógenas.

TANQUE DE CONTACTO DE CLORO

El tiempo de contacto o retención en el tanque, se recomienda que sea entre 15 y 45 minutos.

Para una desinfección efectiva, es importante el diseño del tanque de contacto del cloro, se recomienda diseñarlos con la relación largo-ancho mínimo de 10 a 1 y de preferencia de 40 a 1 para minimizar los cortos circuitos, también se reducen estos mediante la colocación de "baffles" a la entrada (figura 10.3), además suministra una distribución de cámara de contacto que tiene tiempos de retención aproximado al flujo tipo pistón.

Si el tiempo de traslado del agua residual tratada desde el último proceso hasta el cuerpo receptor es igual o mayor al tiempo de contacto requerido, se puede clorar el inicio del trayecto y eliminar el tanque de contacto de cloro.

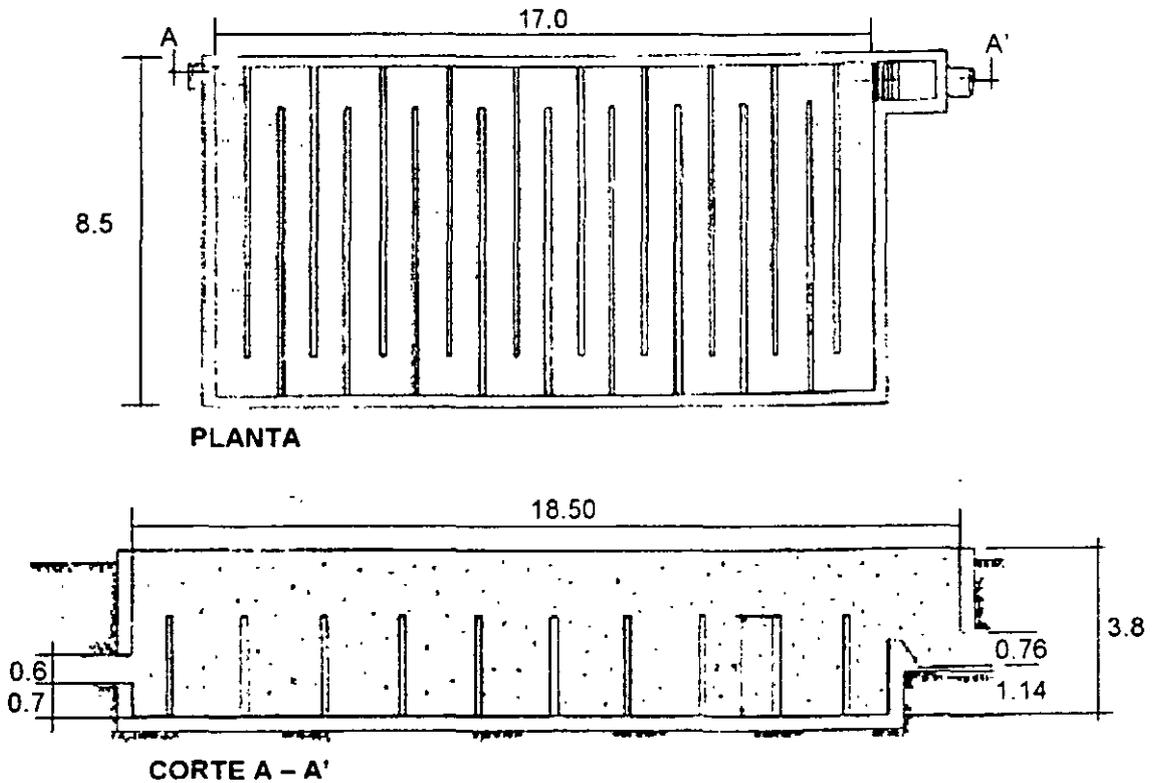


Fig. 10.3 Depósito longitudinal dividido con baffles, con relación largo-ancho mayor de 40-1.

DECLORACIÓN.

En casi todos los sistemas de desinfección es necesario remover el cloro residual una vez que se ha completado su labor de desinfección previo a la descarga a los cuerpos receptores o para otros reusos. Los decloradores mas utilizados son: 1° el anhídrido sulfuroso (SO_2) que se maneja en cilindros y tanques parecidos a los utilizados con el gas cloro 2° también se utiliza el carbón activado y 3° Se han usado otros compuestos químicos como sulfito de sodio (Na_2SO_3) y metabisulfito de sodio ($\text{Na}_2\text{S}_2\text{O}_5$)

DESINFECCION CON OZONO

El ozono es un oxidante reactivo extremo y se puede usar como desinfectante en aguas residuales, también puede utilizarse en el tratamiento para el control de olores y en tratamientos avanzados para remover los orgánicos solubles refractarios en lugar del proceso de adsorción con carbón activado. Debido a que el ozono es químicamente inestable, se descompone a oxígeno muy rápidamente después de que es generado, por lo tanto debe generarse en el sitio, actualmente el método más eficiente de producción de ozono es mediante descargas eléctricas.

Se cree que la acción bactericida de la ozonización ocurre directamente porque desintegra la pared celular (lysis celular), el ozono es también muy efectivo como virucida y generalmente se cree que es mas efectivo que el cloro, la ozonización no produce sólidos disueltos y no es afectado por el ion amonio ni por el pH. Un beneficio adicional es que se eleva la concentración de oxígeno disuelto, ya que el ozono se descompone a oxígeno rápidamente después de su aplicación.

DESINFECCIÓN CON LUZ ULTRAVIOLETA

Una apropiada dosis de radiación ultravioleta (UV) ha mostrado ser un efectivo bactericida y virucida, además de que no contribuye a la formación de compuestos tóxicos. Actualmente la lámpara de arco de mercurio de baja presión es la principal forma de generar la UV usada para la desinfección. La luz ultravioleta es un agente fisico desinfectante que se puede utilizar en vez de agentes químicos, la radiación penetra la pared celular de los microorganismos y es absorbida por el material celular, incluyendo el DNA y RNA, con lo cual se evita su replicación, o causa la muerte de la célula.

10.3 FILTRACION

Es el proceso mas efectivo para la remoción de sólidos, la utilización de este proceso vino realmente ha hacer posible el tratamiento avanzado.

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. Y cuyo objetivo es producir un efluente con la menor cantidad posible de partículas en suspensión (concentraciones menores a 10 mgSS/l).

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

Los filtros se clasifican de acuerdo con:

1. El medio filtrante:
 - a) Filtros con medio simple. Estos contienen 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 m³/m²-h
 - b) Filtros rápidos. Tasas de filtración entre 2 y 15 m³/m²-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 éstas se ponen en contacto con la superficie del medio de filtración
5. Adhesión. Las partículas floculantes se pegan a la superficie del filtro.

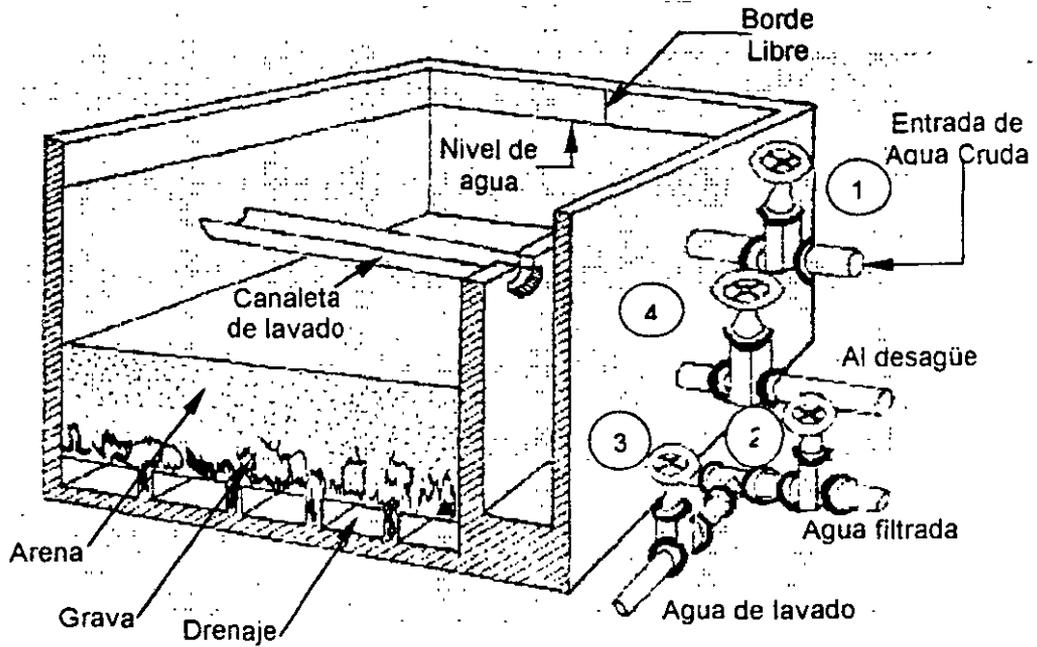


Fig. 10.4 Componentes y funcionamiento de un filtro rápido (flujo descendente, por gravedad, de medio granular).

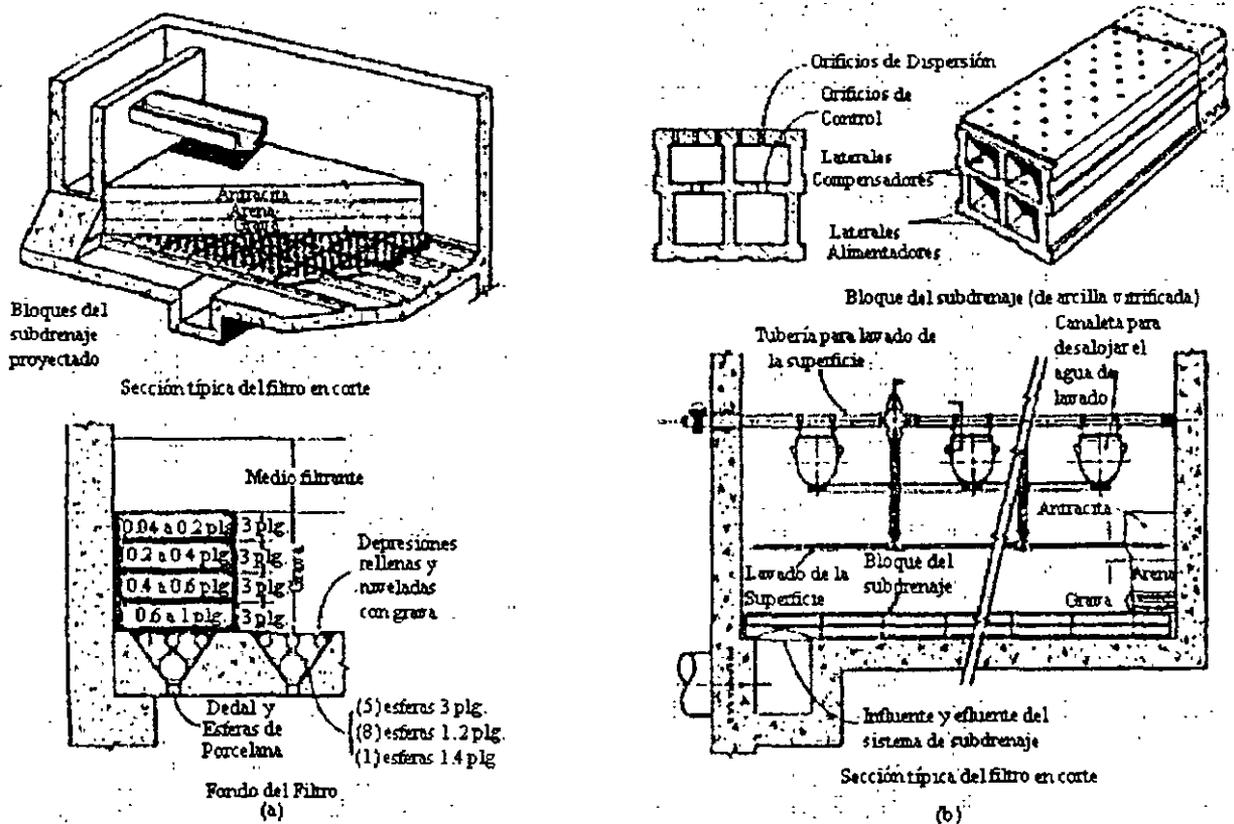


Fig. 10.5 Sistema de subdrenaje típico para filtro rápido, con grava como soporte: a) sistema Wheeler y b) Sistema de Leopold.

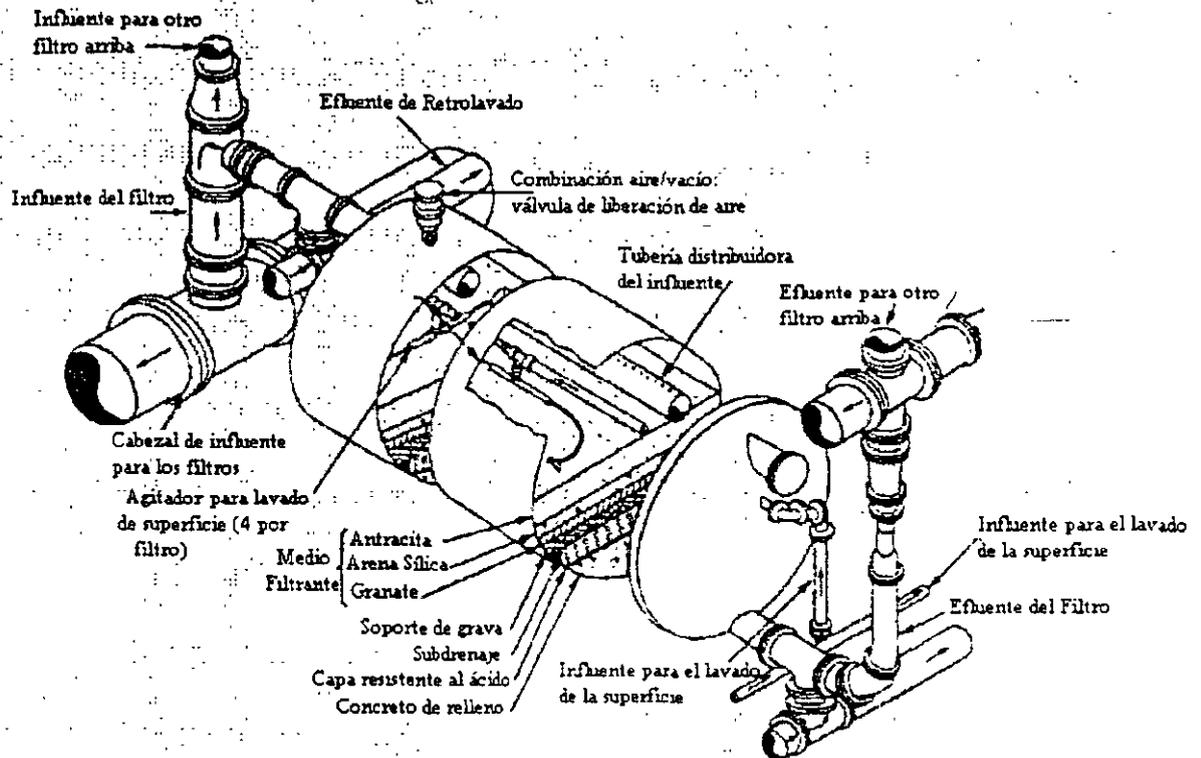


Fig. 10.6 Filtro a presión típico, con cama filtrante multimedia y lavado de la superficie, usado en el tratamiento de las aguas residuales.

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 debido a 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 recomendable 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. Puede considerarse como una operación de pretratamiento para procesos posteriores, por ejemplo antes de que el agua residual tratada sea introducida a: 1° filtros de carbón activado, 2° radiación ultravioleta y 3° antes de otros procesos.

Se requiere filtrar los efluentes antes de ser utilizados para los cultivos, el riego de áreas verdes y para actividades 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 de aglutinamiento del flóculo.

MICROTAMICES Esta filtración consiste en un tambor que gira sobre un eje horizontal el que está cubierto con una tela generalmente de acero con poros pequeños . El agua entra por un lado abierto del tambor y se filtra a través de la cubierta, siendo retenidos los sólidos dentro del cilindro, conforme el tambor va rotando los sólidos son transportados hacia arriba y se remueven constantemente mediante un chorro dado con boquillas instaladas arriba y a lo largo del tambor cayendo los sólidos a un depósito, donde son desalojados por gravedad.

10.4 ELIMINACION DE COMPUESTOS TOXICOS

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

ADSORCION CON CARBÓN ACTIVADO

La adsorción es la colección y concentración selectiva sobre la superficie sólida de moléculas 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.

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 Vander 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 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: madera, aserrín, huesos y semillas de frutas (mamey), cáscaras de coco y de nuez, carbón mineral o hulla, 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 está 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 ser utilizados en 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.

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, plaguicidas, 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 debe ser regenerado; la reactivación se hace calentando el carbón hasta 930°C en una corriente de aire atmosférico (reactivación térmica). Esta operación se puede adaptar en una mufla o en un horno rotatorio, los compuestos orgánicos se queman y el carbón así activado restablece básicamente su capacidad inicial de adsorción.

Clases de compuestos orgánicos que se adsorben rápidamente sobre el carbón activado.

- Disolventes aromáticos (ejem. benceno, tolueno, nitrobencenos)
- Compuestos aromáticos clorados (ejem. clorofenoles)
- Hidrocarburos aromáticos policíclicos (ejem. acenafteno, benzo(a)pireno)
- Plaguicidas (ejem. DDT, aldrin, clordano, atrazina)
- Alifáticos halogenados (ejem. tricloroetano, bromoformo, éteres cloroalquílicos)
- Hidrocarburos de alto peso molecular (ejem. colorantes, gasolinas, componentes de turbocina, aminas algunas sustancias húmicas)

Clases de compuestos orgánicos que se adsorben poco sobre el carbón activado.

- Cetonas, ácidos y aldehídos de bajo peso molecular
- Azúcares y almidones
- Compuestos orgánicos de peso molecular muy alto o coloidales
- Compuestos alifáticos de bajo peso molecular.

Contacto con carbón activado en columna.

La remoción de compuestos orgánicos en columnas de carbón activado ocurre en tres mecanismos: 1. La adsorción de las moléculas orgánicas, 2. La filtración de partículas mayores y 3. La sedimentación de materia coloidal.

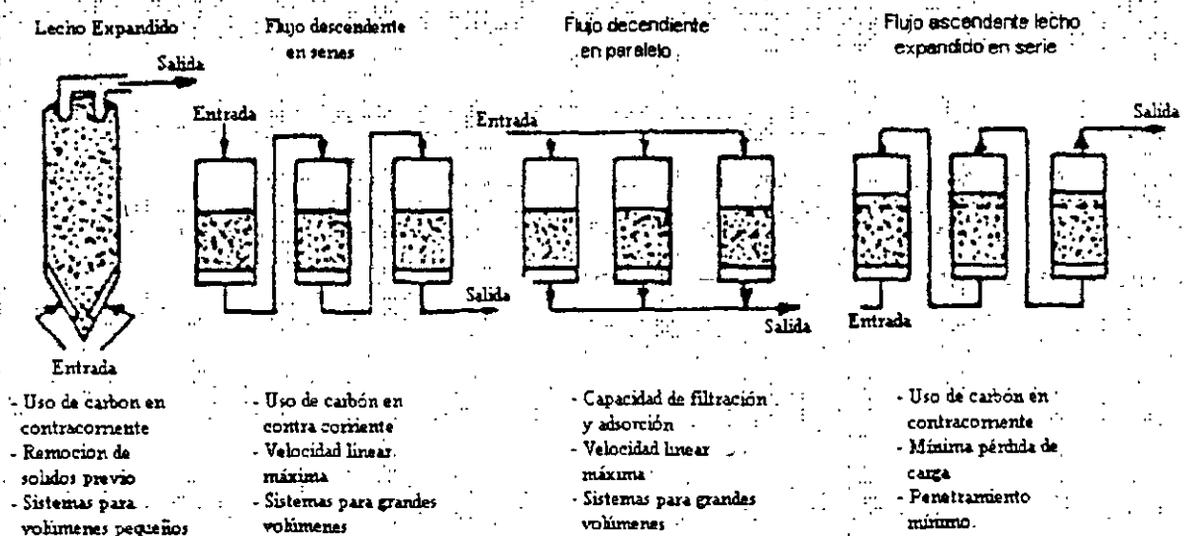


Fig. 10.7 Sistemas típicos de adsorción con carbón activado y sus atributos

Cuando en el proceso de adsorción se utiliza 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 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.

LODOS ACTIVADOS ADICIONADOS CON CARBÓN ACTIVADO

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 mejoría de las capacidades de depuración del proceso por la adición de este compuesto al tanque de aireación. La mejoría en los rendimientos del proceso se explica 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 sobre el carbón activado de las sustancias inhibitoras.

En este tipo de sistemas se 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 aproximado 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 proceso de oxidación/incineración como la oxidación por vía húmeda o la combustión térmica para su destrucción.

Este proceso tiene desventajas que son inherentes al manejo del carbón en polvo, al sistema de filtración requerido y a la eficiencia baja 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 en los nuevos procesos biológicos como aerobios 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

OXIDACIÓN QUÍMICA

El proceso de oxidación química generalmente se utiliza el cloro, 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 además se elimina el color.

10.5 ELIMINACION DE SUSTANCIAS INORGANICAS DISUELTAS

PRECIPITACIÓN QUÍMICA

La eliminación del fósforo del agua residual se puede llevar a cabo 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 y reduce el contenido de coliformes y de virus.

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 pueden utilizar resinas de

intercambio, catiónico y aniónico

Hasta los años de 1940 las zeolitas naturales fueron las resinas de intercambio disponibles, la capacidad de intercambio era relativamente baja, lo cual limitaba su factibilidad económica en el tratamiento de aguas residuales, posteriormente las zeolitas naturales fueron reemplazadas por resinas sintéticas, estas últimas son polímeros insolubles sobre los cuales se adicionan grupos básicos o ácidos mediante reacciones químicas, estos grupos son capaces de un cambio reversible con los iones presentes en una solución.

El número total de grupos funcionales por unidad de peso (o por unidad de volumen) de la resina determina la capacidad de intercambio, mientras que el tipo de grupo funcional determina la selectividad del ión y su posición en el equilibrio de intercambio. Las partículas de las resinas tienen diámetros de aproximadamente 0.5 mm y se emplean en columnas empacadas con flujos de agua residual del orden de 5 a 12 galones por pie² (1/cm²).

Algunas variedades de resinas de intercambio iónico son las siguientes:

1) Inorgánicos naturales:

- Zeolitas: xNa_2O , y Al_2O_3 , z SiO_2 z H_2O
- Silicoaluminatos hidratados como:

analcita	$Na[Si_2AlO_2]H_2O$
characita	$Ca, Na [SiAlO_6]_2 6H_2O$
harmotomita	$(K, Ba) [Si_5Al_2O_{14}]5H_2O$
heulandita	$Ca[Si_3Al_2O_8] 5H_2O$
natrolita	$Na_2[Si_3Al_2O_{10}]2H_2O_2$
montomorilonita	$Al_2[Si_4O_{10}(OH)_2]2H_2O$
beidelita	$Al_2[(OH)_2AlSi_{13}O_9OH]4H_2O$

2) Inorgánicos sintéticos;

Sodalita	$Na_4[Si_3Al_3ClO_{12}]$
Apatita	$[Ca_5(PO_4)_3]F$
Hidroxilapatita	$[Ca_5(PO_4)_3]OH$

3) Orgánicos sintéticos;

Estas son estructuras tridimensionales de hidrocarburos entrelazados que contienen grupos ácidos o básicos.

Hay dos tipos básicos de intercambiadores iónicos: catiónicos y aniónicos

Intercambio catiónico:

- Débilmente ácidos (carboxílicos)
- Medianamente ácidos (fosfónicos)
- Fuertemente ácidos (sulfónicos)

Intercambio aniónico:

- Débilmente básicas (alkilaminas)
- Fuertemente básicas (base cuaternaria de amonio).

El proceso es el siguiente: 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. (Fig. 10.8)

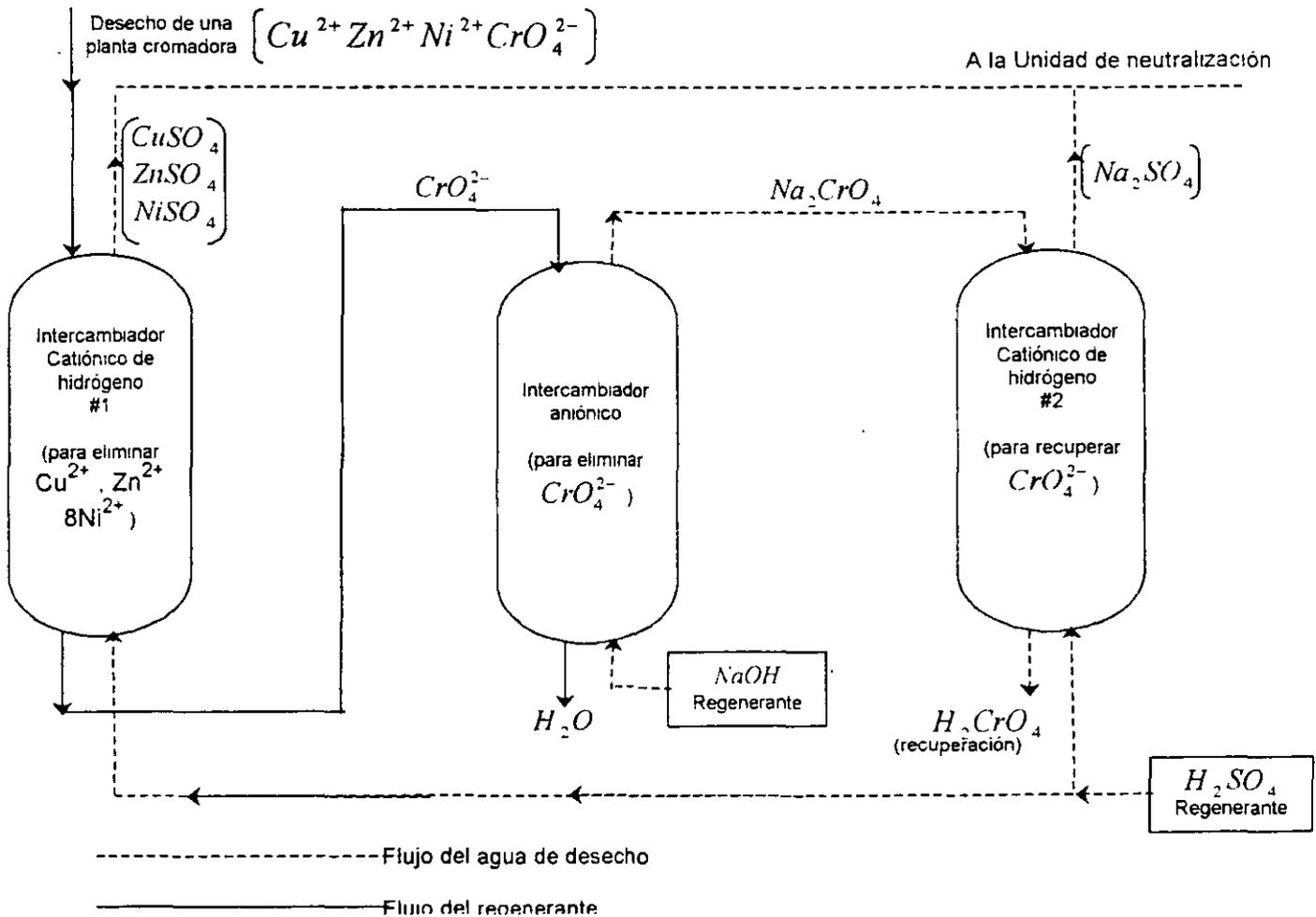


Fig. 10.8 Diagrama de flujo de un sistema de intercambio iónico

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 (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/in^2 (1034 kN/m^2). 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 de color coloidales. También se ha sugerido utilizar UF para la eliminación de fósforo.

OSMOSIS 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).

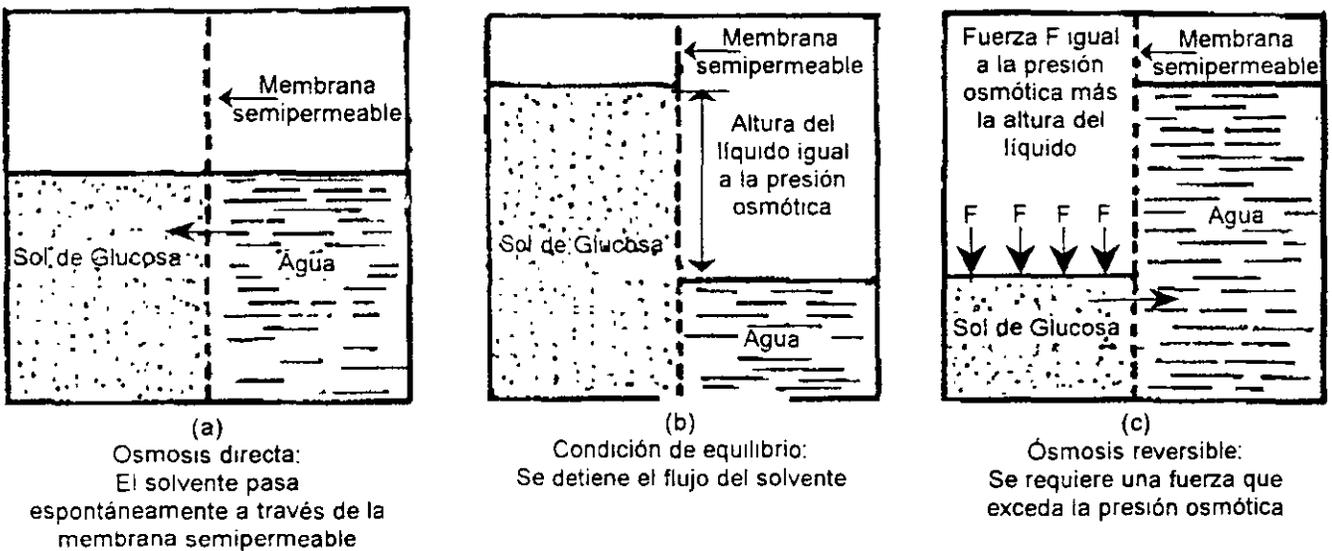


Fig. 10.9 Ilustración del principio de ósmosis

El principio de la ósmosis se ilustra con las figuras 10.9 a, b. En la figura a, se describe la ósmosis directa, donde el solvente fluye espontáneamente a través de la membrana semipermeable. En la figura, sucede que la fuerza F excede la presión osmótica del compartimiento que contiene el agua contaminada hacia el compartimiento del agua pura, este fenómeno se denomina ósmosis inversa.

En el tratamiento de aguas residuales por ósmosis inversa, el influente contaminado se pone en contacto con una membrana adaptable a una presión que exceda a la presión osmótica de la solución. Bajo estas condiciones, el agua penetra en la membrana. Los contaminantes disueltos se concentran en el compartimiento del agua de desecho. Este concentrado, que corresponde a una pequeña cantidad del volumen total de agua residual a tratar, se desecha. El agua purificada se obtiene en el otro compartimiento.

En la práctica el proceso de ósmosis inversa se lleva a cabo en un sistema tubular. El flujo de aguas residuales a alta presión pasa a través de un tubo interno hecho de una membrana semipermeable y diseñado para operar a altas presiones. El agua purificada se obtiene en el tubo externo, el cual se encuentra a presión atmosférica y está hecho de material ordinario como se muestra en la figura 10.10

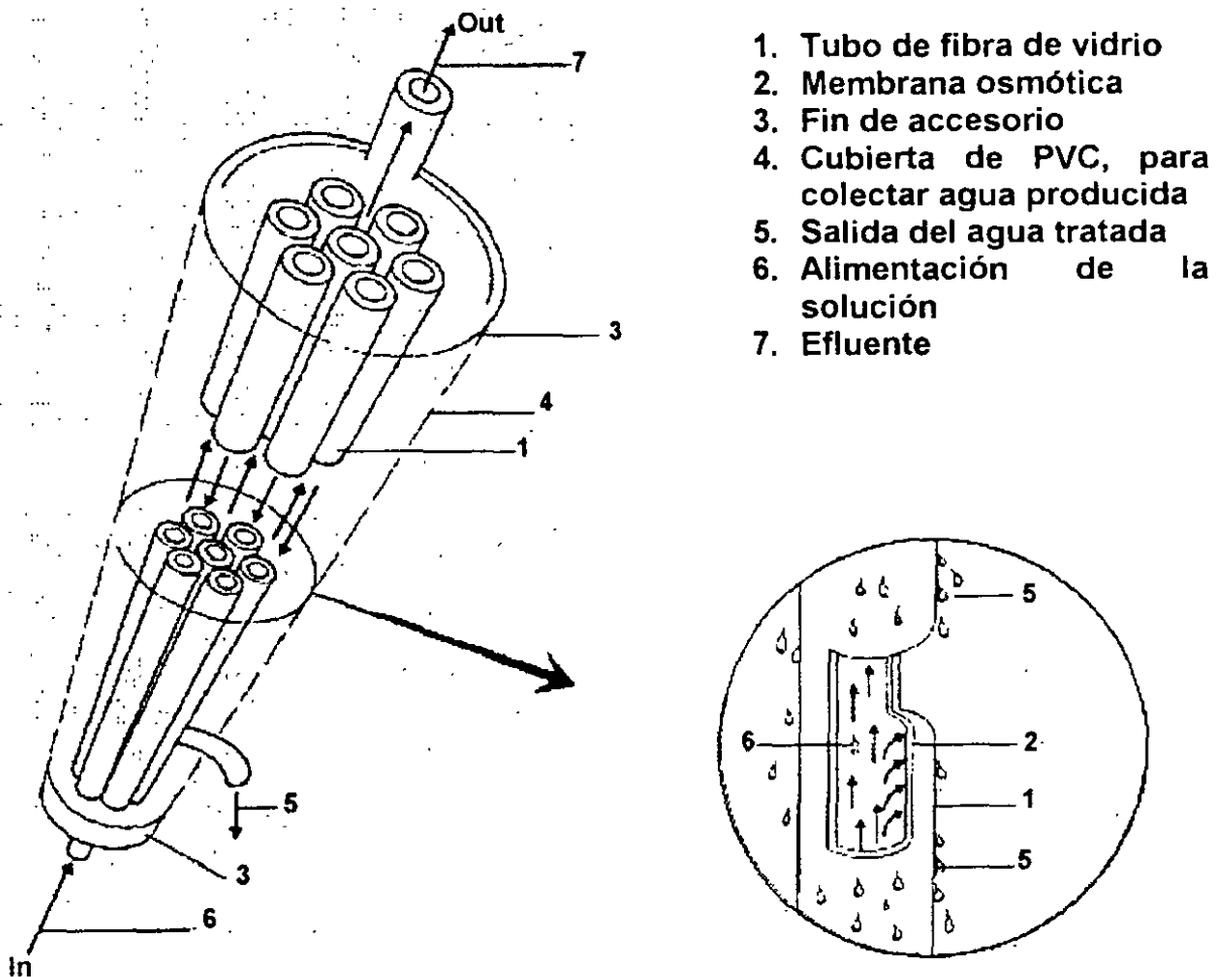


Fig. 10.10 Sistema de ósmosis inversa de configuración tubular

La ósmosis inversa se aplicó inicialmente en la desalinización del agua de mar. Se han hecho muchas investigaciones en plantas piloto sobre el uso de ósmosis reversible para separar ciertos contaminantes del agua residual, algunos de ellos como compuestos de nitrógeno y

fósforo, cromatos y otros compuestos orgánicos que no se eliminan adecuadamente por otros procesos. En consecuencia, el tratamiento convencional se complementa por ósmosis inversa con economía favorable.

Las investigaciones indican que, en principio, la ósmosis inversa se puede usar para obtener un efluente de cualquier grado de pureza deseado mientras que se mantenga una tasa de flujo razonable.

Muchos materiales naturales tienen características semipermeables. Algunas membranas de plantas y animales son buenos ejemplos. Se han empleado materiales como colodión, celofanes, vidrio poroso, vidrio finamente picado, precipitados orgánicos como ferrocianuro de cobre, zinc y fosfato de uranio. Todos ellos tienen defectos, como el permitir fugas, ser de corta duración, tener selectividad y poca reproducibilidad. Las membranas de acetato de celulosa (membranas AC) son las que han dado mejores resultados.

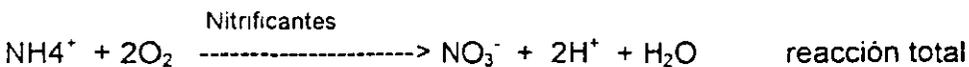
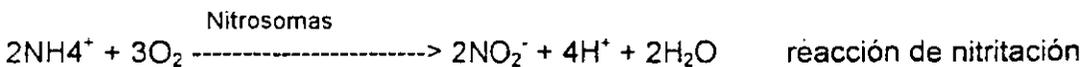
10.6 NITRIFICACION

Los principales compuestos químicos 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 amoníaco 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 los 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 bacteria 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 cultivo fijo 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. En el sistema separado sería un proceso a bajas cargas orgánicas (0.5 kg DBO/kg-día) y con tiempos de retención celular mayores a los aplicados convencionalmente, es decir aproximadamente de 10 días (figura 10.11 a).

La selección del proceso combinado para cargas orgánicas altas de 2kg de DBO/Kg-día con tiempos de retención total entre 6 a 13 días de oxidación/nitrificación o un proceso con la etapa de nitrificación separada (Fig. 10.11 b) depende de la evaluación de las ventajas y desventajas de cada uno. La ventaja del proceso combinado es que se minimiza la producción de lodos, en este proceso 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 eliminado 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.

10.7. DESNITRIFICACION

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 NO₃⁻ - N/l) se produce la metahemoglobinemia infantil. (enfermedad de los "niños azules")
- 6) Existen fluctuaciones importantes de oxígeno en el cuerpo receptor.

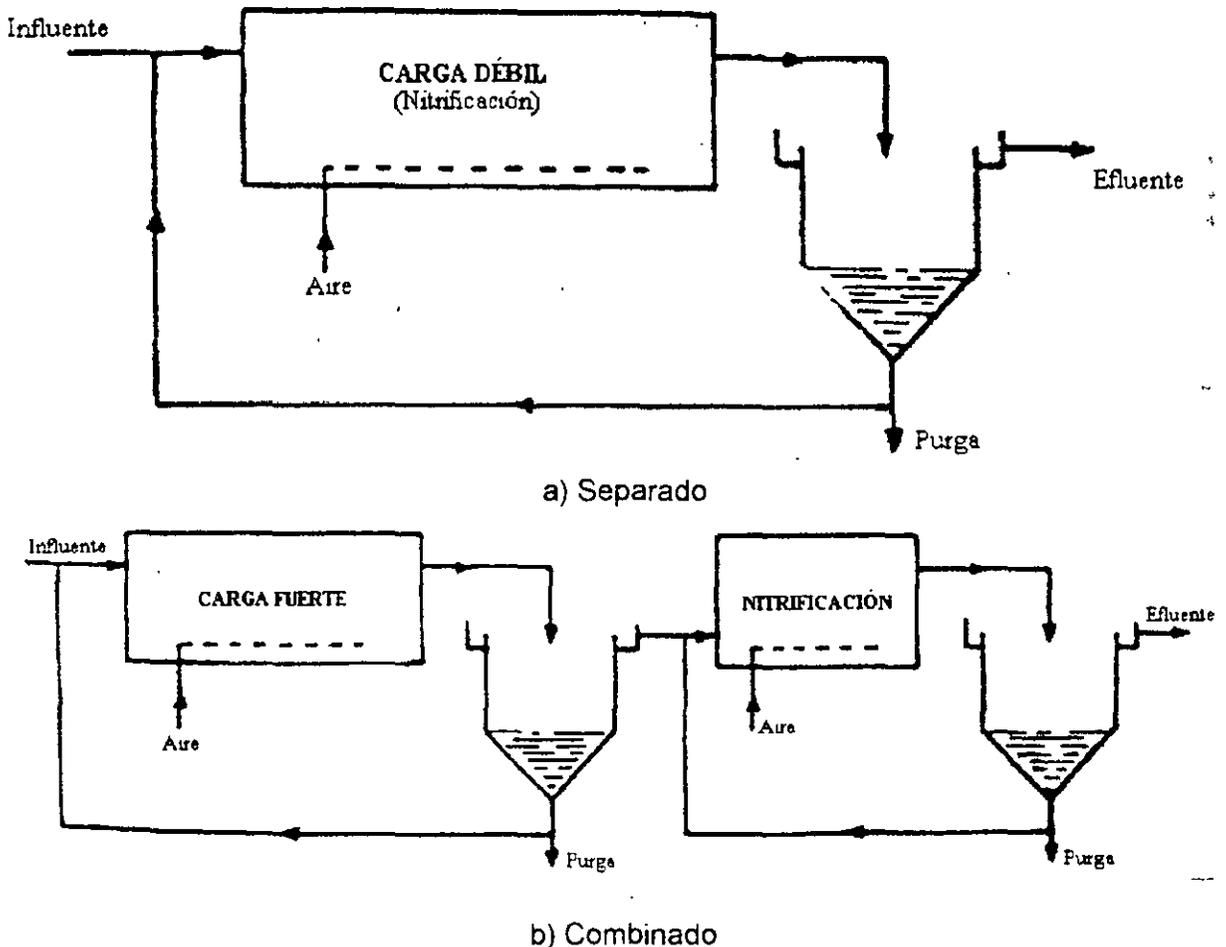
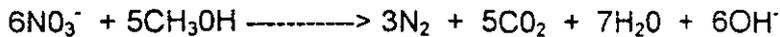
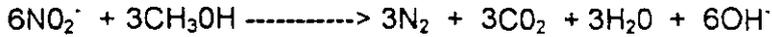
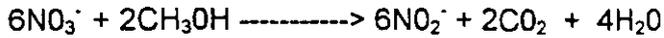


Fig. 10.11 Sistemas de Nitrificación separado y combinado

Se puede emplear un tratamiento biológico para eliminar los nitratos del agua residual. Este proceso es llamado desnitrificación, se requiere que previamente que el nitrógeno amoniacal haya sido oxidado a nitritos (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 metano, 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 NO_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 aireación 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 bacterias como fuente externa de carbono. La tabla 10.5 presenta una comparación de los diferentes sistemas de desnitrificación.

Las variables que afectan al proceso de desnitrificación son:

- 1) Concentración del ión nitrato
- 2) Concentración del carbón
- 3) Temperatura. Si la temperatura es baja, la velocidad de desnitrificación también lo es por lo que el volumen del reactor aumenta
- 4) pH. El intervalo óptimo está entre 6.5 y 7.5.

10.8 ELIMINACION DEL FOSFORO

El agua residual doméstica y el agua de drenaje de zonas agrícolas son las principales fuentes de fósforo, el que 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 fósforo inorgánico. 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, por ejemplo, en Europa alrededor de 10 a 15 mg P/l se encuentran en la salida del proceso. Para prevenir la eutroficación es necesario que las concentraciones sean inferiores a 1 mg P/l.

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, precipitación simultánea en los lodos activados y tratamiento terciario. Las principales ventajas y desventajas de cada uno de ellos se encuentran en la tabla 10.6.

Tabla 10 5 Comparación de sistemas de desnitrificación alternativos

Tipo de sistema	Ventaja	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
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 combinados en un reactor de cultivo suspendido utilizando una fuente de carbón 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 al clarificador para el retorno de la biomasa, opciones de la secuencia de tratamiento limitada 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.
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

Tabla 10.6 Ventajas y desventajas de la eliminación de fósforo en diversos puntos de una planta de tratamiento

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	Mínima eficiencia del uso del metal del producto químico; pueden requerirse polímeros para la floculación, fango más difícil de deshidratar que el primario
Secundario	Mínimo coste; menores dosis de productos químicos que el primario, mejora de la estabilidad del fango activado; no se precisan 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 utilizar 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

EJEMPLO DE DISEÑO DE UNA UNIDAD DE DESINFECCIÓN A BASE DE CLORO

1° GENERALIDADES

La unidad se compone de: caseta de cloración, almacén y tanque de contacto de cloro.

Caseta de cloración.

Este lugar es ocupado por los recipientes contenedores de cloro y el mismo clorador, se dimensionan con base en el tamaño, número de recipientes y la instalación del clorador.

Recipiente para cloro.

En estos recipientes una parte del cloro se encuentra en estado líquido y otra parte gaseosa, se llenan con gas licuado a alta presión, la cantidad de cloro líquido y gaseoso contenida en el recipiente varía de acuerdo con la temperatura.

Cuando se trabaja con la fase gaseosa, los dispositivos de salida de éstos contenedores operan mejor cuando se tiene una temperatura más baja que los sistemas de entrada del clorador. Se recomienda que la distancia entre el clorador y los tanques sea lo más corta posible.

Uno de los problemas de operación que se tiene en los conductos, es la relicuación del gas cloro, éste ocurre cuando el gas sale caliente del contenedor y fluye lentamente hasta el clorador y se enfría durante la noche, éste enfriamiento provoca que el gas se relicue. La frecuencia con que esto sucede depende de que tan fría se encuentre el área de almacenamiento, es por eso que se recomienda que los contenedores estén en un lugar cuya temperatura no sea menor de 10°C.

Tabla 10.7 Características de los recipientes de cloro

PESO DEL CONTENIDO		PESO SOLO		MÁXIMA CANTIDAD DE GAS (GAS QUE SE PUEDA EXTRAER)	
lb	Kg	/ls	kg	lb/día	kg/día
100	50	73	33	26	11.7
150	75	90-130	50-59	40	18.2
2000	908	1500	680	400	182

Además existen carros tanque de varias toneladas (10 a 50 toneladas)

Clorador

Este aparato toma el cloro de los contenedores en estado gaseoso y lo mezcla con agua a presión para obtener una solución de cloro, esto sucede en el inyector, donde el gas ya medido es disuelto en el agua, la solución resultante se descarga en el punto de aplicación.

El agua que se mezcla con el gas cloro en el inyector es suministrado a presión por una bomba que por lo regular es una bomba centrífuga tipo turbina, la elección de la bomba depende del gradiente hidráulico existente desde la instalación del clorador hasta el punto de aplicación, de la capacidad del inyector y de las curvas de eficiencia del inyector que proporciona el fabricante. Es importante hacer constar que el cálculo de las tuberías se debe hacer de tal manera que trabajen al vacío.

Capacidad del clorador

La dosis para la desinfección del agua residual depende de la procedencia del efluente, en la tabla 10.4 se presentan las dosis recomendadas de cloro para los efluentes de cada proceso de tratamiento.

Se da un intervalo de valores de las dosis ya que estas varían según las características del agua residual, por ésta razón deben realizarse estudios de laboratorio para determinar la dosis óptima de cloro, en cualquier caso, cuando se especifique el contenido de cloro residual en el efluente o se limite el número final de bacterias coliformes, la cantidad de cloro a aplicar deberá determinarse experimentalmente, si ello es posible, sin embargo, en ausencia de datos concretos, pueden usarse los valores de la tabla señalada como orientación para elegir el equipo de cloración.

2° NUMERO DE RECIPIENTES DE CLORO Y TAMAÑO DE LA CASETA

Para este ejemplo se recomienda de 5 a 10 mg/l, por lo tanto para estar del lado de la seguridad se considerarán 10 mg/l.

La capacidad del clorador se calculará tomando en cuenta el gasto medio en este caso de 270 lps, por lo tanto la capacidad del clorador es de:

$$Cl_2/día = Gasto [l/s] \cdot Dosis [mg/l] = 270 (10) = 2700 \text{ mg/s} = 233.28 \text{ kg/día de cloro}$$

Tabla 10.8 Modelos y capacidades máximas de cloradores de una marca comercial.

El clorador que se requiere para cubrir la capacidad calculada es el modelo V-2020 con rotámetro para 450 kg/día. (Tabla 10.8)

CLORADORES COMERCIALES	
MODELOS Y CAPACIDADES MÁXIMAS	ROTAMETROS CLORO EN KG/24 HRS.
V-2001 (45 kg/día de cloro)	1/4.5/0/20/45
V-2002 (90 " ")	4.5/9/20/45/90
V-2005 (225 " ")	4.5/9/20/45/90/180/225
V-2020 (900 " ")	20/45/225/450/900
V-2100 (4500 " ")	450/900/1800/2250/3600/4500

Para definir las dimensiones del almacén, que puede estar en la caseta de cloración, es necesario conocer el tipo y número de contenedores que se requieren para satisfacer la demanda promedio diaria de cloro.

La capacidad del recipiente que se empleará es de 908 kg (Tabla 10.7).

La cantidad máxima de cloro en estado gaseoso que se puede extraer de éstos tanques a la temperatura del área de almacenamiento es de 182 kg/día, por lo tanto se tendrán conectados dos tanques en forma simultanea para obtener los 233.28 kg/día requeridos.

Los dos cilindros que se utilizan se colocan sobre balanzas de plataforma, a nivel del suelo y la pérdida de peso se usa como un registro del consumo de cloro.

Para definir el área de almacenamiento es necesario conocer el número de tanques que servirán de reserva, ésto está en función del tiempo de almacenamiento el cual depende de lo distante que se encuentre el proveedor del gas cloro, por lo regular el tiempo de almacenamiento es de 30 días.

Para conocer el número de tanques que se deben adquirir el CEPIS(OMS/OPS) recomienda la siguiente fórmula:

$$N = \frac{1.25 Q t}{C}$$

N = Número de tanques

Q = Consumo de cloro kg/día

t = tiempo de almacenaje o traslado

C = capacidad del tanque

El Ing. Jorge Arboleda Valencia, recomienda que además se sume un coeficiente "K" que varía de 1 a 10, según el tamaño de la planta y el número de unidades vacías y en transporte, quedando entonces la fórmula siguiente:

$$N = \frac{1.25 Q t}{C} + K$$

Para éste ejemplo, dado que el proveedor está en la ciudad de México el tiempo de almacenamiento será de 15 días, por lo que el número de tanques contenedores de 908 kg que se requieren se calcula de la siguiente manera:

El número de tanques que se necesitan son:

$$\text{No. de tanques al mes} = \frac{15 \times \text{Consumo máximo de Cl}_2 \text{ al día}}{\text{Capacidad del tanque}} \times 1.25 + 1$$

$$\text{No. de tanques al mes} = 1.25 \times \frac{15 \times 233.28}{908} \times 1.25 + 1 = 5.82 \approx 6 \text{ tanques}$$

$$\text{Numero de días que dura un tanque} = \frac{908}{233.28} = 3.89 \text{ días}$$

Numero de días que duran 6 tanques = $3.89 \times 6 = 23.34$ días

Como se instalan tanques "pares" , por seguridad (Ing. Arboleda) se consideró la compra de un tanque mas, por lo que resultó un total de 6 tanques

3° TANQUE DE CONTACTO DE CLORO

Para disminuir los organismos patógenos remanentes, aquí se realiza el mezclado de la solución de cloro con el agua residual que viene del tren de agua. Para asegurar un mejor contacto del cloro con el agua a éstos tanques se les instala una serie de mamparas como se ve en la figura 10.3.

Para éste ejemplo, suponemos que por razones de espacio y funcionamiento conviene construir un tanque de contacto de cloro, el cual cubrirá la variación de gastos de todo el período de diseño.

Por lo general estos tanques se diseñan con tiempos de contacto de 15 a 30 min , para garantizar un buen mezclado durante todo el período de diseño, en este caso se calculará con un tiempo de contacto de 15 min.

Volumen del tanque:

$$\begin{aligned} \text{Volumen} &= \text{Gasto [m}^3/\text{s]} \times \text{tiempo. de contacto [seg]} \\ &= 0.270 (15 \times 60) = 0.270 \times 900 = 243 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

El tirante puede ser de 1 a 2 m. en éste caso se utilizará un tirante de 1.70 m.

La forma del tanque es rectangular y tendrá una relación de largo (l) y ancho (b) de 2 a 1, por lo que el área es igual a:

$$\text{Area} = b \times l = \frac{\text{Volumen}}{\text{Tirante}} = \frac{243}{1.7} = 142.9 \text{ m}^2$$

Conocida el área, el ancho del tanque, igual a la mitad del largo será:

$$b \times l = b \times 2b = 2b^2 = 142.9 \text{ m}^2$$

$$b = \sqrt{\frac{142.9}{2}} = 8.45 \text{ m}$$

El ancho se ajustará a 8.5 m, y según la relación dada, el largo será de 17 m. Las dimensiones definitivas del tanque de contacto de cloro son:

Ancho : 8.5 m.
Largo: 17 m
Tirante: 1.7 m.

Considerando 5 canales en el tanque, tenemos el ancho total de cada uno:

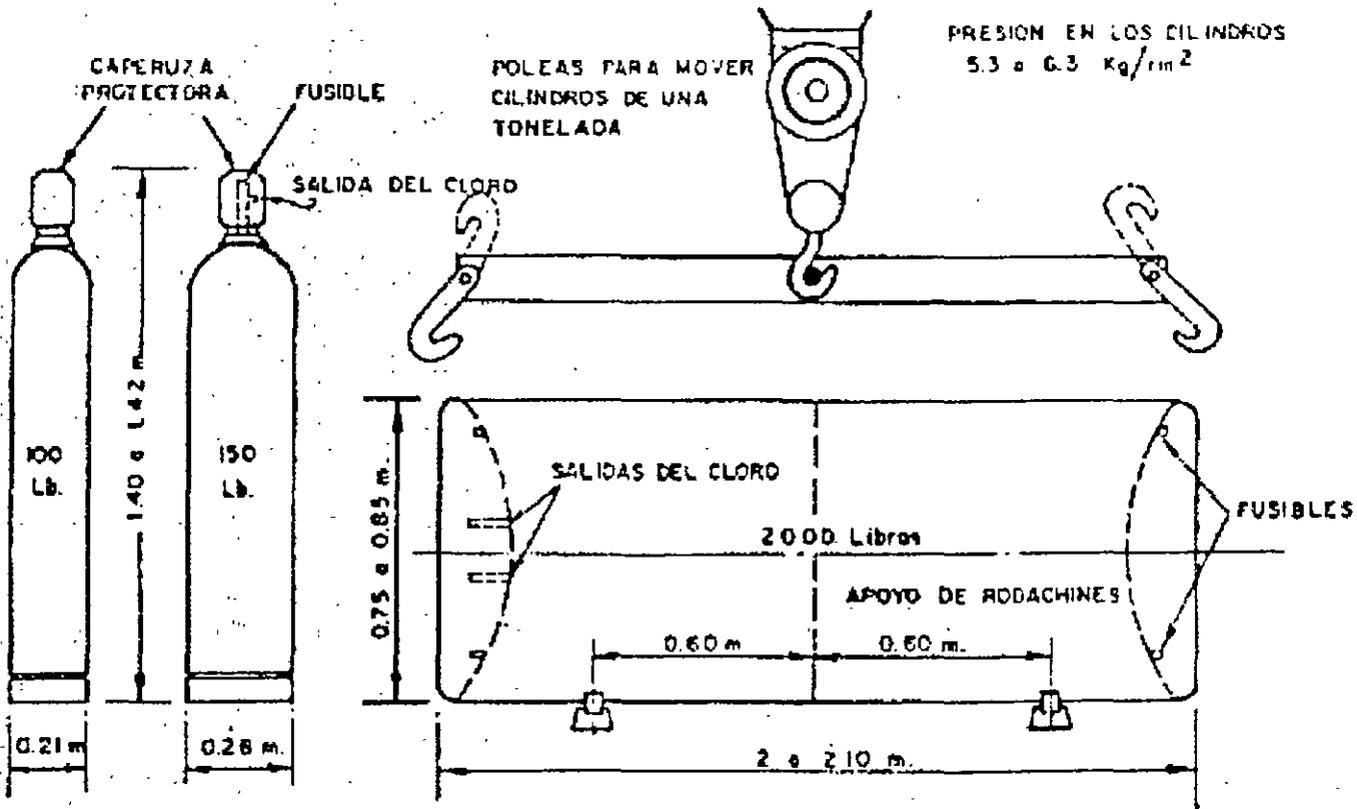
$$W = \frac{8}{5} = 1.7 \text{ m}$$

$L_t = \text{Longitud total} = 17 \times 5 = 85 \text{ m}$

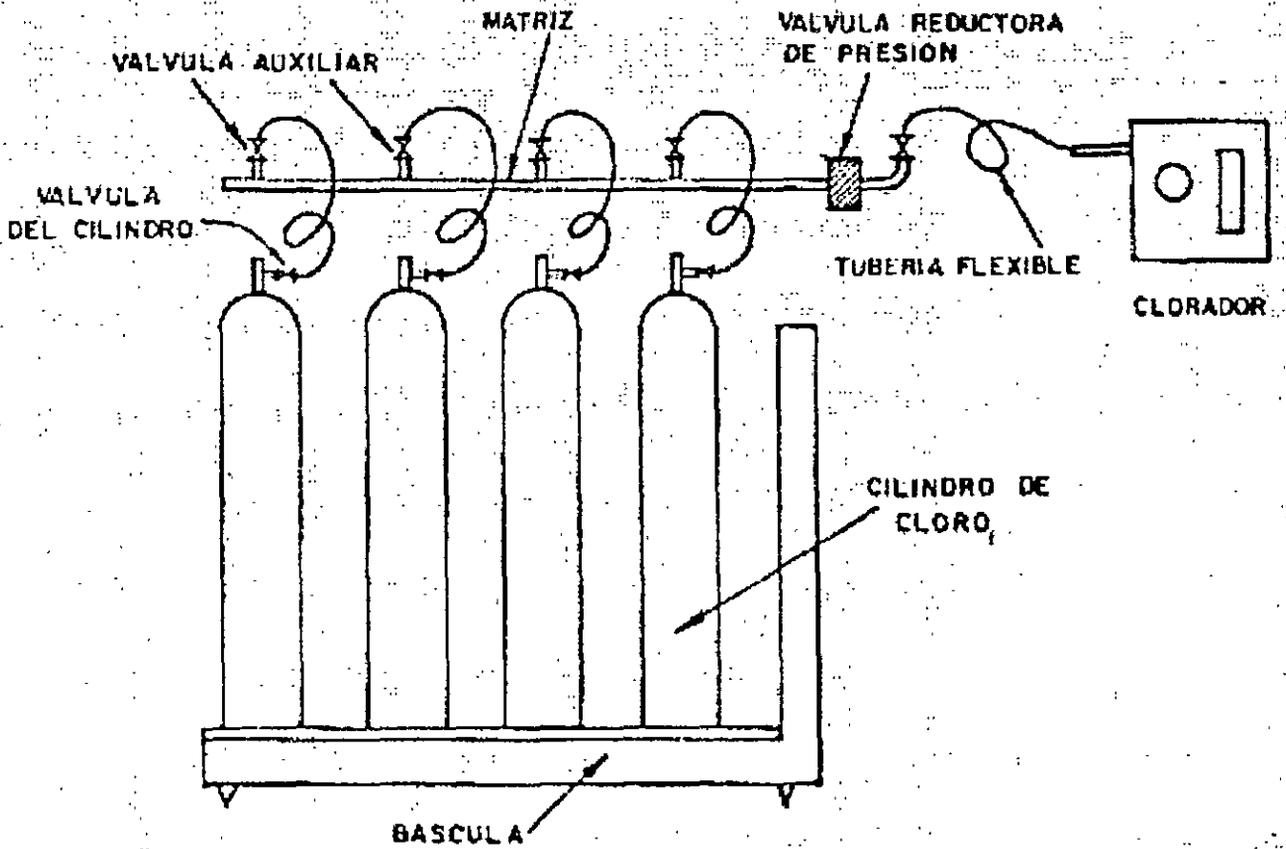
Relación L:W = $\frac{85}{1.7} = 50 : 1$

$$v = \frac{Q}{a} = \frac{0.270}{1.7 \times 1.7} = 0.0934$$

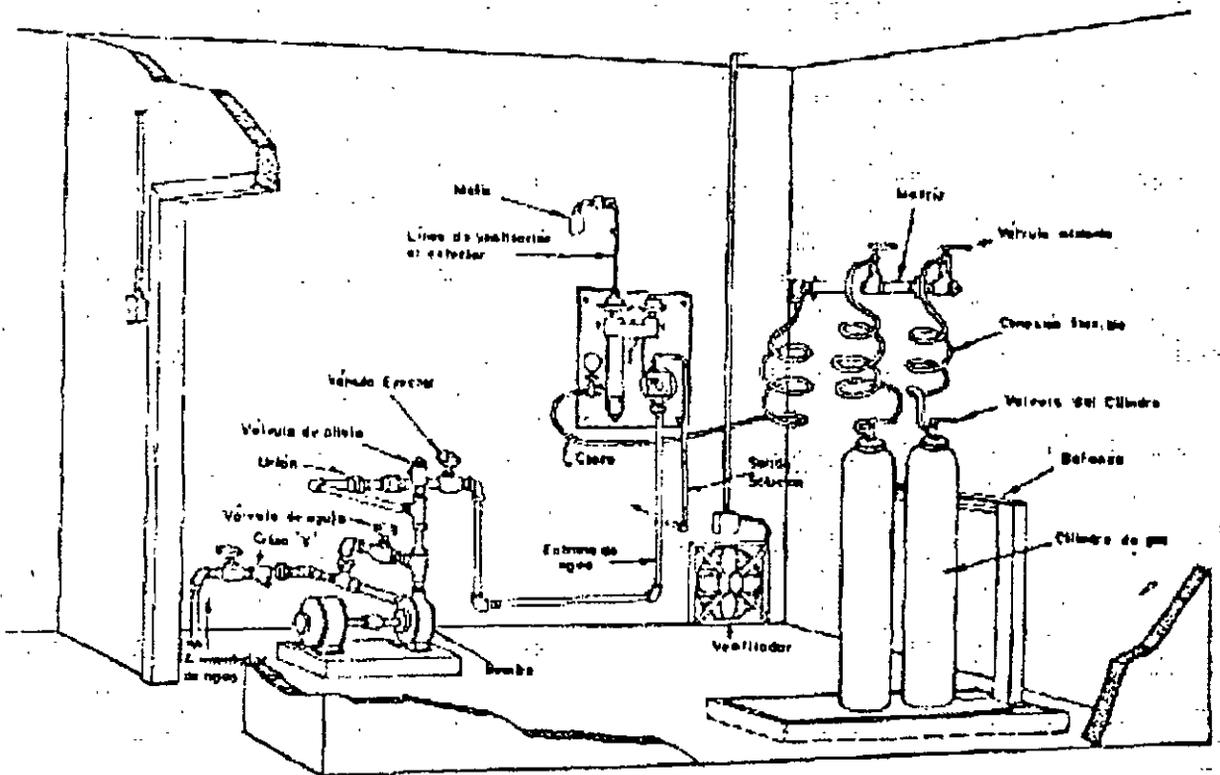
$$t = \frac{L_t}{v} = \frac{85}{0.0934} = 910 \text{ seg} = 15.16 \text{ min}$$



Tamaños de depósitos para cloro gaseoso



Sistema de conexión de cilindros de cloro (esquema)



Estación de cloración

AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES Y BIOSÓLIDOS

11 TRATAMIENTO EN SISTEMAS NATURALES

- 11.1 PROCESOS EN SISTEMAS NATURALES
- 11.2 TRATAMIENTO EN SUELO A BAJA VELOCIDAD
- 11.3 TRATAMIENTO EN SUELO, INFILTRACION RAPIDA
- 11.4 TRATAMIENTO EN SUELO, ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL
- 11.5 TRATAMIENTO EN AGUA, HUMEDALES (WETLANDS) GENERALIDADES
- 11.6 TRATAMIENTO EN AGUA, BIOFILTRO HORIZONTAL (SFS)
- 11.7 TRATAMIENTO EN AGUA, CUERPOS CON SUPERFICIE LIBRE (FWS)
- 11.8 TRATAMIENTO CON LIRIO ACUÁTICO

11.1 PROCESOS EN SISTEMAS NATURALES

Desde que el ser humano apareció sobre la tierra, entre otras formas de disposición de los residuos ha depositado y dispuesto en el suelo las aguas residuales que producía, entonces observó que la disposición de desechos orgánicos en el terreno mejoraba las condiciones del mismo, actuando como abono de las tierras agrícolas, por ejemplo los aztecas ya utilizaban la excreta humana como abono, costumbre que se perdió después de la conquista. En la actualidad se ha desarrollado tecnología para la disposición del agua residual en el suelo y con métodos que permitan controlar este sistema, ya que la disposición de las aguas residuales en los sistemas naturales del suelo considerados como alternativas de tratamiento que pueden ser tan eficaces como otros procesos mas modernos, entre otras razones por la presencia de diversos microorganismos que degradan la materia orgánica.

En el medio ambiente natural los procesos físicos, químicos y biológicos de descomposición de la materia orgánica suceden cuando interactúan el agua, suelo, plantas, microorganismos y la atmósfera, el tratamiento en sistemas naturales se diseña para sacar ventaja de estos procesos; las plantas de tratamiento de aguas residuales aprovechan el conocimiento de las operaciones y los procesos (físicos, químicos y biológicos) que se presentan en los medios naturales tales como sedimentación, filtración, transferencia de gases, adsorción, intercambio iónico, precipitación química, oxidación química y procesos biológicos, pero necesitan ser apoyadas por una serie de equipos eléctricos y mecánicos que utilizan energía en forma intensiva lo que encarece su operación.

El término "tratamiento en sistemas naturales" generalmente se utiliza para describir los procesos que para lograr el tratamiento deseado dependen principalmente de los componentes naturales mencionados anteriormente, este tratamiento puede incluir bombas y tuberías para el transporte de los desechos líquidos hacia el lugar de tratamiento pero no dependerá de otra energía externa para obtener el mejor tratamiento.

PRINCIPALES PROCESOS:

TRATAMIENTO EN SISTEMAS NATURALES	TRATAMIENTO EN SUELO	<ul style="list-style-type: none"> - Infiltración a baja velocidad - Infiltración rápida - Escurrimiento superficial 	<ul style="list-style-type: none"> 1. Filtración como tratamiento 2. Irrigación
	TRATAMIENTO EN AGUA (HUMEDALES)	<ul style="list-style-type: none"> - Flujo subsuperficial (Biofiltro horizontal, SFS) - Superficie libre (FWS) (Plantas acuáticas fijas y flotantes) 	<ul style="list-style-type: none"> - Naturales - Artificiales

Características del tratamiento en sistemas naturales.

La comparación de las características del sitio, características de diseño de los principales tipos de sistemas naturales se presentan en los cuadros 11.1 y 11.2

Todos los tratamientos de este tipo están precedidos por alguna forma de pretratamiento. Para las aguas residuales como cuando es necesario remover sólidos gruesos que puedan obstruir el sistema de distribución y conducir a condiciones molestas es necesario contar previamente como mínimo con cribado y desarenador o fosa séptica. La necesidad de tener un tratamiento y el alcance del mismo, previo a la aplicación, dependerá de los objetivos del sistema y los requerimientos legales para proteger el ecosistema. La capacidad de los sistemas naturales es finita, por lo que deben ser aprovechados y manejados en función de su capacidad.

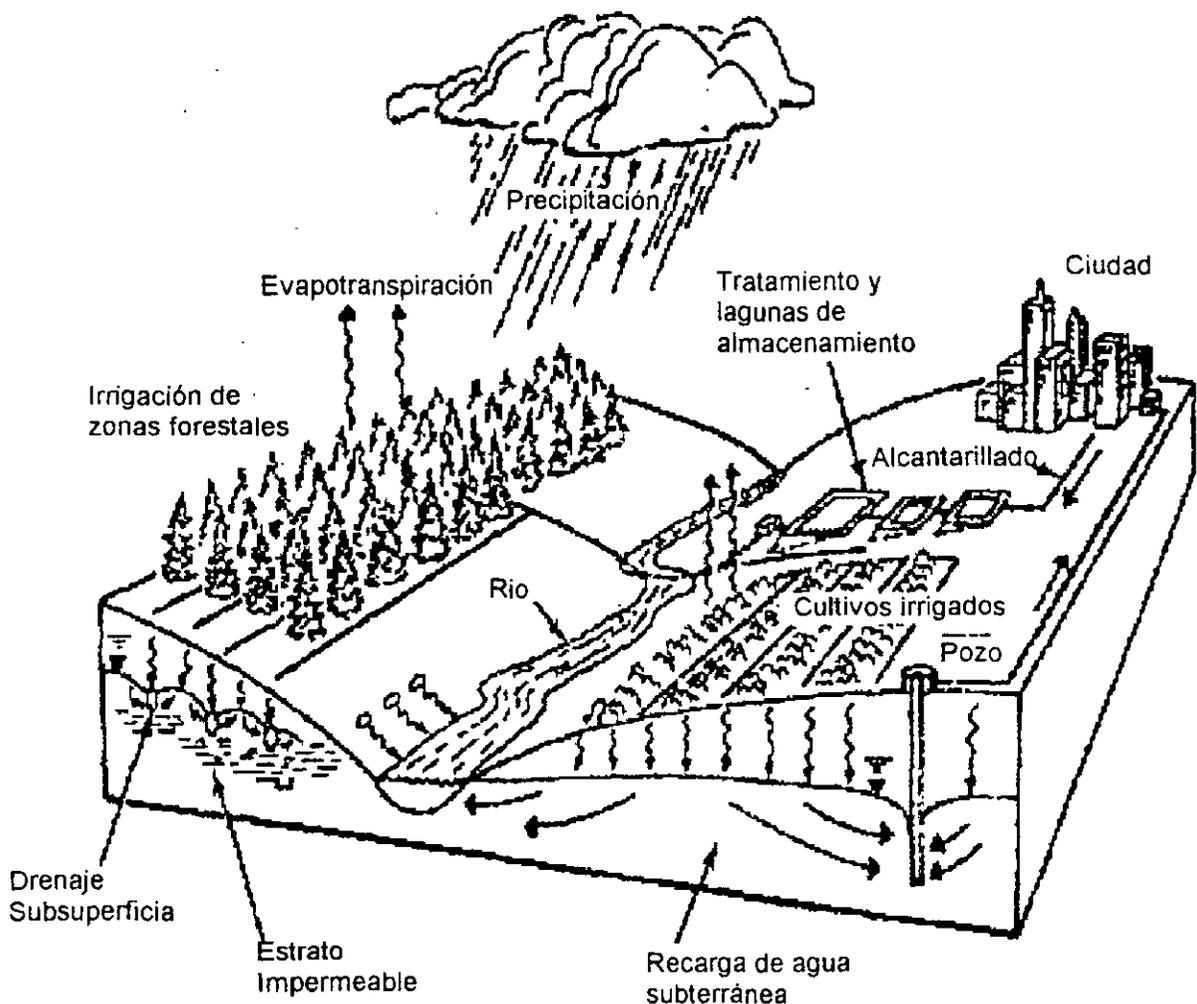


Fig. 11.1 Aplicación de aguas residuales en suelo.

Cuadro 11.1 Comparación de las características de sitio para tratamiento en sistemas naturales

CARACTERÍSTICAS	BAJA VELOCIDAD	INFILTRACIÓN RÁPIDA	ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL	HUMEDALES (WETLANDS)	
				BIOFILTRO H. (SFS)	SUPERFICIE LIBRE (FWS)
Condiciones climáticas	Se requiere almacenamiento para el invierno y las lluvias	no influye (posible modificación de operaciones en invierno)	Se requiere almacenamiento para el invierno y las lluvias	se puede necesitar almacenamiento en invierno	se puede necesitar almacenamiento en invierno
Profundidad del nivel freático	2 a 3 pies mínimo	10 pies (se aceptan profundidades menores cuando se instala drenaje)	No es crítico	No es crítico	No es crítico
Pendiente	Menor del 15% en tierras cultivadas; menor de 40% en bosques	No es crítico; pendiente excesiva requiere mucho movimiento de tierras	Pendientes finales de 1-8%	Usualmente menor de 5%	Usualmente menor de 5%
Permeabilidad del suelo	Moderadamente lento a moderadamente rápido	Rápido (arena, mantillo de arena)	Lento (arcilla, cieno con barreras impermeables)	Lento a moderado	Lento a moderado

Cuadro 11.2 Comparación de características de diseño de las alternativas de tratamiento en sistemas naturales.

Características	Baja Velocidad		Infiltración Rápida	Esgurrimiento Superficial	HUMEDALES (WETLANDS)	
	Tipo 1	Tipo 2			BIOFILTRO H. (SFS)	SUPERFICIE LIBRE (FWS)
Técnicas de aplicación	Aspersión o superficiales	Aspersión o superficie	Superficie generalmente	Aspersión o superficie	Aspersión o superficie	Superficie
Tasa anual de aplicación pies/año	5.6 - 200	2.0-6.7	20-300	24-186	18-60	18-60
Superficie requerida acres/mgal/d)	56-200	170-550	37-56	6-45	18-62	18-62
Tratamiento mínimo necesario previo a la aplicación	Sedimentación primaria	Sedimentación primaria	Sedimentación primaria	Cribado y desarenado	Sedimentación primaria	Sedimentación primaria
Eliminación del agua residual aplicada	Evapotranspiración y percolación	Evapotranspiración y percolación	Principalmente percolación	Esgurrimiento superficial evaporación y algo de percolación	Evapotranspiración, percolación y escorrenia	Algo de evapo transpiración
Necesidad de vegetación	Requerida	Requerida	Opcional	Requerida	Requerida	Requerida

11.2. TRATAMIENTO EN SUELO, BAJA VELOCIDAD

Este tipo de tratamiento es el que predomina actualmente, incluye la aplicación de aguas residuales a tierras con vegetación para obtener tratamiento y para cubrir las necesidades de crecimiento de la vegetación. El agua aplicada, también se consume a través de la evapotranspiración o la percolación vertical y horizontal a través del perfil del suelo (Fig 11.1), cualquier escurrimiento superficial es recolectado y vuelto a aplicar al sistema. El tratamiento ocurre cuando el agua aplicada percola a través del perfil del suelo, en muchos casos el agua percolada pasará al nivel freático, en algunos casos el agua percolada puede ser interceptada por las aguas naturales o recuperada mediante drenajes subterráneos o pozos de recuperación. La velocidad a la cual se aplica el agua en la tierra por unidad de área (carga hidráulica) y la selección y manejo de la vegetación son función de los objetivos planteados para el sistema y las condiciones del sitio (cuadros 11.1 y 11.2).

Los sistemas de baja velocidad se clasifican en dos tipos dependiendo de los objetivos. Se considera **tipo 1** cuando el principal objetivo es el **tratamiento de las aguas residuales** y la velocidad de la carga hidráulica no es debida a las necesidades de agua de la vegetación, sino que es limitado por los parámetros de diseño como la permeabilidad del suelo o la carga que contiene. Se le llama **tipo 2** cuando el objetivo es el **reuso del agua es para irrigación** de cultivos comestibles, ornamentales o bosques.

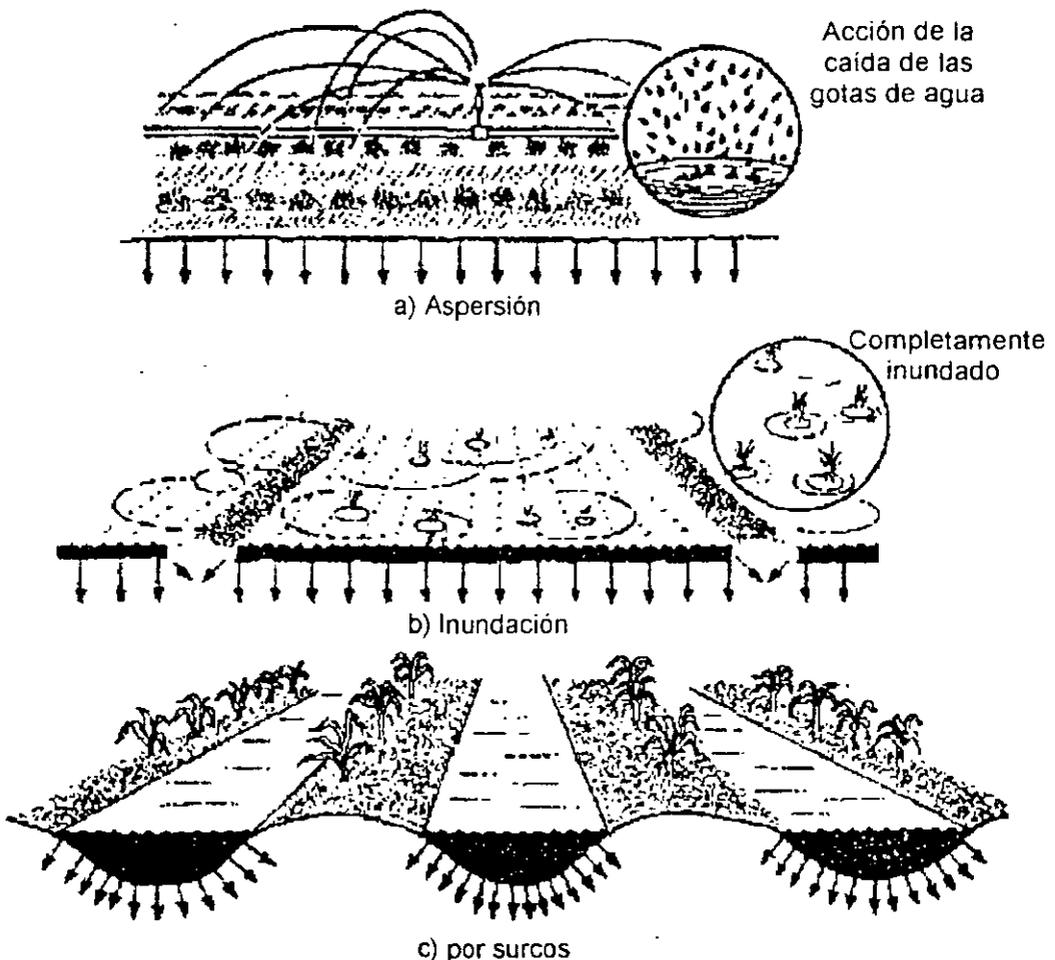


Fig. 11.2 Tratamiento en suelo, baja velocidad: a) aspersión, b) inundación y c) por surcos

El agua residual se puede aplicar al cultivo o vegetación por una variedad de métodos de rociado, o por técnicas superficiales como bordos y surcos (Fig. 11.2) Se usan ciclos intermitentes de aplicación generalmente cada 4 a 10 días, para mantener condiciones predominantes aerobias en el perfil del suelo. Las velocidades relativamente bajas de aplicación combinado con la presencia de vegetación y el ecosistema activo del suelo permite que este sistema tenga el mas alto potencial de tratamiento de todos los sistemas de tratamiento naturales como se muestra en el cuadro 11.3

Cuadro 11.3 Tratamiento en suelo. Comparación de la calidad en los efluentes.

COMPONENTE	VALORES EN mg/ft					
	Baja Velocidad		Infiltración rápida		Escumamiento superficial	
	Promedio	Máximo	Promedio	Máximo	Promedio	Máximo
Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO)	<2	<5	2	<5	10	<15
Sólidos suspendidos	<1	<5	2	<5	15	<25
Nitrógeno amoniacal como N	<0.5	<2	0.5	<2	1	<3
Nitrógeno total como N	3	<8	10	<20	5	<8
Fósforo total como P	<0.1	<0.3	1	<5	4	<6

Variante del proceso experimentado en Francia.

Una variante que se experimentó en Francia consiste en adicionar al suelo una capa superficial de arena, a esta tecnología le llaman GEODEPURACION. El principio base de esta tecnología consiste en explotar la intensa actividad biológica y fisicoquímica de un macizo de arena. El campo de experimentación fue una planta piloto instalada en el centro turístico Orleans – La Source, que recurre al proceso de geodepuración por infiltración controlada (GEOPIC). Dimensionada para tratar las aguas residuales de una población de 100 habitantes, la estación está constituida por cuatro cuencas, cada una rellena con 1.50 m de arena lavada obtenida de un río cercano.

Diariamente se envía a cada una de las cuencas una ola de 40 cm de aguas negras pretratadas y decantadas. Gracias a la acción del oxígeno que contiene la arena, las materias orgánicas se oxidan. Los resultados son convincentes, ya que la carga bacteriana se reduce y disminuye en por lo menos 30 % el porcentaje de nitratos.

Numerosos sitios costeros son susceptibles de ser utilizados como estaciones de depuración. Con el uso de Sólo 1 m de superficie de tratamiento por habitante (contra los 10 m que utiliza el proceso clásico de lagunas), este método es aplicable sobre todo a las pequeñas comunidades de menos de 2 000 habitantes. Aunque el costo de instalación de una estación de geodepuración es casi igual al de una instalación tradicional (entre 190 y 230 dólares por habitante), los gastos de mantenimiento son menores.

Por último, esta variante del sistema puede adaptarse a los flujos de la población en lugares donde el turismo se halla más desarrollado, poniendo a funcionar todas las "cuencas" en temporada alta y sólo una parte en temporada baja. El agua tratada por geodepuración podría ser recuperada y reutilizada, especialmente para el riego de cultivos.

Cuadro 11.4 Sistemas de aplicación superficial. Datos típicos proyecto (C.N.A.)

CARACTERÍSTICA	VALOR O DESCRIPCIÓN	
	Intervalo	Valor típico
SISTEMA DE SURCOS		
Topografía ¹	Desde terrenos prácticamente planos hasta pendientes ligeras	
Dimensiones		
Longitud del surco (m)	183-427	
Espacio entre surcos (cm) ²	51-102	
Aplicación ³		
Tipo de tubo	Aluminio perforado	
Longitud del tubo (m)	24.4-30.5	
Periodos de descanso de la aplicación	Hasta de 6 semanas	De 7 a 14 días
SISTEMA POR INUNDACION		
Dimensiones de los bordos ⁴		
Ancho de los bordos (m)	6 1-30.5	12.2-18.3
Pendientes (%)	0 2-0 4	
Longitud de los bordos (m)	183-427	
Método de distribución ⁵	Canales o zanjas revestidas de concreto, tubería enterrada o superficial de aluminio perforada	
Período de descanso de la aplicación	Hasta 6 semanas	De 7 a 14 días
Tasa de aplicación por metro de ancho de bordo ⁶		
Arcilla (l/m.s)	2-4	
Arcilla (l/m s)	10-15	

¹ Los terrenos relativamente planos son ampliamente utilizados en el riego por surcos que se trazan siguiendo la pendiente o si el terreno tiene una pendiente ligera los surcos se trazan a lo largo de las curvas de nivel

² De acuerdo con el cultivo se determina el espacio entre surcos

³ Se recomiendan tramos cortos de tubería, buscando con ello tener diámetros menores de los tubos y disminuir las pérdidas de carga. Las tuberías de alimentación pueden colocarse un poco más elevadas para dar una carga hidráulica de 0.9 a 1.2 m para lograr una distribución uniforme.

⁴ Las dimensiones de los bordos dependen del tipo de cultivo, de suelo y de la pendiente

⁵ La distribución del agua residual para riego se lleva a cabo mediante un canal o zanja revestida con concreto, con compuertas en sus extremos, con tuberías enterradas como tubos de salida que conducen el agua a cada parcela en particular o con tuberías de aluminio perforada

⁶ Las tasas de aplicación varían dependiendo del tipo de suelo

Cuadro 11.5 Sistemas de aspersión fijos. Datos de proyecto (C.N.A.)

Características	Valor o descripción	
	Intervalo	Valor típico
Espaciamiento entre aspersores (m) (Rectangular, cuadrado o triangular) Tasa de aplicación (cm/hora) ¹	De 12.2 por 18.3 a 30.5 por 30.5 0.25-2.5 o mayores	De 18.3 por 24.4 a 24.4 por 30.5 0.4-0.6
Boquillas de los aspersores ²		
Tamaño de los orificios o aberturas (cm) Descarga por las boquillas (l/s) Presión de descarga (kN/m ²) Sistemas de control ³	0.64-2.54 0.25-6.3 200-700 Automático, manual, Semiautomático	0.5-1.6 350-400 Automático
Tubos de salida ⁴		
Tipo Altura (m)	Tubo galvanizado o de PVC	0.915-1.22

¹ Expresión para el cálculo de la tasa de aplicación:

$$\text{Tasa de aplicación (cm/hr)} = \frac{360 \text{ l/s (por aspersor)}}{\text{Superficie (m}^2\text{)}}$$

² Son recomendables los aspersores con una sola boquilla, pues es más difícil que ésta se obstruya.

³ El control puede efectuarse mediante válvulas de funcionamiento hidráulico o eléctrico.

⁴ La altura debe ser tal que permita extraer el cultivo, el dato que se presenta en el cuadro es para la hierba. Debe estar bien sujeto al tubo de salida para que las vibraciones de los aspersores de impacto no los dañen.

Cuadro 11.6 Sistemas de aspersión móviles con pivote central. Valores típicos

Característica	Valor o descripción
	Intervalo típico
Tamaño	
Longitud lateral (m)	180-425
Superficie de riego por unidad (ha)	14-55
Propulsión	
Tipo de transmisión	Hidráulica o eléctrica
Duración de un giro	De 8 horas a 1 semana
Primaria (presión con que se despiden el agua por el aspersor)	
En la boquilla (kN/m ²)	350-450
En el pivote (kN/m ²)	550-650
Topografía	Los sistemas pueden funcionar correctamente hasta en terrenos ondulados y hasta con pendientes de 15-20%

Fuente; Metcalf y Eddy. Ingeniería Sanitaria. Tratamiento, Evacuación y Reutilización de Aguas Residuales. Barcelona, España, 1985

Cuadro 11.7 Selección del sitio para riego con aguas residuales. Factores y criterios (C.N.A.)

FACTOR	CRITERIO
SUELO	
Tipo	De preferencia suelos de tipo margoso, siendo aceptables suelos arenosos y arcillosos
Drenabilidad	Recomendable un suelo bien drenado
Espesor	Se recomienda un espesor relativamente uniforme de 1.5 m a 1.8 m o mayor, para todo el terreno de cultivo
AGUA SUBTERRANEA	
Distancia hasta la capa freática	Al menos 1.5 m. En caso de ser necesario puede utilizarse drenaje para tener esta distancia
Control del agua subterránea	Se requerirá para recargar el agua subterránea en casos en que el nivel de aguas freáticas se encuentre por debajo de 3.1 m de la superficie.
Movimiento del agua subterránea	Debe determinarse la velocidad y la dirección del movimiento
Pendientes	Hasta del 20% con o sin terrazas
Aislamiento	Es recomendable que el emplazamiento se encuentre retirado de la población. La distancia dependerá de las características del agua residual, del método de aplicación y del tipo de cultivo
Distancia de la fuente de agua residual	Deberá determinarse aplicando criterios económicos
Formaciones subterráneas	Resulta recomendable obtener mapas y estudiar las formaciones del subsuelo, para determinar si se pueden contaminar los acuíferos al infiltrarse y/o percolarse el agua residual aplicada

11.3 TRATAMIENTO EN SUELO, INFILTRACION RAPIDA

En este sistema, a las aguas residuales que han recibido algún tratamiento previo, se les aplica una infiltración superficial con un horario intermitente en depósitos separados como se muestra en la figura 11.3. También se ha utilizado aguas residuales por aspersión a alta velocidad, generalmente no se provee de vegetación a los depósitos de infiltración, pero si es necesaria cuando se aplica la aspersión. Las pérdidas por evaporación son una pequeña fracción del agua aplicada, debido a que las velocidades de aplicación son relativamente altas, por ello la mayor cantidad del agua aplicada percola a través del perfil del suelo. Los objetivos de diseño para estos sistemas incluyen: 1. Tratamiento seguido por una recarga de acuíferos para aumentar los abastecimientos de agua o para prevenir intrusión salina. 2.- Tratamiento seguido de recolección utilizando subdrenajes o extraído por bombeo.- 3.- Tratamiento seguido por un flujo del acuífero y descarga en la superficie. El tratamiento

potencial de los sistemas de infiltración rápida es algo menor que los de baja velocidad, debido a la pequeña capacidad de retención de los suelos permeables y la relativamente alta carga hidráulica (cuadro 11.3).

La aplicación de las aguas residuales a los estanques de infiltración se realiza de manera intermitente, es decir, proporcionando etapas de descanso para el terreno. El período de aplicación del influente depende de las características del suelo y de la tasa de aplicación de las aguas residuales y puede estar en un rango de pocas horas hasta varias semanas, durante los períodos de no aplicación del agua debe permitirse el drenado del suelo, lo que permite la entrada de aire, evitando que en el suelo se presente un estado anaerobio. Este sistema puede ser utilizado cuando se dispone de terrenos con la extensión y características convenientes. El efluente que se obtiene es de buena calidad y puede dársele reuso agrícola, industrial, municipal y en la recarga de acuíferos.

Criterios de diseño

El diseño de un sistema de tratamiento por infiltración rápida, involucra elementos tales como: objetivos del mismo, características que debe tener el terreno, nivel de tratamiento previo que se requiere, cargas de aplicación y condiciones climatológicas. Para el proyecto se pueden utilizar los valores que se muestran en el cuadro 11.8

Cuadro 11.8 Infiltración rápida. Parámetros de diseño

Parámetro	Valor típico
Carga Orgánica*	2.2 a 11.2 g DBO/día-m ²
Períodos de aplicación	9 horas a 2 semanas
Períodos de drenado	15 horas a 2 semanas
Número mínimo de estanques de infiltración	2
Altura de bordos	1.2
Profundidad de drenes subterráneos	1.8 m o más.

*Esta restricción en la carga orgánica disminuye el rango de aplicación de carga hidráulica a un intervalo de 0.02 a 0.08 m³/día-m, equivalentes a requerimientos de área de 1080 a 4320 m² por cada l/s de gasto medio. En caso de tratarse de efluentes secundarios, la limitación de carga orgánica resulta de requerimientos de terreno de 200 a 400 m² por cada l/s de gasto medio.

Fuente: CNA. Manual para la selección de sistemas alternativos de tratamiento de aguas residuales y lodos producidos

Resulta indispensable que la aplicación se realice por etapas, es decir, de manera intermitente; esto ayuda a conservar las cargas de proyecto y que el suelo pueda renovar sus características y propiedades que propician la depuración de las aguas residuales que hayan sido depositadas en él. Durante un período de entre 5 y 20 días debe darse reposo al suelo evitando aplicar aguas negras en él; gracias a ello se logra la aereación del suelo mediante la penetración del oxígeno en los poros del suelo y se mantiene el estado aerobio. Cuando se alcanza el secado de la superficie tiene lugar la descomposición de la materia orgánica y el proceso de nitrificación, estos procesos a su vez, ayudan a mantener las condiciones de infiltración aceptables en el suelo; por ejemplo, la capa de materia orgánica que obstruye el flujo del agua a través del suelo es removida al ocurrir su descomposición; la nitrificación permite la liberación de puntos de adsorción de amonio en los suelos de tipo arcilloso y en los humus.

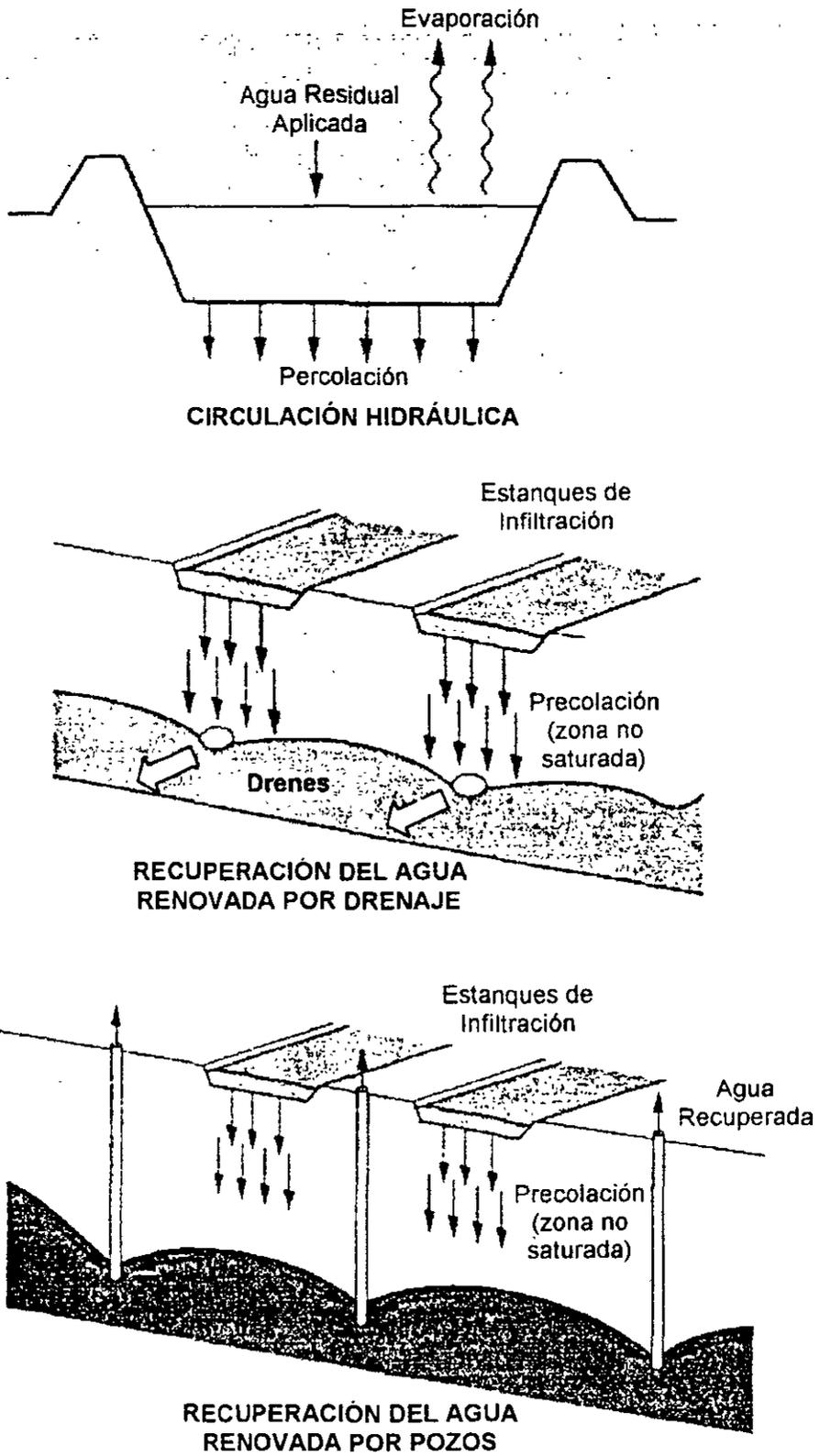


Fig. 11.3 Procesos de tratamiento mediante infiltración rápida

Una vez que haya transcurrido el tiempo en que descansó el terreno y se inicie la nueva aplicación de agua residual hasta inundar el emplazamiento, el nitrato se lixivía hasta que se establezcan condiciones anaerobias y tenga lugar la desnitrificación.

Carga hidráulica. Comúnmente, las tasas de aplicación fluctúan en un intervalo de 6 a 120 m³/m².año. En el cuadro 11.9 se muestran valores de las cargas hidráulicas comunes en sistemas de infiltración rápida, tomando como ejemplos algunos sistemas ubicados en los Estados Unidos de América.

Cuadro 11.9 Infiltración rápida. Valores de cargas hidráulicas en algunos sistemas de E U.A

Ubicación del emplazamiento	Carga hidráulica (m ³ /m ² .año)	Tipo de suelo	Nivel de tratamiento previo del efluente
Whittier Narrows (Los Angeles, California)	127	Arena	Secundario
Flushing Meadows, Arizona	110	Arena	Secundario
Santee, California	81	Grava	Secundario
Lake George, Nueva York	43	Arena	Secundario
Calumet, Michigan	34	Arena	Sin tratamiento
Ft. Devens, Massachusetts	29	Arena y grava	Primario
Hemet, California	33	Arena	Secundario
Westby, Wisconsin	11	Marga limosa	Secundario

Carga Orgánica. La concentración de materia orgánica que se tenga en el influente aplicado, determinará las condiciones aerobias o anaerobias que se presenten en el suelo. Puede ejercerse un control de dichos estados por medio de ciclos de aplicación intermitentes; es decir que, durante las etapas en que no se aplica agua residual al terreno, el aire penetra en el suelo con lo que se proporciona oxígeno a los microorganismos que intervienen en la descomposición de la materia orgánica. Algunos ejemplos de cargas orgánicas de aplicación en sistemas de infiltración rápida en los Estados Unidos de América se muestran en el Cuadro 11.10

Cuadro 11.10 Infiltración rápida. Valores de cargas orgánicas en algunos sistemas de E.U.A.

Tipo de influente y ubicación del sistema	Carga orgánica (Kg de DBO/he-día)	Relación entre el tiempo de descanso o secado del terreno y período de aplicación
Agua residual producida por industrias alimenticias		
Leicester, Nueva York	560	5:1
Delhi, Nueva York	270	3:1
Sumter, Carolina del Sur	120	2:1
Agua residual municipal		
Santee, California	64	1:1
Flushing Meadows, Arizona	50	1:1
Whittier Narrows, California	22	1.6:1
Lake George, Nueva York	21	13:1
Westby, Wisconsin	10	1:1

Fuente: Metcalf y Eddy. Ingeniería Sanitaria. Tratamiento, Evacuación y Reutilización de Aguas Residuales. Barcelona, España, 1985

Carga de nitrógeno. La desnitrificación constituye el principal proceso de remoción del nitrógeno en los sistemas de infiltración; cuando se trata de sistemas con altas tasas de aplicación, no es sólo el procedimiento de eliminación más significativo, sino que es el único que ocurre.

La degradación de este elemento puede verse notablemente incrementada si se aplica periódicamente el agua residual en los suelos y se deja una etapa de descanso o reposo para ellos, teniendo entonces condiciones aerobias y anaerobias de acuerdo con el ciclo de aplicación y reposo que se ejecute, con esto es factible obtener eficiencias hasta del 80% en la degradación del nitrógeno con el efecto conjunto de la desnitrificación y la adsorción de amoníaco durante la etapa de aplicación e inundación.

Cargas de otros componentes. Debido a que en los sistemas de infiltración rápida se disponen elevadas cargas hidráulicas, resulta factible que se presenten concentraciones significativas de elementos tales como fósforo, metales pesados y sales solubles; sodio, cloruros y sulfatos. La capacidad de retención de los tipos de suelos empleados en sistemas de infiltración rápida es baja para asimilar sales solubles, pero resulta elevada para metales pesados y fósforo. También resulta limitada la remoción de sodios, cloruros y sulfatos.

11.4 TRATAMIENTO EN SUELO ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL

Los sistemas de escurrimiento superficial, también conocidos como sistemas de circulación superficial en lámina, se caracterizan porque el agua residual es aplicada en la parte superior de terrenos inclinados o terrazas dispuestas para éste fin; tales terrenos son poco permeables y generalmente cuentan con una cubierta vegetal. Se permite el escurrimiento del agua residual a través del terreno y en la parte baja se recolecta por medio de canales o zanjas.

La remoción de los contaminantes tiene lugar gracias al efecto combinado de procesos físicos, químicos y biológicos que ocurren en la lámina de agua que se encuentra en contacto

con el suelo, la vegetación y los microorganismos. Los principales mecanismos de remoción que ocurren en este tipo de sistemas son: la filtración simple del agua, la nitrificación biológica, adsorción de nutrientes por las plantas; inactivación de microorganismos patógenos por la luz solar, intercambios iónicos con el suelo y bioxidación.

Cuadro 11.11 infiltración rápida. Periodos de aplicación.

Localización y/ estación del año	Objetivo de la disposición	Tiempo de aplicación	Periodo de descarga	Tipo de terreno
Calumet, Michigan	Obtener mayores tasas de infiltración	1 a 2 días	7-14 días	Arena, sin limpiar
Flushing Meadows, Arizona				
Infiltración máxima	Aumentar la capacidad de adsorción del amoníaco	2 días	5 días	Arena con una capa vegetal
Verano	Elevar la eliminación de nitrógeno	2 semanas	10 días	Arena con una capa vegetal
Invierno	Elevar la eliminación de nitrógeno	2 semanas	20 días	Arena con una capa vegetal
Fort Devens, Massachusetts	Maximizar las tasas de infiltración	2 días	14 días	Hierba sin limpieza
	Maximizar la eliminación de nitrógeno	7 días	14 días	Hierba sin limpieza
Lake George, Nueva York				
Verano	Aumentar las tasas de infiltración	9 horas	4-5 días	Arena sin impurezas
Invierno	Aumentar las tasas de infiltración	9 horas	5-10 días	Arena sin impurezas
Tel Aviv, Israel	Elevar la renovación del agua residual aplicada	5-6 días	10-12 días	Arena
Vineland, Nueva Jersey	Maximizar las tasas de infiltración	1-2 días	7-10 días	Arena con sólidos ⁽²⁾
Whittier Narrows, California	Maximizar las tasas de infiltración	9 horas	15 horas	Gravilla
Westby, Wisconsin	Aumentar al máximo las tasas de infiltración	2 semanas	2 semanas	Con hierba

(1) Limpiar el terreno consiste en eliminar físicamente los sólidos suspendidos

(2) En la superficie del suelo ocurre la mezcla de las partículas de éste y de los sólidos

Fuente: Metcalf y Eddy Ingeniería Sanitaria Tratamiento, Evacuación y Reutilización de Aguas Residuales Barcelona, España 1985.

Cuadro 11.12 Infiltración rápida, características del proceso y calidad del efluente

Característica	Valores típicos
Disposición del agua residual	Superficial, por anegamiento del terreno
Tasa anual de aplicación (m/año)	6 a 171
Requerimientos de área (m ² por l/s)	185 a 5 174
Tasa semanal de aplicación (cm/semana)	10 a 305
Tratamiento previo mínimo recomendado	Sedimentación primaria
Destino final del agua tratada	Recuperación con drenes o percolación al acuífero
Requerimientos de cubierta vegetal	Opcional
Pendiente del terreno	No es un factor crítico, pendientes muy grandes requieren de mayor de tierras para construcción de bordos
Permeabilidad del suelo	Alta (arenas o limos arenosos)
Profundidad del nivel de aguas freáticas	Al menos de 3 m. Se pueden aceptar menores profundidades si se cuenta con drenes subterráneos
Calidad del efluente	Percolación de efluente primario o secundario a través de 4.5 m de suelo
DBO (mg/l)	Promedio: 2 Máxima: 5
SST (mg/l)	Promedio: 2 Máxima: 5
N-NH ₃	Promedio: 0.5 Máxima: 2
NTK	Promedio: 10 Máxima: 20
P	Promedio: 1 Máxima: 5

Fuente: CNA. Manual para la Selección de sistemas alternativos de tratamiento de las aguas residuales y lodos producidos. México, 1989

La técnica del escurrimiento sobre el terreno no es un simple sistema de vertido sino que implica la recolección una vez que el agua ha fluido a través del suelo; es aplicable a suelos poco permeables y puede utilizarse como un proceso de tratamiento terciario, cuando su objetivo es mejorar la calidad de los efluentes tratados hasta un nivel secundario.

El terreno debe cubrirse con árboles o plantas (como henos de forrajes) con la finalidad de disminuir el riesgo de erosión y ayudar a la eliminación de nutrientes; la percolación que se puede producir es por lo general, poco significativa debido a la naturaleza impermeable del terreno seleccionado. Es necesario efectuar la preparación del terreno pues se precisa nivelarlo e igualarlo, con el fin de evitar la formación de pequeños canales y de puntos bajos que interfieran en el escurrimiento del agua a través de las terrazas.

El agua residual suele aplicarse mediante boquillas rociadoras u otros sistemas de aplicación que la distribuyen sobre la superficie del terreno. La pendiente del terreno depende de la carga hidráulica aplicada, siendo el tiempo de retención un factor importante para lograr un tratamiento completo; la velocidad de circulación debe ser baja para evitar la erosión. La

pendiente no puede ser muy reducida, pues esto puede ocasionar que se desarrollen condiciones anaerobias si ocurre el almacenamiento del agua. Pueden aplicarse hasta 175 mm/semana y con etapas de descanso de 16 a 18 horas por cada 6 a 8 horas de funcionamiento.

Es recomendable que el agua residual dispuesta sobre las terrazas recorra al menos una distancia de 90 metros, para que a lo largo de este trayecto ocurra el tratamiento; sin embargo tal longitud dependerá de las características del agua vertida, de las propiedades del terreno, de la cubierta vegetal y de los microorganismos presentes en el suelo. En la figura 11.4 pueden observarse las principales características y criterios de aplicación de los sistemas de escurrimiento superficial.

El principal objetivo del riego por escurrimiento superficial en lámina es el tratamiento del agua residual aplicada sobre las terrazas. Un objetivo secundario es la producción agrícola; entre los cultivos recomendados se encuentran forrajes, cultivos perennes, tolerantes a altas humedades en el suelo y con raíces profundas.

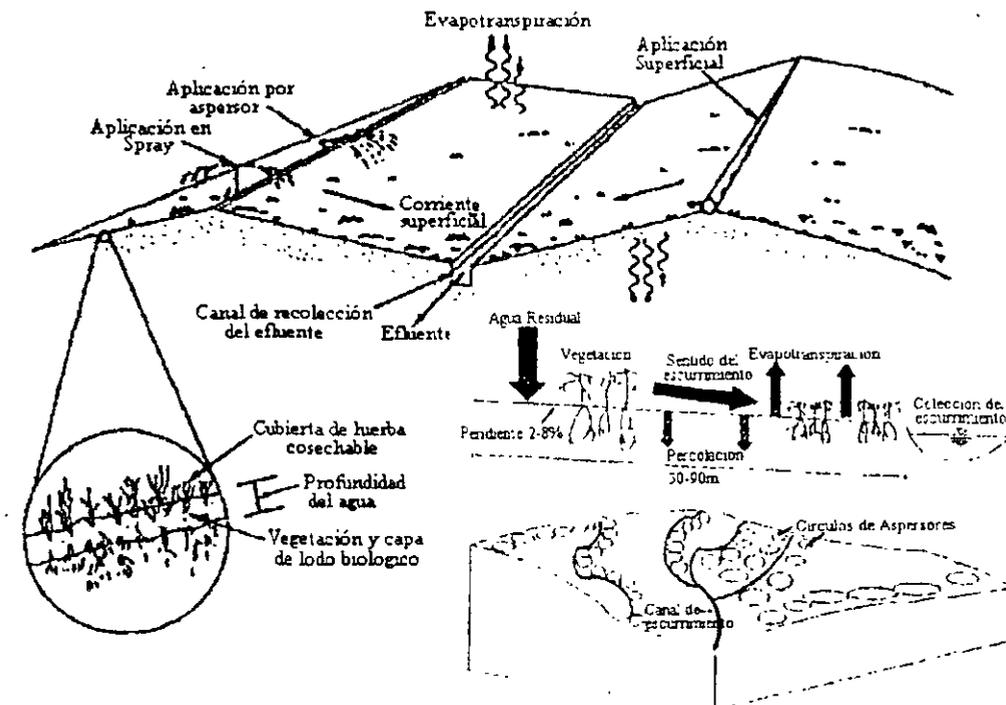


Fig. 11.4 Tratamiento mediante escurrimiento superficial.

La disposición del agua residual debe cumplir con lo siguiente:

- Evitar encharcamientos en el suelo ya que pueden provocar condiciones insalubres.
- Impedir que se presenten condiciones anaerobias en el agua
- Mantener o conservar la humedad suficiente para que sobrevivan los microorganismos en la superficie del suelo.

La aplicación del agua puede efectuarse mediante canales abiertos con compuertas o tuberías con válvulas u orificios. En algunos casos, de acuerdo con la geometría del sistema, puede requerirse construir planchas de concreto o mampostería con estructuras de disipación de energía del agua y a su vez como un medio de distribución de la misma sobre el terreno.

Generalmente el agua recorre distancias entre 30 y 60 m. pero son recomendables recorridos al menos de 90 m. por lo explicado anteriormente, el empleo de terrazas es común en terrenos extensos. La determinación de la pendiente adecuada del terreno debe ser estudiada cuidadosamente, dado que si es muy pequeña puede provocar encharcamientos y si es muy grande, ocasiona erosión.

Para este tipo de sistemas son útiles suelos con baja permeabilidad, como pueden ser arcillas y limos arcillosos. Las pendientes pueden considerarse en rangos de 2 a 8% y se debe contar con superficies suficientemente lisas para permitir el escurrimiento del agua residual. En caso de utilizarse pendientes mayores al 8%, pueden ocurrir: problemas de erosión; ser necesarias longitudes mayores para lograr la depuración esperada y presentar dificultades al utilizar maquinaria para la labranza. Es recomendable sembrar pasto en el terreno, para que en él puedan subsistir los microorganismos que llevan a cabo la degradación de la materia orgánica presente en el agua residual aplicada; debe preverse la construcción de obras para desalojar las excedencias, como puede ser una canal de demasías.

Debido a la baja permeabilidad de los suelos utilizados en este tipo de sistemas, el peligro de la contaminación de las aguas subterráneas es reducido, pero a pesar de esto, es recomendable que el nivel de aguas freáticas tenga una profundidad de al menos 60 cm; de manera tal que no se encuentre saturada la región de las raíces de las plantas.

Cuadro 11.13 Esgurrimiento superficial. Eficiencias de remoción

Parámetro	Eficiencia de remoción (%)
DBO	80 a 95
DQO	80
Sólidos suspendidos	80 a 95
Nitrógeno total	70 a 90
Fósforo total	40 a 80
Metales	50
Microorganismos	98
Sólidos disueltos	30
Coliformes fecales	90 a 99

Fuente: "Land Treatment of Municipal Wastewater Effluents". G. Moran Powell, Denver, U.S.A., 1975

Cuadro 11.14 Esgurrimiento superficial. Características del proceso y calidad del efluente

Técnica de aplicación del agua residual	Mediante aspersión o de manera superficial con el uso de canales con compuertas, tuberías con orificios o con válvulas
Tasa anual de aplicación (m/año)	3.1-21.4
Necesidades de área (M ² por l/s)	1 478 a 10 164
Tasa semanal de aplicación (cm/semana)	Efluente secundario: 15.24 a 40.64
Carga hidráulica Requerimientos de terreno	3.3 a 9.8 m/año 3200 a 9240 m ² por l/s
Carga orgánica Requerimientos de terreno	0.56 a 5.6 g de DBO ₅ por m ² /día, para influente con 150 mg/l de DBO ₅ De 2300 a 23000 m ² por cada l/s de gasto medio
Tratamiento previo mínimo recomendado	Pretratamiento (cribado y desarenación)
Destino final del agua tratada	Esgurrimiento superficial, evapotranspiración, percolación al acuífero y captación del agua tratada en zanjas de recolección
Cubierta vegetal	Es necesaria su existencia
Pendiente del suelo o de las terrazas (bancales)	2 a 8%
Permeabilidad del suelo	Baja, menor a 0.5 cm/año
Profundidad del nivel de aguas freáticas	No es un factor de importancia para este tipo de sistemas
CALIDAD DEL EFLUENTE, para un esgurrimiento de aguas municipales con pretratamiento a lo largo de una distancia de 45 m de terreno	
DBO ₅	Promedio 10 mg/l Máxima 15 mg/l
SST	Promedio 10 mg/l Máxima 20 mg/l
N-NH ₃	Promedio 0.8 mg/l Máxima 2 mg/l
NTK (Nitrógeno total Kjeldhal)	Promedio 3 mg/l Máxima 5 mg/l
P	Promedio 4 mg/l Máxima 6 mg/l
Régimen hidráulico de aplicación	6 a 8 horas de aplicación y 16 a 18 horas de descanso, de 5 a 6 días por semana
Recuperación del agua en canales colectores	40 a 80% del agua aplicada, dependiendo de la temperatura, humedad relativa, velocidad del viento y tipo de cultivos

Fuente: CNA. Manual para la selección de sistemas alternativos de tratamiento de aguas residuales y lodos producidos México, 1989

11.5 TRATAMIENTO EN AGUA, HUMEDALES (WETLANDS)

Los humedales (wetlands) se definen como tierras en donde el agua superficial en (o arriba de) la superficie del suelo, permanece el tiempo suficiente cada año para mantener el suelo en condiciones de saturación y de permitir el crecimiento de la vegetación existente.

Los humedales son áreas de tierra inundadas, con profundidades típicas menores de 60 centímetros que apoyan el crecimiento de plantas "emergentes", tales como el tule, espadaña, carrizo y junco (ver fig. 11.5). La vegetación provee la superficie para la formación de una película de bacterias, ayuda en la filtración y adsorción de los componentes de las aguas residuales, transferencia de oxígeno en la columna de agua y controla el crecimiento de algas al restringir la penetración de la luz solar. Además de los humedales naturales, también se crean artificiales, ambos han sido usados para el tratamiento de las aguas residuales, sin embargo el uso de humedales naturales se ha limitado generalmente al pulido o al tratamiento secundario o avanzado del efluente.

La capacidad de renovación de las aguas residuales en los humedales ha sido verificada en un gran número de estudios y en una gran variedad de escenarios geográficos.

Humedales artificiales, ofrecen todas las capacidades de tratamiento de los humedales naturales, pero sin las limitaciones asociadas con las descargas a los ecosistemas naturales. Se han desarrollado la construcción de dos tipos de sistemas de humedales artificiales para el tratamiento de las aguas residuales: 1.- Sistemas de superficie libre (FWS) y 2.- Sistemas de flujo subsuperficial (SFS). Cuando se usan para dar un nivel de tratamiento secundario, o niveles avanzados de tratamiento, FWS consisten en depósitos paralelos o canales con un suelo de fondo relativamente impermeable o barreras subsuperficiales, vegetación emergente y superficial con profundidades de 0.1 a 0.6 metros. El agua residual tratada previamente, se aplica normalmente en forma continua a estos sistemas, y el tratamiento ocurre cuando el agua fluye lentamente a través de los tallos y raíces de la vegetación emergente. Los sistemas de superficie libre (FWS) también pueden diseñarse para crear nuevos habitats de especies silvestres o aumentar los humedales naturales cercanos existentes. Semejantes sistemas normalmente incluyen una combinación de vegetación y áreas abiertas de agua e islas con vegetación apropiada para proveer aves acuáticas con habitats para procreación. Los sistemas de flujo subsuperficial, se diseñan con el objetivo de tratamiento a nivel secundario o avanzado, a estos sistemas también se les llama "zona de raíces", "biofiltro horizontal" o "filtros roca-carrizo", y consisten en canales o zanjas con fondo relativamente impermeables rellenos con arena o grava para soportar la vegetación emergente (figura 11.6.).

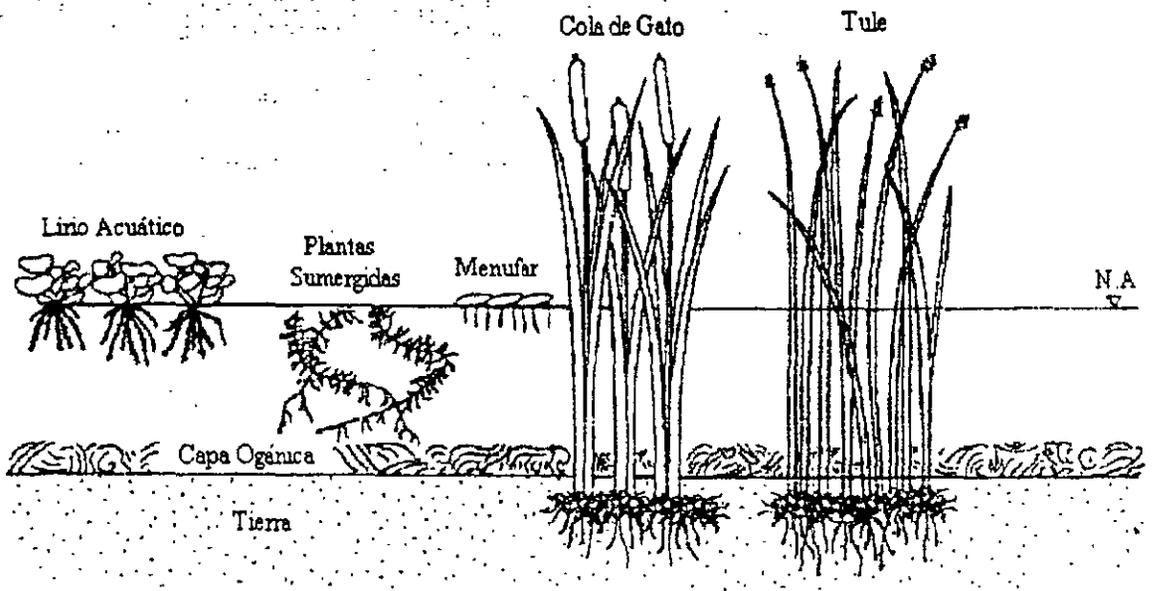


Fig. 11.5 Plantas acuáticas comunes en un FWS

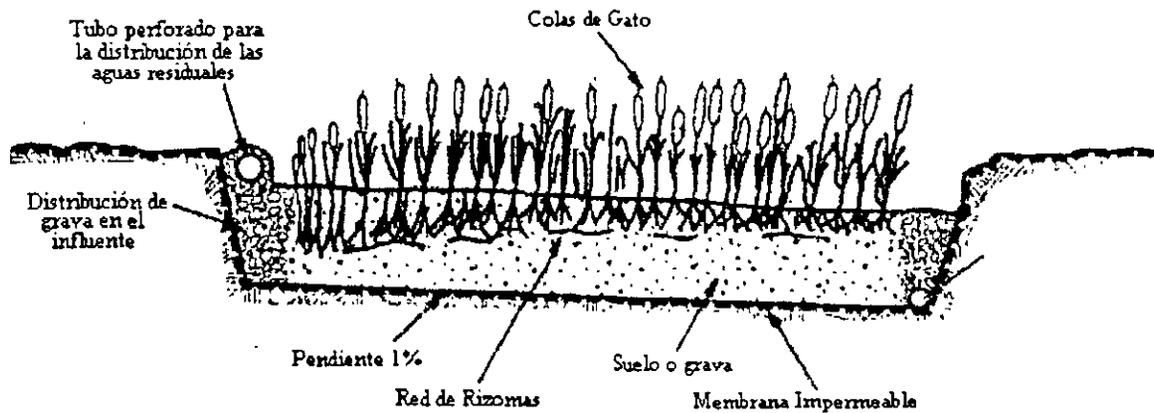


Fig. 11.6 Sección de un sistema de flujo subsuperficial (SFS)

11.6 TRATAMIENTO EN AGUA, BIOFILTRO HORIZONTAL (SFS)

Consiste en un filtro biológico de grava o arena, sembrado con plantas del pantano y atravesado de forma horizontal con aguas residuales pretratadas (flujo superficial).

La bacterias, responsables para la degradación de la materia orgánica, utilizan la superficie del substrato para la formación de una película bacteriana y de ésta manera se forma una población bastante estable que no puede ser arrastrada hacia la salida, como sucede en las lagunas de oxidación.

El tratamiento biológico en un Biofiltro Horizontal, debe ser del tipo facultativo, lo que significa que en el cuerpo del filtro hay microzonas sin y con oxígeno. Las aguas residuales crudas tienen una concentración de oxígeno disuelto entre 0.8 y 1.2 mg/l, y las aguas que pasaron por un tratamiento anaerobio, se encuentran libres de oxígeno, esto conlleva a la necesidad de agregar oxígeno al agua, ya sea de forma artificial o natural, con el fin de establecer una población de bacterias aerobias que no solamente puedan contribuir de esta manera con la descomposición de la materia orgánica, sino también en la nitrificación del nitrógeno amoniacal al nitrato.

La oxigenación natural a través de algas, en un Biofiltro Horizontal, no es posible debido a la ausencia de la luz solar. Por lo tanto, la única manera de suministrar el oxígeno al Biofiltro Horizontal es a través de las raíces de plantas de pantano. Estas plantas poseen un tejido celular que permite el paso del aire de la atmósfera al subsuelo, formándose alrededor de las raíces una población de bacterias aerobias.

La planta más famosa y utilizada en Biofiltros a nivel mundial, es la *Phragmites australis*, que según los científicos es capaz de introducir entre 5 y 12 mg de oxígeno por m² por día. Los rizomas bien desarrollados de esta planta pueden llegar hasta una profundidad de 1.5 metros después de dos o tres años. Otra de las muchas ventajas en el uso de plantas de pantano, es su gran tamaño y superficie de hojas que permite una evaporación considerable del agua extraída del subsuelo, se han reportado Biofiltros, construidos en zonas muy secas del África, que debido a la alta evaporación ya no tenían efluente, lo que puede ser una desventaja, cuando hay necesidad de agua para riego agrícola, pero por otro lado contribuye en el cambio del microclima alrededor de la planta.

Ventajas del biofiltro, comparándolo con las lagunas de estabilización.

1. El costo de operación por persona según cálculos preliminares está por debajo de los costos para lagunas de estabilización, debido a las siguientes razones:
 - Ahorro en la longitud del colector o emisor, ya que el Biofiltro no requiere tener una distancia mínima a la población.
 - Menor volumen de excavación, no se necesita revestimiento de concreto en los taludes.
 - El área de terreno por persona para el tratamiento biológico de las aguas residuales domésticas, es menor de 1.6 m²; para las lagunas de oxidación se calcula con 2 – 2.5 m².
2. El espejo del agua está 10 cm por debajo de la superficie de la grava ⇒ no hay acceso para los mosquitos transmisores de enfermedades, además no hay generación de malos olores.
3. Ausencia de algas en el efluente ⇒ mayor remoción de materia orgánica (DBO, DQO).
4. El proceso de tratamiento no requiere iluminación solar para la producción de oxígeno ⇒ igual eficiencia de purificación en verano e invierno.
5. Fijación del fósforo en el lecho filtrante y fijación del nitrógeno en las hojas de las plantas.
6. La remoción de los gérmenes patógenos, utilizando la misma carga superficial, es mejor que en las lagunas de oxidación.
7. Menos necesidad de mantenimiento que en las lagunas de estabilización.
8. El lodo removido del tanque de sedimentación que se utiliza como pretratamiento, se puede utilizar como abono orgánico.
9. Utilizando la planta Zacate Taiwán, se puede cortar y vender cada dos meses como pasto para ganado vacuno.

Tabla 11.15 Humedales artificiales. Criterios de diseño

Parámetros	Unidad	Tipo de sistema	
		Sistema de superficie libre (FWS)	Sistema de flujo subsuperficial (SFS)
- Tiempo de retención hidráulica	día	4-15	4-15
Profundidad del agua	m	0.09-0.61	1.0-2.5
DBO ₅ tasa de carga	kg/ha día	<67.25	<60
Tasa de carga hidráulica	m ³ /m ² /día	0.014-0.047	0.015-0.050
Area específica	ha/(10 ³ m ³ /día)	67-20	7.16-2.14

Metcalf and Eddy Wastewater Engineering Tercera Edición, 1991 Mc Graw Hill México

11.7 TRATAMIENTO EN AGUA, SUPERFICIE LIBRE (FWS)

El sistema de plantas acuáticas es similar conceptualmente a las ciénegas con sistemas de superficie libre, excepto que las plantas son especies flotantes como el lirio, menubar y otra maleza (figura 11.5). La profundidad del agua es semejante a la profundidad de los humedales variando entre 0.5 y 1.8 metros. Se ha utilizado aereación suplementaria con el sistema de plantas flotantes para incrementar su capacidad de tratamiento y para mantener las condiciones aerobias necesarias para el control biológico de mosquitos. Ambos sistemas de lirio y menubar se han utilizado para remover algas de los efluentes de lagunas y lagunas de estabilización. El sistema de lirio se ha utilizado para proveer tratamiento a niveles secundario y terciario. La carga hidráulica anual y el área específica requerida para este sistema es similar a los de los humedales (tabla 11 16).

Tabla 11.16 Humedales. Características de diseño (criterios típicos)

CONCEPTOS	OBJETIVO DEL TRATAMIENTO	CLIMA REQUERIDO	TIEMPO DE RETENCION (días)	PROFUNDIDAD (m)	CARGA ORGANICA (Kg/ha día)	CARÁCT. DEL EFLUENTE
HUMEDALES NATURALES						
	Pulimento o tratamiento avanzado, el influente con tratamiento avanzado	Cálido	10	0.2 - 1.0	100	DBO 5-10 SST 5-10 NT 5-10
HUMEDALES ARTIFICIALES						
Superficie libre	Secundario o tratamiento avanzado	Cualquiera	7 - 15	0.1 - 0.6	200	DBO 5-10 SST 5-10 NT 5-10
Flujo subsuperficial	Secundario o tratamiento avanzado	Cualquiera	3 - 14	0.3 - 0.6	600	DBO 5-40 SST 5-20 NT 5-10

Red, S. C "Wetlands for wastewater treatment for cold climates"

Tabla 11.17 Sistema de plantas flotantes. Criterios de diseño y calidad esperada del efluente

Parámetros	Secundario aerobio (sin aerear)	Secundario aerobico (aereado)	Remoción de nutrientes aerobio (sin aerear)
CRITERIOS TÍPICOS DE DISEÑO			
Agua residual del influente	Cribada o sedimentada	Cribada o sedimentada	Secundario
DBO ₅ influente mg/lt	130-180	130-180	30
Carga DBO ₅ kg/ha día	4.5-90	168-336	11.2-44.8
Profundidad agua, m	0.46-0.91	0.91-1.21	0.61-0.91
Tiempo de retención días	10-36	4-8	6-18
Carga hidráulica m ³ /m ² día	0.019-0.056	0.093-0.28	0.037-0.15
Temperatura del agua °C	>10	>10	>10
Calendario de cosechas	Anual a estacional	Dos veces al mes a continuamente	Dos veces al mes a continuamente
CALIDAD ESPERADA EN EL EFLUENTE			
DBO ₅ mg/lt	< 20	< 15	< 10
SS mg/lt	< 20	< 15	< 10
NT mg/lt	< 15	< 15	< 5
PT mg/lt	< 6	< 1-2	< 2-4

Metcalf and Eddy, Wastewater Engineering, Tercera edición, 1991 Mc Graw-Hill, México

11.8 TRATAMIENTO CON LIRIO ACUÁTICO

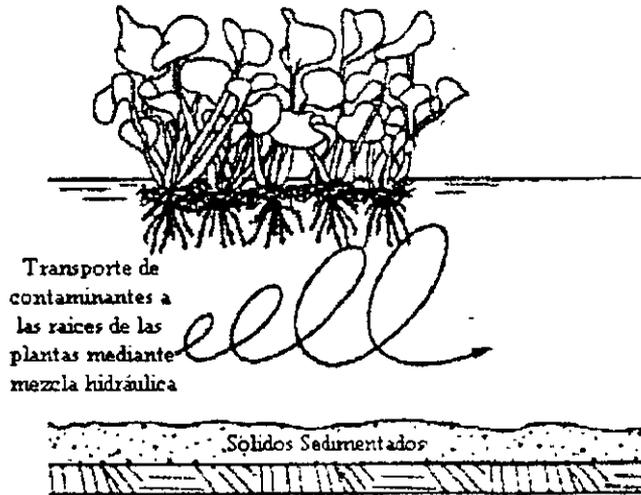


Fig. 11.7 transporte de aguas residuales para tratamiento en la zona de raíz del lirio

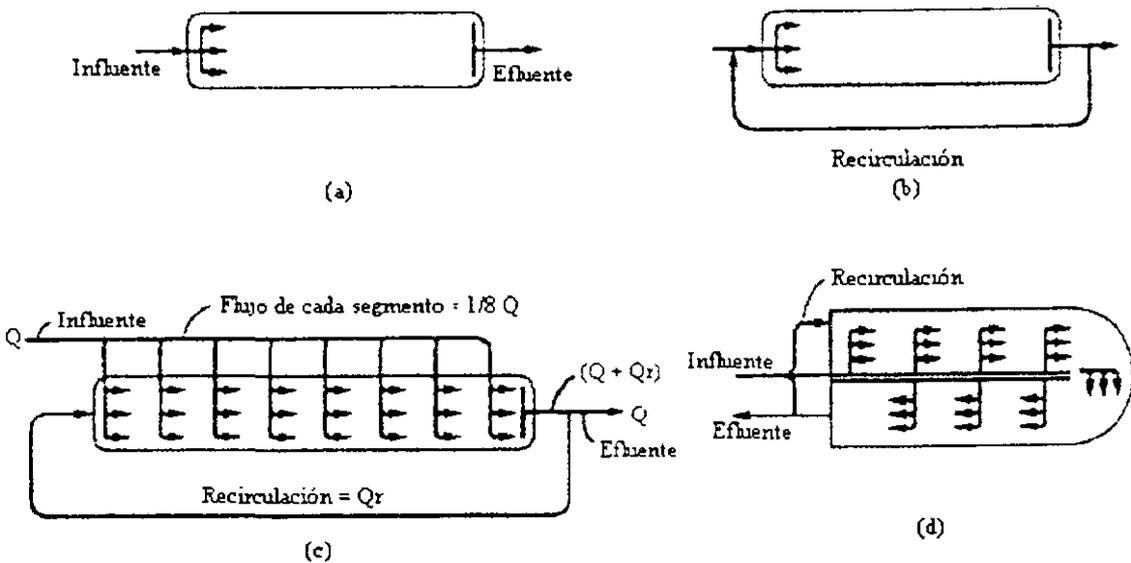


Fig. 11.8 Alternativas de flujo en depósitos de lirio: a) flujo pistón, b) flujo pistón con recirculación, c) alimentación por etapas con recirculación y d) alimentación por etapas con recirculación en estanque (METCALF AND hedi, tercera edición 1991, Mc Graw Hill, México).

REMOCIÓN DE METALES. Los sistemas de lirio acuático (jacinto acuático) son capaces de remover altos niveles de metales. Aunque la acción de las plantas puede ser significativa, los principales mecanismos que se cree se realizan son la precipitación química y la adsorción en el sustrato y en las superficies de las plantas. Las plantas maduras empiezan a absorber la materia a través de las raíces, material que forma parte de los detritus del lodo béntico. En un estudio realizado en Texas se encontró que la concentración de metales en los sedimentos del fondo sobrepasan por un mínimo la concentración de la que tienen los tejidos del lirio (jacinto acuático). Este sedimento se formó por la acumulación de sólidos biológicos durante dos años, así como por material de plantas muertas. La remoción de trazas de minerales se observaron durante 28 días en un experimento tipo "batch" y durante 15 días un flujo continuo, lo que se muestra en el cuadro 11.18

Cuadro 11.18 Remoción de las trazas de metales mediante lirio acuático.

Parámetro	Porcentaje removido			
	Con lirio		Sin lirio	
	Batch	Flujo continuo	Batch	Flujo continuo
Arsénico	12	41	4	23
Boro	12	36	1	-
Cadmio	69	85	23	39
Mercurio	70	92	60	93
Selenio	8	60	0	21

REMOCIÓN DE TRAZAS DE ORGÁNICOS. La remoción de algunos contaminantes prioritarios se han medido en San Diego Cal. E.U a escala piloto en lagunas con lirio acuático. Las unidades con lirio, en este caso, fueron usadas como un paso preliminar antes de ultrafiltración, ósmosis inversa, adsorción con carbón activado y desinfección, en procesos donde se intentaba demostrar la habilidad para completar el reciclado y reuso del agua. En el cuadro 11.19 se muestra la excelente remoción de traza de orgánicos, se cree que se debe en primer lugar a la utilización y la descomposición de los compuestos por la acción bacteriana, aunque las plantas por sí mismas pueden tomar cantidades significativas de estos compuestos.

Cuadro 11.19 Trazas de orgánicos removidos en lagunas con lirio acuático

Parámetro	Concentración (mg/l)	
	Agua sin tratamiento	Efluente laguna con lirio
Benceno	2.0	ND
Tolueno	6.3	ND
Ethylbenceno	3.3	ND
Clorobenceno	1.1	ND
Cloroformo	4.7	0.3
1,1,1 Tricloroetano	4.4	ND
Fenol	6.2	1.2
Naftalina	0.7	0.1
1,4 Diclolorobenceno	1.1	ND

Consideraciones de Diseño

Los sistemas con lirio se pueden diseñar para el tratamiento de: agua residual cruda, efluente primario, para mejorar la calidad de un tratamiento secundario existente o para un tratamiento avanzado. Como en otros sistemas de lagunas, el parámetro crítico es la carga orgánica del sistema.

Si el objetivo del proyecto es tratamiento secundario el diseño es el mismo que para lagunas facultativas. En la tabla 11.20 se presentan los criterios de ingeniería cuando se usa lirio acuático. En este caso la función de las plantas de lirio es cubrir la superficie de vegetación flotante, esto impide el crecimiento de algas y contribuye a la remoción de DBO y S.S. La actuación del sistema de lirio será significativamente mejor en comparación de un laguna facultativa con superficie libre. En apoyo a nuevos diseños, el lirio se puede agregar al final de la última laguna para mejorar la calidad del efluente.

Cuadro 11.20 Tratamiento primario con lagunas de lirio. Criterios sugeridos

Factor	Criterio
Efluente	DBO<30 mg/l , SS<30 mg/l
Entrada de agua residual	Sin tratamiento
Carga orgánica:	
Superficie todo el sistema	50 kg/ha.d DBO
Primera laguna en el sistema	100 kg/ha.d DBO
Profundidad del agua	< 1.5 m
Área máxima en una sola laguna	0.4 ha
Tiempo de retención total	> 40 d
Carga hidráulica	+ 200 m ³ /ha. d
Temperatura del agua	> 10° C
Forma de la laguna	Rectangular, L:W > 3:1
Difusores en el influente	Recomendado
Control de mosquitos	Necesario
Programa de cosechas	Estacional o anual
Lagunas múltiples	Indispensable instalar 2 líneas de 3 lagunas

Cuadro 11.21 Tratamiento secundario con lagunas de lirio. Criterios sugeridos

Factor	Criterio
Efluente	DBO<10 mg/l , SS<10 mg/l remueve algo de nitrógeno
Entrada de agua residual	Equivalente a tratamiento primario
Carga orgánica:	
Superficie todo el sistema	100 kg/ha.d DBO
Primera laguna en el sistema	300 kg/ha.d DBO
Tiempo de retención	> 6 d
Necesidades de aireación	Diseñada como aereada parcialmente mezclada, encontrar necesidades de O ₂ , puede usarse aireación en las primeras células del sistema
Temperatura del agua	> 20° C
Profundidad del agua	< 0.9 m
Carga hidráulica	< 800 m ³ /ha. d
Forma de la laguna	Rectangular, L:W > 3:1
Difusores en el influente	Esencial
Colección múltiple en el efluente	Esencial
Área máxima en una sola laguna	< 0.4 ha
Control de mosquitos	Necesario
Programa de cosechas	> Mensualmente
Lagunas múltiples	Indispensable interconectar en dos series paralelas con tres lagunas cada una

Tratamiento primario con lagunas de lirio

Unos criterios conservadores para el diseño se muestran en el cuadro 11.20 dividiendo el área total de tratamiento requerida en dos filas o series paralelas de lagunas interconectadas, esto permite un flujo diversificado, en forma temporal, para el mantenimiento sin interrumpir el proceso.

Cuadro 11.22 Tratamiento terciario con lagunas de lirio. Criterios sugeridos

Factor	Criterio
Efluente	DBO<10 mg/l , SS<10 mg/l TN y TP < 5
Entrada de agua residual	Efluente del tratamiento secundario
Carga orgánica: Superficie todo el sistema	< 50 kg/ha.d DBO
Primera laguna en el sistema	< 150 kg/ha.d DBO
Profundidad del agua	<< 0.9 m
Área máxima en una sola laguna	< 0.4 ha
Tiempo de retención	6 d o menos dependiendo de la profundidad
Carga hidráulica	< 800 m ³ /ha. d
Forma de la laguna	Rectangular, L:W > 3:1
Temperatura del agua	> 20° C
Control de mosquitos	Necesario
Difusores en el influente	Esencial
Colección diversa en el efluente	Esencial
Programa de cosechas	Plantas maduras en pocas semanas
Lagunas múltiples	Indispensable interconectar en dos series paralelas con tres lagunas cada una

EJEMPLO (para tratamiento primario)

Diseñar un sistema de lagunas con lirio para producir un efluente de agua residual municipal sin tratamiento previo como influente, con los siguientes datos:

Gasto = 760m³/d

DBO₅ = 240 mg/l

SS = 250 mg/l

TN = 25 mg/l

TP = 15 mg/l

S= factor largo ancho 3:1 (L:W)=3

Temperatura crítica en el verano > 20° C

Datos de diseño de la tabla 11.20

Se requiere un efluente con las siguientes características:

DBO₅ ≤ 30 mg/l

SS < 30 mg/l

Solución**1. Carga de DBO**

$$(240 \text{ mg/l})(760 \text{ m}^3/\text{d})(10^3 \text{ l/m}^3)(1 \text{ kg}/10^6 \text{ mg})=182.4 \text{ Kg/ha}\cdot\text{día}$$

2. Área superficial de los depósitos (criterios del cuadro 11.20) 50 Kg/ha·día de DBO para el área total y 100 Kg/ha·día para el primer depósito (celda)

$$\text{Total de área requerida} \frac{182.4 \text{ Kg/d}}{50 \text{ Kg/ha}\cdot\text{día}} = 3.65 \text{ ha}$$

$$\text{Área superficial del primer depósito} \frac{182.4 \text{ Kg/d}}{100 \text{ Kg/ha}\cdot\text{día}} = 1.82 \text{ ha}$$

3. Se construirán dos depósitos primarios, cada uno con 0.91 ha, con la relación L:W= 3:1. Las dimensiones de la superficie son:

$$A = \frac{L}{W} = (L) \left(\frac{L}{3} \right) = \frac{L^2}{3} = (0.91 \text{ ha})(10,000 \text{ m}^2 / \text{ha})$$

$$L = 165 \text{ m} \quad \text{y} \quad W = \frac{165}{3} = 55 \text{ m}$$

4. Diseño del área remanente requerida en dos líneas de dos depósitos cada una, para tener un sistema de dos líneas paralelas con 3 depósitos cada una.

$$\text{Área total de depósitos} = 3.65 \text{ ha} - 1.82 \text{ ha} = 1.83 \text{ ha}$$

$$\text{Depósitos individuales} = \frac{1.83 \text{ ha}}{4} = 0.46 \text{ ha}$$

$$L^2 = (3)(0.46 \text{ ha})(10,000 \text{ m}^2 / \text{ha})$$

$$L = 117 \text{ m} \quad \text{y} \quad W = \frac{117}{3} = 39 \text{ m}$$

5. Proponiendo 0.5 m para almacenamiento de lodos y suponiendo una profundidad efectiva de 1 metro para el tratamiento; profundidad total de la laguna = 1.5 m; usando 3:1 como relación de los lados (s=3) y usando la siguiente ecuación para determinar el volumen de tratamiento

$$V = \left[(L \times W) + (L - 2sd)(W - 2sd) + 4(L - sd)(W - sd) \right] \frac{d}{6}$$

Primeros depósitos

$$V = [(165 \times 55) + (165 - 2 \times 3 \times 1)(55 - 2 \times 3 \times 1) + 4(166 - 2 \times 1)(55 - 2 \times 1)] \frac{1}{6} = 8570 \text{ m}^3$$

Los otros depósitos

$$V = [(117 \times 39) + (117 - 2 \times 3 \times 1)(39 - 2 \times 3 \times 1) + 4(117 - 2 \times 1)(39 - 2 \times 1)] \frac{1}{6} = 4208 \text{ m}^3$$

6. Tiempo de retención hidráulico

$$\text{Primeros depósitos } t = \frac{8570 \text{ m}^3}{(760 \text{ m}^3 / \text{d}) / 2} = 22.5 \text{ d}$$

$$\text{Los otros depósitos } t = \frac{(2)(4208 \text{ m}^3)}{(760 \text{ m}^3 / \text{d}) / 2} = 22.1 \text{ días (cada uno)}$$

Tiempo de retención total = 22.5 + 22.1 = 44 días > 40 días OK.

7. Carga hidráulica

$$\frac{760 \text{ m}^3 / \text{d}}{3.65 \text{ ha}} = 208 \text{ m}^3 / \text{ha} \cdot \text{d OK}$$

Tratamiento secundario con lagunas de lirio

Los criterios que se sugieren para tratamiento secundario usando lagunas con lirio se tienen en la tabla 11.21. se supone que en este caso se ha dado un tratamiento primario como un paso preliminar. Esto puede considerarse conveniente mediante lagunas facultativas con previo tratamiento, o para pequeñas unidades mediante un tanque Imhoff o una fosa séptica. Se ha demostrado que se mejor ael costo beneficio si se incluye aireación adicional en estos sistemas con lirios para acelerar el tratamiento, para incrementar la carga y también para disminuir el tiempo de retención. Si no se incluye aireación, la carga no debe exceder los valores del cuadro 11.21.

Los criterios de ingeniería típicos para el tratamiento terciario mediante lagunas de lirio se muestran en el cuadro 11.22

EJEMPLO (Para tratamiento secundario)

Con los mismos datos de las características del influente del ejemplo anterior (A), diseñar un sistema de lirio acuático para obtener un efluente tipo tratamiento secundario en un sitio donde el área disponible es limitada. Utilizando el cuadro 11.21

Se requiere un efluente con las siguientes características:

$DBO_5 \ll 10 \text{ mg/l}$
 $SS < 10 \text{ mg/l}$
 $TN < 10 \text{ mg/l}$

Suponer que el 80% del tratamiento por la planta es mantenido por lagunas y debe incluirse cosechas rutinarias mensuales.

Solución

Si el sitio para la construcción está limitado, no se cuenta con espacio disponible para tratamiento primario mediante una laguna. Se utilizará un tanque Imhoff para tratamiento primario se complementará con difusores para aireación en las lagunas de lino para minimizar el espacio requerido. El tanque Imhoff tiene la ventaja adicional, para un flujo relativamente pequeño, en que los lodos separados no requieren digestión adicional

Diseño del tanque Imhoff

Los criterios típicos de diseño son:

Tiempo de retención para sedimentación	2 horas
Carga superficial	$24 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$
Tasa de derrame	$600 \text{ m}^3/\text{m} \cdot \text{d}$
Área superficial para espuma	20% de la superficie total
Volumen de digestión de lodos	$0.1 \text{ m}^3/\text{cápita}$ de la población servida o cerca del 33% del volumen total del tanque

Solución

$$\text{Área mínima de sedimentación} = \frac{760 \text{ m}^3 / \text{d}}{24 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \cdot \text{d}} = 31.7 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned}
 \text{Total área superficial mínima} &= \text{sedimentación} + \text{espuma} \\
 &= (1.20 \times 31.7 \text{ m}^2) \\
 &= 38 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Un tanque Imhoff típico puede ser de 5 metros de ancho y 8 metros de largo. En este caso la cámara central de sedimentación puede ser de 4m de ancho, con canales abiertos a ambos lados de 0.5m de ancho, para la acumulación de espuma y ventilación de los gases producidos. El canal será triangular y al fondo del mismo tendrá inclinación hacia una ranura en el fondo, paredes del fondo con inclinación de 5:4, el fondo tendrá cerca de 3 metros de profundidad para asegurar el tiempo de retención necesario de 2 horas. La profundidad total al fondo del tanque debe ser de 6 a 7 metros incluyendo en libre bordo y el volumen para digestión de lodos.

Con un adecuado mantenimiento el tanque Imhoff puede conseguir una remoción de DBO cercana al 47% y arriba del 60% de remoción de SS. Suponiendo que no hay remoción de fósforo y nitrógeno, el efluente primario para este ejemplo debe ser:

$DBO_5 = (240 \text{ mg/l})(0.53) = 127 \text{ mg/l}$
 $SS = (250 \text{ mg/l})(0.40) = 100 \text{ mg/l}$
 $TN = 25 \text{ mg/l}$
 $TP = 15 \text{ mg/l}$

Diseño del sistema lagunar con lirio**Solución**

1. La carga de DBO₅ en el sistema lagunar de lirio será:

$$(127 \text{ mg/l})(760 \text{ m}^3/\text{d})(10^3 \text{ l/m}^3)(1 \text{ kg}/10^6 \text{ mg}) = 9.65 \text{ Kg/día}$$

2. Área superficial de las lagunas. Del cuadro 11.21 la carga orgánica permisible al total del área será de 100 Kg/ha·día y arriba de 300 Kg/ha·día para la primer laguna

$$\text{Área superficial requerida} = \frac{96.5 \text{ Kg/d}}{100 \text{ Kg/ha} \cdot \text{día}} = 0.97 \text{ ha}$$

$$\text{Área superficial lagunas primarias} = \frac{96.5 \text{ Kg/d}}{300 \text{ Kg/ha} \cdot \text{día}} = 0.32 \text{ ha}$$

3. Se usarán dos lagunas primarias en paralelo, cada una con 0.16 ha, serán de forma rectangular con L:W = 3:1, entonces: L = 69 m. y W = 23 m.
4. Dividir el área restante en dos unidades de dos lagunas cada una, para producir dos sistemas paralelos con un total de tres lagunas cada una

$$\frac{0.97 \text{ ha} - 0.32 \text{ ha}}{4} = 0.16 \text{ ha (cada una)}$$

con L:W = 3:1, L = 69m. y W = 23 m.

5. Se propone 0.5 m. para la cámara de lodos y adoptando 0.6 m. para la profundidad del agua para tratamiento en lagunas con la relación de los lodos 3:1 determinamos volúmenes de tratamiento (ver ecuaciones en el ejemplo anterior)

Todas las lagunas son del mismo tamaño V = 855 m³

$$\text{Tiempo de retención en la laguna: } Tr = \frac{855 \text{ m}^3}{(760 \text{ m}^3/\text{d})/2} = 2.25 \text{ días}$$

Tiempo de retención total = (2.25)(3) = 6.75 días > 6 días OK

6. Checando la carga hidráulica = (760 m³/d) / (0.97ha) = 783 m³/ha.d, lo cual es menor de 800; OK

7. Determinación de la retención del nitrógeno con la ecuación siguiente:

$$\begin{aligned} N_c &= N_o \left[1 - \left(\frac{760}{L} \right)^{1/72} \right] \\ &= 25 \left[1 - (0.97)^{1/72} \right] \\ &= 0.5 \text{ mg/l} < 10 \text{ mg/l OK} \end{aligned}$$

8. Diseñando un sistema de aireación "parcialmente mezclado" para las dos primeras lagunas de lirio en cada serie o línea. Suponiendo que la necesidad de oxígeno es el doble de la carga orgánica, el aire contiene aproximadamente 0.28 kg/m³ de oxígeno y la eficiencia de aireación (E) en lagunas poco profundas es cerca del 8% (generalmente el 16% o más en lagunas profundas)

$$\text{Aire requerido} = \frac{(2)(\text{DBO mg/l})(Q, l/d)(10^{-6} \text{ mg/kg})}{(E)(0.28 \text{ kg/m}^3)(86400 \text{ s/d})}$$

$$\frac{(2)(127 \text{ mg/l})(760 \times 10^3 \text{ l/d})(10^{-6} \text{ mg/kg})}{(0.08)(0.28 \text{ kg/m}^3)(86400 \text{ s/d})} = 0.1 \text{ m}^3/\text{s}$$

Generalmente se buscan los aparatos ya diseñados por los fabricantes para determinar el diseño de aireación específico. En este caso, cerca de dos tercios de la capacidad de aireación es dividida entre cada laguna primaria de lirio y el resto (un tercio) se divide igualmente en las segundas lagunas en cada línea. Se puede aplicar la típica aireación por tubos sumergidos, que pueden abastecer cerca de 2.5x10⁻³ m³/min de aire por metro de tubo. Se determinará la longitud y localización de la tubería de aireación

$$\text{Longitud total} = \frac{(0.1 \text{ m}^3/\text{s})(60 \text{ s/min})}{(2.5^{-3} \text{ m}^3/\text{min})} = 2400 \text{ m}$$

$$\text{En la laguna primaria} = \frac{(2400)(0.667)}{2} = 800 \text{ m. cada una}$$

$$\text{Número de líneas de aireación} = \frac{\text{long.tubos}}{\text{ancho.laguna}} = \frac{800 \text{ m}}{23 \text{ m}} = 35 \text{ cada una}$$

Espaciando estas líneas de aireación 2 metros centro a centro en las primeras lagunas

$$\text{En las segundas lagunas} = \frac{(2400)(0.333)}{2} = 400 \text{ m. cada una}$$

$$\text{Número de líneas} = \frac{400}{23} = 17 \text{ en cada laguna}$$

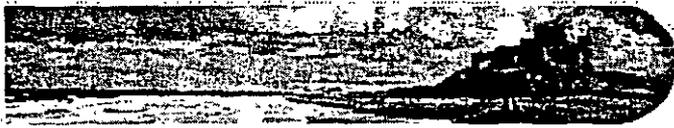
Espaciándolas a 4 metros centro a centro para la longitud total de la laguna.

9. Una admisión por medio de difusores o sprinklers es esencial para las primeras lagunas para asegurar una distribución uniforme del influente. El uso de **pez Gambusia** u otros controles biológicos, o agentes químicos son necesarios para el control de mosquitos. La cosecha de las plantas debe hacerse cada 3 o 4 semanas, considerando que sólo el 20% de las plantas pueden ser removidas cada vez.

10. el sistema de tratamiento diseñado en este ejemplo proporciona una mejor realización que el desarrollo del ejemplo anterior en casi un tercio del área de suelo requerida. Esto da la mejor justificación para utilizar un tanque Imhoff como tratamiento primario y la aireación en la primeras lagunas en cada tren, serie o línea. En lugares en donde la tierra es escasa o es muy cara, esta forma de tratamiento puede tener un mayor costo beneficio, sobre todo cuando se requiere un tratamiento secundario.



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



...: Ingeniería Ambiental

CURSOS ABIERTOS

CA-173 TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES, MUNICIPALES INDUSTRIALES Y REUSOS

TEMA

**CAPITULO XII TRATAMIENTO DE LODOS BIOLÓGICOS O
BIOSÓLIDOS**

EXPOSITOR: ING. RAFAEL LÓPEZ RUIZ

DEL 27 DE JUNIO AL 1° DE JULIO DE 2005

PALACIO DE MINERÍA

AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES Y BIOSÓLIDOS

CAPITULO 12 TRATAMIENTO DE LODOS BIOLÓGICOS O BIOSÓLIDOS

- 12.1 GENERACIÓN DE BIOSÓLIDOS**
- 12.2 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS, QUÍMICAS Y MICROBIOLÓGICAS**
- 12.3 TRATAMIENTOS Y PROCESOS**
- 12.4 CONCENTRACION**
- 12.5 DIGESTION**
- 12.6 ACONDICIONAMIENTO**
- 12.7 DESHIDRATACION Y SECADO**
- 12.8 TRATAMIENTO TÉRMICO**
- 12.9 DISPOSICION DE LODOS Y CENIZAS**

12.1 GENERACION DE BIOSOLIDOS

Los lodos residuales de las plantas son un subproducto del tratamiento de las aguas residuales y están compuestos principalmente por microorganismos, por lo que reciben el nombre de **lodos biológicos o biosólidos**.

Los BIOSÓLIDOS se definen en el PROY-NOM-004-ECOL-2001 como "lodos provenientes de las plantas de tratamiento de aguas residuales, que por su contenido de nutrientes y por sus propias características o por las adquiridas después de un proceso de estabilización, pueden ser susceptibles de aprovecharse"

Estos lodos generalmente contienen de un 93 a un 99.5% de agua, así como sólidos y sustancias disueltas, las características del lodo dependen de la composición inicial del agua residual y de los sistemas usados para el tratamiento del agua residual y de estos lodos. En una planta, las características del lodo producido pueden variar en forma anual, estacional o diaria, debido a las variaciones tanto de la composición del agua residual como de los procesos de tratamiento, esta variación es particularmente grande en sistemas de tratamiento de aguas residuales que reciben una gran cantidad de descargas industriales.

Las características del lodo afectan las alternativas para su uso y disposición, por ello, cuando se evalúan estas alternativas, se debe determinar primero la cantidad y características del lodo, así como el rango de variaciones en sus características.

Estos lodos biológicos (biosólidos), al cumplir con lo establecido en el PROY-NOM-004-ECOL-2001, pueden ser aprovechados en: 1.- Jardines, 2.- Macetas, 3.- Áreas verdes, 4.- Para recreación con contacto directo humano, 5.- Viveros, 6.- Campos deportivos, 7.- Camellones urbanos, 8.- Vías de comunicación, 9 - Panteones y 10.- Bosques.

Dependiendo del lugar dentro de la planta donde se generan los lodos se pueden clasificar en: primarios, secundarios y terciarios.

Lodos primarios. Son generados durante el tratamiento primario del agua residual, donde se remueven sólidos que sedimentan fácilmente.

El lodo primario contiene de 3 a un 7% de sólidos; generalmente el gran contenido de agua puede ser reducido por deshidratado o desaguado. Este tratamiento es esencialmente de tipo físico.

Lodos secundarios. También llamados "lodos biológicos" o "biosólidos" son generados en los tratamientos biológicos, donde los microorganismos degradan el contenido de materia orgánica que se encuentra suspendida o disuelta en el agua quedando así parte de esta materia integrada a los microorganismos, al final del proceso biológico completo realizado por ellos, se obtienen como productos finales bióxido de carbono y agua. Este proceso incluye los sistemas de lodos activados y sistemas de película fija como son los filtros percoladores y los biodiscos.

El lodo secundario, debido a su bajo contenido de sólidos (0.5 a 2%) es más difícil de deshidratar que el primario.

Lodos terciarios. Producidos en los sistemas avanzados de tratamiento, tales como precipitación química o filtración. Las características del lodo terciario dependen en gran parte de los procesos de tratamiento anteriores. Los "lodos químicos" resultan de procesos de tratamiento con químicos, tales como cal, polímeros orgánicos y sales de hierro y aluminio, generalmente la cal y los polímeros ayudan al deshidratado y desaguado, mientras que las sales de hierro y aluminio reducen la capacidad de deshidratado y desaguado por la producción de lodos hidratados que contienen agua ligada.

La composición de los lodos residuales varía según sea su origen, dependiendo del tipo de efluente industrial o urbano tratado. En la tabla 12.1, se presenta la composición química típica de lodos crudos y digeridos.

TABLA 12.1 COMPOSICION QUIMICA DE LODOS CRUDOS Y DIGERIDOS

Parámetro	Lodos primarios crudos		Lodos digeridos	
	Rango típico		Rango típico	
Sólidos totales (ST, %)	2.0-7.0	4.0	6.0-12.0	10.0
Sólidos volátiles (%ST)	60-80	65.0	30-60	40.0
Grasas y aceites (soluble en éter % ST)	6.0-30.0	..	5.0-20.0	...
Proteínas (% ST)	20-30	25.0	15-20	18.0
Nitrógeno (N, %ST)	1.5-4.0	2.5	1.6-6.0	3.0
Fósforo (P ² O ⁵ , %ST)	0.8-2.8	1.6	1.5-4.0	2.5
Potasio (K ² O % ST)	0.0-1.0	0.4	0.0-3.0	1.0
Celulosa (% ST)	8.0-15.0	10.0	8.0-15.0	10.0
Hierro (no como sulfuro)	2.0-4.0	2.5	3.0-8.0	4.0
Sílice (Si O ² %ST)	15-20	...	10-20	...
PH	5.0-8.0	6.0	6.5-7.5	7.0
Alcalinidad (mg/l CaCO ³)	500-1,500	600	2,500-3,500	3000
Acidos orgánicos (mg/l HAc)	200-2,000	500	100-600	200
Poder calorífico (BTU/lb)	6800-1000	7,600 ^(a)	2,700-6,800	4000 ^(b)

Nota. (a) Basado en 65% materia volátil (b) Basado en 40% materia volátil

Para el cálculo de la capacidad de las unidades de tratamiento de los lodos, se debe conocer las cantidades que se generan, su fluctuación respecto al tiempo y la capacidad potencial de las unidades de sedimentación y tanques de aireación, en los cuales se puede almacenar temporalmente una cierta cantidad de lodos

12.2 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS, QUÍMICAS Y MICROBIOLÓGICAS

En el diseño y selección de los procesos para el tratamiento de los lodos se requiere conocer las características físicas, químicas y microbiológicas de los mismos, lo que se muestra en seguida:

CARACTERÍSTICAS FÍSICAS

Los lodos de origen primario o secundario se presentan en forma de un líquido que contiene partículas no homogéneas en suspensión. Su volumen representa del 0.05 al 0.5 del volumen de agua tratada para los lodos frescos, mientras que es ligeramente inferior para los lodos activados y otros procedimientos biológicos, la floculación del agua aumenta el volumen de los lodos, y sobre todo su peso, aproximadamente en un 10%.

El color de los lodos biológicos varía entre el pardo y el gris, cuando el tratamiento de las aguas residuales es adecuado presentan un color café-chocolatoso y pocos olores, pero pueden tener otro color (gris) con olor desagradable, lo que indica que se presenta un proceso de descomposición anaerobia.

Los parámetros que definirán su capacidad de deshidratación y filtración y por tanto su tratamiento son:

- a) Contenido de materia seca.
Se trata de medir el peso del residuo seco después de su calentamiento a 105° C, hasta tener peso constante.
- b) Contenido de materia volátil.
Se mide este valor por la diferencia entre el peso del lodo seco (a 105° C) y el del mismo lodo después de que se caliente hasta peso constante a 550° C.
- c) Contenido de agua intersticial.
El agua contenida en el lodo se presenta bajo dos formas:
 - Agua libre que se elimina fácilmente por filtración o decantación (fácilmente eliminable).
 - Agua de enlace o ligada, contenida en las moléculas químicas, las sustancias coloidales y las células de materia orgánica que se pueden eliminar solo por el calor.

La proporción de agua (libre y de enlace) es determinante en su capacidad de deshidratación y se mide la proporción entre el agua ligada y el agua libre mediante la pérdida de peso manteniendo una temperatura constante.

- d) Carga específica.
Este parámetro permite medir la capacidad de decantación de los lodos, se expresa en $\text{kg}/\text{m}^2/\text{d}$; es la cantidad de materia seca decantada por unidad de superficie y depende del contenido de materias volátiles
- e) Resistencia específica
Se trata de medir la capacidad de filtración de los lodos bajo una presión dada.
- f) Compresibilidad.

Cuando se incrementa la presión en la parte superior de un filtro, se obtiene un aplastamiento de la torta y un aumento de la resistencia a la filtración.

Cuando la presión aumenta y alcanza valores del orden de 10 lbs/pulg², (0.703 kg/cm²), la filtración del agua contenida en el lodo está prácticamente bloqueada; entonces se llega a la sequedad límite.

- g) Poder calórico.
El contenido de materia orgánica de los lodos, les proporciona una capacidad de combustión que no es despreciable, esto permite su incineración. Se definen dos poderes caloríficos:
- El poder calorífico inferior PCI, que es la cantidad de calor desprendida en la combustión completa de un kilo de lodos.
 - El poder calorífico superior PCS, que es la cantidad de calor desprendida en la combustión completa de un kilo de lodos, suponiendo que toda el agua que se desprende en la combustión se encuentra en estado condensado en los productos de combustión.
- h) Propiedades reológicas.
Los lodos tienen la propiedad de solidificarse en ausencia de agitación y transformarse en líquidos aplicando una ligera agitación, a esta propiedad se le llama tixotropía, el conocimiento de ésta característica es muy importante para determinar el bombeo, tuberías y transporte de los lodos.
- i) Características de sedimentación.
La velocidad de sedimentación de los lodos depende de su concentración en sólidos.
- j) Características para la deshidratación.
Los procesos empleados para la deshidratación dependen de la concentración del lodo, grado de agregación, características estructurales de las partículas, viscosidad, fuerza iónica y pH del agua.
- k) Sólidos Totales (ST)
l) Sólidos Volátiles (SV), llamados también materia volátil (MV)

CARACTERÍSTICAS QUÍMICAS.

En los lodos se pueden encontrar las siguientes características:

- a) Materia orgánica.
Generalmente de origen animal (grasas, aceites, etc) o vegetal (fibras, almidones, etc). Se encuentran también microorganismos y sus productos de desecho.
- b) Elementos nutrientes.
Se trata del contenido de nitrógeno total, fósforo y potasio. Son sustancias que favorecen el crecimiento de las plantas y que tienen por consiguiente mucha importancia para la utilización agrícola de los lodos.

Los lodos de origen industrial y en menor grado los de origen municipal pueden contener algunos de los siguientes compuestos:

- c) **Microcontaminantes orgánicos**
Son sustancias que pueden tener una acción negativa sobre el tratamiento de los lodos y sobre su utilización en la agricultura. Se trata generalmente de productos químicos de síntesis que se utilizan comúnmente y que se encuentran en las aguas domésticas de desecho. Se encuentran contenidos importantes de detergentes y medicinas.
- d) **Tóxicos orgánicos**
Muchos lodos provenientes de aguas residuales industriales presentan concentraciones de tóxicos orgánicos, tales como los PCB's (bifenilos policlorados, también llamados ASKARELES), hidrocarburos aromáticos polinucleares y plaguicidas.
- e) **Metales pesados**
Muchos lodos residuales contienen grandes cantidades de metales pesados lo que reduce su valor como fertilizante, debido a que pueden acumularse en los tejidos de las plantas representando un riesgo para la salud humana. Por citar algunos, tenemos: Cd, Zn, Cu, Pb, As, Se, Hg, Co, Cr, Mn, Ni, Fe, V y Mo.

Otras características importantes de los lodos son:

- f) - Materia orgánica (mg/l)
- g) - Nitrógeno y Fósforo
- h) - Composición química en general

CARACTERÍSTICAS MICROBIOLÓGICAS

Las aguas residuales contienen flora y fauna variadas de la cual una parte se encuentra en los lodos. El tratamiento biológico de las aguas residuales modifica su composición biológica por la multiplicación de ciertas especies que aprovechan el alimento (DBO) en detrimento de otras.

Los microorganismos patógenos se encuentran en los lodos y en los efluentes; por lo tanto, es preciso tener el cuidado de controlarlos en ambos casos.

Los principales organismos patógenos encontrados en los lodos residuales pueden dividirse en cuatro grupos: bacterias, protozoos, helmintos y virus. Las operaciones y procesos de tratamiento reducen el número de los organismos mencionados, pero no la totalidad de ellos.

- a) **Bacterias** Se encuentran numerosos tipos de bacterias en los lodos (salmonellas, shigelas, coliformes, etc.), una parte de ellas es de origen fecal y algunas provienen de personas portadoras de gérmenes patógenos.
- b) **Virus:** Entre otros se encuentran los causantes de poliomielitis y hepatitis infecciosa.
- c) **Parásitos:** En los lodos se encuentran numerosos parásitos de origen fecal (Amibas, Giardia lambda, huevos de helmintos, etc.) Su eliminación es mucho más difícil puesto que toman una forma vegetativa cuando las condiciones les son adversas (quistes de Amiba y de Giardia lambda), cuando se introducen en el organismo del hombre o de los animales tienen un campo adecuado para su desarrollo.

- d) **Hongos**
Se trata esencialmente de las levaduras y los saprófitos que están normalmente presentes en el aire; por lo general, no son patógenos para los animales o el hombre, con excepción de algunos que pueden llegar a serlo cuando las condiciones les son favorables.
- e) **Algas**
No se encuentran en gran cantidad en los lodos primarios y secundarios; en las lagunas naturales, gran parte de los lodos están constituidos por detritus de algas.
- f) **Macrofauna:** Huevecillos de helmintos y de nemátodos, macroinvertebrados, larvas de insectos etc.

12.3 TRATAMIENTOS Y PROCESOS

Los lodos residuales tal como son extraídos del tren de agua, no pueden ser depositados directamente al medio ambiente, ya que ocasionarían problemas de olores y contaminación del lugar debido a: 1° altas concentraciones de los contaminantes químicos (mayor que en las aguas residuales originales), 2° a la materia orgánica, separada por los procesos biológicos, la que no se encuentra totalmente degradada en compuestos estables, por lo que producen olores desagradables, 3° la consistencia de los lodos residuales hace que sea problemática su transportación y disposición final. Por tales motivos, es necesario su tratamiento para estabilizar la materia orgánica y para eliminar la mayor cantidad posible de agua y poderlos transportar y depositar en condiciones adecuadas en los lugares autorizados, para no contaminar el medio ambiente.

Como consecuencia de lo anterior el tratamiento de los lodos esta enfocado a la reducción de su contenido de agua y a la estabilización de su materia orgánica.

Los tratamientos empleados para los biosólidos:

- Concentración (espesamiento)
- Digestión (Estabilización)
- Acondicionamiento
- Deshidratación y secado
- Incineración y oxidación húmeda
- Disposición final de lodos y cenizas.

Los tratamientos de concentración, deshidratación y secado son usados principalmente para **remover el agua de los lodos**. La digestión, incineración y la oxidación húmeda son utilizados para el **tratamiento de la materia orgánica** en los biosólidos

En la figura 12.1 se muestra el diagrama de flujo de los principales tratamientos y sus respectivos procesos, así como sus interrelaciones

En la práctica, la elección del tipo de tratamiento que se debe aplicar a los biosólidos, depende de sus características, estructura, composición y su comportamiento ante la deshidratación.

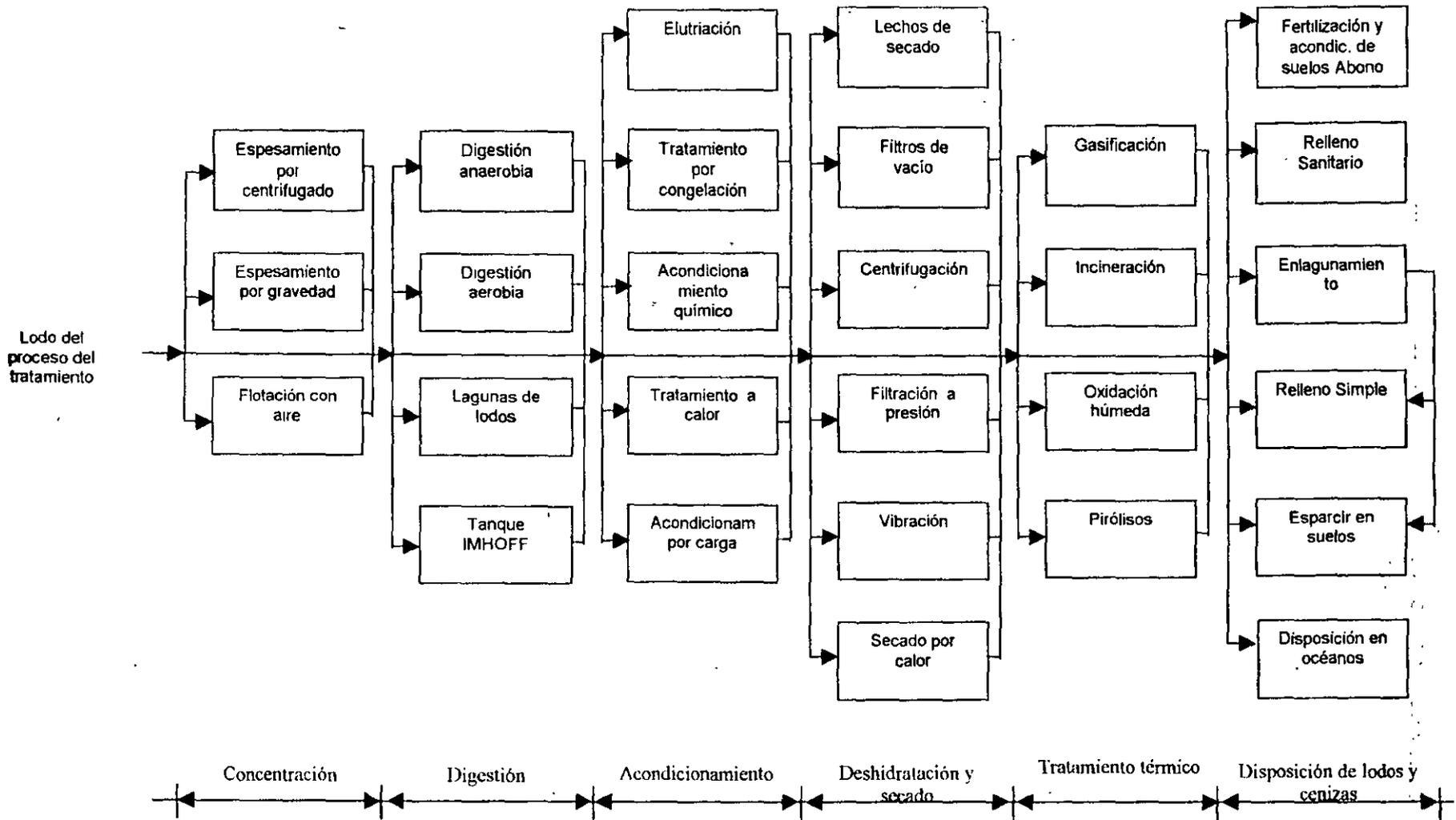


FIG. 12.1 Tratamientos, procesos y disposición de los lodos biológicos o biosólidos.
(Adaptado de los apuntes de la D.E.C. de la Facultad de Ingeniería U.N.A.M.)

12.4 CONCENTRACION

ESPESAMIENTO DE LOS BIOSOLIDOS

El espesamiento o concentración de los lodos es la primera operación que se lleva a cabo en el tratamiento, con el fin de reducir su volumen y además hacerlos más accesibles para su transporte y manejo en las posteriores operaciones a las que son sometidos.

Las ventajas que se tienen con el espesamiento de los lodos son:

- Mejora el proceso de digestión y reduce sus costos.
- Aumenta la economía de los sistemas de deshidratación de los lodos (centrifugación, filtración al vacío, filtros-prensa, etc).
- Se reduce el volumen de los equipos de acondicionamiento.
- Facilita el manejo y transportación de los lodos.

Las desventajas del espesamiento son el costo por la inversión suplementaria y en el caso de lodos orgánicos, la producción de olores indeseables. Los olores pueden eliminarse previamente mediante la adición de cal, lo que además es efectivo para el oreado directo de los lodos crudos o durante el período de arranque de los digestores anaerobios.

El espesamiento de los lodos se puede realizar mediante agitación durante un tiempo suficiente para formar agregados que se sedimenten más fácilmente con un contenido menor de agua. Así tenemos por ejemplo, el espesamiento de los lodos activados de 3 a 6 veces su volumen mediante su agitación durante 8-12 horas, agregándosele, si es necesario cloro para evitar su descomposición y ocasionalmente por centrifugación.

En forma general se puede decir que el espesamiento de los lodos se realiza principalmente mediante espesadores por sedimentación o por flotación y ocasionalmente por centrifugación.

ESPESAMIENTO POR GRAVEDAD

Comúnmente se concentra el volumen de lodos mediante espesadores. La carga hidráulica en éstos, no deben exceder de $0,75 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$ ni tampoco de una carga específica de $50 \text{ kg}/\text{m}^2 \cdot \text{h}$.

El lodo que llega a los espesadores puede ser de los tipos, primario, secundario o, más usualmente, lodos mixtos de primario y secundario. Todos ellos proceden de purgas de sedimentadores y llegan mediante bombeo a los espesadores.

Estos espesadores son tanques cilíndricos de hormigón terminados en forma cónica y tienen una entrada (para los lodos a espesar) y dos salidas: una **-por la parte inferior-** para el lodo espesado y otra **-por la parte superior-** para el sobrante o agua separada de los lodos, la que debe reintegrarse al digestor en el tren de agua.

Los espesadores pueden ser estáticos o mecanizados. Los primeros sólo constan del tanque en sí, contando con un cono de descarga con gran pendiente. Solamente se construyen de diámetro pequeño comprendido entre 5 y 8 m como máximo.

Los espesadores mecanizados constan de un conjunto de rastras giratorias, que operan constantemente a poca velocidad con lo que se facilita el desprendimiento de los lodos, así

como la colección de los mismos del fondo del tanque. En la Fig. 12.2 se presenta la sección de un espesador.

Estos sistemas trabajan con una concentración del 2 al 3% para lodos mixtos de los sedimentadores primario y secundario, pudiendo llegar la misma hasta un 4-6%.

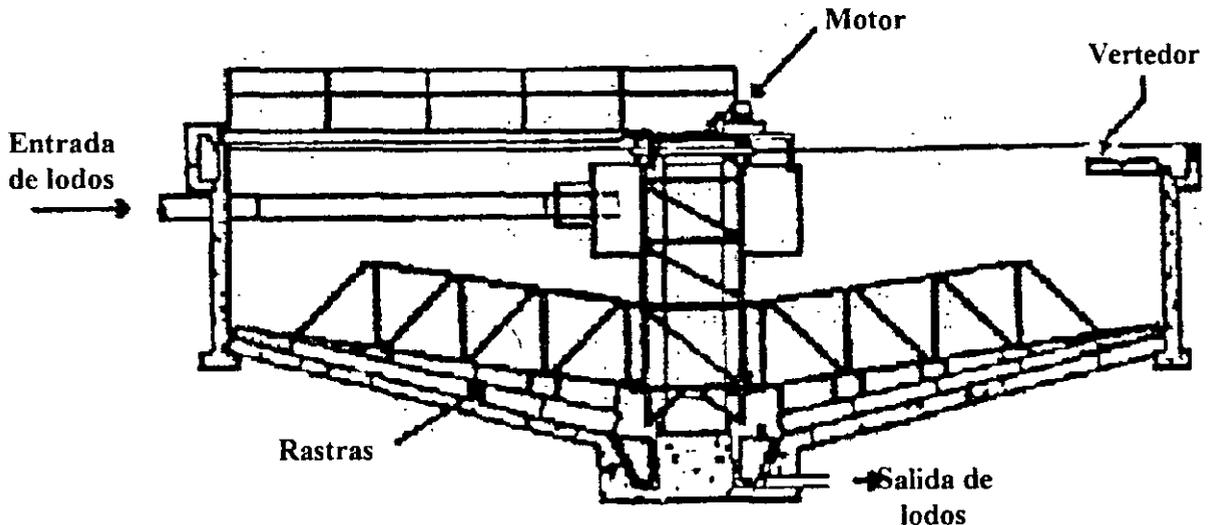


Fig. 12.2 Espesador de lodos cilíndrico (sedimentador).

ESPEPAMIENTO POR CENTRIFUGACIÓN.

La centrifugación constituye un medio eficiente para completar la sedimentación y sustituir el espesamiento por gravedad. Se emplea tanto para el espesamiento, como para la deshidratación de lodos. En el primer caso, su uso está prácticamente restringido al espesamiento de lodos provenientes del sistema de lodos activados. Existen tres tipos de centrifugas apropiadas para espesar lodos: centrifuga de discos, centrifuga horizontal de transportador helicoidal o de tornillo y centrifuga de tazón (ver figura 12.10).

La centrifuga de discos opera en forma continua. Consiste de una unidad formada por una serie de discos ordenados verticalmente. Cada disco, actúa como una centrifuga de baja capacidad. El líquido se va clarificando gradualmente al pasar entre los discos. Los sólidos se concentran en la periferia del tambor y se descargan a través de pequeños orificios.

La centrifuga de transportador helicoidal es la más empleada en el tratamiento de lodos. La unidad central es un tambor montado en forma horizontal en donde se aloja un "gusano sinfin" que gira a una velocidad ligeramente diferente a la del tambor. Los lodos son arrojados hacia las paredes por efecto de la fuerza centrífuga y son transportados por medio del "gusano sinfin" hacia el extremo de descarga de la unidad. En la mayoría de los casos, el tambor está diseñado con un diámetro decreciente en el sentido de la trayectoria de los sólidos, creando una zona en donde los lodos pueden concentrarse un poco más. Este equipo opera en forma continua con alta eficiencia.

La centrifuga de tazón opera intermitentemente. En este sistema, el lodo se alimenta a un recipiente rotatorio montado verticalmente sobre una flecha; al girar éste, los sólidos se acumulan en las paredes del recipiente y el agua sale por el centro. Cuando el equipo completa la separación, el tazón se detiene gradualmente y se procede a descargar la torta de lodo.

ESPESAMIENTO POR FLOTACIÓN CON AIRE DISUELTO

En los casos en que el espesamiento por gravedad resulta poco eficiente, la flotación se ha empleado con buenos resultados para el espesamiento de lodos entre ellos los activados, aunque con mayores problemas técnicos y operacionales.

Este proceso no es muy usual en las plantas de tratamiento de aguas residuales municipales por su gran costo y difícil mantenimiento. Además, éste proceso requiere la adición de sustancias floculantes, como pueden ser polielectrolitos, para mejorar la capa flotante que generalmente tiene de 20 a 40 cm de espesor.

En el espesamiento por flotación se utilizan diminutas burbujas de aire que quedan atrapadas en las partículas sólidas. La fuerza ascendente del conjunto (partícula de lodos y burbuja de aire) hace que las partículas floten, concentrándose en la superficie y puedan ser removidas.

El aire bajo presión de varias atmósferas se mezcla con el lodo, ya sea con la corriente de alimentación o con la recirculación, manteniéndolo durante varios minutos en un tanque de retención para dar tiempo a que el aire se disuelva. Se hace pasar entonces a través de una válvula reductora de presión para ser descargado al tanque de flotación que opera a presión atmosférica. El aire deja de estar en solución y se desprende en forma de burbujas.

La principal ventaja de la flotación sobre el espesamiento por gravedad es la facilidad para remover en forma más completa y rápida aquellas partículas que sedimentan lentamente, sin embargo, este método es más costoso, principalmente por los gastos ocasionados para mantener el aire bajo presión.

En la Fig. 12.3 se indica un diagrama de este proceso que puede llevarse a cabo con recirculación del agua clarificada en un porcentaje del 25-50% del caudal de entrada.

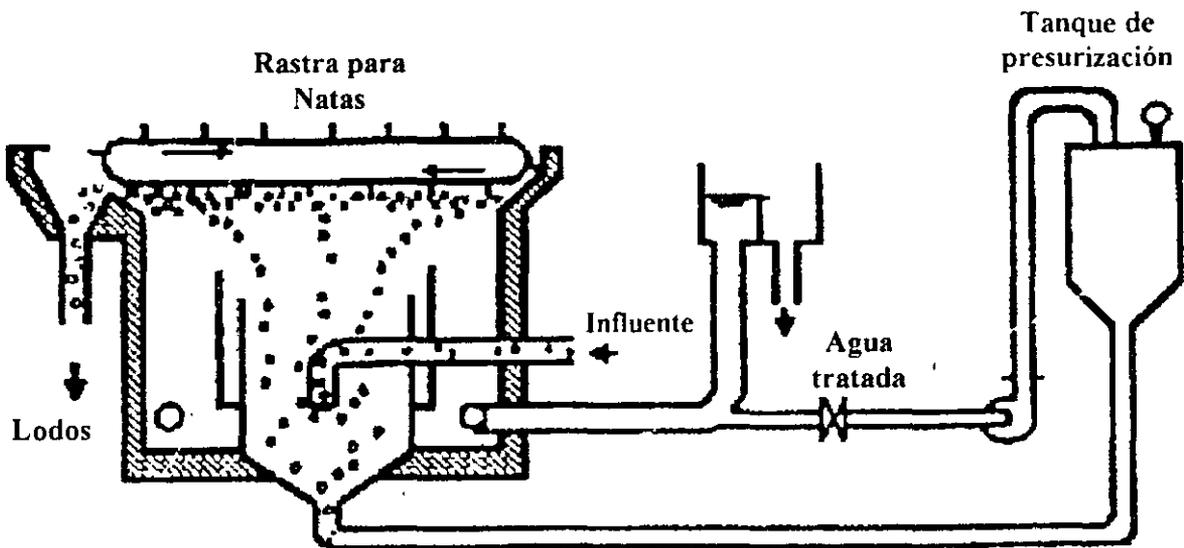


Fig. 12.3 Sistema de flotación para la concentración de lodos.

12.5 DIGESTION

DIGESTIÓN ANAEROBIA

La digestión anaerobia de los biosólidos es un proceso que tiene como finalidad la estabilización de la materia orgánica que contengan.

En términos generales, el tratamiento consiste en depositar los lodos en digestores cerrados que impidan el paso de aire, con la finalidad de descomponer la materia orgánica por medio de microorganismos anaerobios. La velocidad de descomposición, depende de una inoculación adecuada, el pH, tipo de sólidos, temperatura y un mezclado adecuado de los sólidos crudos con el inóculo. Los lodos digeridos, posteriormente pueden ser secados e incinerados o usados como fertilizante.

El proceso se lleva a cabo por dos grupos de bacterias: (Fig. 12.4)

- Bacterias hidrolíticas.

Son microorganismos saprófitos, anaerobios facultativos, que metabolizan los carbohidratos, grasas y proteínas convirtiéndolos en ácidos orgánicos (ácido acético, butírico) y alcoholes de bajo peso molecular.

- Bacterias metanogénicas.

Son microorganismos anaerobios estrictos, utilizan los ácidos orgánicos y alcoholes de bajo peso molecular (producidos por las bacterias hidrolíticas)

La estabilización de los lodos por vía anaerobia se puede resumir de la siguiente forma:

Bacterias + Materia orgánica -----> Bacterias + Materia orgánica (resistente) + CH₄+CO₂+H₂O

La eficiencia del tratamiento anaerobio depende del balance entre los dos grupos de bacterias mencionadas, de la alimentación al sistema, la temperatura, el pH y el tipo de materia orgánica suministrada, por otro lado, el grado de reducción de los sólidos volátiles depende de la concentración de materia volátil en el lodo crudo.

Los factores más importantes que se controlan en los procesos anaerobios son: producción de gas (cantidad y composición), balance de los sólidos en el sistema (totales, volátiles y fijos), DBO, acidez y pH, ácidos volátiles, grasas, características del lodo y olor.

La digestión anaerobia es inhibida por sustancias tóxicas tales como, metales pesados (cobre, níquel, zinc, cromo), exceso de iones NH₄⁺, sulfuros, cianuros, fenoles, concentración alta de detergentes.

En el proceso, el gas producido (Biogas) esta compuesto principalmente de metano (65-70% Vol.) y gas carbónico (25-30% Vol.), conteniendo además oxígeno en proporciones ínfimas (0.03%), monóxido de carbono (2-4%), nitrógeno (1%), sulfuro de hidrógeno, hidrocarburos, etc., dependiendo del origen de lodo.

En los lodos digeridos se destruye la mayor parte de los microorganismos patógenos, sin embargo todavía se discute la destrucción de ciertos virus y del bacilo de Koch.

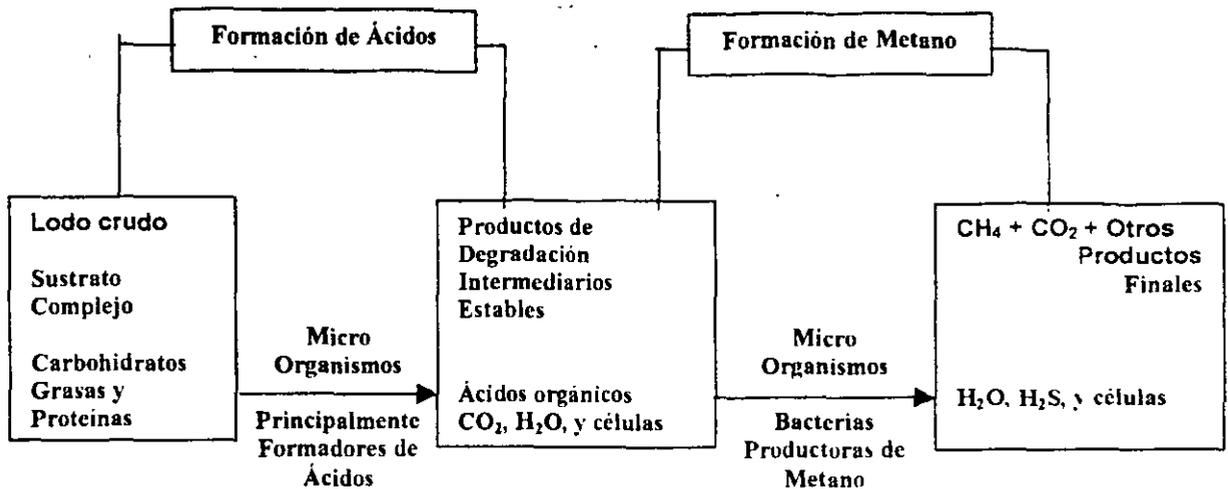


Fig. 12.4 Diagrama simplificado de los procesos y transformaciones durante la digestión anaerobia de lodos.

Tipos de digestores anaerobios

Existen dos tipos de sistemas de digestión anaerobia de los biosólidos:

- 1°. Digestión convencional que pueden ser de una etapa o paso o de dos etapas o pasos y 2°. Digestión de alta tasa.

Digestores de una etapa o paso.

Estos sistemas constan de un sólo digestor, en donde se lleva a cabo la digestión del lodo crudo y la concentración de los lodos digeridos.

El proceso de digestión se mantiene a temperaturas entre el rango de 85-115° F por medio de calentadores externos, el gas metano puede ser utilizado como combustible para mantener la temperatura en el digestor. Los tiempos de retención en este tipo de digestores son relativamente altos: entre 30 y 50 días.

La digestión, el espesamiento y la formación de material flotante se llevan a cabo separadamente dentro del tanque. Operacionalmente, el lodo crudo se alimenta en la zona de digestión activa y el gas producido se remueve del tanque por la parte superior. Mientras el gas sube a la superficie, éste eleva consigo partículas de lodos y otros materiales, tales como grasas y aceites, formando una capa de natas. Como resultado de la digestión, el lodo se mineraliza (aumentando el porcentaje de lodos fijos), y por gravedad éste se espesa; lo que causa la formación de una capa de material flotante sobre la zona de digestión de lodo. El volumen del tanque se utiliza únicamente a un 50% debido a la estratificación y falta de mezcla. Por lo anterior, la digestión convencional se lleva a cabo en un proceso de dos pasos.

Digestores de dos etapas o pasos.

Este sistema tiene como finalidad proveer un mayor volumen útil, para disminuir los tiempos de retención. Esta formado por dos etapas, en la primera se lleva a cabo la digestión con mezclado mecánico o por recirculación de gas y a temperaturas controladas por calentamiento,

con un tiempo de retención entre 10-15 días; en la segunda etapa sólo se lleva a cabo la separación de los sólidos, el acabado del proceso de digestión y la remoción del gas. (Fig. 12.5)

Digestores de alta tasa.

Este difiere del proceso anterior en que la carga de sólidos es mayor. El lodo se mezcla íntimamente por la recirculación del gas, bombeo, o por mezcladores mecánicos y se calienta para obtener una digestión óptima. El equipo de mezcla, en este proceso debe tener mayor capacidad, que el proceso anterior, y debe de llegar hasta el fondo del tanque. El tanque es más profundo. El lodo deberá bombearse continuamente o en ciclos de 30 minutos a 2 horas. El lodo digerido tiene una concentración de aproximadamente la mitad de la del influente, ya que no existe una separación del lodo.

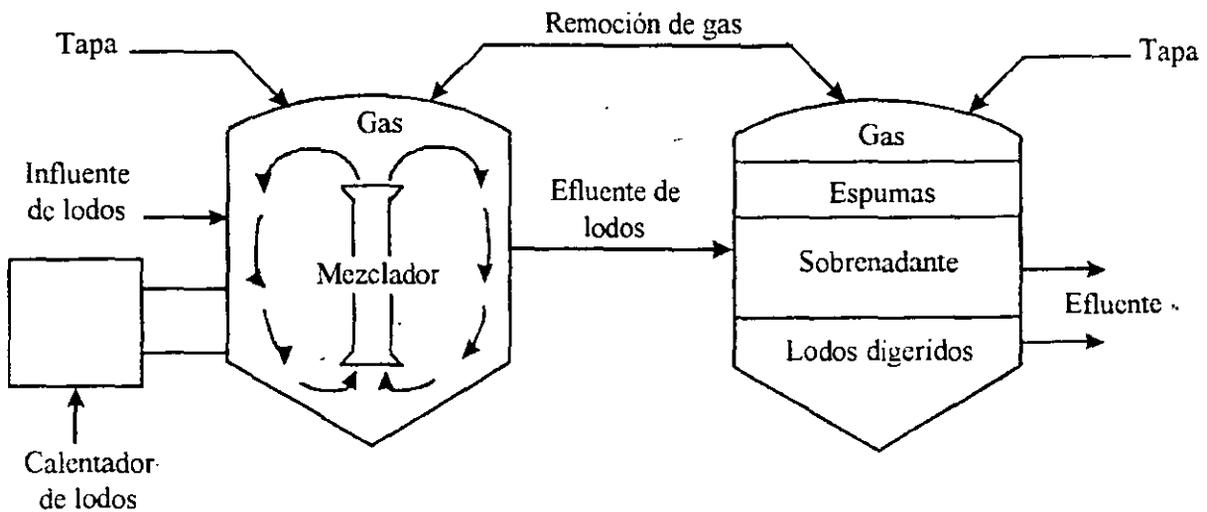


Fig. 12.5 Proceso de digestión en dos pasos

CRITERIOS DE DISEÑO

Criterios Volumétricos	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

CAPACIDAD REQUERIDA PARA EL TANQUE DE DIGESTIÓN*

TIPO DE TRATAMIENTO	LODO HUMEDO			VOLUMEN REQUERIDO (15-45 días de retención /hab)
	Sólidos secos g/hab d	Sólidos (%)	l/hab d	
Primario	54	5	1.076	37-48
Primario + filtro percolador	81	4	2.03	71-91
Primario + lodos activados	86	3	2.83	99-127

*Datos a aplicar en lodos primarios y obtenidos para lograr la recuperación del 90% del gas producido

TIEMPO REQUERIDO PARA LA DIGESTIÓN A VARIAS TEMPERATURAS*

TEMPERATURA, °C	DIGESTION MESOFILICA					DIGESTION TERMOFILICA				
	10	15	21	26	32	37	43	48	54	60
Periodo de digestión, d	75	56	42	30	25	24	26	16	14	18

*Datos a aplicar en lodos primarios y obtenidos para lograr la recuperación del 90% del gas producido

DIGESTIÓN AEROBIA

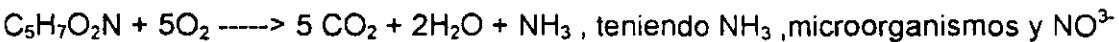
El proceso de la digestión aerobia es un método alterno para el tratamiento de lodos biológicos. Los digestores pueden ser usados para tratar solamente lodos activados, mezclas de desechos de lodos activados, lodos primarios y lodos de filtros percoladores, o lodos de plantas de tratamiento de lodos activados sin sedimentación primaria. Las ventajas de la digestión aerobia, comparada con la digestión anaerobia son: (1) la reducción de sólidos volátiles es aproximadamente la misma que la obtenida anaeróticamente, (2) menores concentraciones de DBO en el licor sobrenadante, (3) obtención de un producto final biológicamente estable y sin olor que puede ser de fácil disposición, (4) producción de un lodo con excelentes características de desaguado, (5) recuperación de casi todo el valor básico de fertilización en el lodo, (6) muy pocos problemas de operación; (7) menor costo de capital. La principal desventaja del proceso parece ser el alto costo del suministro de oxígeno.

Entre los principales objetivos de la digestión aerobia se incluyen la reducción de olores, reducción de sólidos biodegradables y el mejoramiento de las características de desaguado de los lodos. El oxígeno puede suministrarse con aeradores superficiales o con difusores:

La digestión aerobia de los lodos (primarios y lodos activados) es un proceso en el cual la estabilización de la materia orgánica se lleva a cabo por aireación durante un extenso período de tiempo, dando como resultado una destrucción celular con una disminución de los sólidos suspendidos volátiles (SSV). La velocidad de destrucción celular disminuye cuando la relación de alimento microorganismo (F/M) aumenta (F=DBO, M=SSV).

El principal objetivo de este tratamiento es la reducción del volumen de los lodos para su disposición final. Esta reducción resulta de la conversión, por oxidación, de parte de las sustancias del lodo en productos volátiles (CO₂, NH₃, H₂).

Si representamos la materia celular por C₅H₇O₂N, su oxidación puede ser representada por la siguiente ecuación:



Los tiempos de residencia en los procesos aerobios son más cortos que los requeridos por los anaerobios. Esto repercute en una economía en los volúmenes de los digestores, sin embargo, los costos originados por la energía necesaria para la aireación pueden ser un factor importante en la elección del sistema de tratamiento en plantas con grandes flujos de lodos.

Los lodos estabilizados aeróticamente, no desprenden olores, son homogéneos de color obscuro, y pueden drenarse fácilmente sin dificultad. Sin embargo no es recomendable almacenarlos por mucho tiempo en forma líquida sin aireación.

- Descripción del proceso.

La digestión aerobia es similar al proceso de lodos activados. Conforme la comida disponible se termina, los microorganismos comienzan a consumir su propio protoplasma para obtener la energía para el mantenimiento de las células. Cuando esto ocurre se dice que los microorganismos se encuentran en la fase endógena. Las células de los tejidos son oxidadas aeróbicamente a dióxido de carbono, agua, y amoniaco. Solamente, del 75 al 80% de las células de los tejidos pueden ser oxidadas; el remanente 20 a 25%, está formado de componentes inertes y orgánicas que no son biodegradables. Conforme la digestión continúa, el amoniaco es subsecuentemente oxidado a nitratos. Cuando se digieren aeróbicamente lodos activados o lodos de filtros percoladores mezclados con lodos primarios, toma lugar una oxidación directa de la materia orgánica en el lodo primario y también, una oxidación endógena de las células de los tejidos.

- Criterios de diseño.

El diseño de digestores aerobios es similar al de los tanques rectangulares de aireación; además, usan sistemas de aireación convencionales. Los criterios de diseño para digestores aerobios son los siguientes:

Parámetro	Valores
Tiempo de retención hidráulica a 20°C [días]	
Lodos activados solamente	10-16
Lodos activados de plantas sin sed. prim.	16-28
Lodos primarios + activados o de fil. percol.	18-22
Cargas de sólidos [lib SSV/día-pie ³]	0.02-0.4
[Kg SSV/día-m ³]	0.32-6.41
Requerimientos de oxígeno lb/lb destruidas	
Células de tejidos	2
DBOs en lodos primarios	1.6-1.9
Requerimientos de energía para la mezcla	
Aereadores mecánicos [hp/1,000 pies ³]	0.5-1.25
[hp/1,000 m ³]	17.66-44.14
Mezcla de aire [pie ³ /min/1,000 pies ³]	20-60
Oxígeno disuelto mínimo [mg/l]	1-2

El tiempo de retención se deberá incrementar para temperaturas menores a 20°C. Si solamente los lodos activados van a ser digeridos aeróbicamente, el tiempo de residencia promedio, para obtener una reducción dada de sólidos volátiles, se puede estimar con la siguiente ecuación:

$$C_o / C_i = 1 / (1 + k \cdot V / Q)$$

donde:

C_o = concentración del efluente

C_i = concentración del influente

V = volumen del reactor

Q = Flujo

k = tasa de remoción

$$S / S_o = 4a \exp(1/2d) / (1 + 2)^2 \exp(a/2d) - (1-a)^2 \exp(-a/2d)$$

donde:

- S = concentración del efluente
- S_0 = concentración del influente
- $a = (1 + 4ktd)^{1/2}$
- d = factor de dispersión = D / uL
- D = coeficiente axial de dispersión [pies²/hr]
- u = velocidad de flujo [pies/hr]
- L = largo característico [pies]
- k = constante de reacción de primer orden
- t = tiempo de retención [hr]

Valores representativos del coeficiente "k" pueden ser de 0.05 a 0.07/ día aproximadamente. Los valores de "kt" pueden ser estimados con la gráfica 10.6 del capítulo 10:

- Eficiencias del proceso

La eficiencia del proceso varía de acuerdo a la edad del lodo y sus características. Los porcentajes típicos de remoción de algunos contaminantes son los siguientes:

- * Sólidos volátiles : 30 - 70% (35-45% típico)
- * Patógenos : arriba del 85%

- Otras características

Impacto Ambiental: El sobrenadante tiene que ser regresado al influente de la planta, el cual tiene una carga orgánica muy alta. La estabilización de los lodos reduce el impacto adverso de disposición de lodos en terrenos. El proceso tiene requerimientos altos de energía. Se puede requerir el control de olores.

Confiabilidad del proceso: El proceso es menos sensible a factores ambientales en comparación con el proceso de digestión anaeróbica. Requiere de menos control de laboratorio y mantenimiento diario. Es relativamente resistente a variaciones en la carga, pH e interferencia de metales. A bajas temperaturas, el sistema requiere de mayores tiempos de retención para adquirir un nivel fijo de reducción de sólidos volátiles; sin embargo, la pérdida del buen funcionamiento no necesariamente causa un producto oloroso. Se puede obtener un lodo más fácil de desaguar si se mantiene un nivel de OD de 1 a 2 mg/l, con tiempos de retención adecuados (con excepción en filtros al vacío).

Limitaciones: El proceso tiene un costo de operación muy alto (principalmente en el abastecimiento de oxígeno). El tiempo requerido para la estabilización es altamente sensible a la temperatura, y la estabilización aeróbica puede requerir de períodos excesivos en climas fríos, incrementando aún más su costo de operación,

LAGUNAS DE LODOS

Se utilizan principalmente en la disposición final, sus procesos y criterios de diseño se presentan en el capítulo 10 de lagunas de estabilización.

TANQUES IMHOFF

Se presentan sus características en el apartado de tratamiento biológico anaerobio del capítulo 8.

12.6 ACONDICIONAMIENTO

Como se mencionó anteriormente los lodos tienen un gran contenido de agua: un 95%, si la materia seca es en su mayor parte orgánica y 70-80% si es mineral. La eliminación de esta agua presenta problemas debido a las propiedades físicas del lodo, por lo cual es necesario realizar un tratamiento previo para poder deshidratarlo con mayor facilidad. Este tratamiento se le ha denominado acondicionamiento de los lodos y tiene la finalidad de alterar las propiedades físicas de los lodos por métodos fisicoquímicos, convirtiendo la masa gelatinosa y amarga del lodo en un material poroso que podrá liberar fácilmente el agua que contenga. Los métodos de acondicionamiento empleados son: elutriación, químico, térmico, congelación y carga.

Para evaluar la eficiencia de los métodos de acondicionamiento, deben considerarse los siguientes parámetros: resistencia específica, coeficiente de comprensibilidad, rendimiento, velocidad ascensional y velocidad de sedimentación, según el proceso de deshidratación o espesamiento que se utilice.

ELUTRIACION

Es una de las variantes de los espesadores, la cual consiste en un lavado del lodo con agua depurada para mejorar alguna de sus condiciones fisicoquímicas. La alcalinidad y la extracción de compuestos amoniacales son algunas de sus principales aplicaciones.

Es necesario advertir que el espesamiento precede siempre a la digestión con el fin de ahorrar volumen en la misma. Por el contrario, **la elutriación se realiza antes del acondicionamiento químico y después de la digestión.**

Los elutriadores son iguales que los espesadores, con la diferencia de que a la entrada del tanque se añade al lodo una cantidad considerable de agua. La concentración de los lodos por elutriación es comparable con la obtenida por espesamiento. El efluente está, generalmente cargado de materias finas y coloidales, las cuales una vez recirculadas son reabsorbidas por los lodos floculados (biológicos o químicos).

La elutriación separa de los lodos, por lavado, sustancias que interfieren física o económicamente en el acondicionamiento químico y la filtración por vacío. Por ejemplo, la reducción de la alcalinidad de los lodos digeridos y con ella la de las cantidades de productos químicos que es necesario agregar antes de la filtración; también elimina materias finas y coloidales, con lo cual acelera el espesamiento de los lodos e incrementa la eficiencia de los sistemas de secado mecánico (filtros al vacío, filtro-prensa, centrifugado, etc.).

En el caso de lodos muy fermentados, la elutriación con agua depurada aireada reduce las posibilidades de su descomposición anaerobia.

La elutriación de los lodos se lleva a cabo en tanques sencillos o múltiples mediante lavados sencillos o repetidos, utilizándose si se desea, el agua de lavado en forma seriada. Durante el lavado, los sólidos se mantienen en suspensión por agitación mecánica o con aceite. El uso en

serie del agua de lavado se llama elutriación a contracorriente. El agua de lavado se trata o evacua junto con el licor de los digestores y filtros

ACONDICIONAMIENTO QUÍMICO

El acondicionamiento químico de los lodos se realiza por medio de la utilización de productos químicos coagulantes, para propiciar la coagulación-floculación de los sólidos dispersos en los lodos, con lo cual la velocidad de remoción del agua por filtración o secado al aire aumenta. Los reactivos químicos utilizados pueden ser orgánicos o minerales. En la tabla siguiente se enlistan algunos productos químicos acondicionantes.

Productos químicos acondicionantes de lodos de aguas residuales

Compuesto químico	Fórmula	Peso molecular
Cloruro férrico	FeCl ₃	162.2
Clorosulfato férrico	FeS ₂ Cl	187.4
Sulfato Férrico	Fe(SO ₄) ₃	399.9
Sulfato de aluminio	A12(SO ₄) ₃ 18H ₂ O	666.4
Cal	CaO	56.1
Polímeros	Orgánicos	...

Dosificación de reactivos para varios tipos de lodos (Datos en % de lodo seco)

TIPOS DE LODO	FRESCO		DIGERIDO		ELUTRIADO DIGERIDO
	FeCl ₃	CaO	FeCl ₃	CaO	FeCl ₃
Primario	1-2	6-8	1.5-3.5	6-10	2-4
Primario y filtro biológico	2-3	6-8	1.5-3.5	6-10	2-4
Primario y activo	1.5-2.5	7-9	1.5-4	6-12	2-4
Activo	4-6				

El acondicionamiento añadiendo compuestos inorgánicos se emplea generalmente cuando se desea deshidratar lodos crudos o digeridos en filtros prensa o al vacío. Normalmente se utiliza una mezcla de cal y sales de hierro o aluminio (sulfato ferroso, sulfato férrico, cloruro férrico o sulfato de aluminio), las cuales producen iones cargados positivamente que reaccionan con los iones negativos en el lodo, neutralizándolos y permitiendo la formación de agregados más grandes que sedimentan fácilmente y pueden ser rápidamente deshidratados. El cloruro férrico reacciona con los bicarbonatos del lodo produciendo hidróxidos que actúan como floculantes. La cal tiene un ligero efecto deshidratante, pero su principal propósito es elevar el pH para reducir malos olores.

El ácido sulfúrico y la cal sólo se emplean para fijar el pH ideal para la floculación, que puede variar en cada caso.

El sulfato férrico comercial se usa también en algunas ocasiones en vez del cloruro férrico y su dosificación es, aproximadamente, 1.6 veces superior a la de éste.

El sulfato de aluminio igualmente se emplea, sobre todo, en procesos de elutriación de lodos. La fragilidad de los flóculos producidos hace que éstos se tengan que manejar con cuidado.

Los polielectrolitos son compuestos orgánicos de cadenas largas y altos pesos moleculares, tal como son los derivados del almidón, la celulosa, materiales proteínicos y muchos otros que se producen en forma sintética. A lo largo de sus cadenas tienen grupos cargados positiva o negativamente (polielectrolitos catiónicos y aniónicos respectivamente). Estos compuestos se usan en el acondicionamiento de lodos para absorber agua de la superficie de las partículas sólidas, neutralizar cargas y para actuar como un puente entre partículas, facilitando así su aglomeración. Su uso ha hecho posible la introducción de dos métodos de deshidratación: centrifugación y deshidratación con filtros bandas.

Resumiendo puede decirse que el uso de un reactivo u otro, depende del costo de los productos en el punto de aplicación, del valor del equipo de dosificación y del rendimiento que se quiera obtener del secado mecánico posterior.

La dosificación de estos reactivos se debe efectuar de forma que se consiga una mezcla perfecta con el lodo y un determinado tiempo de contacto antes del secado posterior.

ACONDICIONAMIENTO TÉRMICO

El acondicionamiento de los lodos pueden también efectuarse por calor, lo cual produce la ruptura de la unión del agua con la materia coloidal, haciendo un cambio en su estructura gelatinosa, solubilizando materiales en suspensión y precipitando materia en solución, con lo cual se facilita la posterior deshidratación del lodo. Este proceso es de gran aplicación para los lodos con contenido predominante de materia orgánica.

El tratamiento térmico se ha utilizado en Inglaterra desde 1930 y en Estados Unidos es hasta fechas recientes que ha comenzado a usarse. Existen comercialmente los siguientes procesos:

- Proceso Proteus. Se usa en la inyección de vapor al lodo.
- Proceso Zimpro. Hace una modificación a baja presión con oxidación química.

El acondicionamiento térmico generalmente se efectúa a temperaturas entre 160-210° C, con tiempos de residencia de 30-60 minutos. El consumo calorífico necesario para este proceso varía de 800-1500 Kcal/Kg de lodo, como resultado la fase líquida se puede separar fácilmente por filtros de arena o por filtración

Una modificación del proceso consiste en aplicar aire comprimido al lodo antes de su entrada a la cámara de acondicionamiento para favorecer la oxidación de la materia orgánica.

Varios autores establecen algunas ventajas y desventajas del acondicionamiento térmico de lodos entre ellas:

Ventajas:

- Mejora considerablemente el espesamiento y deshidratación;
- reducción de sólidos y organismos patógenos;

- es poco sensible a cambios en la composición del lodo;
- es posible recuperar metales pesados.

Desventajas:

- Altos costos capitales y de operación;
- producción de una corriente gaseosa con olores indeseables;
- producción de un sobrenadante con altas concentraciones de material orgánico, nitrógeno amoniacal y color.

ACONDICIONAMIENTO POR CONGELACIÓN.

El acondicionamiento por congelación es un proceso bastante eficaz, pero tiene el inconveniente de no ser económico. Este método consiste en congelar suave y totalmente los lodos, los que tienden a concentrarse en el centro del bloque de hielo posteriormente se procede a su descongelamiento, destruyendo la capacidad de unión del agua mejorando sus características de deshidratación de los lodos primarios, activados o digeridos.

El proceso se lleva a cabo en condiciones de -10°C a -20°C durante 1-4 horas.

En los lugares donde las temperaturas naturales son frías, como son las zonas templadas y frías, se ha usado este método obteniéndose buenos resultados.

ACONDICIONAMIENTO POR CARGA.

Es otro método para acondicionar los lodos, consiste en adicionar a los lodos materiales secos inertes. El tipo y concentración del lodo obtenido depende del tipo de lodo que se quiera tratar.

12.7 DESHIDRATACIÓN Y SECADO

El objetivo principal de la deshidratación es eliminar tanta agua del lodo como sea posible para producir un material no fluido, cuya concentración de sólidos sea significativamente más alta que en un lodo espesado. El proceso adecuado se selecciona principalmente por los requisitos de las etapas subsecuentes de tratamiento o de la disposición final.

La deshidratación de los lodos se hace con la finalidad de:

- Adecuarlos para su disposición final como relleno sanitario
- Reducir los costos de transporte.
- Aumentar su potencial calorífico.

La deshidratación de lodos se puede llevar a cabo por medios mecánicos o por métodos en los cuales el movimiento del agua es controlado por fuerzas naturales.

La filtración es una operación unitaria en la que los sólidos se apartan físicamente de una corriente líquida al hacerla pasar a través de un lecho o medio poroso. En los diferentes sistemas de filtración se aplica una fuerza, ya sea vacío, presión o gravedad o fuerza centrífuga, para hacer pasar solamente el agua a través del medio filtrante, separándola así de los sólidos.

Los procesos mecánicos más utilizados para la deshidratación de lodos incluyen filtración al vacío, centrifugación, filtros prensa y filtros de bandas horizontales. Estos procesos se recomiendan cuando no se dispone de terreno suficiente o se tienen condiciones ambientales adversas.

Los métodos no mecánicos se basan en la filtración y evaporación del agua. Son sistemas menos complejos y más fáciles de operar que los sistemas mecánicos; consumen menos energía pero requieren mayores extensiones de terreno y más trabajo de operación, principalmente para levantar la torta de lodo. Se recomiendan únicamente cuando se trata de pequeñas cantidades de lodos procedentes de pequeños caudales de aguas residuales. Entre estos procesos se encuentran los lechos de secado y las lagunas de lodos.

LECHOS DE SECADO

Los lechos de secado, principalmente lechos de arena, son el sistema más común y antiguo de los métodos no mecánicos para la deshidratación de lodos. El proceso se lleva a cabo permitiendo el drenado del agua por gravedad y su evaporación hasta alcanzar la concentración de sólidos deseada. Las figuras 12.6 a 12.8 muestran cortes y planta. Las paredes laterales pueden construirse de concreto reforzado o mampostería. Se recomienda una profundidad mínima de arena entre 25 y 30 cm., aunque en algunos casos se puede elevar a 45 cm para prolongar la vida del lecho.

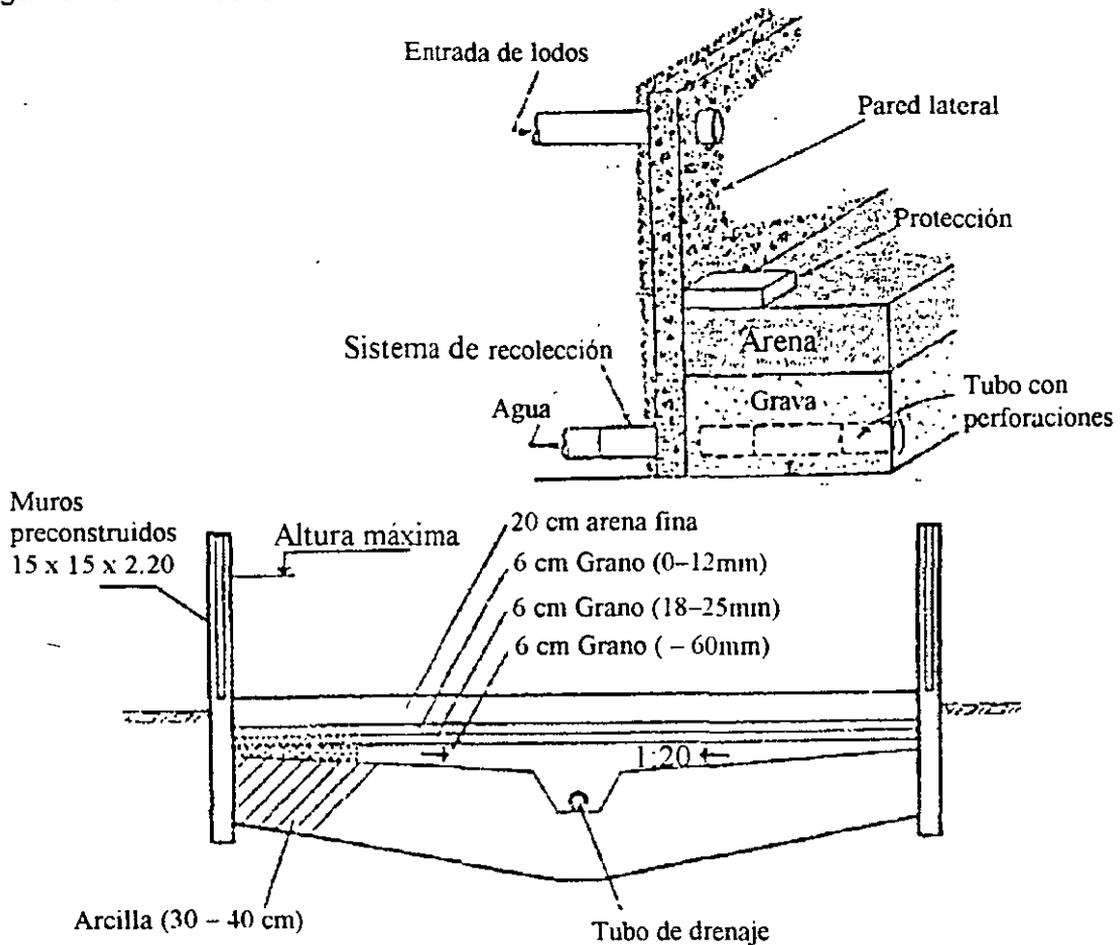


Fig. 12.6 Corte constructivo y granulometría de los lechos de arena

Este proceso se usa para la deshidratación de lodos digeridos. El lodo se coloca sobre los lechos en capas de 8 a 12 pulgadas (20 a 30 cm), para su secado, el lodo ya seco es removido de los lechos y se pone a disposición para usarse como fertilizante. Los lechos pueden estar abiertos a la intemperie o cubiertos. Los lechos abiertos se usan cuando existe un área adecuada para evitar problemas ocasionales causados por los malos olores. Los lechos cubiertos con techumbre tipo invernadero son mas convenientes donde es necesario deshidratar lodo continuamente durante el año sin importar el clima, y donde no existe el aislamiento suficiente para la instalación de lechos abiertos.

- Características

El área total de secado es repartida en lechos individuales de aproximadamente 20 pies (6.1 m de ancho por) 20 a 100 pies (6.1 a 30.5 m) de largo. Los lechos generalmente consisten de 4 a 9 pulgadas (10 a 23 cm) de arena sobre una capa de grava o piedra de 8 a 18 pulgadas (20 a 45.7 cm) de espesor. La arena tiene un tamaño efectivo típico de 0.3 a 1.2 mm y un coeficiente de uniformidad menor a 5.0. La grava normalmente se gradúa de 1/8 a 1.0 pulg. Los lechos son desaguados por drenes localizados en la grava con espaciamientos de aproximadamente 6 a 20 pies (1.8 a 6.1 m). La tubería de los drenes tiene un diámetro mínimo de 4 pulgadas (10 cm) y una pendiente mínima de aproximadamente uno por ciento. Las paredes de los lechos pueden ser de concreto, madera o tierra, y tienen normalmente una altura de 12 pulgadas (30.5 cm). El lodo puede fluir aproximadamente 100 pies (30.5 m) si la pendiente del lecho es de aproximadamente 0.5 por ciento.

- Descripción del proceso.

La deshidratación de lodos en lechos de secado ocurre por filtración del agua a través del medio filtrante y por evaporación del agua de la superficie del lodo. La filtración se lleva generalmente a cabo en 1 o 2 días. Esto depende en las características del lodo y la profundidad a la cual es puesto en los lechos. Después de que casi toda el agua haya sido filtrada y evaporada, el lodo se queda con un contenido de humedad en equilibrio con la del aire, ya que el contenido de humedad final dependen de la temperatura y la humedad relativa del aire. El agua drenada puede ser recirculada al influente de los tanques de sedimentación primaria. Una vez que el lodo haya sido lo suficientemente deshidratado, éste se remueve de los lechos manual o mecánicamente. Los lodos con 20 a 30 por ciento de sólidos se pueden remover mecánicamente, mientras lodos con 30 a 40 por ciento de sólidos requieren ser manejados manualmente

- Criterios de diseño

Las tuberías de lodos en los lechos son generalmente de fierro fundido y se diseñan para una velocidad mínima de 2.5 pies/seg (0.76 m/seg); éstas deben diseñarse de tal forma que se puedan lavar y para que no se congelen en climas fríos. Los lechos deben de contar con placas para recibir el lodo y distribuirlo sobre los lechos, además de prevenir la erosión de la arena. La carga de lodos se calcula con base en los habitantes o con base en una carga unitaria de sólidos secos por área por año. Los criterios típicos de diseño establecidos por la CNA, para varios tipos de lodos, son los siguientes.

Con Fierro		Los Angeles	San Diego
Area requerida			
Lodos primarios requeridos.	[pies ² /capita] [m ² /capita]	1.0-1.5 0.09-0.14	0.75-1.0 0.07-0.09
Lodos primarios y activados.	[pies ² /capita] [m ² /capita]	1.75-2.5 0.16-0.23	1.25-1.5 0.12-0.14
Lodos precipitados con aluminio o fierro.	[pies ² /capita] [m ² /capita]	2.0-2.5 0.19-0.23	1.25-1.5 0.12-0.14
Carga de sólidos.	[lb/pie ² -año] [kg/m ² - año]	10-28 48.8-136.7	12-40 58.6-195.3

- Eficiencias del proceso

Una masa de lodos con 40 a 45 por ciento de sólidos se puede obtener en dos o seis semanas en un buen clima y con un lodo bien digerido, lodo primario o lodo mezclado. El tiempo de deshidratación puede ser reducido a un 50 por ciento si se cuenta con un acondicionamiento químico. Se puede lograr de un 80 a 90 por ciento de contenido de sólidos en lechos de arena pero normalmente los tiempos requeridos son imprácticos.

Impacto Ambiental: Un lodo pobremente digerido puede causar problemas de olores, además los requerimiento de terreno son grandes.

Limitaciones: El proceso normalmente se restringe para lodos bien digeridos o bien estabilizados, ya que el lodo pobremente digerido o crudo es oloroso, atrae insectos y no se deshidrata satisfactoriamente. Las grasas y aceites colmaran las camas de arena y por lo tanto retarda seriamente el drenado. El diseño de los lechos se afecta por las condiciones del clima, las características del lodo, el costo y disponibilidad del terreno y su proximidad a los poblados. La operación del sistema se restringe severamente durante periodos prolongados de congelamiento y lluvia.

Diseño de lechos de secado

Ecuaciones para el cálculo de lechos de secado, considerando evaporación precipitación, contenido de sólidos, etc.:

$$T\{(30 \times H \times So)\} / \{(aE + bR)\} \times 1 / \{S1\} - 1 / \{S2\} + td$$

$$AS = \{Qs \times 12 \times T\} / \{7.48 \times H\}$$

Donde:

- T = Tiempo total de secado [días]
- H = Profundidad del lecho [pulgadas]
- So= Porcentaje de sólidos en el influente [%]

- a = Factor de corrección de evaporación = 0.75
- E = Evaporación del agua [pulgada/mes]
- b = Factor de absorción de agua por el lodo = 0.57
- R = Precipitación del mes lluvioso [pulgada/mes]
- td= Tiempo de duración del drenado [días]
- S1= Porcentaje de sólidos después de td días [%]
- S2= Contenido de sólidos en el efluente
- AS= Area superficial requerida [pies²]
- Qs= Flujo de lodos [gal/día]

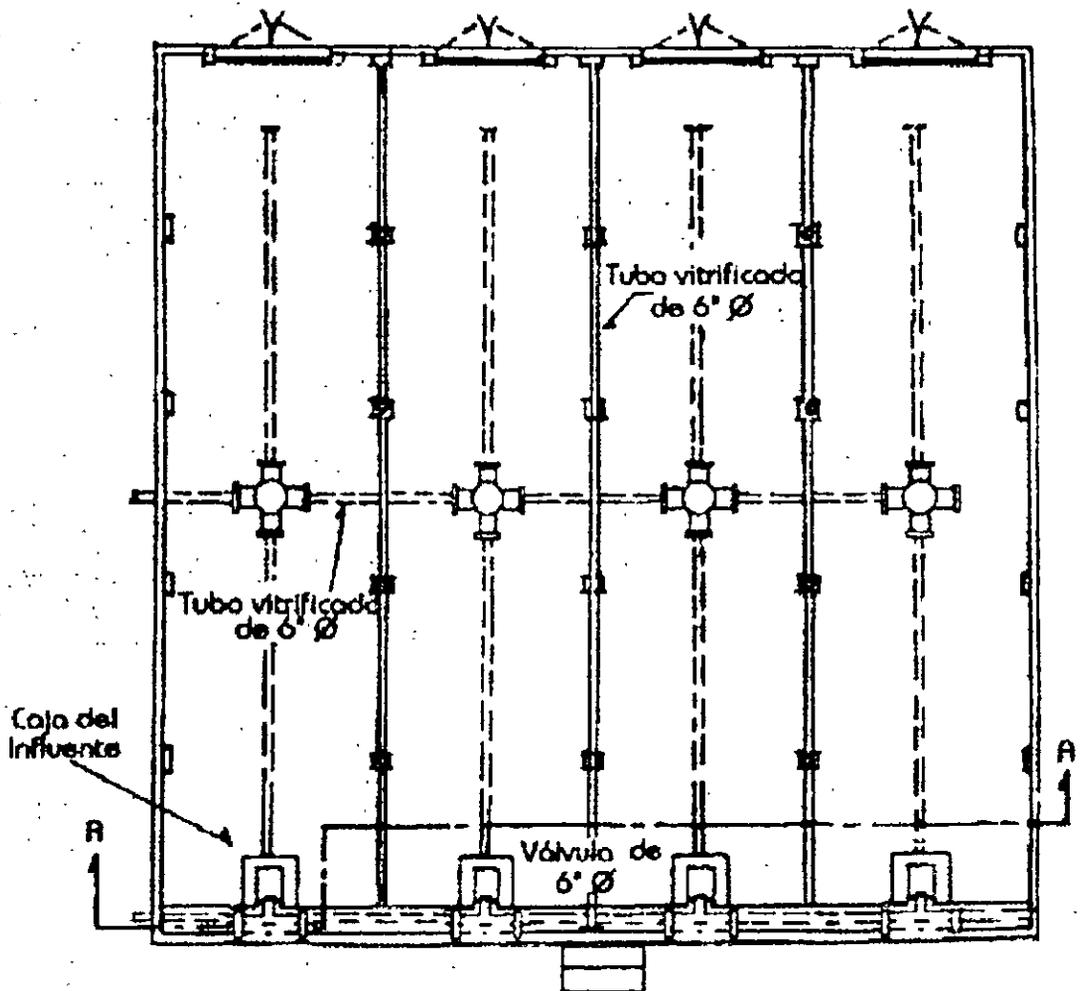


Fig. 13.7 Lecho de secado, planta

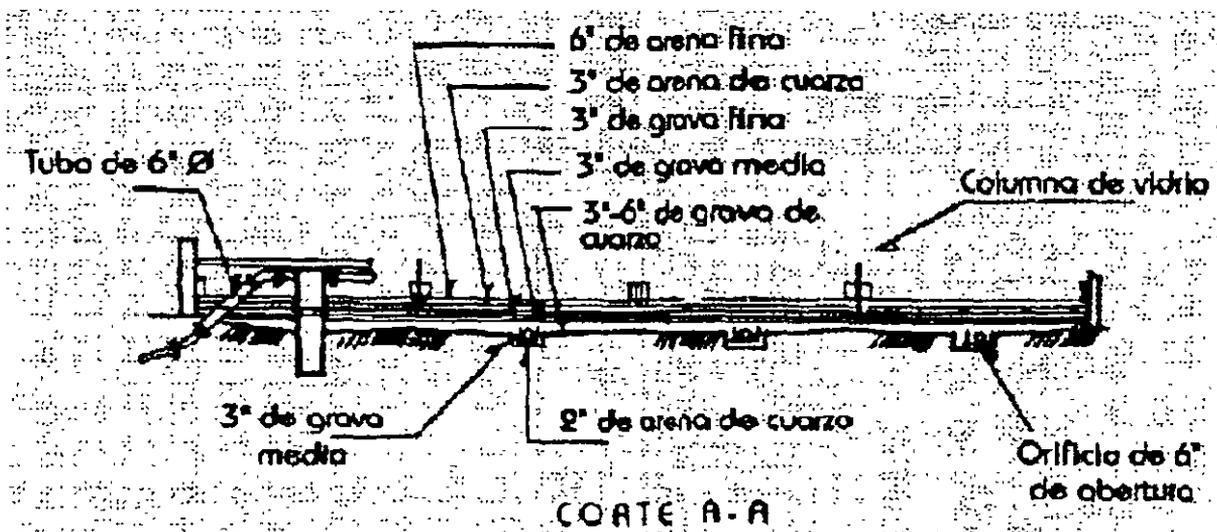


Fig. 12.8 Lecho de secado, corte A-A

FILTRACIÓN AL VACÍO

Este proceso de filtración es el que más uso tiene para la deshidratación de los lodos.

Los tipos de filtros de vacío empleados son los de tambor y los de discos. Para lodos de aguas residuales se usan los de tambor rotativo y carga exterior con alimentación por la parte inferior.

Como se muestra en la figura 12.9 aproximadamente la cuarta parte del tambor está sumergido en el lodo húmedo, 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.

El lodo entra por la parte inferior del filtro donde se agita continuamente para evitar su decantación. En el tanque donde se sitúa el lodo se encuentra sumergido el tambor rotativo del filtro que se mueve a una velocidad determinada en el sentido de las manecillas del reloj. El tambor está dividido en segmentos, cada uno de los cuales va unido a una válvula distribuidora por la que se hace el vacío necesario. La aplicación de vacío en el sector en contacto con los lodos hace que aparezca una torta en la superficie del tambor del filtro. Posteriormente, se separa el líquido filtrado, se lava y se hace llegar el aire de soplado para despegue de la torta antes de que el raspador la desprenda totalmente del tambor.

La operación de secado por filtro rotativo de vacío resulta muy variable pues depende de muchos parámetros, el principal es la naturaleza del lodo y también tiene su importancia el acondicionamiento químico del mismo. La concentración de los lodos de entrada al filtro debe ser alrededor del 8% en peso.

Los filtros rotativos de vacío se construyen con superficie de 2 a 60 m² y van provistos de varios tipos de tela filtrante. Estas pueden ser de muy diversos materiales: algodón, lana, nylon, dracón y otros de tipo sintético; fabricándose con diferentes porosidades. También existen en acero inoxidable para determinados usos.

El acondicionamiento de los lodos húmedos es necesario para alcanzar los rendimientos normales en los filtros de vacío. Los lodos con acondicionamiento permiten eliminar el agua

más rápidamente, generando una torta más espesa e incrementando la velocidad del cilindro del filtro.

El rendimiento de los filtros se expresa en $kg/cm^2 \cdot h$ y la calidad de los mismos se mide por la humedad contenida expresada en % en peso de sólidos. La humedad normal de salida suele estar entre el 70 y el 80%.

Debido a que algunas veces la torta producida se seca mediante combustión húmeda o incineración, es fundamental que se alcance la sequedad prevista para no tener grandes consumos de combustible. Cuando se tratan los lodos para una incineración posterior, la torta debe tener del 60 al 70% de humedad.

- Criterios de diseño (CNA)

Filtración al vacío		
Tipo de lodos	lb/h-pie	Kg/h-m ²
Rendimiento		
Sólidos frescos:		
Lodos primarios	4-12	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 mezclados digeridos	3.5-5	17.1-24.4

La carga de sólidos esta en función de la concentración de los mismos, subsecuentemente de los requerimientos del proceso y del preacondicionamiento químico.

- Eficiencia del proceso

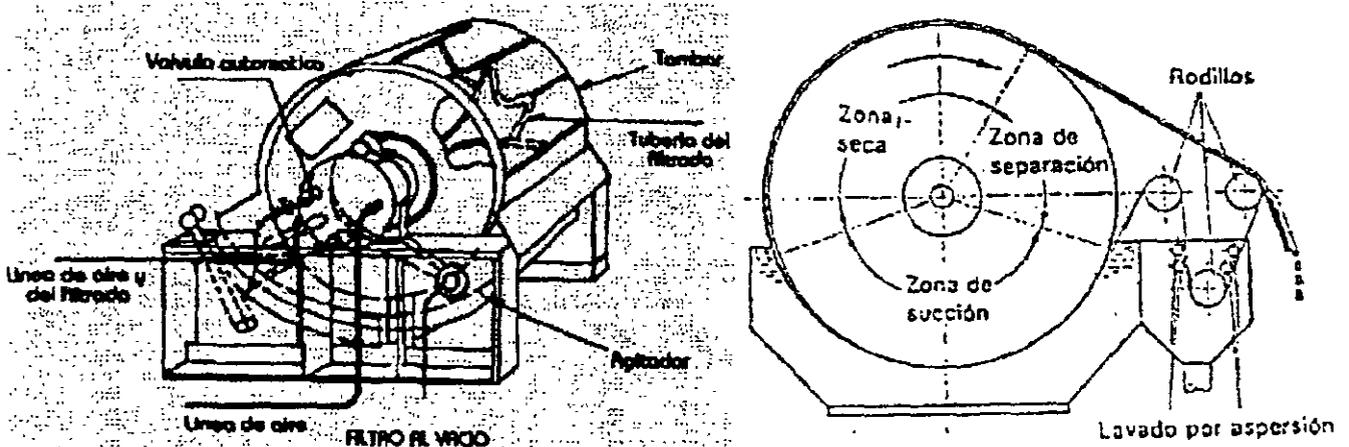
El ámbito de captura de sólidos es de 85 a 99.5 por ciento y la humedad de la masa es normalmente de 60 a 90 por ciento, dependiendo del tipo de alimentación, concentración de sólidos, acondicionamiento químico, operación y manejo de la unidad. La masa de lodos deshidratada es adecuada para el relleno sanitario, incineración o disposición en el suelo, previo estudio de CRETIB.

- Consumo de energía

La energía eléctrica para la operación de las bombas al vacío, del filtrado y otras y para el equipo mecánico puede ser estimada en base a 11,000 kWh/año/Mgal/día para lodos biológicos y de 42,000 kWh/año/Mgal/día para lodos de cal.

- Confiabilidad del proceso.

La adición de dosis elevadas de cal puede causar un requerimiento de lavado frecuente de los medios filtrantes de las unidades. Se requiere de un buen conocimiento en la operación de las unidades para mantener un nivel alto de confiabilidad, además se requiere monitoreo frecuente para obtener una masa manejable de lodos.



a) Elementos

b) diagrama esquemático

Fig. 12.9 Filtro al vacío, tambor rotatorio.

CENTRIFUGACIÓN

El funcionamiento de centrifugación se basa en la separación sólido-líquido por sus diferentes densidades espesando los lodos, al someterlos, a fuerzas centrífugas de hasta 5,000 veces la gravedad.

La elección de la centrífuga a usar debe estar basada en el estudio del lodo a desecar y en la práctica en este tipo de secado, esta selección se realiza con base en el tipo de sólidos, consumo de coagulantes, caudal tratable en cada caso y concentración de la torta de descarga. Las centrífugas en general son equipos compactos, completamente cerrados (lo cual reduce la emisión de malos olores), que requieren poco espacio para su instalación. Son útiles especialmente en la deshidratación de lodos que puedan obstruir los medios filtrantes. La torta de lodo contiene aproximadamente 75 a 80% de humedad.

La principal desventaja del funcionamiento de las centrífugas es la eliminación del líquido que es rico en sólidos suspendidos no sedimentables. El envío del agua separada al tren de aguas puede elevar considerablemente la carga orgánica, disminuyendo la calidad del efluente.

Para aguas residuales, hay tres tipos fundamentales de centrifugas que son:

a).- Centrifugas de cesta o canasta

Estas centrifugas suelen ser pequeñas, usándose incluso en algunos casos para hacer pruebas piloto. El tanque tiene un diámetro entre 0.3 y 1.20 m.

Las centrifugas de cesta normalmente operan entre 1,000 y 1,300 G, aumentando la concentración de la torta y la clarificación del líquido centrifugado al incrementar la aceleración de la máquina. Sólo admiten caudales de tipo medio y normalmente sin aplicación de coagulantes, dan como resultado una gran recuperación de sólidos.

La cesta va cubierta por una carcasa para eliminar olores y ruidos, esta es un elemento de seguridad para evitar accidentes durante el funcionamiento.

Además de la variación del campo de aceleración, se puede ajustar la altura del anillo líquido del centrifugado para obtener una mayor clarificación del mismo.

Una de las características de este tipo de centrifugas son las rastras automáticas para la recuperación de la torta colocada en el interior de la cesta. También cuentan con indicadores de espesor de torta, colador del líquido centrifugado y con una descarga para mantener el anillo líquido dentro de la centrifuga.

Estas centrifugas son discontinuas, teniendo que interrumpirse el trabajo durante unos minutos para la descarga de la torta. El ciclo completo de centrifugación está comprendido entre 6 y 30 min. La recuperación puede llegar a ser del 90% en algunos casos, sin embargo, los lodos de aguas residuales industriales son difíciles de clarificar.

Los caudales a tratar en estas centrifugas son pequeños ya que al ser discontinuas se tiene que hacer un paro para extraer la torta. El caudal máximo por ciclo no suele sobrepasar los 180 l/min siendo la concentración de la torta pequeña, del 10 al 20% en sólidos totales. El consumo de energía eléctrica es bajo.

Centrifugas de tornillo sinfín

Este tipo de centrifugas es el más usado en la actualidad para lodos de aguas residuales industriales al admitir grandes cantidades de sólidos en suspensión, pudiéndose eliminar en forma continua la torta concentrada. Los caudales que se pueden tratar son grandes, al no tener que parar la máquina.

La aceleración de estas máquinas varía de 2,000 a 4,500 G, en la Fig. 12.10 se muestra un esquema de las mismas, en éste se pueden distinguir las dos posibilidades que existen en cuanto al sentido del recorrido de la torta y del líquido centrifugado; existe la posibilidad de que la alimentación, además de ser central como se indica en la figura sea también tangencial.

El movimiento de la cesta y el del tornillo sinfín son independientes, existiendo la posibilidad de que ambos sean movidos por un sólo motor y la transmisión a la cesta sea mediante poleas, o lo sean por motores autónomos.

La pieza más sensible de estas máquinas es el tornillo sinfín que debe ser revisado al menos cada seis meses. El tornillo debe estar protegido por un dispositivo diferencial que se dispara parando instantáneamente la máquina ante cualquier sobrecarga.

En la configuración interior, la relación entre la parte cilíndrica y cónica, y el ángulo de la misma (entre 5° y 10°), afectan grandemente a la descarga de la torta.

Es común el empleo de polielectrolitos en este tipo de centrifugas, ya que aumentan la concentración de la torta y eliminan finos en el líquido centrifugado. La dosificación de estos polielectrolitos se hace en una concentración del 0.1 a 0.2% y el punto de aplicación puede estar antes de la entrada a la centrifuga o dentro de ella. La cantidad de polielectrolito que se puede llegar a dosificar (para lo cual hay que calcular el sistema de dosificación del mismo) es de 5 kg por tonelada de sólidos secos introducidos en la centrifuga.

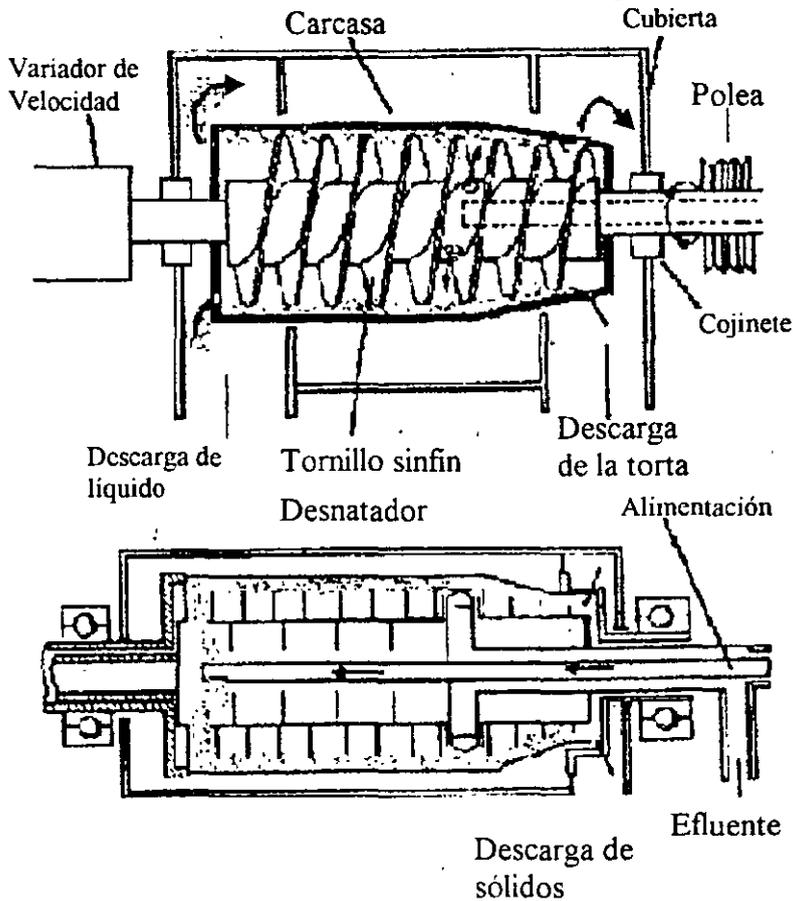


Fig. 12.10 Centrifuga de tornillo sinfín.

b).- Centrífugas de discos

Estas centrífugas son aconsejables para la concentración de lodos activados y, en general para lodos de partículas muy finas, como pueden ser los resultantes de la floculación de las aguas potables y residuales con alúmina. No son aconsejables para lodos fibrosos.

Con estas centrífugas se pueden manejar grandes caudales con relativa eficacia en el líquido clarificado. Debido a sus grandes campos centrifugos, que pueden llegar hasta los 8,000 G; es posible usarlas para separar emulsiones.

La centrífuga de discos está suspendida por un eje vertical y cubierta por una carcasa protectora. Además, cuenta con un motor apropiado que puede estar en la parte superior o en la inferior y es soportado por un bastidor. En la parte superior de la carcasa esta la salida del líquido centrifugado mientras que por la inferior la de la torta de sólidos.

Las dimensiones más comerciales de estas centrífugas para el diámetro de la carcasa que contiene los discos varían desde 20 a 80 cm.

La aplicación fundamental de este tipo de centrífugas es la concentración del lodo activo sin mezcla de lodo primario y con bajas concentraciones, de 0.3 a 1.0 % en sólidos en suspensión.

- Descripción del proceso

El lodo se alimenta a flujo continuo, a un cajón rotatorio donde se separa una masa densa con sólidos y un líquido diluido. El líquido contiene sólidos finos de baja densidad, y se retorna al influente del espesador o del sedimentador primario. La masa de lodo, que contiene aproximadamente 75 a 80% de humedad, es removida de la unidad para su disposición o tratamiento adicional. La concentración de sólidos varía del 15 al 40%, dependiendo del tipo de lodos. Reducciones menores del 25% no son, en general, económicamente factibles. El proceso no requiere normalmente de acondicionamiento químico.

- Criterios de diseño

La instalación del equipo de centrifugación es específica para cada planta y depende de la línea de productos del fabricante o distribuidor. Existen unidades con diámetros de hasta 54 pulgadas (137 cm) y capacidades máximas de aproximadamente 100 tons/h de sólidos secos, con requerimientos de energía hasta de 75 HP. Existen unidades de disco con capacidad de hasta 400 gal/min (25 l/seg) de concentrado.

- Eficiencia

La recuperación de sólidos en centrífugas de cajón sólido es de 50 a 75 por ciento, sin adición de químicos, y de 80 a 95 por ciento con adición de químicos. La concentración de sólidos puede ser de 15 a 40 por ciento, dependiendo del tipo de lodos.

- Consumo de energía

Los requerimientos de energía eléctrica dependen del tamaño y tipo de centrífuga, pero pueden ser estimados con base en 18,000 Kwh/año/ton., de sólidos secos/día para lodos de cal y de 35,000 Kwh/año/ton., de sólidos secos/día para lodos Biológicos.

En unidades tipo disco, la colmatación de los orificios de descarga es un problema en caso de detenerse la alimentación a las centrifugas, o si se interrumpe o se reduce por debajo de los valores mínimos.

FILTRACIÓN A PRESIÓN

Existen dos tipos de filtros a presión, los filtros prensa y los filtros banda.

a). Filtros prensa

Existen diferentes tipos de filtros prensa. Uno de los más empleados para la deshidratación de lodos es el filtro prensa de marco y placas. Está compuesto por marcos rectangulares prensados entre dos placas cubiertas con tela filtrante (ver figura 12.11). Los marcos, la tela y las placas se encuentran alternados en pilas horizontales, formando una serie de cavidades de paredes porosas.. La unidad tiene un extremo fijo y uno móvil, en el que se aplica presión por medio de un mecanismo hidráulico para mantener las placas y marcos prensados durante el período de filtración.

El lodo, previamente acondicionado, se alimenta al espacio formado entre las placas. Se aplica presión ente 4 y 14 kg/cm² durante 1 a 3 horas, forzando el paso del líquido a través de la tela filtrante y de los orificios de salida de las placas; las placas se separan y el lodo es removido, el liquido resultante se debe retornar al sedimentador primario. El espesor de la torta de lodo varia entre 2.5 y 3.5 cm y el contenido de humedad entre 55 y 70%. El tiempo necesario para completar un ciclo de filtración, generalmente es de 3 a 8 horas y comprende el tiempo requerido para llenar la prensa, el tiempo que el sistema se mantiene a presión, el tiempo requerido para lavar y descargar la torta y el tiempo requerido para cerrar la prensa.

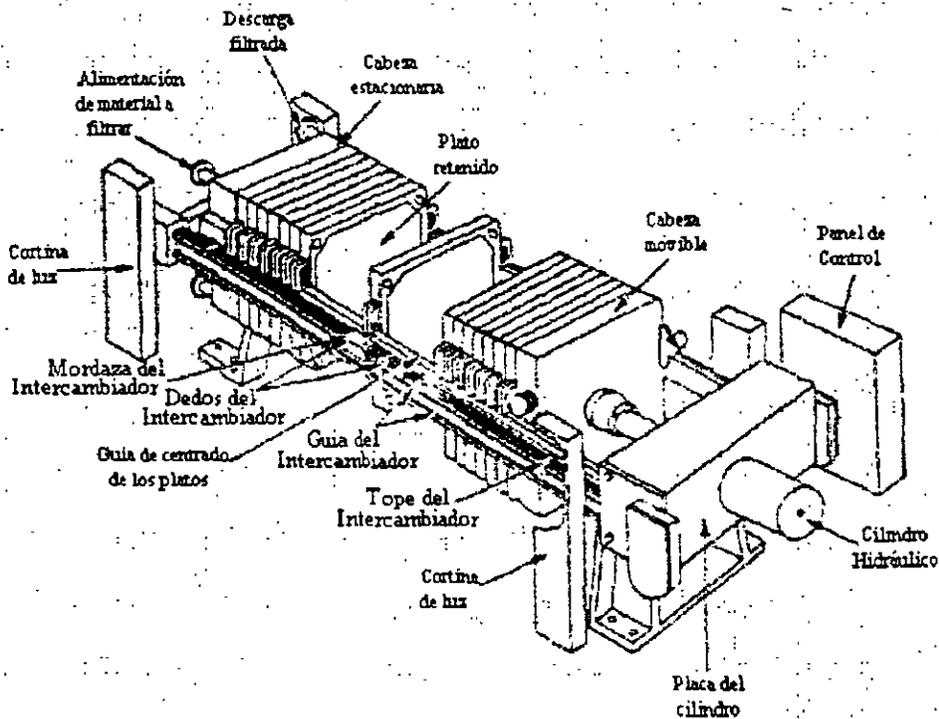


Fig. 12.11 Filtro prensa de marco y placas

Otro tipo de filtro prensa desarrollado recientemente es el filtro prensa de diafragma o de volumen variable. Es similar al filtro prensa de marco y placas pero, en este caso, el filtro cuenta con un diafragma localizado detrás de la tela filtrante.

La deshidratación de lodos en filtros prensa produce una torta con una concentración de sólidos muy alta, probablemente la más alta que se pueda obtener por medios mecánicos. Sin embargo, requiere más atención por parte de los operadores que cualquier otro equipo similar, además de que sus costos de operación y mantenimiento son altos.

CRITERIOS DE DISEÑO

CONCEPTO	VALORES
Volumen De cámara [pies ³ /camara] [m ³ /camara]	0.75-2.8 0.21-0.79
Área de filtro [pies ² /camara] [m ² /camara]	14.5-45 1.35-4.18
Número de camaras	Hasta 100
Espesor de la masa de lodos [pulg] [cm]	1-1.5 2.54-3.81
Flujo de lodos de alimentación [lb/ciclo-pies ²] (base seca) [Kg/ciclo-m ²]	2 9.8

- Eficiencia

En general, se pueden obtener masas con concentraciones de sólidos de 25 a 50 por ciento. Se han obtenido masas con concentraciones de 45 por ciento con acondicionamiento químico (de 5 a 7.5 por ciento FeCl₃ y de 10 a 15 por ciento de cal) y ciclos de 1.0 a 2.0 hr. Con acondicionamiento de 100 a 250 por ciento de cenizas muy finas, se han conseguido masas con concentraciones de 50 por ciento en lodos, de varios tipos, con contenido de SST de 1 a 10 por ciento.

- Confiabilidad

El desgaste de los empaques de las placas es un problema frecuente, lo cual requiere mantenimiento.

b). Filtros de bandas

El diseño de los filtros banda está basado en un concepto muy simple. El lodo es prensado entre dos bandas porosas que pasan tensadas alrededor de rodillos de diferentes diámetros. La presión sobre el lodo aumenta conforme el diámetro de los rodillos disminuye. La figura 12.12 muestra un esquema simplificado de un filtro de bandas típico.

Descripción del proceso.

Este se lleva a cabo en cuatro etapas:

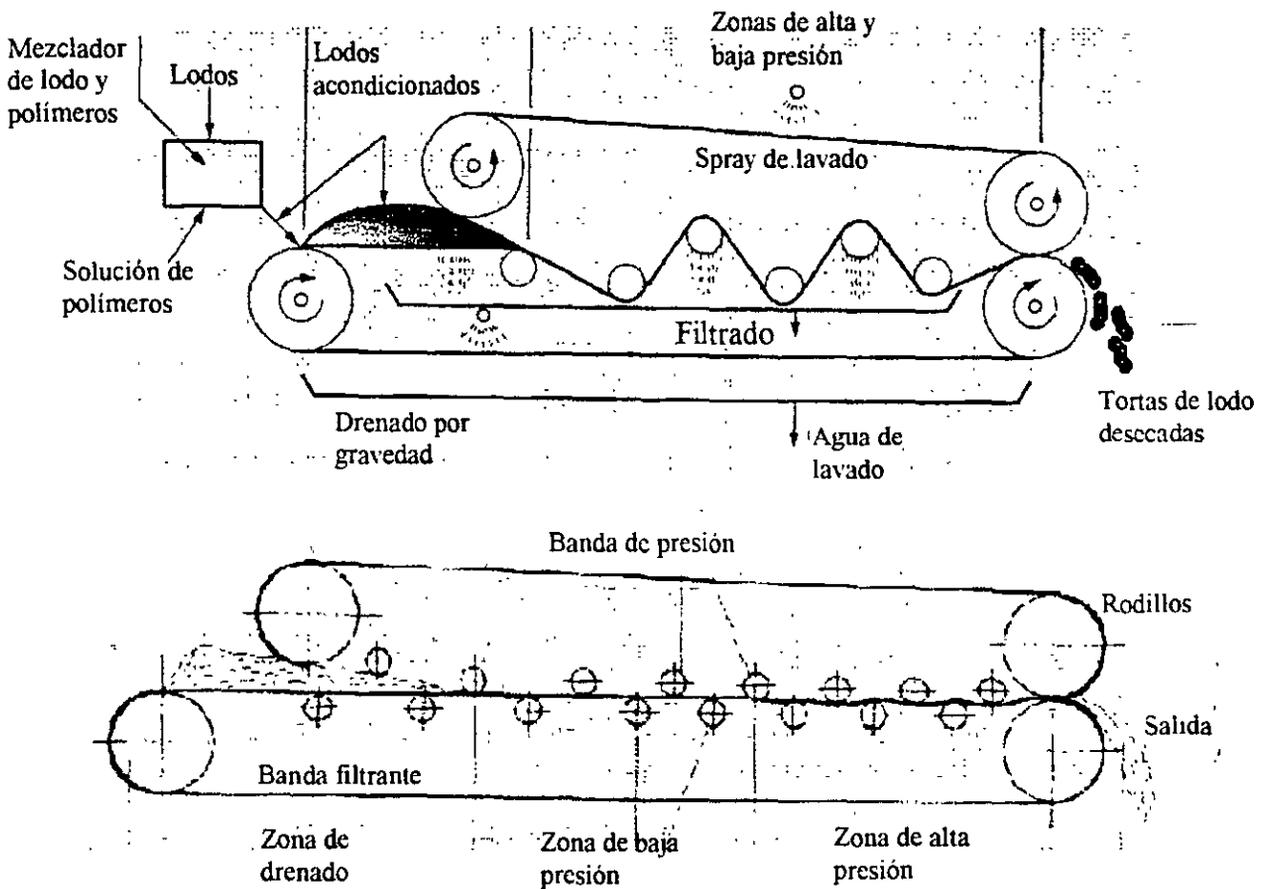


Fig. 12.12 Filtros de banda típico

1° Acondicionamiento con polimeros. El lodo previamente acondicionado se descarga sobre la banda superior en la zona de drenado por gravedad.

2° zona de drenado por gravedad. En esta sección, el agua libre en el lodo drena a través de la banda por efecto de la gravedad alcanzándose un aumento en la concentración de sólidos entre 5 y 10% con respecto a la alimentación. En esta fase el volumen del lodo se reduce en aproximadamente 60%.

3° La zona de baja presión. Es el área donde las bandas superior e inferior se juntan, apresando entre ellas al lodo. Esta zona es muy importante porque se comienza a formar una torta de lodo firme que debe resistir la fuerte presión en la siguiente etapa.

4° zona de alta presión. Es la última etapa las bandas pasan alrededor de una serie de rodillos, generalmente de diámetro decreciente, comprimiendo y deshidratando al lodo.

Algunas ventajas importantes de este tipo de filtro son:

- Su operación es continua;
- produce una torta bien deshidratada (20 a 30% de sólidos);
- consume poca energía.

Su principal desventaja es la corta vida de las bandas

12.8. TRATAMIENTO TÉRMICO

El tratamiento térmico se divide en: PIRÓLISIS, GASIFICACIÓN, OXIDACIÓN HÚMEDA E INCINERACIÓN

Objetivos del tratamiento térmico:

- 1° Reducción del volumen de desechos (10 – 30%)
- 2° Reducción de la masa de desechos (25 –35%)
- 3° Inmovilización e inertización de los desechos
- 4° Higienización de los desechos
- 5° Destrucción de sustancias orgánicas peligrosas (ejemplo: halógenos, hidrocarburos).
- 6° Utilización del valor calorífico de los desechos para producir energía eléctrica.
- 7° Recuperación de sustancias valiosas (metales ferrosos y no ferrosos, ácidos clorhídrico y sulfúrico, síntesis de gas para industrias químicas, etc.).
- 8° Reducción severa de la emisión de sustancias peligrosas (metales pesados, sustancias orgánicas), mediante sofisticados sistemas de purificación de gases.

I. PIRÓLISIS: también llamada "destilación destructiva", es un proceso endotérmico en ausencia de oxígeno que involucra la descomposición – volatilización de materia orgánica en combustibles gaseosos o líquidos y un sólido carbonizado.

La mayoría de las sustancias orgánicas son térmicamente inestables, por lo que al calentarse una atmósfera deficiente de oxígeno se llevan a cabo reacciones químicas durante las cuales se producen fracciones sólida, líquida y gaseosa, a este proceso se le llama pirólisis y se lleva a cabo a temperaturas debajo de 500°C y máxima de 800°C en ausencia de aire o cualquier otro gas que facilite la combustión.

Si una sustancia integrada por moléculas orgánicas es pirolizada, las moléculas se fragmentan, vuelven a reaccionar y a fragmentarse muchas veces hasta que alcanzan el equilibrio.

II. GASIFICACIÓN: es la conversión de sustancias orgánicas en gas combustible o síntesis de gas mediante una oxidación parcial, mayormente con oxígeno pero a temperaturas arriba de 2000° C.

Un equipo para GASIFICACIÓN es el gasificador VER–cross–flow, fue diseñado originalmente para el tratamiento de residuos peligrosos, pero ahora se encuentra disponible para el tratamiento de los desechos sólidos municipales, los rangos de capacidad son desde 50 Kg/h hasta algunas toneladas de kg/h. El gas combustible producido se puede utilizar en forma directa como se muestra en la figura 12.13 o como gas combustible para máquinas con gas. En sus diseños más pequeños este gasificador ocupa únicamente un área de 5m².

III. OXIDACIÓN HÚMEDA: El proceso de oxidación o combustión húmeda se lleva a cabo a presión y temperatura elevadas en presencia de agua líquida. Existe una patente con el nombre de proceso Zimpro. Operando a temperatura y presión menores se emplea como acondicionamiento para la deshidratación.

A diferencia de los procesos convencionales de combustión, este proceso realiza la oxidación de lodo crudo húmedo. Si se aplica la temperatura, presión y tiempo de reacción adecuados y

se proporciona al sistema el aire u oxígeno suficientes, se alcanza el grado de oxidación deseada.

El lodo crudo se mezcla con aire a presión y se envía a través de una serie de intercambiadores de calor al reactor, el cual se encuentra a presión regulada con el propósito de mantener el agua en fase líquida a la temperatura de operación del reactor, entre 175 y 316°C. Los productos que salen del reactor son una mezcla de gases, líquido y cenizas.

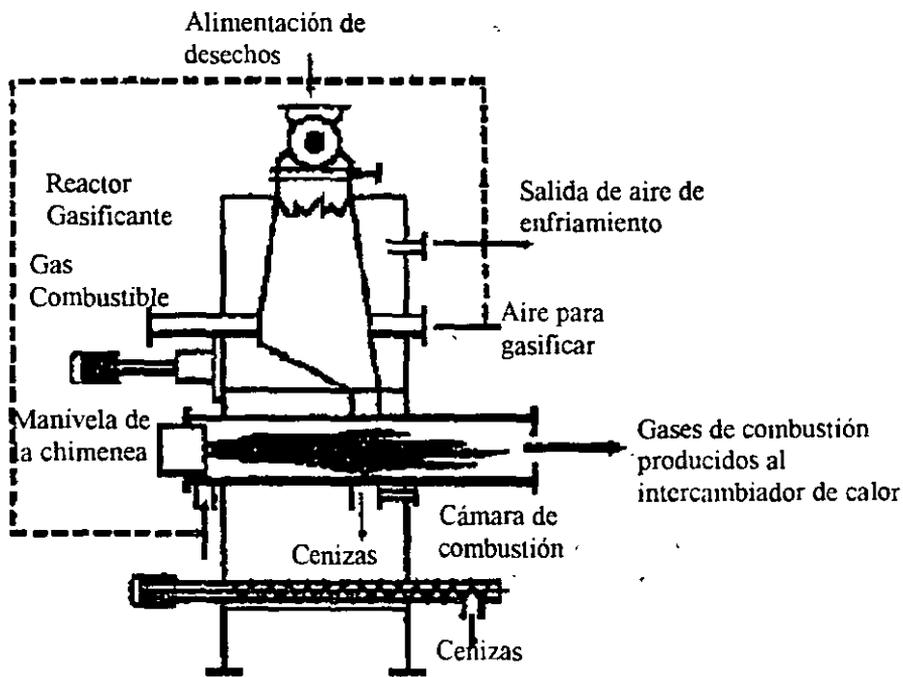


Figura 12.13 Gasificador de flujo cruzado (VER – cross – flow)

IV INCINERACIÓN: Es la oxidación (combustión exotérmica) completa de todas las sustancias orgánicas convirtiéndolas en CO₂ y agua con la presencia de aire (oxígeno) a temperaturas generalmente arriba o cercana a 1000°C. Se considera como un método eficiente de estabilización ya que destruye el total de microorganismos presentes en los lodos, elimina los malos olores y transforma todo el material orgánico en CO₂, agua y cenizas.

Actualmente la incineración de lodos se lleva a cabo con gran éxito en: 1° Hornos de pisos múltiples, 2° Incineradores de lecho fluidizado y 3° Sistemas de secado instantáneo.

El horno de pisos múltiples es uno de los dispositivos más eficientes y antiguos empleados para el secado e incineración de lodos, debido a que es un equipo relativamente simple, durable y lo suficientemente flexible para quemar una amplia variedad de materiales. Consiste de un cilindro metálico con varios hogares dispuestos en planos horizontales y una flecha central giratoria que acciona rastras para cada piso. El lódo previamente deshidratado se alimenta a través de una compuerta en lo alto del horno y va bajando de piso con la ayuda de las rastra. En los pisos superiores se vaporiza el exceso de humedad y se enfrían los gases de escape. En los pisos intermedios los sólidos volátiles se queman y, finalmente los pisos inferiores se usan para la combustión lenta de algunos compuestos y para el enfriamiento de

las cenizas. La temperatura de operación en la sección superior es de aproximadamente 550° C, en la sección intermedia entre 900 y 1000°C y de 350°C en el fondo del incinerador.

La incineración en un lecho fluidizado se lleva a cabo en un lecho de arena utilizado como depósito térmico para favorecer la combustión uniforme de los sólidos. En este caso, es totalmente indispensable que el lodo sea previamente deshidratado y precalentado, aproximadamente hasta 700°C, antes de entrar al reactor de lecho fluidizado. Dentro del reactor el lodo se seca y oxida a aproximadamente 815°C, mientras que los gases resultantes de la combustión, la ceniza y el vapor de agua salen a través de un separador (por vía húmeda) donde se separa la ceniza de los gases, los cuales salen por una chimenea.

El sistema de secado instantáneo se utiliza para el secado o para la incineración de lodos: pueden realizar ambas operaciones simultáneamente. Parte del material ya secado se mezcla con la alimentación de lodo y el conjunto se seca con una corriente de gases calientes. Tras la separación de los gases del lodo seco en un ciclón, se divide el lodo seco en dos corrientes enviándose una parte de él a la entrada para mezclarse con lodo crudo y la otra al horno de incineración o a su disposición como lodo seco. El vapor del ciclón se regresa al horno para su deodorización.

INCINERACIÓN DE LODOS.

La incineración de lodos de aguas residuales consiste básicamente en dos procesos:

- Evaporación del agua.
- Incineración de la sustancia seca con una cierta adición de combustible, en el caso de que el contenido de calor de la sustancia seca no proporcione el calor necesario para la evaporación.

La ignición prácticamente sólo puede iniciarse cuando el último contenido de agua ha sido evaporado. En vista de que los lodos, independientemente de la forma de deshidratado, contienen del 40 al 75% de agua, la incineración de lodos es principalmente un problema de presecado del lodo.

Para realizar la incineración de lodos, de acuerdo con las ideas señaladas se deben seleccionar con sumo cuidado los dos elementos siguientes:

- El molino secador y
- El incinerador de polvo

El molino secador es una máquina, que simultáneamente seca y tritura el material, mientras se obtiene el producto pulverizado. En el secador de lodos, se puede obtener un contenido de agua comprendido entre el 3 y el 10% del producto fino seco.

Ventajas y Desventajas

La incineración ofrece significantes ventajas sobre las anteriores opciones de uso o disposición, reduce el lodo a un residuo compacto que consiste de aproximadamente un 20% del volumen original de los sólidos y esto elimina algunos problemas ambientales por la completa destrucción de patógenos y la degradación de muchos tóxicos orgánicos. Los metales no son degradados, y su concentración aumenta en las cenizas.

Se puede usar la incineración como el método último de disposición de los lodos, y cuando éstos han sido desecados para obtener un contenido de aproximadamente 30%, el calor de combustión de los sólidos de los lodos es suficiente para evaporar el contenido residual de agua. No obstante la incineración no resuelve completamente el problema de la disposición, porque todavía es necesario disponer la ceniza residual, descargándola sobre el terreno, en un relleno sanitario o en el mar. La ceniza también se puede aprovechar en el acondicionamiento de lodos y como un auxiliar filtrante en la desecación.

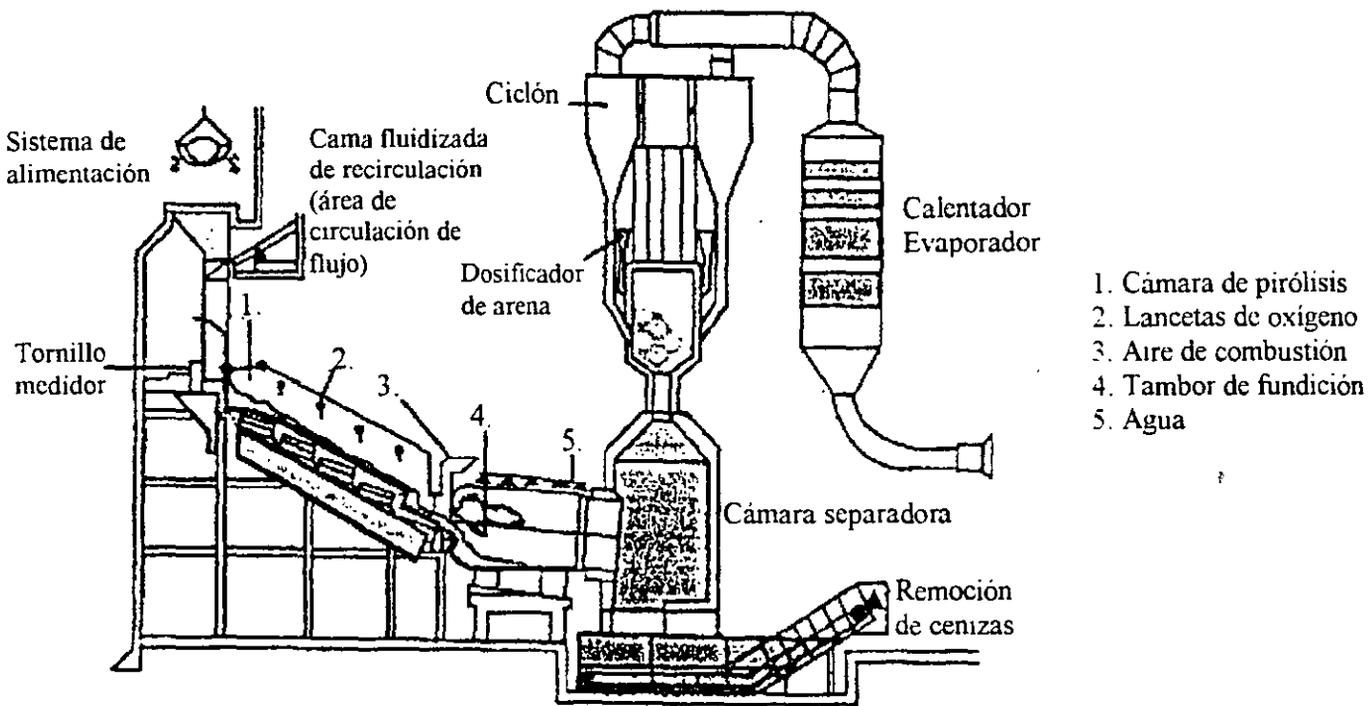


Fig. 12.14 Sistema de incineración proceso Von Roll (Duoterm process)

12.9 DISPOSICION DE LÓDOS Y CENIZAS

COMPOSTEO

Descripción del Sistema de Composteo

El sistema de composteo se define como la estabilización biológica de la materia orgánica bajo condiciones controladas y se considera un mejorador de suelos. La estabilización ocurre en presencia de oxígeno; esto diferencia al composteo de otros procesos naturales que no se llevan a cabo bajo condiciones controladas, como son la putrefacción o fermentación.

Un objetivo de la estabilización de lodos es evitar que contaminen; es decir se trata de eliminar gérmenes patógenos y parásitos y disminuir la capacidad de putrefacción y eliminar la atracción de transmisores de enfermedades, como por ejemplo ratas y mosquitos.

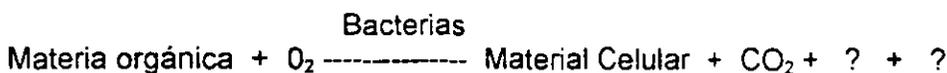
Durante el composteo, las moléculas orgánicas complejas son descompuestas en componentes simples, esto se debe a la actividad y crecimiento de las bacterias, actinomicetos y hongos;

logrando así que los residuos orgánicos después del proceso aún se degraden pero en un grado muy bajo. Durante el proceso los microorganismos utilizan una porción de carbono y nitrógeno para la síntesis de materia celular, de esta forma crecen en número, su actividad y los procesos mismos de su desarrollo (respiración) generan calor, teniendo como consecuencia un incremento en la temperatura; de esta forma un tipo particular de microorganismos llega a predominar, los llamados termofilicos. El rango óptimo de temperatura para estos microorganismos está entre 40 y 75° C.

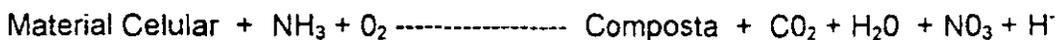
La intensidad y duración de este calor interno produce la rápida destrucción de microorganismos patógenos y los compuestos orgánicos productores del mal olor son rápidamente eliminados, asegurando la estabilidad del producto final. El composteo es un método que elimina la necesidad de digestores y otros procedimientos costosos.

Son parámetros determinantes en el proceso de composteo: el contenido de humedad, la temperatura, el pH, nutrientes y la concentración de oxígeno:

Fase 1: Alta reacción. Composteo.



Fase 2: Baja reacción. Curado.



En la Fig. 12.15 se puede observar un diagrama de flujo del sistema de composteo. Los dos componentes básicos del composteo son: lodo y material acondicionador.

Materiales acondicionadores.

Para asegurar el rápido composteo aerobio, el lodo debe ser mezclado con un material acondicionador que proporcione la estructura, textura y porosidad necesarias para la aeración mecánica. El material acondicionador, generalmente orgánico, puede funcionar como una fuente de carbono que proporciona energía adicional para los microorganismos durante el composteo.

Las cantidades necesarias de material acondicionador están en función del contenido de humedad del lodo. Una vez mezclado con el lodo y colocado en el sitio de composteo, se requiere que el material acondicionador esté lo suficientemente seco para proporcionar la porosidad necesaria para el flujo de aire cuando el proceso es aerobio. Para un lodo desaguado con un 20%, la relación más efectiva de agente acondicionador-lodo se encuentra entre 1:1 y 4:1 en un volumen básico aparente. La mezcla debe ser porosa y no contener líquido libre.

Estos materiales también deben tener suficiente capacidad de absorber humedad para producir la deshidratación del lodo. Muchos materiales considerados como desperdicios presentan las propiedades necesarias de un material acondicionador, algunos son: aserrín, viruta, cascarilla de arroz, cascarilla de cacahuate y bagazo de caña.

Algunos materiales acondicionadores pueden ser reutilizables, algunos pueden llegar a formar parte de la composta. De esto depende el valor que pueda tener la composta en el mercado.

Proceso de composteo.

La secuencia de las operaciones en el proceso de composteo es la siguiente:

1°.- Mezclado

El lodo y material acondicionador deben ser mezclados de manera que los terrones de lodo no sean más grandes de 7.5 cm de diámetro. Si son más grandes el rango de descomposición es bajo y no se alcanza las temperaturas óptimas.

El lodo y el material acondicionador pueden mezclarse directamente en el área de composteo con un cargador frontal o en un sitio cercano al filtro prensa por medio de un mezclador estacionario.

2°.- Composteo

Después del mezclado se realiza la operación de composteo. Durante este período, la mezcla es aerada y el proceso biológico descompone el lodo y genera altas temperaturas (mayores de 55°C) destruyendo los microorganismos patógenos. El oxígeno requerido para el proceso puede suministrarse por medios mecánicos o por aireación forzada.

3°.- Curado

Después del proceso de composteo, la composta fresca se somete a un proceso de curado o estabilización. Esta fase se caracteriza por bajas temperaturas, bajos consumos de oxígeno y poca producción de olor. En esta etapa, la degradación y estabilización del producto continúa lentamente y representa un seguro adicional en la degradación de tóxicos orgánicos y reducción de patógenos. Durante el curado, la composta debe almacenarse en un sitio cubierto para evitar que absorba humedad.

4°.- Secado y cribado.

Estas operaciones son opcionales y se realizan dependiendo de las características que se desean en el producto final. Si es necesario el cribado y la composta fresca presenta un exceso de humedad, la operación de secado debe realizarse previamente. Cuando la composta esté lo suficientemente seca para realizar un adecuado cribado (contenido de humedad por debajo del 35%), el secado no se realiza. Si es enviada al almacén, la composta debe tener un contenido de humedad máximo del 15%.

El cribado tiene como propósito la recuperación de una parte del material acondicionador para reciclarlo y proporcionar al producto características que favorezcan su comercialización. Si la composta fresca presenta las características deseada y no es necesario recuperar material acondicionador, esta operación no se realiza.

5°.- Almacenamiento

Durante esta etapa la composta continúa estabilizándose y no se presentarán problemas si la operación de composteo se realizó satisfactoriamente; si su contenido de humedad sobrepasa el 15%, habrá un incremento en la temperatura de la composta.

6°.- Distribución

El sistema de distribución depende de la localización y del tipo de mercado (viveros, reforestación, recuperación de suelos, etc.).

Factores que influyen en el proceso de composteo:

1°.- Humedad

La humedad óptima para el proceso de composteo se encuentra entre 40 y 60% (en peso), valores menores disminuyen la rapidez del proceso porque el agua es esencial para el crecimiento microbiano y por arriba del 60% hay disminución en el espacio disponible para la circulación del aire y pueden presentarse condiciones anaerobias reduciendo a su vez la temperatura y produciendo olores.

2°.- Temperatura

La temperatura en el proceso de composteo es el principal indicador de qué tan bien está operando el proceso. La relación entre tiempo y temperatura proporciona un índice relativo a la destrucción de microorganismos patógenos. Por ejemplo, a una temperatura de 55°C durante 3 días consecutivos se puede asegurar la destrucción total de patógenos.

A medida que avanza el proceso, la temperatura se incrementa rápidamente y pasa de un rango mesofílico a uno termofílico, cuando alcanza los 40°C. La descomposición de materiales orgánicos es más rápida en un rango termofílico, dentro de este rango termofílico las temperaturas óptimas se encuentran entre los 55 y 60°C.

El contenido de humedad, la tasa de aireación, la forma de la pila, las condiciones atmosféricas y el contenido de nutrientes, influyen en la distribución de la temperatura en el proceso de composteo.

3°.- pH

Las características químicas, tanto del lodo residual como del material acondicionador pueden causar efectos adversos en el proceso de composteo. Es recomendable, para la mezcla lodo-material acondicionador, un pH entre 5 y 8, de esta forma se asegura el crecimiento y actividad óptimos de los microorganismos responsables del proceso. Es por esto que las características químicas de los residuos son importantes para la sucesiva estabilización de estos por composteo.

4°.- Nutrientes

Esto se refiere a la relación C/N. La descomposición puede ser limitada por la cantidad de carbono (C), nitrógeno (N) o la relación (C/N). Para que el proceso de descomposición proceda rápidamente, la relación C/N deberá encontrarse entre 30:1 y 40:1 y la ideal dentro de este rango es de 35:1. Con relaciones más bajas, habrá pérdida de N a través de la volatilización en forma de amoníaco y éste es posiblemente el nutriente simple más importante para las plantas. A su vez una elevada relación (50:1) limita el proceso de composteo porque el N no es suficiente para mantener la población microbiana. Como los residuos tienen una relación aproximada de alrededor de 10:1, para asegurar un efectivo composteo, debe ser incrementada a cerca de 30:1 mediante la adición de material acondicionador rico en carbono.

5°.- Oxígeno.

Es necesario un suministro constante de oxígeno para asegurar las condiciones aerobias del proceso. Los niveles recomendables deben mantenerse en un rango de 5 a 15% en volumen. Un incremento de la concentración de oxígeno arriba del 15% resultará en una disminución de la temperatura. Una carencia de O_2 puede provocar condiciones anaerobias, con la consecuente generación de olores. Las condiciones aerobias son mantenidas por medio de inyección de aire a la pila de composteo en una determinada proporción y en algunas ocasiones este aire se envía a una pequeña pila filtro de olor compuesta de composta curada y cribada, donde se absorben los olores.

Sistemas de Composteo

a).- Camellón

En este sistema la mezcla lodo-material acondicionador es colocada en pilas largas que son aeradas por volteo mecánico.

Las pilas deben aerearse diariamente en la primera etapa del proceso, cuando el sistema tiene una alta demanda de oxígeno, y posteriormente 3 veces por semana, de esta forma se asegura que todos los puntos de la pila queden expuestos a las altas temperaturas y eliminar así microorganismos patógenos.

La sección transversal de la pila, debe ser trapezoidal o triangular dependiendo del equipo usado para el volteo de la pila. Las dimensiones típicas de la pila son: 4.5 m de ancho y de 1 a 2 m. de altura.

El composteo en camellones es afectado por factores climatológicos, por esta razón se dificulta su control. Los periodos de composteo y curado para este método son de: 21 y 30 días respectivamente.

b).- Pila Estática

Un sitio de composteo, cercano a la planta de tratamiento de aguas residuales, disminuye los costos por acarreo y transporte del lodo, material acondicionador y equipo, además disminuye los requerimientos de mano de obra.

El tamaño de la pila puede ser adaptado de acuerdo a las diferentes tasas de producción de lodo, de cada planta de tratamiento.

En este sistema de composteo el equipo de aireación consiste en una serie de tuberías perforadas, colocadas en la parte inferior de la pila, el aire se suministra por medio de un soplador. La tubería se cubre con una capa de material acondicionador, para suministrar una aireación uniforme. Sobre esta capa protectora se construye la pila, la cual se cubre con composta cribada o sin cribar, que sirva para aislar y ayudar a mantener la temperatura uniforme y conseguir una superficie impermeable, para prevenir que el lixiviado llegue a agua subterránea o al equipo. Ver. Figura 12.15

La descomposición microbiana de la fracción orgánica volátil del lodo en una atmósfera aerobia provoca un aumento en la temperatura de toda la pila a cerca de 60°C destruyendo de esta

forma a organismos patógenos. Las temperaturas en la pila se incrementan rápidamente al rango termofílico o más altas. Estas comienzan a bajar después, indicando que la microflora ha utilizado la mayoría de los materiales orgánicos biodegradables y que el lodo residual ha sido estabilizado y transformado en composta.

Aireación y fuente de oxígeno

Los ventiladores centrífugos con aspas axiales son generalmente los mecanismos más eficientes para desarrollar la presión necesaria para mover el aire a través de las pilas de composta y de las "pilas-filtro de olor". La difusión del aire se realiza por medio de una tubería de plástico, PVC o fierro, que se conecta al ventilador. Esta tubería pueda dañarse después de realizar el desmonte de la pila; en el caso de la tubería de fierro, ésta se puede retirar antes de desmontar la pila para reutilizar la tubería en montajes posteriores. Existe también la posibilidad de utilizar canales de aireación contruidos sobre la base pavimentada y cubiertos con placas perforadas para la difusión del aire.

En algunos casos la pila puede representar una fuente de olores. Estos olores se eliminan succionando el aire de la pila y enviándolo a "pilas-filtro de olor" por medio de una tubería de plástico flexible.

Control de condensado y lixiviado.

El suministro de aire además, tiene como función el calentamiento y remoción de la humedad en la pila. Cerca de la base de ésta la temperatura es ligeramente más fría, como consecuencia de la pérdida de calor por el piso, esto provoca la condensación del aire cuando éste alcanza a enfriarse humedeciendo la pila. Si el condensado es bastante, drenará de la pila, lixiviando algo del lodo, si no drena se puede acumular y bloquear el flujo de aire. Si el material acondicionador está seco al momento del mezclado no habrá lixiviado. Este lixiviado puede representar una fuente de olor si contiene lodo.

Monitoreo

El proceso de composteo en una pila estática es relativamente insensible a los cambios en las condiciones de operación y materiales, sin embargo, para llevar a cabo una operación económica, producir un producto de calidad adecuada y la reducción de contaminantes, es necesario el control y monitoreo de los parámetros de operación.

La temperatura y la concentración de oxígeno deben monitorearse continuamente. Se deben realizar determinaciones periódicas de las concentraciones de sólidos totales y sólidos volátiles.

c).- Pila Aireada extendida

Otra versión de la pila estática es la pila extendida. La producción diaria de lodo se mezcla con el material acondicionador y se añade a un lado de las producciones anteriores, de esta manera se forma una pila continua. Para construir una pila extendida, la producción del primer día se coloca en una pila individual con sección transversal triangular pero sólo un lado y los extremos se cubren con composta cribada. El lado restante es espolveado con 2.5 cm de composta cribada para el control de olor. El segundo día, la tubería de aeración se coloca en la superficie de la cama paralelamente al lado polveado, se coloca una capa de material acondicionador y la mezcla lodo-material acondicionador se instala de manera que forma una pila extendida con una sección transversal trapezoidal. De igual forma, la cima y los bordes se cubren con

composta cribada y el lado restante con polvo de composta. Después de completar 7 secciones en forma secuencial, se deja el espacio suficiente para operación del equipo de acarreo.

Los periodos de composteo y curado para los métodos de pila estática y pila aireada son de: 21 y 30 días respectivamente.

d).- Reactor

En un sistema típico el lodo residual y el material acondicionador son mezclados y después transportados al reactor. Después de 14 días de tiempo de retención, la composta es curada en otro reactor por aproximadamente 20 días, durante los cuales el composteo continua a una velocidad más baja.

Muchos de los parámetros del proceso de composteo en reactor son similares a los de procesos tales como el de pila estática. El lodo debe contener aproximadamente un 25% de sólidos totales y la mezcla lodo/material acondicionador debe tener contenidos de humedad entre un 50 y 65%, una relación C/N en un rango de 20 : 1 a 30 : 1 y un pH entre 5 y 6.

Hay dos tipos básicos de sistemas en reactor: el estático y el dinámico. En sistemas dinámicos, el lodo y material acondicionador son remezclados físicamente durante la aireación. En sistemas estáticos, los materiales no se remezclan. Los sistemas estáticos pueden ser reactores cilíndricos, rectangulares o en túnel y los sistemas dinámicos consisten en tanques rectangulares o reactores circulares.

El reactor cilíndrico o tipo silo es probablemente el más antiguo. En un sistema típico, el lodo, composta reciclada y material acondicionador son mezclados y alimentados al reactor de manera que la mezcla fresca es distribuida dentro del reactor en capas sucesivas. El material es aireado por medio de una tubería perforada que inyecta aire al reactor. Los gases son tratados antes de su eliminación a la atmósfera. El material es sacado del reactor por medio de un dispositivo rotatorio.

El sistema incluye varios procesos de control. Las temperaturas en el reactor son medidas en diferentes puntos y el oxígeno y contenido de dióxido de carbono del gas deben ser monitoreados continuamente. El flujo de aire es ajustado por un microprocesador basado en el análisis de los datos de salida del gas.

Un sistema de composteo completo comprende un área para el mezclado, uno o más reactores en donde se lleva a cabo el composteo y reactores de curado, el equipo complementario incluye mezcladores, controles y equipo para el manejo de los materiales.

CRITERIOS DE DISEÑO

El criterio básico para lograr un composteo exitoso consiste en que el material a procesar sea poroso, de estructura estable y con un contenido suficiente de material degradable, para que la reacción de degradación se mantenga. Otro criterio de diseño, igualmente importante es la flexibilidad, se debe prever una operación continua del sistema, aunque se presenten cambios en el contenido de sólidos en el lodo y de volúmenes, y cambios de abultamiento en el suministro del agente. Los criterios de diseño se presentan en el siguiente cuadro:

COMPOSTEO EN HILERAS	
Requerimiento	Dimensiones
Requerimiento de terreno	1/3 acres/ton seca/día, equivalente a una población de 10,000 con trat. primario y secundario.
Altura	4 a 8 pies (1.22 a 2.44 m)
Base (ancho)	12 a 25 pies (3.66 a 7.63 m)
Largo	Variable
Contenido de humedad	45 a 65 por ciento
Relación Carbono/Nitrogeno	30 a 35 : 1
Relación Carbono/Fósforo	75 a 150 : 1
Flujo de aire	10 a 30 pies ³ /día/lb de SV
Tiempo de retención	6 semanas a 1 año

COMPOSTEO DE LODOS EN PILAS	
Procedimiento para la construcción de una pila para el procesamiento de 10 ton secas (43 ton húmedas):	
<ol style="list-style-type: none"> 1. Base de 6 pulgadas (15.24 cm) de espesor con abono no cribado 2. Tubería de plástico (PVC) perforada de 4 pulg (10 cm) de diámetro y 94 pies (29 m), con perforaciones de 0.25 pulg (0.61 cm) de diámetro. 3. Se cubre la tubería con una capa de abono no cribado o virutas de madera de 6 plg (15.24 cm). 4. Se conecta la tubería anterior a un soplador de 1/3 HP con 14 pies (4.3 m) de tubería sólida, provista con colector del condensado. 5. Se programa un cronómetro a andar por 4 minutos y parar por 16 minutos. 6. El soplador se conecta a una pila cónica pequeña de 2 yd³ (1.53 m³) de virutas de madera y 10 yd³ (7.65 m³) de abono cribado. 7. Se pone encima de la base preparada anteriormente una mezcla de lodo húmedo y el agente de abultamiento, con una relación volumétrica de 1.2.5. 8. Se cubre la masa anterior con abono cribado de 12 pulg (30.3 cm) de espesor como cubierta para el aislamiento. 	
Flujo de aire: 100 pies ³ /h/ton de lodo.	
Requerimientos de área para 10 ton/día 3.5 acres (1.42 hab)	
Dimensiones de la pila: 53 pies x 12 pies x 8 pies de altura (16.2 m x 3.7 m x 2.5 m).	

Eficiencias del proceso

El lodo se estabiliza generalmente después de 21 días, a temperaturas elevadas. Durante los primeros 3 o 4 días se producen temperaturas de 60 a 80° C, periodo durante el cual se eliminan olores, patógenos y huevecillos. Temperaturas por arriba de 55°C por periodos largos pueden destruir efectivamente a los patógenos. El producto final es un material con apariencia de humus, libre de malos olores y útil como acondicionador de suelos, que contienen niveles bajos de macronutrientes esenciales para plantas, tales como nitrógeno y fósforo, y frecuentemente niveles adecuados de micronutrientes, como zinc y cobre.

En el composteo en hileras el lodos es convertido a un residuo orgánico reduciendo su volumen en un 20 a 50 por ciento.

PLANTA DE TRATAMIENTO

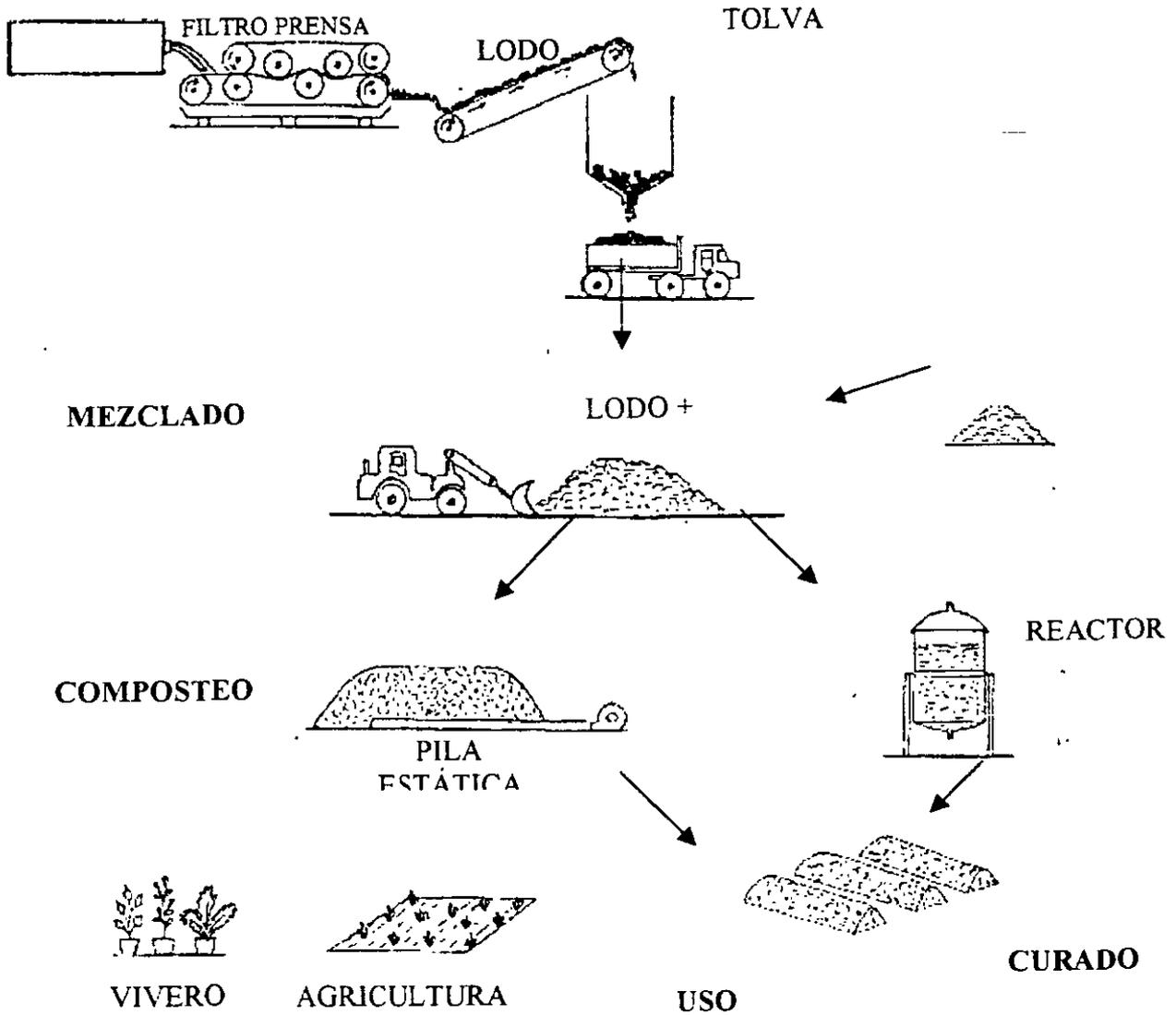


FIG. 12.15 Composteo de lodos biológicos (biosólidos)

Otras características

Impacto Ambiental: El proceso tiene requerimientos altos de terreno, con potencial de olores, pudiendo ser estéticamente indeseable. El producto final representa un beneficio al ambiente cuando se usa para acondicionador de suelos.

Confiabilidad del Proceso: Altamente confiable. Las temperaturas ambiente y lluvias moderadas no afectan al proceso.

RELLENO SANITARIO

Es un método de disposición en el que el lodo es depositado en un Área específica, con o sin residuos sólidos y enterrado debajo de una cubierta de suelo.

El relleno es un método de disposición en el que no se recuperan nutrientes y solo se recupera energía a través del gas metano.

Se requiere contar con un área para el relleno igual a la necesaria para la aplicación al suelo, sin embargo hay una diferencia importante, cuando el lodo es depositado en un relleno sanitario, la degradación anaerobia ocurre porque el oxígeno es insuficiente para la descomposición aerobia. Las condiciones anaerobias degradan el lodo más lentamente que los procesos aerobios.

Muchos problemas se pueden prevenir con la planeación, elección y preparación del sitio adecuado para la disposición.

La utilización de un relleno sanitario sigue siendo un método popular de disposición, pero la lejanía de lugares adecuados y el incremento de los costos por concepto de suelo lo ha hecho incosteable.

Existen dos tipos de disposición en relleno.

- Disposición, en el cual el lodo es enterrado generalmente en zanjas y cubierto con tierra.
- Codisposición, en el cual el lodo es depositado en el suelo junto con residuos sólidos municipales.

Este último presenta algunas ventajas:

- Corto tiempo de retención. Es un proceso más rápido que el de disposición de lodo únicamente.
- Bajos costos.

Desventajas:

- Presencia de malos olores. Estos se presentarán dependiendo del grado de estabilización de la materia orgánica del lodo.
- Problemas de operación. Dado que se requiere mezclar lodo relativamente líquido con basura.

- Lixiviados. Los ácidos orgánicos formados durante la descomposición anaerobia del lodo pueden aumentar el lixiviado de metales de la mezcla lodo-residuos sólido, es por eso que deben ser instalados sistemas para su recolección y tratamiento.

El lixiviado es generado por el exceso de humedad en el lodo, el tipo y cantidad de los constituyentes del lixiviado de un relleno dependen de la naturaleza del lodo.

Si el lixiviado de un relleno sanitario llega a un acuífero, los metales pesados y tóxicos orgánicos son de particular preocupación por los posibles efectos adversos a la salud. Si el lixiviado llega a aguas superficiales, los elevados niveles de nutrientes pueden causar problemas en los vegetales.

El lixiviado puede ser recolectado por una serie de tuberías que interceptan el flujo del lixiviado y lo canalizan a un tanque para su tratamiento.

RANGO DE CONCENTRACIONES DE CONSTITUYENTES EN EL LIXIVIADO DE RELLENOS SANITARIOS.

PARAMETRO	CONCENTRACION (a)
Cloruro	20 - 600
SO ₄	1 - 430
Carbono orgánico total	100 - 15000
Demanda química de oxígeno	100 - 24000
Calcio	10 - 2100
Cadmio	00.1 - 0.2
Cromo	0.01 - 50
Zinc	0.01 - 36
Mercurio	0.0002 - 0.0011
Cobre	0.02 - 37
Fierro	10 - 350
Nitrógeno total Kjendahl	100 - 3600
Coliformes fecales	2400 - 24000
Estreptococos fecales	NMP/100 ml (b) 2100 - 240000 NMP/100 ml (b)

(a) Concentración en mg/1
(b) NMP/100 ml

DISPOSICIÓN DE LODOS EN LAGUNAS (ENLAGUNAMIENTO)

La disposición de lodos en lagunas es un método simple, de costo relativamente bajo (cuando se dispone de terreno suficiente y económico) y con requerimientos mínimos de operación y mantenimiento, especialmente en plantas de tratamiento pequeñas. Una laguna es un estanque de tierra, en el cual se deposita el lodo crudo o digerido. (figura 12.16)

Las lagunas de lodos crudos estabilizan los sólidos orgánicos por descomposición anaerobia y aerobia, lo cual puede causar olores indeseables y problemáticos. Los sólidos estabilizados se sedimentan en el fondo de la laguna y se acumulan. El exceso de líquido, si llega a existir, se

retorna a la planta de tratamiento. Las lagunas deberán ser relativamente poco profundas, de 4 a 5 pies (1.22 a 1.53 m), si han de ser limpiadas con rastras.

Si las lagunas son llenadas con lodos digeridos, estas se diseñan con tiempos largos de secado, por medio del proceso físico de percolación y, principalmente de evaporación. El proceso es relativamente simple, y requiere de remociones periódicas del sobrenadante, (el cual es retornado al influente de la planta de tratamiento), y de excavaciones ocasionales del lodo seco para su transporte al sitio de disposición final. El sobrenadante, bajo en sólidos suspendidos, es de mejor calidad que el sobrenadante de digestores secundarios, e inclusive que el de espesadores. El producto final sirve como acondicionador de suelos o para relleno de terrenos.

El tiempo de secado para lodos con 30 por ciento de sólidos es generalmente muy largo, puede llegar a requerir años. La eficiencia de las lagunas depende de las condiciones climatológicas y del tratamiento previo de los lodos. En climas cálidos y secos, los lodos bien digeridos son económica y satisfactoriamente tratados en lagunas por su simplicidad en la operación y su flexibilidad. Los lodos bien digeridos minimizan los problemas de olor, los cuales son inherentes en este tipo de sistemas. Se requiere de celdas múltiples para una operación eficiente.

- Criterios de diseño.

Bordos: Pendiente de 1 : 2 en el exterior y de 1:3 en el interior con el fin de permitir el mantenimiento y evitar la erosión; Ancho de la superficie lo suficientemente grande para permitir la circulación de vehículos durante la limpieza.

Profundidad: 1.5 a 4.0 pies (0.46 a 1.22 m) de profundidad de lodos (depende del clima):

Celdas: Se requiere un mínimo de dos celdas por laguna.

Cargas; 2.2 a 2.4 lb de sólidos/año-pies³ (35.2 a 38.4 Kg/año-m³) de capacidad. 1.7 a 3.3 lb de sólidos/pie² (8.3 a 16 Kg/m²) de superficie por 30 días de uso. 1 a 4 pies²/capita (0.09 a 0.37 m²/capita) (depende del clima).

Decantación: Nivel de decantación individual o múltiple por retornos periódicos de sobrenadante al sedimentador primario de la planta de tratamiento.

Remoción de lodos: Intervalos de aproximadamente 1.5 a 3 años.

- Consumo de energía

Requerimientos de energía sólo para el posible bombeo desde los digestores y bombeo del sobrenadante, cuando esto se requiera. Las necesidades aproximadas de bombeo de lodos y del sobrenadante pueden ser estimados con la siguiente ecuación:

$$\text{kWh/año} = \{1140 (\text{Mgal/día}) \times (\text{Carga total})\} / \{\text{Eficiencia}\}$$

- Otras características

Impacto Ambiental: Pueden producirse fuertes olores, a menos de que exista una apropiada digestión y una operación adecuada. El potencial de contaminación del agua subterránea es alto, a menos que se incorporen apropiadamente al diseño las características exactas del subsuelo, o se hagan trabajos de impermeabilización.

Limitaciones: Existe un potencial muy alto de problemas de olor y de proliferación de insectos y roedores si el lodo dispuesto no está bien digerido. El control químico de olores no es completamente satisfactorio.

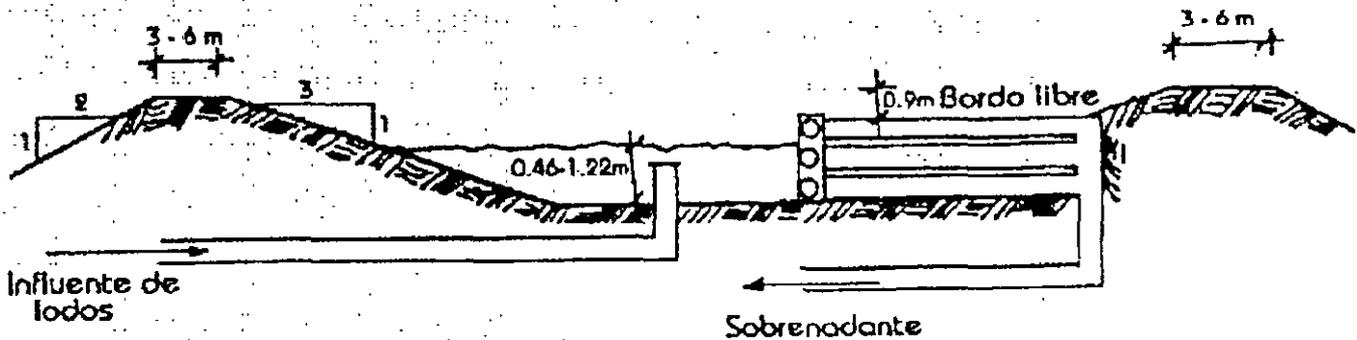


Fig 12.16 Laguna de lodo

Ecuaciones para el dimensionamiento de lagunas (CNA):

Sólidos Secos producidos.

$$SSP = \{Q_s * S_o * (8.34) * (365)\} / \{100\}$$

Donde:

SSP = Sólidos secos producidos [lb/año]

S_o = Contenido de sólidos en el influente [%]

8.34 = Factor de conversión de gal a lb [lb/gal]

365 = Conversión [días/año]

Volumen de las lagunas

$$V = SSP / CS$$

Donde:

V = Volumen requerido [pies³]

SSP = Sólidos secos producidos [lb/año]

CS = Carga de sólidos [lb/año-pies³]

Area Superficial.

$$AS = V / D$$

Donde:

AS = Área superficial [pies²]

V = Volumen requerido [pies³]

D = Profundidad de la laguna [pies]

DISPOSICIÓN DE LODOS EN EL SUELO

No todos los tipos de lodos son apropiados para disponerlos en suelos, a causa de problemas potenciales de olores y de operación. Los lodos más apropiados para realizar la disposición en el suelo son aquellos que han pasado por un proceso de digestión y de deshidratación o incineración, lodos con contenido de sólidos igual o mayor a 15%. Obviamente, la adición de tierra a lodos, con contenido de sólidos menor a 15% puede producir un lodo apropiado para su disposición en el suelo, en general, se recomienda que sólo los lodos estabilizados sean dispuestos en el suelo. Otro modo de disposición es mezclarlo con composta, que es un acondicionador de suelo procedente de residuos orgánicos, lo que produce un buen ABONO al agregarle a la composta el nitrógeno y el fósforo de los cuales carece.

Existen dos alternativas para realizar la disposición de lodos en el suelo; relleno de terrenos (en capas y en montones) y de zanjas (angostas y anchas).

a) - Disposición en Zanjas: En este método se requiere de una excavación de tal forma que el lodo quede por debajo de la superficie del terreno original. Se requiere que el nivel freático este lo suficientemente profundo, con el fin de permitir la excavación y que quede una capa de subsuelo suficientemente ancha para evitar la contaminación del agua subterránea. El suelo se usa solamente como cubierta del lodo y no como un agente de abultamiento. Normalmente se aplica una capa de suelo sobre el lodo el mismo día que éste es recibido; por esta razón las zanjas son más apropiadas que otros métodos para lodos no estabilizados o de baja estabilización. Existen dos tipos de zanjas. Estas incluyen zanjas angostas, con anchos menores a 10 pies (3.0 m) y zanjas anchas, con anchos mayores a 10 pies (3.0 m). La profundidad y el largo de ambas zanjas son variables y dependen del nivel freático, estabilidad de las paredes y limitaciones del equipo. Después de que haya ocurrido el asentamiento máximo, aproximadamente un año, el área deberá ser renivelada para asegurar un drenaje adecuado.

Este método de disposición de lodos relativamente simple, adecuado para lodos estabilizados y no estabilizados. No requiere de experiencia o conocimiento del sistema, con excepción del conocimiento en la operación del equipo para el manejo de los lodos. El sistema de zanjas angostas es particularmente adecuado para comunidades pequeñas.

b).- Disposición en terrenos: El lodo es dispuesto normalmente sobre la superficie original del suelo. Debido a que no se requiere excavación ya que el lodo no se coloca por debajo de la superficie original del terreno, este método es particularmente útil en áreas donde el nivel del agua subterránea no es profunda. El contenido de sólidos del lodo no esta necesariamente limitado, pero la estabilidad y la capacidad de resistencia del terreno deberán ser las adecuadas, para obtener estas características, el lodo es comúnmente mezclado con tierra como un agente de abultamiento, por la posible cercanía del agua subterránea, comúnmente

se requiere de un recubrimiento del terreno. Existen tres métodos de la aplicación de relleno de terrenos: relleno en capas, relleno en montones, y envase de diques o bordos.

En el caso de relleno en montones, la mezcla de tierra y lodo es puesta en montones de aproximadamente 6 pies (1.8 m) de alto. Posteriormente se aplica una cubierta con un espesor mínimo de 3 pies (0.9 m), si se aplican montones adicionales al primero, la cubierta deberá ser de 5 pies (1.5 m) de espesor. En el caso de relleno en capas, el lodo puede tener un contenido de sólidos tan bajo como del 15%. Después de hacer la mezcla de lodo y tierra, ésta se aplica uniformemente sobre el terreno en capas de 0.5 a 3 pies (0.15 a 0.9 m) de espesor. Las cubiertas intermedias entre capas deben ser de 0.5 a 1.0 pies (0.15 a 0.3 m) de espesor. La cubierta final deberá ser de 2 a 4 pies (0.6 a 1.2 m) de espesor. En el método de envase de diques o bordos, el lodo es puesto totalmente por arriba de la superficie original del terreno. Se construyen diques sobre el terreno nivelado, de cuatro lados formando un área de envase, posteriormente se rellena este envase. Se pueden aplicar cubiertas en ciertos lugares durante el relleno, la cubierta final deberá ser puesta cuando el relleno esté terminado.

Este método es adecuado para áreas con el nivel del agua subterránea superficial. Las pilas son adecuadas para lodos estabilizados, pero tiene requerimientos altos de mano de obra y equipo. El método de disposición de lodos en capas es igualmente adecuado para lodos estabilizados, y tiene requerimientos menores de mano de obra y equipo. El sistema de envase en diques o bordos es adecuado para lodos estabilizados o no estabilizados, y requiere de menos tierra como agente de abultamiento.

- Criterios de diseño (CNA).

Las condiciones que deben cumplir las zanjas, el terreno y los lodos, así como el criterio de diseño recomendado por CNA se presentan a continuación:

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, más del 28% para equipo sobre el lodo.
Pendiente de terreno	Menor a 20 por ciento	Menor a 10 por ciento
Espesor de la cubierta de tierra	2 a 3 pies (.3 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 a 1.5 m) para equipo sobre el lodo.
Tasa de aplicación	1,200 a 5,600 yd ³ /acre (6,500-27,400 m ³ /ha).	3,200 a 14,500 yd ³ /acre (6,000-27,400 m ³ /ha).

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 lodos
Características del lodo	Estabilizado	Estabilizado	Estabilizado o no
Pendiente del 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)

- Impacto Ambiental

Problemas potenciales de erosión del terreno y de olores. Producción continua de gas después de muchos años de que el relleno esté completo. La percolación debe de ser apropiadamente controlada para prevenir la contaminación del agua subterránea. El gas es explosivo y puede matar la vegetación si no se controla adecuadamente. Las zanjas angostas y el relleno en capas son métodos mas intensivos que los otros.

- Otras características

Confiabilidad del Proceso: Método de disposición de lodos muy confiable

Consumo de Energía: El consumo de energía varía considerablemente con las características específicas del lodo, las condiciones particulares del terreno y la operación.

Limitaciones: El congelamiento del suelo y la lluvia causan dificultades en la operación del sistema. La lluvia hace que las pilas se asienten.

CONFINAMIENTO CONTROLADO

Otra modalidad de la distribución de lodos sobre terreno consiste en su aplicación en suelos con o sin vegetación con el único propósito de disponer de ellos. Esta opción difiere de las anteriores en que el lodo se aplica en cantidades mucho mayores y la producción de vegetación o cultivos no tiene importancia. Para llevarse a cabo se requieren menores extensiones de tierra y se puede aplicar para disponer de lodos cuyo potencial contaminante los haga inadecuados para su disposición en tierra. Es muy importante que el sistema se someta a un cuidadoso diseño, construcción y manejo para retener los elementos que pudieran deteriorar el ambiente. Normalmente se requiere la construcción de estructuras de retención con ductos para la colección de escurrimientos potencialmente dañinos. El lugar destinado a la disposición debe estar totalmente alejado y protegido del acceso humano.

AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES Y BIOSÓLIDOS

CAPÍTULO 13 ANEXOS

13.1 NORMAS

NOM-AA-3-1980 Muestreo de aguas residuales

NOM-001-ECOL-1996 Descarga en cuerpos receptores federales

NOM-002-ECOL-1996 Descarga en el Alcantarillado

NOM-003-ECOL-1997 Reusos en servicios públicos

PROY-NOM-004-ECOL-2001 Lodos y biosólidos

13.2 MODELOS Y CRITERIOS DE DISEÑO

Lagunas Anaeróbias

Lagunas Facultativas

Lagunas de Maduración

13.3 DISEÑO DE LAGUNAS EN EL TRÓPICO (PROPUESTA O.M.S.)

13.4 BIBLIOGRAFÍA

13.1 NORMAS**NORMA OFICIAL MEXICANA NOM-001-ECOL-1996, QUE ESTABLECE LOS LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES DE CONTAMINANTES EN LAS DESCARGAS RESIDUALES EN AGUAS Y BIENES NACIONALES**

(Publicada en Diario Oficial de la Federación de fecha 6 de enero de 1997)¹

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

¹ Incluye ACLARACIÓN a esta Norma Oficial Mexicana, publicada en el D.O.F. de fecha 30 de abril de 1997

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 APLICACION

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 15 de diciembre de 1973.

- Norma Mexicana NMZ-AA-007 Aguas - Determinación de la temperatura - Método visual con termómetro, publica 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 - Métodos 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, 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 NXM-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 neocuproína, 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 1996.

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 proviene 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 aquellos 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

FRECUCENCIA DE MUESTREO			
HORAS POR DIA QUE OPERA EL GENERADOR DE DESCARGA	NUMERO DE MUESTRAS SIMPLES	INTERVALO ENTRE TOMA DE MUESTRAS SIMPLES (H O R A S)	
		MÍNIMO N.E.	MAXIMO N.E.
Menor que 4	mínimo 2	-	-
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:

$$VMSi = VMC \times (Qi/Qt)$$

Donde:

VMSi = 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.

Qi = caudal medido en la descarga en el momento de tomar la muestra simple, litros por segundo.

Qt = $\sum Q_i$ 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 Riesgo 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 Riesgo 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.

TABLA 2

LÍMITES MÁXIMOS PERMISIBLES PARA CONTAMINANTES BÁSICOS																				
PARAMETROS (miligramos por litro, excepto cuando se especifique)	RIOS						EMBALSES NATURALES Y ARTIFICIALES				AGUAS						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.
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 (m/l)	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	N.A.	N.A.	1	2
Sólidos Suspendidos 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.

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

(1) Instantáneo

(2) Muestra Simple Promedio Ponderado

(3) Ausente según el Método de Prueba definido en la NMX-AA-006

TABLA 3

LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES PARA CONTAMINANTES BASICOS																				
PARA- METROS (*)	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)			
(miligramos por litro)	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	0.5	0.1	0.1	0.2
Cianuro	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	6.0	4	6.0	4.0	6.0	4.0	6.0	4	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	0.2
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.

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 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 MUNICIPALES		
FECHA DE CUMPLIMIENTO A PARTIR DE:	CARGA CONTAMINANTE	
	DEMANDA BIOQUIMICA DE OXIGENOS ₅ t/d (tonelada/día)	SOLIDOS SUSPENDIDOS TOTALES t/d toneladas/día
1de enero de 2000	mayor de 3.0	mayor de 3.0
1de enero de 2005	de 1.2 a 3.0	de 1.2 a 3.0
1 de enero 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 no municipales, que rebase 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 las fechas establecidas 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 OXIGENOS 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.

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 OXIGENOS t/d (toneladas/día)	SOLIDOS SUSPENDIDOS TOTALES t/d (toneladas/día)	FRECUENCIA DE MUESTREO Y ANÁLISIS	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

4.9 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.

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. METODOS 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 VERIFICACION

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 BIBLIOGRAFIA

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 Mc. Graw-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. Mc. Graw-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** Waster water Engineering Treatment. Disposal, Reuse, 1991, 3rd. Edition. US:A. (Ingeniería en el tratamiento de aguas residuales. Disposición y reuso. 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, México. 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 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/994, 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-0871995-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 (Crustácea 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 cárnicos.

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-033-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 NOM-063-ECOL-1993, 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-1993, 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-1993, 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 6 de enero de 1995.

Norma Oficial Mexicana NOM-066-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 galvanoplastia.

Norma Oficial Mexicana NOM-067-ECOL-1993, 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-1993, 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-1993, 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-1993, 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-1993, 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-1993, 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-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de las industrias farmacéuticas 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 Secretaría de Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca, **Julia Carabias Lillo**.- Rúbrica.

NORMA OFICIAL MEXICANA NOM-002-ECOL-1996, QUE ESTABLECE LOS LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES DE CONTAMINANTES EN LAS DESCARGAS DE AGUAS RESIDUALES A LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO URBANO O MUNICIPAL

(Publicada en Diario Oficial de la Federación de fecha 3 de junio de 1998)

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; 5o. Fracción V, 6º, 7º, 8º. Fracciones II, VII y XII, 36, 37, 37 Bis, 117, 118 fracción II, 119, 119 Bis, 121, 122, 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 y 47 fracciones III y IV de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización, he tenido a bien expedir la siguiente Norma Oficial Mexicana NOM-002-ECOL-1996, Que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal; y

CONSIDERANDO

Que con fecha 18 de octubre de 1993, se publicó en el Diario Oficial de la Federación la Norma Oficial Mexicana NOM-CCA-031-ECOL/1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales provenientes de la industria, actividades agroindustriales, de servicios y el tratamiento de aguas residuales a los sistemas de drenaje y alcantarillado urbano o municipal. De conformidad con el Acuerdo mediante el cual se modifica la nomenclatura de 58 normas oficiales mexicanas en materia de protección ambiental publicado en el referido órgano informativo el 29 de noviembre de 1994, se cambió la nomenclatura de la misma norma en cuestión, quedando como Norma Oficial Mexicana NOM-031-ECOL-1993.

Que durante la aplicación de la referida norma se detectaron algunos problemas de carácter técnico, por lo que se tuvo la necesidad de llevar a cabo un análisis de la misma por parte del Instituto Nacional de Ecología en coordinación con la Comisión Nacional del Agua, autoridades locales y con los diversos sectores involucrados en su cumplimiento, llegándose a la conclusión de que era necesario reformular la norma en comento procediéndose a elaborar una nueva norma oficial mexicana que la sustituyera, tomando en consideración puntos de vista socio-económicos, la infraestructura existente de los sistemas de alcantarillado, la determinación de parámetros prioritarios, el tamaño de poblaciones y la compatibilidad con otras normas en la materia, y que las disposiciones establecidas sean operativas y su cumplimiento sea gradual y progresivo.

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-002-ECOL-1996, Que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a los sistemas de alcantarillado, se publicó en el Diario Oficial de la Federación el 9 de enero de 1997, 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, mezzanine planta alta, colonia Tiacopac, Delegación Alvaro Obregón, 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 3 de abril de 1998.

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 9 de diciembre de 1997, aprobó la Norma Oficial Mexicana NOM-002-ECOL-1996, Que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal, por lo que he tenido a bien expedir la siguiente:

NORMA OFICIAL MEXICANA NOM-002-ECOL-1996, QUE ESTABLECE LOS LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES DE CONTAMINANTES EN LAS DESCARGAS DE AGUAS RESIDUALES A LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO URBANO O MUNICIPAL

INDICE

1. Objetivo y campo de aplicación
2. Referencias
3. Definiciones
4. Especificaciones
5. Métodos de prueba
6. Grado de concordancia con normas y recomendaciones internacionales
7. Bibliografía
8. Observancia de esta Norma
9. Transitorios

1. OBJETIVO Y CAMPO DE APLICACION

Esta Norma Oficial Mexicana establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal con el fin de prevenir y controlar la contaminación de las aguas y bienes nacionales, así como proteger la infraestructura de dichos sistemas, y es de observancia obligatoria para los responsables de dichas descargas. Esta Norma no se aplica a las descargas de las aguas residuales domésticas, pluviales, ni a las generadas por la industria, que sean distintas a las aguas residuales de proceso y conducidas por drenaje separado.

2. REFERENCIAS

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, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 6 de enero de 1997.

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 15 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, publica 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-044 Aguas-Análisis de agua-Determinación de Cromo Hexavalente-Método colorimétrico, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 6 de enero de 1982.

Norma Mexicana NMX-AA-046 Aguas-Determinación de arsénico en agua, 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 colorimétrico 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 NXM-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 neocuproína, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 10 de marzo de 1982.

Norma Mexicana NMX-AA-076 Aguas-Determinación de níquel, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 4 de mayo de 1982.

Norma Mexicana NMX-AA-078 Aguas-Determinación de zinc, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 7 de diciembre de 1982.

3. DEFINICIONES

3.1 Aguas pluviales

Aquellas que provienen de las lluvias, se incluyen las que provienen de nieve y el granizo.

3.2 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.

3.3 Aguas residuales de proceso

Las resultantes de la producción de un bien o servicio comercializable.

3.4 Aguas residuales domésticas

Las provenientes del uso particular de las personas y del hogar.

3.5 Autoridad competente

Los Gobiernos de los Estados, del Distrito Federal, y de los Municipios, por sí o a través de sus organismos públicos que administren el agua.

3.6 Condiciones particulares para descargas al alcantarillado urbano o municipal

El conjunto de parámetros físicos, químicos y biológicos y de sus niveles máximos permisibles en las descargas de aguas residuales a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal, establecidos por la autoridad competente, previo estudio técnico correspondiente, con el fin de prevenir y controlar la contaminación de las aguas y bienes nacionales, así como proteger la infraestructura de dichos sistemas.

3.7 Contaminantes

Son aquellos parámetros o compuestos que, en determinadas concentraciones, pueden producir efectos negativos en la salud humana y en el medio ambiente, dañar la infraestructura hidráulica o inhibir los procesos de tratamiento de las aguas residuales.

3.8 Descarga

Acción de verter aguas residuales a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal.

3.9 Instantáneo

Es el valor que resulta del análisis de laboratorio a una muestra de agua residual tomada de manera aleatoria o al azar en la descarga.

3.10 Límite Máximo Permisible

Valor o rango asignado a un parámetro, el cual no debe ser excedido en la descarga de aguas residuales.

3.11 Muestra Compuesta

La que resulta de mezclar el número de muestras simples, según lo indicado en la especificación 4.10 de esta Norma Oficial Mexicana.

3.12 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, el 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.

3.13 Parámetro

Variable que se utiliza como referencia para determinar la calidad física, química y biológica del agua.

3.14 Promedio diario (P.D.)

Es el valor que resulta del análisis de una muestra compuesta, tomada en un día representativo del proceso generador de la descarga.

3.15 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 laboratorio practicados al menos a dos muestras compuestas, tomadas en días representativos de la descarga en un periodo de un mes.

3.16 Punto de descarga

Es el sitio seleccionado para la toma de muestras, en el que se garantiza que fluye la totalidad de las aguas residuales de la descarga.

3.17 Sistema de alcantarillado urbano o municipal

Es el conjunto de obras y acciones que permiten la prestación de un servicio público de alcantarillado, incluyendo el saneamiento, entendiéndose como tal la conducción, tratamiento, alejamiento y descarga de las aguas residuales.

4. ESPECIFICACIONES

4.1 Los límites máximos permisibles para contaminantes de las descargas de aguas residuales a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal, no deben ser superiores a los indicados en la Tabla 1. Para las grasas y aceites es el promedio ponderado en función del caudal, resultante de los análisis practicados a cada una de las muestras simples.

TABLA 1

LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES			
PARAMETROS (miligramos por litro, excepto cuando se especifique otra)	Promedio Mensual	Promedio Diario	Instantáneo
Grasas y aceites	50	75	100
Sólidos sedimentables (mililitros por litro)	5	7.5	10
Arsénico total	0.5	0.75	1
Cadmio total	0.5	0.75	1
Cianuro total	1	1.5	2
Cobre total	10	15	20
Cromo hexavalente	0.5	0.75	1
Mercurio total	0.01	0.015	0.02
Níquel total	4	6	8
Plomo total	1	1.5	2
Zinc total	6	9	12

4.2 Los límites máximos permisibles establecidos en la columna instantáneo, son únicamente valores de referencia, en el caso de que el valor de cualquier análisis exceda el instantáneo, el responsable de la descarga queda obligado a presentar a la autoridad competente en el tiempo y forma que establezcan los ordenamientos legales locales, los promedios diario y mensual, así como los resultados de laboratorio de los análisis que los respaldan.

4.3 El rango permisible de pH (potencial hidrógeno) en las descargas de aguas residuales es de 10 (diez) y 5.5 (cinco punto cinco) unidades, determinando para cada una de las muestras simples. Las unidades de pH no deberán estar fuera del intervalo permisible, en ninguna de las muestras simples.

4.4 El límite máximo permisible de la temperatura es de 40°C. (cuarenta grados Celsius), medida en forma instantánea a cada una de las muestras simples. Se permitirá

descargar con temperaturas mayores, siempre y cuando se demuestre a la autoridad competente por medio de un estudio sustentado, que no daña al sistema del mismo.

4.5 La materia flotante debe estar ausente en las descargas de aguas residuales, de acuerdo al método de prueba establecido en la Norma Mexicana NMX-AA-006, referida en el punto 2 de esta Norma Oficial Mexicana.

4.6 Los límites máximos permisibles para los parámetros demanda bioquímica de oxígeno y sólidos suspendidos totales, que debe cumplir el responsable de la descarga a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal, son los establecidos en la Tabla 2 de la Norma Oficial Mexicana NOM-001-ECOL-1996 referida en el punto 2 de esta Norma, o a las condiciones particulares de descarga que corresponde cumplir a la descarga municipal.

4.7 El responsable de las descarga de aguas residuales a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal que no dé cumplimiento a lo establecido en el punto 4.6, podrá optar por remover la demanda bioquímica de oxígeno y sólidos suspendidos totales, mediante el tratamiento conjunto de las aguas residuales en la planta municipal, para lo cual deberá de:

- a) Presentar a la autoridad competente un estudio de viabilidad que asegure que no se generará un perjuicio al sistema de alcantarillado urbano o municipal.
- b) Sufragar los costos de inversión, cuando así se requiera, así como los de operación y mantenimiento que le correspondan de acuerdo con su caudal y carga contaminante de conformidad con los ordenamientos jurídicos locales aplicables.

4.8 No se deben descargar o depositar en los sistemas de alcantarillado urbano o municipal, materiales o residuos considerados peligrosos, conforme a la regulación vigente en la materia.

4.9 La autoridad competente podrá fijar condiciones particulares de descarga a los responsables de las descargas de aguas residuales a los sistemas de alcantarillado, de manera individual o colectiva, que establezcan lo siguiente:

- c) Nuevos límites máximos permisibles de descarga de contaminantes.
- b) Límites máximos permisibles para parámetros adicionales no contemplados en esta Norma.

Dicha acción deberá estar justificada por medio de un estudio técnicamente sustentado, presentado por la autoridad competente o por los responsables de la descarga.

4.10 Los valores de los parámetros en las descargas de aguas residuales a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal a que se refiere esta Norma, se obtendrán de análisis de muestras compuestas, que resulten de la mezcla de las muestras simples, tomadas éstas en volúmenes proporcionales al caudal medido en el sitio y en el momento del muestreo, de acuerdo con la Tabla 2.

TABLA 2
FRECUENCIA DE MUESTREO

HORAS POR DIA QUE OPERA EL PROCESO GENERADOR DE LA DESCARGA	NUMERO DE MUESTRAS SIMPLES	INTERVALO MAXIMO ENTRE TOMA DE MUESTRAS SIMPLES (HORAS)	
		MINIMO	MAXIMO
Menor que 4	Mínimo 2	-	-
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

Para conformar la muestra compuesta, el volumen de cada una de las muestras simples debe ser proporcional al caudal de la descarga en el momento de su toma y se determina mediante la siguiente ecuación:

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 = $\sum Q_i$ hasta Q_n , litros por segundo.

En el caso de que el periodo de operación del proceso o realización de la actividad generadora de la descarga, ésta no se presente en forma continua, el responsable de dicha descarga deberá presentar a consideración de la autoridad competente la información en la que se describa su régimen de operación y el programa de muestreo para la medición de los contaminantes.

4.11 Los responsables de las descargas de aguas residuales a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal deben cumplir los límites máximos permisibles establecidos en esta Norma, en las fechas establecidas en la Tabla 3. De esta manera, el cumplimiento es gradual y progresivo, conforme al rango de población, tomando como referencia el XI Censo General de Población y Vivienda, 1990.

TABLA 3

FECHA DE CUMPLIMIENTO A PARTIR DE:	RANGO DE POBLACION
1 de enero de 1999	mayor de 50,000 habitantes
1 de enero de 2004	de 20,001 a 50,000 habitantes
1 de enero de 2009	de 2,501 a 20,000 habitantes

4.12 Las fechas de cumplimiento establecidas en la Tabla 3 de esta Norma, para el o los responsables de descargas individuales o colectivas, pueden ser modificadas por la autoridad competente, cuando:

- a) El sistema de alcantarillado urbano o municipal cuente con una o varias plantas de tratamiento en operación y la o las descargas causen efectos nocivos a la misma, el responsable de la descarga queda obligado a presentar a la autoridad competente, en un plazo no mayor de 180 (ciento ochenta) días a partir de la fecha de publicación de esta Norma, un programa de acciones en el cual se establezca en tiempo y forma el cumplimiento de esta Norma Oficial Mexicana.
- b) La autoridad competente, previo a la publicación de esta Norma, haya suscrito formalmente compromisos financieros y contractuales para construir y operar la o las plantas de tratamiento de aguas residuales municipales
- c) La Comisión Nacional del Agua oficialmente establezca emergencias hidroecológicas o prioridades en materia de saneamiento, y en consecuencia se modifique la fecha de cumplimiento establecida en la Norma Oficial Mexicana NOM-001-ECOL-1996, referida en el punto 2 de esta Norma, para su descarga correspondiente.
- d) Exista previo a la publicación de esta Norma, reglamentación local que establezca fechas de cumplimiento para los responsables de las descargas a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal.

4.13 Cuando la autoridad competente determine modificar las fechas de cumplimiento, deberá notificarlo a los responsables de las descargas residuales a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal, conforme a los procedimientos legales locales correspondientes.

4.14 Los responsables de las descargas tienen la obligación de realizar los análisis técnicos de las descargas de aguas residuales, con la finalidad de determinar el promedio diario o el promedio mensual, analizando los parámetros señalados en la Tabla 1 de la presente Norma Oficial Mexicana. Asimismo, deben conservar sus registros de análisis técnicos por lo menos durante tres años posteriores a la toma de muestras.

4.15 El responsable de la descarga podrá quedar exento de realizar el análisis de alguno o varios de los parámetros que se señalan en esta Norma, cuando se demuestre a la autoridad competente que, por las características del proceso productivo, actividades que desarrolla o el uso que le dé al agua, no genera o concentra los contaminantes a exentar, manifestándolo ante la autoridad competente, por escrito y bajo protesta de decir verdad. La autoridad competente podrá verificar la veracidad de lo manifestado por

el responsable. En caso de falsedad, el responsable quedará sujeto a lo dispuesto en los ordenamientos legales aplicables.

4.16 El responsable de la descarga, en los términos que lo establezca la legislación local, queda obligado a informar a la autoridad competente, de cualquier cambio en sus procesos productivos o actividades, cuando con ello modifique la calidad o el volumen del agua residual que le fueron autorizados en el permiso de descarga correspondiente.

4.17 El responsable de la descarga de aguas residuales que, como consecuencia de implantar o haber implantado 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 autoridad competente se analice su caso particular, a fin de que ésta le fije condiciones particulares de descarga.

4.18 En el caso de que el agua de abastecimiento registre alguna concentración promedio diario o mensual de los parámetros referidos en el punto 4.1 de esta Norma, la suma de esta concentración al límite máximo permisible correspondiente, es el valor que el responsable de la descarga está obligado a cumplir, siempre y cuando lo demuestre y notifique por escrito a la autoridad competente.

5. METODOS DE PRUEBA

Para determinar los valores y concentraciones de los parámetros establecidos en esta Norma, se pueden aplicar los métodos de prueba referidos en las normas mexicanas señaladas en el punto 2 de esta Norma. El responsable de la descarga puede solicitar a la autoridad competente, la aprobación de métodos alternos. En caso de aprobarse, dichos métodos quedarán autorizados para otros responsables de descarga en situaciones similares.

6 GRADO DE CONCORDANCIA CON NORMAS INTERNACIONALES

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 se integran y complementan de manera coherente, con base en los fundamentos técnicos y científicos reconocidos internacionalmente

7 BIBLIOGRAFIA

7.1 APHA, AWWA, WPCF, 1995. Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater. USA. (Métodos normalizados para el análisis del agua y aguas residuales. 19a. Edición. E.U.A.)

7.2 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.)

- 7.3** Ingeniería sanitaria y de aguas residuales, 1988. Gordon M. Fair, John Ch. Geyer, Limusa, México.
- 7.4** Industrial Water Pollution Control, 1989. 2nd Edition. USA (Control de la contaminación industrial del agua Eckenfelder W.W. Jr. 2a. Edición Mc Graw-Hill International Editions. E.U.A.)
- 7.5** Manual de Agua para Usos Industriales, 1988. Sheppard T. Powell, Ediciones Ciencia y Técnica, S.A. 1a edición. Volúmenes 1 al 4. México
- 7.6** Manual de Agua, 1989. Frank N. Kemmer, John McCallion Ed. Mc Graw-Hill. Volúmenes 1 al 3. México.
- 7.7** 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).
- 7.8** Water Treatment Chemicals. An Industrial Guide, 1991. (Tratamiento químico del agua. Una guía industrial) Flick, Ernest W. Noyes Publications. E.U.A.
- 7.9** Water Treatment Handbook, 1991. (Manual de tratamiento de agua. Degremont 6a. Edición Vol. I y II. E.U.A.)
- 7.10** Wastewater Engineering Treatment. Disposal, Reuse, 1991, 3a. Edition. US.A. (Ingeniería en el tratamiento de aguas residuales. Disposición y reuso. Metcalf And Eddy. Mc Graw-Hill International Editions. 3a. Edición E.U.A.)
- 7.11** 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.
- 7.12** 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.
- 7.13** Sistemas Alternativos de Tratamiento de Aguas Residuales y Lodos Producidos. Comisión Nacional del Agua, Subdirección General de Infraestructura Hidráulica Urbana e Industrial, México, 1994.
- 7.14** Impact of Wastewater Reuse on Groundwater In The Mezquital Valley, Hidalgo State, México. Overseas Development Administration. Phase 1, Report - February 1995. (Impacto del reuso de las aguas residuales en aguas subterráneas, en el Valle del Mezquital, Estado de Hidalgo, México. Administración para el Desarrollo Exterior. Fase 1, Informe Febrero 1995).
- 7.15** Evaluación de la Toxicidad de Descargas Municipales. Comisión Nacional del Agua. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, noviembre de 1993.

- 7.16** Proyecto de Normatividad Integral para Mejorar la Calidad del Agua en México. Instituto de Ingeniería de la UNAM. 1995-1996.
- 7.17** Estudio de Disponibilidad de Agua en México en Función del Uso, Calidad y Cantidad. Instituto de Ingeniería de la UNAM. 1995.
- 7.18** Cost - Effective Water Pollution Control in The Northern Border of Mexico. Institute For Applied Environmental Economics (Tme), 1995. (Costo-efectividad del Control de la Contaminación del Agua en la Frontera Norte de México. Instituto de la Economía Ambiental Aplicada-1995).
- 7.19** XI Censo General de Población y Vivienda. INEGI / CONAPO 1990.
- 7.20** Criterios Ecológicos de Calidad del Agua. SEDUE. México, D.F. 1989.
- 7.21** 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.
- 7.22** Indicadores Socioeconómicos e Índice de Marginación Municipal 1990. CONAPO/CNA.
- 7.23** Bases para el Manejo Integral de la Cantidad y Calidad del Agua en México. Instituto de Ingeniería UNAM. 1995.
- 7.24** Administración de 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.
- 7.25** NMX-AA-087-1995-SCFI. Análisis de Agua.- Evaluación de Toxicidad aguda con *Daphnia Magna* Straus (Crustacea-Cladocera).- Método de Prueba).
- 7.26** NMX-AA-110-1995-SCFI. Análisis de Agua.- Evaluación de Toxicidad aguda con *Artemia Franciscana* Kellogs (Crustácea Anostraca).- Método de Prueba.
- 7.27** NMX-AA-112-1995-SCFI. Análisis de Agua y Sedimento.- Evaluación de Toxicidad aguda con *Photobacterium Phosphoreum*.- Método de Prueba.
- 7.28** Operation of Wastewater Treatment Plants.- Manual of Practice No. 11.- Second Printing 1985. Water Pollution Control Federation. Washington, D.C. (Operación de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales.- Manual de Prácticas No. 11.- Segunda Edición 1985). Federación del Control de la Contaminación del Agua.

8 OBSERVANCIA DE ESTA NORMA

8.1 La vigilancia del cumplimiento de esta Norma Oficial Mexicana corresponde a la Gobiernos Estatales, Municipales y del Distrito Federal en el ámbito de sus respectivas competencias, cuyo personal realizará los trabajos de verificación, inspección y vigilancia que sean necesarios. Las violaciones a la misma se sancionarán en los términos de la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente, y demás ordenamientos jurídicos aplicables.

8.2. La presente Norma Oficial Mexicana entrará en vigor al día siguiente de su publicación en el Diario Oficial de la Federación.

La presente Norma Oficial Mexicana aboga a su similar NOM-CCA-031-ECOL/93, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales provenientes de la industria, actividades agroindustriales, de servicios y el tratamiento de aguas residuales a los sistemas de drenaje y alcantarillado urbano o municipal, publicada en el Diario Oficial de la Federación.

TRANSITORIOS

PRIMERO.- A partir de la entrada en vigor de esta Norma Oficial Mexicana NOM-002-ECOL-1996, el responsable de la descarga a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal 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.

En el caso de que la calidad de la descarga que se obtenga con dicha infraestructura, no cumpla con los límites máximos permisibles de esta Norma, el responsable de la descarga debe presentar a la autoridad competente su programa de acciones u obras a realizar para cumplir en las fechas establecidas en el punto 4.11 de esta Norma, según le corresponda.

SEGUNDO.- Las fechas de cumplimiento establecidas en la Tabla 3 de esta Norma Oficial Mexicana, no serán aplicables cuando se trate de instalaciones nuevas o de incrementos en la capacidad o ampliación de las instalaciones existentes en fecha posterior a la entrada en vigor del presente instrumento, el responsable de la descarga deberá cumplir con los límites máximos permisibles establecidos en la presente Norma Oficial Mexicana, en un periodo no mayor de 180 (ciento ochenta) días naturales posteriores al inicio de la actividad u operación del proceso generador, debiendo notificar a la autoridad competente dicha fecha.

TERCERO.- En tanto se alcanzan las fechas de cumplimiento establecidas en la Tabla 3 y en el caso de que las descargas a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal contengan concentraciones de contaminantes superiores a los límites máximos permisibles establecidos en la presente Norma Oficial Mexicana, el responsable de la descarga no podrá descargar concentraciones de contaminantes mayores a las que

descargó durante los últimos tres años, de acuerdo con sus registros y los informes presentados ante la autoridad competente.

México, Distrito Federal, a los seis días del mes de abril de mil novecientos noventa y ocho.- La Secretaria de Medio Ambiente, Recurso Naturales y Pesca, Julia Carabias Lillo.- Rúbrica.

NORMA OFICIAL MEXICANA NOM-003-ECOL-1997 QUE ESTABLECE LOS LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES DE CONTAMINANTES PARA LAS AGUAS RESIDUALES TRATADAS QUE SE REUSEN EN SERVICIOS AL PUBLICO.

(Publicada en Diario Oficial de la Federación de fecha 21 de septiembre de 1998)

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; 5o. fracciones V y XI, 6º., 36, 37, 37 Bis, 117, 118 fracción I, 119, 121, 126, 171 y 173 de la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente; 118 fracción III y 122 de la Ley General de Salud; 38 fracción II, 40 fracción X, 41, 45, 46 y 47 fracciones III y IV de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización, 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-003-ECOL-1997, Que establece los límites máximos permisibles de contaminantes para las aguas residuales tratadas que se reusen en servicios al público, se publicó en el Diario Oficial de la Federación el 14 de enero de 1998, a fin de que los interesados, en un plazo de 60 días naturales, presentaran sus comentarios al Comité Consultivo Nacional de Normalización para la Protección Ambiental, sito en avenida Revolución 1425, mezzanine planta alta, colonia Tlacopac, Delegación Alvaro Obregón, 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 14 de agosto de 1998.

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 22 de abril de 1998, aprobó la Norma Oficial Mexicana NOM-003-ECOL-1997, Que establece los límites máximos permisibles de contaminantes para las aguas residuales tratadas que se reusen en servicios al público, por lo que he tenido a bien expedir la siguiente:

NORMA OFICIAL MEXICANA NOM-003-ECOL-1997, QUE ESTABLECE LOS LÍMITES MÁXIMOS PERMISIBLES DE CONTAMINANTES PARA LAS AGUAS RESIDUALES TRATADAS QUE SE REUSEN EN SERVICIOS AL PÚBLICO.

INDICE

1. Objetivo y campo de aplicación
2. Referencias
3. Definiciones
4. Especificaciones
5. Muestreo
6. Métodos de prueba
7. Grado de concordancia con normas y recomendaciones internacionales y con las normas mexicanas tomadas como base para su elaboración
8. Bibliografía
9. Observancia de esta Norma

1. OBJETIVO Y CAMPO DE APLICACION

Esta Norma Oficial Mexicana establece los límites máximos permisibles de contaminantes para las aguas residuales tratadas que se reusen en servicios al público, con el objeto de proteger el medio ambiente y la salud de la población, y es de observancia obligatoria para las entidades públicas responsables de su tratamiento y reuso.

En el caso de que el servicio al público se realice por terceros, éstos serán responsables del cumplimiento de la presente Norma, desde la producción del agua tratada hasta su reuso o entrega, incluyendo conducción o transporte de la misma.

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-005 Aguas-Determinación de grasas y aceites-Método de extracción Solhlet, 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-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-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-102-1987 Calidad del Agua-Detección y enumeración de organismos coliformes, organismos coliformes termotolerantes y Escherichia coli presuntiva.- Método de filtración en membrana, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 28 de agosto de 1982.

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, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 6 de enero de 1997 y su aclaración, publicada en el citado órgano informativo el 30 de abril de 1997.

3. DEFINICIONES

3.1 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.

3.2 Aguas crudas

Son las aguas residuales sin tratamiento.

3.3 Aguas residuales tratadas

Son aquellas que mediante procesos individuales o combinados de tipo físicos, químicos, biológicos u otros, se han adecuado para hacerlas aptas para su reuso en servicios al público.

3.4 Contaminantes básicos

Son aquellos compuestos o parámetros que pueden ser removidos o estabilizados mediante procesos convencionales. En lo que corresponde a esta Norma Oficial Mexicana sólo se consideran los siguientes: grasas y aceites, material flotante, demanda bioquímica de oxígeno₅ y sólidos suspendidos totales.

3.5 Contaminantes patógenos y parasitarios

Son los 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 medidos como NMP o UFC/100 ml (número más probable o unidades formadoras de colonias por cada 100 mililitros) y los huevos de helminto medidos como h/l (huevos por litro).

3.6 Entidad pública

Los gobiernos de los estados, del Distrito Federal, y de los municipios, por sí o a través de sus organismos públicos que administren el agua.

3.7 Lago artificial recreativo

Es el vaso de formación artificial alimentado con aguas residuales tratadas con acceso al público, para paseos en lancha, prácticas de remo y canotaje donde el usuario tenga contacto directo con el agua.

3.8 Lago artificial no recreativo

Es el vaso de formación artificial alimentado con aguas residuales tratadas que sirve únicamente de ornato, como lagos en campos de golf y parques a los que no tiene acceso el público.

3.9 Límite Máximo Permisible

Valor o rango asignado a un parámetro, el cual no debe ser excedido por el responsable del suministro de agua residual tratada.

3.10 Promedio mensual (P.M.)

Es el valor que resulta del promedio de los resultados de los análisis practicados a por lo menos dos muestras simples en un mes.

Para los coliformes fecales es la media geométrica; y para los huevos de helminto, demanda bioquímica de oxígeno⁵, sólidos suspendidos totales, metales pesado y cianuros y grasas y aceites, es la media aritmética.

3.11 Reuso en servicios al público con contacto directo

Es el que se destina a actividades donde el público usuario esté expuesto directamente o en contacto físico. En lo que corresponde a esta Norma Oficial Mexicana se consideran los siguientes reusos: llenado de lagos y canales artificiales recreativos con paseos en lancha, remo, canotaje y esquí; fuentes de ornato, lavado de vehículos, riego de parques y jardines.

3.12 Reuso en servicios al público con contacto indirecto u ocasional

Es el que se destina a actividades donde el público en general esté expuesto indirectamente o en contacto físico incidental y que su acceso es restringido, ya sea por barreras físicas o personal de vigilancia. En lo que corresponde a esta Norma Oficial Mexicana se consideran los siguientes reusos: riego de jardines y camellones en autopistas, camellones en avenidas, fuentes de ornato, campos de golf, abastecimiento de hidrantes de sistemas contra incendio, lagos artificiales no recreativos, barreras hidráulicas de seguridad y panteones.

4. ESPECIFICACIONES

4.1 Los límites máximos permisibles de contaminantes en aguas residuales tratadas son los establecidos en la Tabla 1 de esta Norma Oficial Mexicana.

TABLA 1
LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES DE CONTAMINANTES

TIPOS DE REUSO		PROMEDIO MENSUAL				
		Coliformes fecales NMP/100 ml	Huevos de Helminto (h/l)	Grasas y aceites m/l	DBO ₅ mg/l	SST/mg/l
SERVICIOS PUBLICO CON CONTACTO DIRECTO	AL	240	≤ 1	15	20	20
SERVICIOS PUBLICO CON CONTACTO INDIRECTO OCASIONAL	AL U	1,000	≤ 5	15	30	30

4.2 La materia flotante debe estar ausente en el agua residual tratada, de acuerdo al método de prueba establecido en la Norma Mexicana NMX-AA-006, referida en el punto 2 de esta Norma Oficial Mexicana.

4.3 El agua residual tratada reusada en servicios al público, no deberá contener concentraciones de metales pesados y cianuros mayores a los límites máximos permisibles establecidos en la columna que corresponde a embalses naturales y artificiales con uso en riego agrícola de la Tabla 3 de la Norma Oficial Mexicana NOM-001-ECOL-1996, referida en el punto 2 de esta Norma.

4.4 Las entidades públicas responsables del tratamiento de las aguas residuales que reusen en servicios al público, tienen la obligación de realizar el monitoreo de las aguas tratadas en los términos de la presente Norma Oficial Mexicana y de conservar al menos durante los últimos tres años los registros de la información resultante del muestreo y análisis, al momento en que la información sea requerida por la autoridad competente.

5. MUESTREO

Los responsables del tratamiento y reuso de las aguas residuales tratadas, tienen la obligación de realizar los muestreos como se establece en la Norma Oficial Mexicana NMX-AA-003, referida en el punto 2 de esta Norma Oficial mexicana. La periodicidad y número de muestras será:

5.1 Para los coliformes fecales, materia flotante, demanda bioquímica de oxígeno₅, sólidos suspendidos totales y grasa y aceites, al menos 4 (cuatro) muestras simples tomadas en días representativos mensualmente.

5.2 Para los huevos de helminto, al menos (dos) muestras compuestas tomadas en días representativos mensualmente

5.3 Para los metales pesados y cianuros, al menos 2 (dos) muestras simples tomadas en días representativos anualmente.

6. METODOS DE PRUEBA

Para determinar los valores y concentraciones de los parámetros establecidos en esta Norma Oficial Mexicana, se deben aplicar los métodos de prueba indicados en las normas mexicanas a que se refiere el punto 2 de esta Norma. Para coliformes fecales, el responsable del tratamiento y reuso del agua residual podrá realizar los análisis de laboratorio de acuerdo con la NMX-AA-102-1987, siempre y cuando demuestre a la autoridad competente que los resultados de las pruebas guardan una estrecha correlación o son equivalentes a los obtenidos mediante el método de tubos múltiples que se establece en la NMX-AA-42-1987. El responsable del tratamiento y reuso del agua residual, puede solicitar a la Secretaría de Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca, la aprobación de métodos de prueba alternos. En caso de aprobarse, éstos pueden ser aplicados por otros responsables en situaciones similares. Para la determinación de huevos de helminto se deben aplicar las técnicas de análisis que se señalan en el anexo 1 de esta Norma.

7 GRADO DE CONCORDANCIA CON NORMAS Y LINEAMIENTOS INTERNACIONALES Y CON LAS NORMAS MEXICANAS TOMADAS COMO BASE PARA SU ELABORACION

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; tampoco existen normas mexicanas que hayan servido de base para su elaboración.

8 BIBLIOGRAFIA

8.1 APHA, AWWA, WPCF, 1994. Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater 19th Edition. USA. (Métodos normalizados para el análisis del agua y aguas residuales. 19a. Edición. E.U.A.)

8.2 Code of Federal Regulations 40. Protection of Environment 1992. USA. (Código de Normas Federales 40. 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 Manual de agua, 1989. Frank N. Kemmer, John McCallion Ed. McGraw-Hill. Volúmenes 1 al 3. México

8.5 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).

8.6 Water Treatment Handbook, 1991. Degremont 6th Edition Vol. I y II. U.S.A. (Manual de tratamiento de agua 1991) 6a. Edición Vols. I y II. E.U.A.

8.7 Wastewater Engineering Treatment, Disposal and Reuse, 1991, 3rd. Edition. U.S.A. (Ingeniería en el tratamiento de aguas residuales. Disposición y reuso). Metcalf and Eddy. McGraw-Hill International Editions. 3a. Edición E.U.A.

8.8 Municipal Wastewater Reuse-Selected Readings on Water Reuse-United States Environmental Protection Agency-EPA 430/09-91-022 September, 1991. (Reuso de aguas residuales municipales-lecturas selectivas sobre el reuso del agua-Agencia del protección Ambiental de los Estados Unidos de América-EPA 430/09-91022 septiembre 1991).

9 OBSERVANCIA DE ESTA NORMA

9.1 La vigilancia del cumplimiento de esta Norma Oficial Mexicana corresponde a la Secretaría de Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca, a través de la Comisión Nacional del Agua, y a la Secretaría de Salud, 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 General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente, 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. Las plantas de tratamiento de aguas residuales referidas en esta Norma que antes de su entrada en vigor ya estuvieran en servicio y que no cumplan con los límites máximos permisibles de contaminantes establecidos en ella, tendrán un plazo de un año para cumplir con los lineamientos establecidos en la presente Norma.

México, Distrito Federal, a los diecisiete días del mes de julio de mil novecientos noventa y ocho.- La Secretaria de Medio Ambiente, Recurso Naturales y Pesca, Julia Carabias Lillo.- Rúbrica.

Norma Mexicana NMX-AA-003-1980 Aguas Residuales .- Muestreo. Residual Waters.- Sampling. 25-03-80**PREFACIO**

En la elaboración de esta Norma participaron los siguientes Organismos e Instituciones:

SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS.-
DIRECCION GENERAL DE PROTECCION Y ORDENACION ECOLOGICA.
SECRETARIA DE SALUBRIDAD Y ASISTENCIA.-
DEPARTAMENTO DE VIGILANCIA DE AGUAS RECEPTORAS.
CONFEDERACION DE CAMARAS INDUSTRIALES.-
DEPARTAMENTO TECNICO.
FERTILIZANTES MEXICANOS, S.A.-
SUBGERENCIA DE INVESTIGACION.
COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD.-
LABORATORIO.
LABORATORIOS NACIONALES DE FOMENTO INDUSTRIAL.-
DEPARTAMENTO DE CONTAMINACION.
INSTITUTO MEXICANO DEL SEGURO SOCIAL.-
DEPARTAMENTO TECNICO.- OFICINA FISICO-QUIMICA.

1 OBJETIVO Y CAMPO DE APLICACION

Esta norma establece los lineamientos generales y recomendaciones para muestrear las descargas de aguas residuales, con el fin de determinar sus características físicas y químicas, debiéndose observar las modalidades indicadas en las normas de métodos de prueba correspondientes.

2 DEFINICIONES**2.1 Agua residual**

Es el líquido de composición variada proveniente de usos municipal, industrial, comercial, agrícola, pecuario o de cualquier otra índole, ya sea pública o privada y que por tal motivo haya sufrido degradación o alteración en su calidad original.

2.2 Canal abierto

Cualquier conducto en el cual el agua fluye presentando una superficie libre.

2.3 Colector

Es un conducto abierto o cerrado que recibe las aportaciones de agua de otros conductos.

2.4 Descarga

Es el conjunto de aguas residuales que se vierten o disponen en algún cuerpo receptor.

2.5 Muestra simple

Es aquella muestra individual tomada en un corto período de forma tal que el tiempo empleado en su extracción sea el transcurrido para obtener el volumen necesario.

2.6 Muestra compuesta

Es la que resulta del mezclado de varias muestras simples.

3 APARATOS Y EQUIPO

3.1 Recipientes para el transporte y conservación de las muestras Los recipientes para las muestras deben ser de materiales inertes al contenido de las aguas residuales. Se recomiendan los recipientes de polietileno o vidrio.

Las tapas deben proporcionar un cierre hermético en los recipientes y se recomienda que sean de material afín al del recipiente.

Se recomienda que los recipientes tengan una capacidad mínima de 2 dm³ (litros).

3.2 Muestreadores automáticos

Se permite su empleo siempre y cuando se operen de acuerdo con las instrucciones del fabricante del equipo muestreador dándoles el correcto y adecuado mantenimiento, asegurándose de obtener muestras representativas de las aguas residuales

3.3 Válvulas y accesorios

Cada toma de muestreo debe tener una válvula de cierre que permita el paso libre de las aguas residuales y de los materiales que puedan contener y proporcionar el cierre hermético de la toma. Esta válvula y los accesorios necesarios para su instalación, deben ser de materiales similares a los de las tomas y/o los conductos en que éstas se instalen.

3.4 Hielera o refrigerador

3.5 Material común de laboratorio

4 IDENTIFICACION DE LAS MUESTRAS

4.1 Se deben tomar las precauciones necesarias para que en cualquier momento sea posible identificar las muestras. Se deben emplear etiquetas pegadas o colgadas, o numerar los frascos anotándose la información en una hoja de registro. Estas etiquetas deben contener como mínimo la siguiente información:

Identificación de la descarga.

Número de muestra.

Fecha y hora de muestreo.

Punto de muestreo.

Temperatura de la muestra.

Profundidad de muestreo.

Nombre y firma de la persona que efectúa el muestreo.

4.2 Hoja de registro

4.2.1 Se debe llevar una hoja de de registro co información que permita identificar el origen de la muestra y todos los datos que en un momento dado permitan repetir el muestreo.

4.2.2 Se recomienda que la hoja de registro contenga la siguiente información:

Los datos citados en el inciso 4.1.

Resultados de pruebas de campo practicadas en la descarga muestreada.

Cuando proceda, el gasto o flujo de la descarga de aguas residuales que se muestreo.

Descripción detallada del punto de muestreo de manera que cualquier persona pueda tomar otras muestras en el mismo lugar.

Descripción cualitativa del olor y el color de las aguas residuales muestreadas.

5 PROCEDIMIENTO

5.1 Cualquiera que sea el método de muestreo específico que se aplique a cada caso, debe cumplir los siguientes requisitos.

5.1.1 Las muestras deben ser representativas de las condiciones que existan en el punto y hora de muestreo y tener el volumen suficiente para efectuar en él las determinaciones correspondientes.

5.1.2 Las muestras deben representar lo mejor posible las características del efluente total que se descarga por el conducto que se muestrea.

5.1.3 Al efectuarse el muestreo, deben anotarse los datos según los incisos 4.1 y 4.2.2.

5.2 Muestreo en tomas

5.2.1 Se recomienda, se instalen tomas en conductos a presión o en conductos que permitan el fácil acceso para muestrear a cielo abierto con el objeto de caracterizar debidamente las aguas residuales.

Las tomas deben tener un diámetro adecuado para muestrear correctamente las aguas residuales en función de los materiales que puedan contener, deben ser de la menor longitud posible, y procurar situarlas de tal manera que las muestras sean representativas de la descarga.

Se recomienda el uso de materiales similares a los del conducto, de acero al carbón o de acero inoxidable.

5.2.2 Se deja fluir un volumen aproximadamente igual a 10 veces el volumen de la muestra y a continuación se llena el recipiente de muestreo.

5.3 Muestreo en descargas libres

5.3.1 Cuando las aguas residuales fluyan libremente en forma de chorro, debe emplearse el siguiente procedimiento.

5.3.1.1 El recipiente muestreador se debe enjuagar repetidas veces antes de efectuar el muestreo.

5.3.1.2 Se introduce el recipiente muestreador en la descarga o de ser posible, se toma directamente la muestra en su recipiente.

5.3.1.3 La muestra se transfiere del recipiente muestreador al recipiente para la muestra cuidando de que ésta siga siendo representativa.

5.4 Muestreo en canales y colectores

5.4.1 Se recomienda tomar las muestras en el centro del canal o colector de preferencia en lugares donde el flujo sea turbulento a fin de asegurar un buen mezclado.

5.4.1.1 Si se va a evaluar contenido de grasas y aceites se deben tomar porciones, a diferentes profundidades, cuando no haya mucha turbulencia para asegurar una mayor representatividad.

5.4.2 El recipiente muestreador se debe enjuagar repetidas veces con el agua por muestrear antes de efectuar el muestreo.

5.4.3 El recipiente muestreador, atado con una cuerda y sostenido con la mano de preferencia enguantada, se introduce en el agua residual completamente y se extrae la muestra.

5.4.4 Si la muestra se transfiere de recipiente, se debe cuidar que ésta siga siendo representativa.

5.5 Cierre de los recipientes de muestreo

Las tapas o cierres de los recipientes deben fijarse de tal forma que se evite el derrame de la muestra.

5.6 Obtención de muestras compuestas

5.6.1 Se recomienda que las muestras sean compuestas (ver inciso 2.6), para que representen el promedio de las variaciones de los contaminantes. El procedimiento para la obtención de dichas muestras es el siguiente:

5.6.1.1 Las muestras compuestas se obtienen mezclando muestras simples en volúmenes proporcionales al gasto o flujo de descarga medido en el sitio y momento del muestreo.

5.6.1.2 El intervalo entre la toma de cada muestra simple para integrar la muestra compuesta, debe ser el suficiente para determinar la variación de los contaminantes del agua residual.

5.6.1.3 Las muestras compuestas se deben tomar de tal manera que cubran las variaciones de las descargas durante 24 horas como mínimo.

5.7 Preservación de las muestras

Solo se permite agregar a las muestras los preservativos indicados en las Normas de Métodos de Prueba.

5.8 Preservar la muestra durante el transporte por medio de un baño de hielo y conservar las muestras en refrigeración a una temperatura de 277K (4°C).

5.9 Se recomienda que el intervalo de tiempo entre la extracción de la muestra y su análisis sea el menor posible y que no exceda de tres días.

6 APENDICE

6.1 Observaciones

6.1.1 Es muy importante tomar las debidas precauciones de seguridad y de higiene en el muestreo en función del tipo de aguas residuales que estén muestreando.

7 BIBLIOGRAFIA

7.1 1978.- Annual Book of ASTM Standards.- D 3370-76 "Standard Practices for Sampling Water.- Tomo 31.

7.2 Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater.- American Public Health Association, American Water Works Association y Water Pollution Control Federation.- 14 th, edition.

7.3 Gaging and Sampling Industrial Wastewaters.- J.G. Rabosky y Donald D. Horaido, Chemical Engineering/January s. 1973, Vol. 30 Núm. 1.

7.4 Reglamento para la Prevención y control de la Contaminación de Aguas.

7.5 NMX-R-050-1977 Norma Mexicana "Guía para la Redacción, Estructuración y Presentación de las Normas Mexicanas".

7.6 British Standard 1328-1969 "Methods of Sampling Water Used in Industry".

8 CONCORDANCIA CON NORMAS INTERNACIONALES

No concuerda con ninguna por no existir norma internacional sobre el tema.

México, D.F., Febrero 11, 1980

EL DIRECTOR GENERAL.

DR. ROMAN SERRA CASTAÑOS.

Fecha de aprobación y publicación: Marzo 25, 1980

Esta Norma cancela a la: NMX-AA-003-1975

PROYECTO de Norma Oficial Mexicana PROY-NOM-004-ECOL-2001, Protección ambiental.- Lodos y biosólidos.- Especificaciones y límites máximos permisibles de contaminantes para su aprovechamiento y disposición final.

Al margen un sello con el Escudo Nacional, que dice: Estados Unidos Mexicanos.-
Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales.

**PROYECTO DE NORMA OFICIAL MEXICANA PROY-NOM-004-ECOL-2001,
PROTECCION AMBIENTAL.- LODOS Y BIOSOLIDOS.- ESPECIFICACIONES Y
LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES DE CONTAMINANTES PARA SU
APROVECHAMIENTO Y DISPOSICION FINAL.**

CASSIO LUISELLI FERNANDEZ, Presidente del Comité Consultivo Nacional de Normalización para la Protección Ambiental, con fundamento en lo dispuesto en el artículo 47 fracción I de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización, ordena la publicación del siguiente Proyecto de Norma Oficial Mexicana **PROY-NOM-004-ECOL-2001, Protección Ambiental.- Lodos y biosólidos.- Especificaciones y límites máximos permisibles de contaminantes para su aprovechamiento y disposición final**, mismo que fue aprobado por el Comité Consultivo Nacional de Normalización para la Protección Ambiental, en sesión celebrada el 8 de febrero de 2000; el que se expide para consulta pública, de conformidad con el precepto legal antes invocado, a efecto de que los interesados, dentro de los 60 días naturales siguientes a la fecha de su publicación en el **Diario Oficial de la Federación** presenten sus comentarios ante el citado Comité, sito en bulevar Adolfo Ruiz Cortines número 4209 piso 5o., colonia Jardines en la Montaña; código postal 14210, Delegación Tlalpan, para que en los términos de la citada ley sean considerados.

Durante este lapso la Manifestación de Impacto Regulatorio a que se refiere el artículo 45 de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización estará a disposición del público para su consulta en el domicilio antes citado.

PREFACIO

Por acuerdo del Comité Consultivo Nacional de Normalización para la Protección Ambiental; se constituyó el Grupo de Trabajo para el manejo de lodos provenientes del tratamiento de aguas residuales, para coadyuvar en la formulación del anteproyecto de norma oficial mexicana que regula los lodos y biosólidos, estableciendo los límites máximos permisibles de contaminantes para su aprovechamiento y disposición final, el cual estuvo integrado por personal técnico de las dependencias, instituciones y empresas que se enlistan a continuación:

SECRETARIA DE MEDIO AMBIENTE Y RECURSOS NATURALES
PROCURADURIA FEDERAL DE PROTECCION AL AMBIENTE
COMISION NACIONAL DE AGUA

GOBIERNO DEL DISTRITO FEDERAL
SECRETARIA DEL MEDIO AMBIENTE
DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION Y OPERACION HIDRAULICA

SECRETARIA DE ENERGIA

SECRETARIA DE ECOLOGIA DEL GOBIERNO DEL ESTADO DE MEXICO

GOBIERNO DEL ESTADO LIBRE Y SOBERANO DE BAJA CALIFORNIA
COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
PETROLEOS MEXICANOS
DIRECCION COORPORATIVA DE ADMINISTRACION
PROGRAMA UNIVERSITARIO DE MEDIO AMBIENTE (PUMA)
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
INSTITUTO DE INGENIERIA
CONFEDERACION PATRONAL DE LA REPUBLICA MEXICANA
CAMARA NACIONAL DE LA INDUSTRIA DEL HIERRO Y EL ACERO
CAMARA NACIONAL DE LA INDUSTRIA DE ACEITES, GRASAS, JABONES Y
DETERGENTES
CONFEDERACION DE CAMARAS INDUSTRIALES
COMISION DE ECOLOGIA
ASOCIACION NACIONAL DE LA INDUSTRIA QUIMICA, A.C. (ANIQ)
ASOCIACION NACIONAL DE PRODUCTORES DE REFRESCOS Y AGUAS
CARBONATADAS, A.C. (ANPRAC)
ASOCIACION MEXICANA DE LA INDUSTRIA AUTOMOTRIZ (AMIA)
EMPRESAS DE AGUA Y SANEAMIENTO DE MEXICO, A.C.
EMPRESAS DE CONTROL DE CONTAMINACION DE AGUA, CIVAC.
SISTEMA ECOLOGICO DE REGENERACION DE AGUAS RESIDUALES
INDUSTRIALES, S.A. DE C.V.
SISTEMA INTERMUNICIPAL DE LOS SERVICIOS DE AGUA POTABLE Y
ALCANTARILLADO (GUADALAJARA, JAL.)
SERVICIOS DE AGUA Y DRENAJE DE MONTERREY, N.L.
COMISION ESTATAL DE SERVICIOS PUBLICOS DE TIJUANA, B.C.
SISTEMA DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO DE LEON, GTO.
JUNTA CENTRAL DE AGUA Y SANEAMIENTO DE CHIHUAHUA
SISTEMA OPERADOR DE LOS SERVICIOS DE A.P.A. DEL MUNICIPIO DE
PUEBLA
SAFMEX, S.A. DE C.V.
OPERADORA DE ECOSISTEMAS, S.A. DE C.V.
WEELABRATOR BIO GRO

BASURTO, SANTILLANA Y ARGUIJO, S.C.

BLACK & VEATCH

ASOCIACION DE LA INDUSTRIA DEL ESTADO DE MEXICO

ASOCIACION NACIONAL DE FABRICANTES DE CAL (ANFACAL)

FEDERACION MEXICANA DE INGENIERIA SANITARIA Y CIENCIAS
AMBIENTALES, A.C.

ELI LILLY Y COMPAÑIA DE MEXICO, S.A. DE C.V

ASOCIACION MEXICANA DE RIEGO, A.C.

**NORMA OFICIAL MEXICANA NOM-004-ECOL-2001, PROTECCION AMBIENTAL.-
LADOS Y BIOSOLIDOS.-ESPECIFICACIONES Y LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES
DE CONTAMINANTES PARA SU APROVECHAMIENTO Y DISPOSICION FINAL**

CASIO LUISELLI FERNANDEZ, Subsecretario de Fomento y Normatividad Ambiental de la Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales, con fundamento en lo dispuesto en los artículos 32 bis fracciones I, II y IV de la Ley Orgánica de la Administración Pública Federal; 6o. fracción VIII del Reglamento Interior de la Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales; 5o. fracciones V y VI, 36, 37, 37 Bis, 119, 139 de la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente; 38 fracción II, 40 fracción X, 46 y 47 fracción IV de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización; 28 y 33 de su Reglamento, expide la siguiente Norma Oficial Mexicana NOM-004-ECOL-2001, Protección ambiental.- Lodos y biosólidos.- Especificaciones y límites máximos permisibles de contaminantes para su aprovechamiento y disposición final.

INDICE

0. Introducción
1. Objetivo y campo de aplicación
2. Referencias
3. Definiciones
4. Especificaciones
5. Métodos de prueba
6. Evaluación de la conformidad
7. Concordancia con normas y lineamientos internacionales y con las normas mexicanas tomadas como base para su elaboración
8. Bibliografía
9. Observancia de esta Norma

ANEXOS

- I Opciones para la reducción de atracción de vectores
- II Método para la Cuantificación de Coliformes Fecales en lodos
- III Método para la Cuantificación de *Salmonella* en lodos
- IV Método para la Cuantificación de Huevos de Helminto en lodos

0. Introducción

En las actividades de desazolve de los sistemas de alcantarillado urbano o municipal, mantenimiento de las plantas de tratamiento de aguas residuales y plantas potabilizadoras se generan una serie de lodos y biosólidos que en caso de no darles una disposición final adecuada, contribuyen de manera importante en la contaminación de la atmósfera, de las aguas y de los suelos, afectando los ecosistemas del área donde se depositen. En relación a estos lodos y biosólidos previo a los estudios correspondientes, se ha considerado que por sus características o por las adquiridas después de un proceso de estabilización, pueden ser susceptibles de su aprovechamiento más aún, cuando se sometan a un tratamiento y cumplan con los límites máximos permisibles de contaminantes establecidos en la presente Norma Oficial Mexicana o, en su caso, disponer en forma definitiva como residuos no peligrosos; consecuentemente atenuar sus efectos contaminantes para el medio ambiente y proteger a la población en general.

1. Objetivo y campo de aplicación

1.1 Objetivo

Esta Norma Oficial Mexicana establece las especificaciones y los límites máximos permisibles de contaminantes en los lodos y biosólidos provenientes del desazolve de los sistemas de alcantarillado urbano o municipal, de las plantas potabilizadoras y de las plantas de tratamiento de aguas residuales, con el fin de posibilitar su aprovechamiento o disposición final y proteger el medio ambiente y la salud humana.

1.2 Campo de aplicación

Es de observancia obligatoria para todas las personas físicas y morales que generen lodos y biosólidos, provenientes del desazolve de los sistemas de alcantarillado urbano o municipal, de las plantas potabilizadoras y de las plantas de tratamiento de aguas residuales

2. Referencias

NOM-052-ECOL-1993, Que establece las características de los residuos peligrosos, el listado de los mismos y los límites que hacen a un residuo peligroso por su toxicidad al ambiente, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 22 de octubre de 1993.

NOM-053-ECOL-1993, Que establece el procedimiento para llevar a cabo la prueba de extracción para determinar los constituyentes que hacen a un residuo peligroso por su toxicidad al ambiente, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 22 de octubre de 1993.

(Las dos normas oficiales mexicanas antes señaladas contienen la nomenclatura en términos del Acuerdo Secretarial publicado en el **Diario Oficial de la Federación** el 29 de noviembre de 1994, por el cual se actualizó la nomenclatura de 58 normas oficiales mexicanas).

NOM-001-ECOL-1996, Que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales en aguas y bienes nacionales, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 6 de enero de 1997.

NMX-AA-003-1980, Aguas residuales-Muestreo, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 25 de marzo de 1980.

NMX-BB-014-1973, Clasificación y tamaños nominales para utensilios de vidrio usados en laboratorio, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 24 de agosto de 1973.

NMX-AA-042-1987, Calidad del agua-Determinación del número más probable NMP de coliformes totales, coliformes fecales (termotolerantes) y *Escherichia coli* presuntiva, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 22 de junio de 1987.

NMX-AA-113-SCFI-1999, Análisis de agua-Determinación de huevos de helminto-Método de prueba, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 5 de agosto de 1999.

3. Definiciones

3.1 Aguas residuales

Las aguas de composición variada provenientes de las descargas de usos municipales, industriales, comerciales, agrícolas, pecuarios, domésticos, y en general de cualquier otro uso.

3.2 Alcantarillado

Sistema completo de tuberías, bombas, lagunas, tanques, procesos unitarios y accesorios para la recolección, transporte, tratamiento y descarga de aguas residuales, de tipo municipal o urbano.

3.3 Almacenamiento

Mantener en un sitio los lodos y biosólidos, cuando no es posible su aprovechamiento o disposición final, excluyéndose el uso de esta práctica como método de estabilización complementario de los lodos y biosólidos.

3.4 Aprovechamiento

Es el uso de los biosólidos como mejoradores o acondicionadores de los suelos por su contenido de materia orgánica y nutrientes.

3.5 Atracción de vectores

Es la característica de los lodos y biosólidos para atraer vectores como roedores, moscas, mosquitos u otros organismos capaces de transportar agentes infecciosos.

3.6 Azolves

Lodos y/o basura acarreados por actividad tanto fluvial como pluvial, que se depositan en el fondo de los cuerpos de agua e infraestructura de conducción y almacenamiento, ocasionando problemas de obstrucción y disminución de capacidades.

3.7 Biosólidos

Lodos provenientes de las plantas de tratamiento de aguas residuales, que por su contenido de nutrientes y por sus propias características o por las adquiridas después de un proceso de estabilización, pueden ser susceptibles de aprovecharse.

3.8 Coliformes fecales

Bacilos cortos gram negativos no esporulados, también conocidos como coliformes termotolerantes. Tienen la capacidad de fermentar la lactosa a temperatura de 44,5°C. Incluyen al género *Escherichia coli* y algunas especies de *Klebsiella*.

3.9 Daños a tejidos

Se refiere a la inflamación, a causa de las galerías que abren los helmintos, generando la formación de tumores y excrecencias carcinógenas, al bloqueo de ciertos conductos (por ejemplo, los biliares), al provocar obstrucción intestinal o la perforación de las paredes del conducto digestivo y desarrollar una peritonitis. Adicionalmente, pueden provocar una intensa irritación de los tejidos, al depositar huevos entre los mismos.

3.10 Desazolve

Son los materiales sólidos provenientes de los sistemas de alcantarillado urbano o municipal, no incluye los provenientes de las presas o vasos de regulación.

3.11 Deterioro mecánico

Se refiere a la acción de los parásitos de roer la pared intestinal ocasionando hemorragias, mismas que se ven intensificadas por una secreción que impide la coagulación de la sangre.

3.12 Digestión aerobia

Es la descomposición bioquímica de la materia orgánica presente en los lodos, que es transformada en bióxido de carbono y agua por los microorganismos en presencia de oxígeno.

3.13 Digestión anaerobia

Es la descomposición bioquímica de la materia orgánica presente en los lodos, que es transformada en gas metano y bióxido de carbono y agua por los microorganismos en ausencia de oxígeno.

3.14 Disposición final

La acción de depositar de manera permanente lodos y biosólidos en sitios adecuados para evitar daños al ambiente.

3.15 Enterocolitis

Inflamación del intestino delgado y colon.

3.16 Estabilización

Son los procesos físicos, químicos y biológicos a los que se someten los lodos provenientes del desazolve de los sistemas de alcantarillado urbano, de las plantas potabilizadoras y de las plantas de tratamiento de aguas residuales, para acondicionarlos para su aprovechamiento o disposición final.

3.17 Estabilización alcalina

Es el proceso mediante el cual se añade suficiente cal viva (óxido de calcio CaO) o cal hidratada (hidróxido de calcio Ca(OH)_2) o equivalentes, a la masa de lodos y biosólidos.

3.18 Fiebre tifoidea

Infección aguda generalizada, causada por *Salmonella typhosa*; se caracteriza por fiebre, cefalea, tos, toxemia, pulso anormal, manchas rosadas en la piel, desde el punto de vista patológico se manifiesta por incremento del tamaño (hiperplasia) y ulceración de los ganglios linfáticos intestinales.

3.19 Helminto

Término designado a un amplio grupo de gusanos parásitos (de humanos, animales y vegetales) y de vida libre, con forma y tamaños variados. Poseen órganos diferenciados, y sus ciclos vitales comprenden la producción de huevos o larvas, infecciosas o no, y la alternancia compleja de generaciones que incluye hasta tres huéspedes diferentes. Ocasionalmente ocasionan deterioro mecánico, daños a tejidos, efectos tóxicos y pérdida de sangre.

3.20 Límite máximo permisible

Valor asignado a un parámetro, el cual no debe ser excedido por los lodos y biosólidos para que puedan ser dispuestos o aprovechados.

3.21 Lixiviado

Líquido proveniente de los lodos y biosólidos, el cual se forma por reacción o percolación y que contiene disueltos o en suspensión contaminantes que se encuentran presentes en los mismos.

3.22 Lodos

Son sólidos con un contenido variable de humedad, provenientes del desazolve de los sistemas de alcantarillado urbano o municipal, de las plantas potabilizadoras y del tratamiento de aguas residuales.

3.23 Muestra compuesta

La mezcla representativa del volumen de los biosólidos que se pretenden aprovechar suficientemente para que se realicen los análisis para determinar su contenido de metales pesados.

3.24 Muestra simple

La cantidad suficiente de lodos y biosólidos para que se realicen los análisis para determinar el contenido de patógenos y parásitos, la cual debe ser representativa del volumen.

3.25 Mejoramiento de suelos

Es la aplicación de los biosólidos en terrenos degradados para mejorar sus características.

3.26 Patógeno

Microorganismo capaz de causar enfermedad.

3.27 Restauración de paisajes

Es la aplicación de los biosólidos en terrenos públicos y privados para mejorar sus características estéticas.

3.28 Sólidos Totales (ST)

Son los materiales que permanecen en los lodos como residuo cuando aquéllos son secados de 103 a 105°C.

3.29 Sólidos Volátiles (SV)

Es la cantidad de sólidos orgánicos totales presentes en los lodos, que se volatiliza cuando éstos se queman a 550°C en presencia de aire en exceso.

3.30 *Salmonella*

Bacilos móviles debido a sus flagelos peritricosos fermentan de manera característica glucosa y manosa sin producir gas, pero no fermentan lactosa ni sacarosa y la mayoría produce sulfuro de hidrógeno H₂S. A menudo, son patógenas para el hombre y los animales cuando se ingieren, ocasionando fiebre tifoidea y enterocolitis (conocida también como gastroenteritis).

3.31 Tasa específica de absorción de oxígeno

Es la masa de oxígeno consumida por unidad de tiempo y por unidad de masa de los sólidos totales en los lodos y biosólidos, en base a peso seco.

3.32 Terrenos con fines agrícolas

Son las superficies sobre las cuales se pueden cultivar productos agrícolas para consumo humano y animal, incluyendo los pastizales.

3.33 Viabilidad

Que es capaz o apto para vivir.

4. Especificaciones

4.1 Para que los lodos y biosólidos se puedan aprovechar o disponer se debe demostrar, cada dos años, que éstos no son corrosivos, reactivos, explosivos, tóxicos o inflamables de acuerdo con la Norma Oficial Mexicana NOM-052-ECOL-1993, referida en el punto 2 de esta Norma.

Los responsables podrán quedar exentos de dicha prueba, siempre que por las características del proceso generador de los lodos y biosólidos, el contenido de los patógenos, parásitos y metales pesados sea homogéneo o no presenten variaciones significativas; manifestándolo ante la autoridad competente, por escrito y bajo protesta de decir verdad.

4.2 Los lodos y biosólidos que cumplan con lo establecido en la especificación 4.1, pueden ser manejados y aprovechados o dispuestos en forma final como residuos no peligrosos.

4.3 Para que los biosólidos puedan ser aprovechados, deben cumplir con la especificación 4.4 y lo establecido en las tablas 1 y 2.

4.4 Los generadores de biosólidos deben controlar la atracción de vectores, demostrando su efectividad. Para tal efecto se pueden utilizar cualquiera de las opciones descritas, de manera enunciativa pero no limitativa, en el Anexo 1.

4.5 Para efectos de esta Norma Oficial Mexicana los biosólidos se clasifican en tipo: Excelente y Bueno con base en su contenido de metales pesados; y en clase: A y B en función de su contenido de patógenos y parásitos.

4.6 Los límites máximos permisibles de metales pesados en los biosólidos se establecen en la Tabla 1

**TABLA 1
LÍMITES MÁXIMOS PERMISIBLES PARA METALES
PESADOS EN BIOSÓLIDOS**

CONTAMINANTE (determinados en forma total)	Excelente g/kg en base seca	Bueno g/kg en base seca
Arsénico	41	75
Cadmio	39	85
Cromo	1 200	3 000
Cobre	1 500	4 300
Plomo	300	840
Mercurio	17	57

Níquel	420	420
Zinc	2 800	7 500

4.7 Los límites máximos permisibles de patógenos y parásitos en los biosólidos se establecen en la Tabla 2.

TABLA 2
LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES PARA PATOGENOS
Y PARASITOS EN BIOSOLIDOS

CLASE	PATOGENOS		PARASITOS
	Coliformes fecales	<i>Salmonella sp</i>	Huevos de helminto/g
	NMP/g en base seca	NMP/g en base seca	en base seca
A	Menor de 1 000	Menor de 3	Menor de 10
B	Menor de 2 000 000	Menor de 300	Menor de 35

4.8 Para el aprovechamiento de los biosólidos en jardines, macetas de casas habitación y edificios públicos y privados, áreas verdes para recreación pública y privada con contacto directo humano, viveros y campos deportivos, camellones urbanos y en vías de comunicación, panteones y bosques, la calidad debe ser Excelente, clase A, su contenido de humedad debe ser de 70% o menor.

4.9 Los biosólidos clasificados en el punto 4.5 que se pretendan aprovechar en terrenos con fines agrícolas, mejoramiento de suelos y restauración de paisajes, no deben aplicarse si los suelos están congelados; inundados; cubiertos por nieve o con un pH de 5 o menor.

4.10 La aplicación de biosólidos en terrenos con fines agrícolas, mejoramiento de suelos y restauración de paisajes, se sujetará a lo establecido en la Ley Federal de Sanidad Vegetal.

4.11 El aprovechamiento de biosólidos en terrenos comprendidos en zonas declaradas como áreas naturales protegidas, sólo podrá realizarse previa autorización de la Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales.

4.12 Para la disposición final de los lodos y biosólidos, se deberá cumplir con la especificación 4.1 y con los límites máximos permisibles para el contenido de patógenos y parásitos establecidos en la Tabla 3.

**TABLA 3
LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES DE PATOGENOS
Y PARASITOS PARA LODOS Y BIOSOLIDOS**

PATOGENOS		PARASITOS
Coliformes fecales NMP/g en base seca	<i>Salmonella sp</i> NMP/g en base seca	Huevos de helminto/g en base seca
Menor de 2 000 000	Menor de 300	Menor de 35

4.13 Los sitios para su disposición final serán los que disponga o autorice la autoridad local competente.

4.14 Los lodos y biosólidos que cumplan con lo establecido en la presente Norma Oficial Mexicana pueden ser almacenados hasta por un periodo de 2 años. El predio en donde se almacenen, debe contar con sistema de recolección de lixiviados.

4.15 Se permite la mezcla de dos o más lotes de lodos o biosólidos, siempre y cuando ninguno de ellos esté clasificado como residuo peligroso y su mezcla resultante cumpla con lo establecido en la presente Norma Oficial Mexicana.

4.16 Muestreo y análisis de lodos y biosólidos.

El generador de lodos y biosólidos, debe realizar el muestreo y análisis para demostrar el cumplimiento de la presente Norma Oficial Mexicana y conservar los registros por lo menos durante los últimos 5 años posteriores a su realización.

4.17 La frecuencia de muestreo y análisis para los lodos y biosólidos se establecen en función de su aprovechamiento y disposición final en la Tabla 4.

**TABLA 4
FRECUENCIA DE MUESTREO Y ANALISIS
PARA LODOS Y BIOSOLIDOS**

APROVECHAMIENTO Y DISPOSICION FINAL	FRECUENCIA	MUESTREO Y ANALISIS
- Jardines y macetas de casas habitación y edificios públicos y privados, áreas verdes para recreación pública y privada con contacto directo humano, viveros y campos deportivos. - Camellones urbanos y en vías de comunicación, panteones y bosques.	Semestral Bimestral	metales pesados. patógenos y parásitos.
- Terrenos con fines agrícolas, restauración de suelos y de paisajes.	Semestral Trimestral	metales pesados. patógenos y parásitos.

- Disposición final.	Trimestral	patógenos y parásitos.
----------------------	------------	------------------------

4.18 El muestreo y análisis para determinar el contenido de patógenos y parásitos, constará de cuando menos 7 (siete) muestras simples. Los resultados se informarán como la media geométrica para los coliformes fecales y *Salmonella* y la media aritmética para los huevos de helminto.

4.19 El muestreo y análisis para determinar el contenido de metales pesados, constará de una muestra compuesta y se reportará para dos o más resultados la media aritmética.

4.20 Podrán quedar exentos de realizar el muestreo y análisis de alguno o varios de los parámetros establecidos en la presente Norma Oficial Mexicana, cuando por su procedencia o invariabilidad en el contenido de los lodos y biosólidos no concentra los contaminantes a exentar, manifestándolo ante la Comisión Nacional del Agua, por escrito y bajo protesta de decir verdad.

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 establecidos en los anexos 2, 3 y 4 de la presente Norma Oficial Mexicana. El responsable podrá solicitar autorización a la Comisión Nacional del Agua para la aplicación de métodos de prueba alternos, y podrán ser autorizados a otros responsables en situaciones similares.

6. Evaluación de la conformidad

La evaluación de la conformidad de la presente Norma Oficial Mexicana se llevará a cabo por las personas acreditadas y aprobadas en términos de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización.

7. Concordancia con normas y lineamientos internacionales y con las normas mexicanas tomadas como base para su elaboración

Esta Norma Oficial Mexicana no concuerda con ninguna norma o lineamiento internacional, tampoco existen normas mexicanas que hayan servido de base para su elaboración.

8. Bibliografía

8.1 A Guide to the Biosolids Risk Assessments for the EPA Part 503 Rule. EPA 832-B-93-005. Environmental Protection Agency USA. September 1995. (Guía para la evaluación de riesgos en los biosólidos por la EPA. Parte 503, Reglamento EPA 832-B-93-005.- Agencia de Protección Ambiental de Estados Unidos de América. Septiembre 1995.).

8.2 A Plain English Guide to the EPA Part 503 Biosolids Rule. EPA/832/R-93/003. Environmental Protection Agency USA. September 1994. (Guía sencilla de la EPA. Parte 503 Biosólidos Reglamento EPA/832/R-93/003.- Agencia de Protección Ambiental de Estados Unidos de América. Septiembre 1994.).

- 8.3** APHA, AWWA, WPCF. 1992 Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater. 18 th Ed. American Public Health Association. Washington, D.C. (Métodos establecidos para el análisis de agua y agua residual. 18ava. Edición. Asociación Americana de Salud Pública. Washington, D.C.).
- 8.4** Biosolids Treatment and Management. Processes for Beneficial Use. Marcel Dekker, Inc. 1996. (Tratamiento y Manejo de los Biosólidos.- Procesos para Uso Benéfico.- Marcel Dekker, Inc. 1996).
- 8.5** Campos R., Maya C. y Jiménez B. "Estabilización Térmica Alcalina de Lodos Químicos con un Alto Contenido de Microorganismos Patógenos". XIX Encuentro Nacional AMIDIQ, Academia Mexicana de Investigación y Docencia en Ingeniería Química, A.C., Memorias pp. 365-366, Ixtapa- Zihuatanejo, Gro. Del 13 al 15 de mayo de 1998.
- 8.6** Environmental Regulations and Technology. Use And Disposal Of Municipal Wastewater Sludge. EPA 625/10-84-003. Environmental Protection Agency USA. September 1984. (Tecnologías y Regulaciones Ambientales.- Uso y disposición de lodos de aguas municipales. EPA 625/10-84-003. Agencia de Protección Ambiental de Estados Unidos de América. Septiembre 1984.)
- 8.7** Environmental Regulations and Technology. Control of Pathogens in Municipal Wastewater Sludge. EPA/625/10-89/006. Environmental Protection Agency USA. September 1989. (Tecnologías y Regulaciones Ambientales.- Control de Patógenos en lodos de aguas municipales. EPA/625/10-89/006. Agencia de Protección Ambiental de Estados Unidos de América. Septiembre 1989).
- 8.8** Fundamento técnico para la elaboración de la Norma Oficial Mexicana en materia de estabilización, manejo y aprovechamiento de lodos provenientes de plantas de tratamiento de aguas municipales e industriales. Instituto de Ingeniería de la UNAM. 1997.
- 8.9** Geochemistry, Groundwater and Pollution. C.A.J. Appelo y D. Postma.- A.A. Balkema/Rotterdam/Brookfield/1996. (Geoquímica, aguas subterráneas y contaminación. C.A.J. Appelo y D. Postma.- A.A. Balkema/Rotterdam/Brookfield/1996.).
- 8.10** Goepfert J., Olson N. and Marth E., 1968. Behavior of *Salmonella typhimurium* During Manufacture and Curing of Cheddar Cheese. Applied Microbiology. 16: 862-866. (Comportamiento de la *Salmonella typhimurium* durante el procesamiento y curado del queso Cheddar. Microbiología aplicada 16: 862-866.).
- 8.11** Ground Water, Quality Protección. Larry W. Canter, Robert C. Knox y Deborah M. Fairchild. Lewis Publishers, Inc. 1987. (Aguas subterráneas, características de protección.- Larry W. Canter, Robert C. Knox y Deborah M. Fairchild. Lewis Publishers, Inc. 1987.).
- 8.12** Guía para el manejo, tratamiento y aprovechamiento de lodos residuales de plantas de tratamiento municipales. Comisión Nacional del Agua. SGIHUI. 1994.
- 8.13** Guía para el manejo, estabilización y disposición de lodos químicos. Tema Potabilización. Comisión Nacional del Agua. SGIHUI. 1994.

- 8.14** Jawetz E., Melnick J. y Adelberg E., 1995. Microbiología Médica. Ed. Manual Moderno. México. pp. 803.
- 8.15** Jiménez B., Barrios J.A. and Maya C. 1999. Class B Biosolids Production from Wastewater Sludge with High Pathogenic Content Generated in an Advanced Primary Treatment. Disposal and Utilisation of Sewage Sludge: Treatment Methods and Application Modalities. Water Resources, Hydraulics and Maritime Engineering NTUA. Athens, Greece 13-15 October 1999 (Producción de biosólidos clase "B" de los lodos de aguas residuales con alto contenido patógeno generados en un tratamiento primario avanzado. Disposición y utilización de lodos residuales. Métodos de tratamiento y técnicas de aplicación. Recursos de agua, Ingeniería Marítima e hidráulica NTUA. Atenas, Grecia, 13-15 octubre 1999).
- 8.16** Jiménez C. B., Muñoz C. A. M. y Barrios Pérez J. A., 1997. Fundamento Técnico para la Elaboración de la Norma Oficial Mexicana en Materia de Estabilización, Manejo y Aprovechamiento de Lodos Provenientes de Plantas de Tratamiento de Aguas Municipales e Industriales. Elaborado para la Comisión Nacional del Agua (CNA) por el Instituto de Ingeniería, UNAM. Proyecto 8313, pp. 107 (diciembre, 1997).
- 8.17** Jiménez B., Chávez A., Barrios J.A., Maya C. y Salgado G., 1998. Manual "Curso: Determinación y Cuantificación de Huevos de Helminto Norma Mexicana NMX-AA-113-SCFI/992". Grupo Tratamiento y Reuso, Instituto de Ingeniería UNAM. pp. 160
- 8.18** Jiménez B., Maya C y Pulido M., 1996. Evaluación de las Diversas Técnicas para la Detección de los Huevos de Helminto, y Selección de una para Conformar la NMX Correspondiente. Instituto de Ingeniería, UNAM. México. pp. 52.
- 8.19** Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente. 1996.
- 8.20** Manual of good practice for utilisation of sewage sludge in agriculture. 2nd. Revision October 1991. Anglian Water. (Manual de buenas prácticas para la utilización de lodos residuales en la Agricultura.- 2a. Revisión Octubre 1991. Agua).
- 8.21** Miller V. and Banwart G., 1965. Effect of Various Concentration of Brilliant Green and Bile Salts on *Salmonellae* and Other Microorganisms. Applied Microbiology. 13: 77-80. (Efecto de varias concentraciones de sales de Verde brillante y biliares en la *Salmonella* y otros microorganismos. Microbiología aplicada. 13: 77-80).
- 8.22** 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. (DOF 6 de enero de 1997).
- 8.23** Norma Oficial Mexicana NOM-008-SCFI/1993, Sistema General de Unidades de Medida.
- 8.24** Norma Mexicana NMX-AA-113-SCFI/1999, Análisis de Agua.- Determinación de Huevos de Helminto. Método de Prueba.
- 8.25** Reglamento de lodos de clarificación. Alemania. 15 de abril de 1992.

- 8.26** Reglamentación de la Agencia de Protección Ambiental de los Estados Unidos de América (U.S.E.P.A.) para el Uso o Aplicación de Lodos de Drenaje, Parte 503 del 40 CFR, publicada en el Registro Federal el 19 de febrero de 1993.
- 8.27** Santos Mendoza Salvador. "Estabilización con Cal de Lodos de la Planta Piloto del Tratamiento Primario Avanzado". Ingeniería Ambiental, DEPMI- UNAM. 15 de junio de 1998. Tesis de Maestría.
- 8.28** Santos M. S., Campos M. R. y Jiménez C. B. "Una Opción de Manejo para el Lodo Generado al Tratar el Agua Residual del Gran Canal de la Ciudad de México. 1er. Simposio Latinoamericano de Tratamiento y Reuso del Agua y Residuos Industriales. Memorias Tomo I, pp. 28-1-28-10, del 25 al 29 de mayo de 1998, México, D.F.
- 8.29** Satchwell, G.M., 1986. An Adaptation of Concentration Techniques for the Enumeration of Parasitic Helminth Eggs from Sewage Sludge (Adaptación de la Técnica de Concentración para la Enumeración de Huevos de Helminto Parásitos Provenientes de Lodos Residuales). *Water Res.* 20: 813-816.
- 8.30** Schaffner C., Mosbach K., Bibit V. and Watson C., 1967. Coconut and *Salmonella* Infection. *Applied Microbiology.* 15: 471-475. (Infección de la *Salmonella* y coco. *Microbiología aplicada.* 15: 471-475).
- 8.31** Shiflett M., Lee J. and Sinnhuber R., 1967. Effect of Food Additives and Irradiation on Survival of *Salmonella* in Oysters. *Applied Microbiology.* 15: 476-479. (Efecto de aditivos alimenticios e irradiación en la supervivencia de la *Salmonella* en ostras. *Microbiología aplicada.* 15: 476-479).
- 8.32** Silliker J. Deibel R. and Chiu J., 1964. Occurrence of Gram-Positive Organisms Possessing Characteristics Similar to Those of *Salmonella* and the Practical Problem of Rapid and Definitive *Salmonella* Identification. *Applied Microbiology.* 12: 395-399. (Aparición de organismos Gram positivos, poseyendo características similares a la *Salmonella*, y el problema práctico de identificación rápida y definitiva de *Salmonella*. *Microbiología aplicada.* 12: 395-399).
- 8.33** Silliker J., Deibel R. and Fagan P., 1964. Isolation of *Salmonella* from Food Samples: VI Comparison of Methods for the Isolation of *Salmonella* from Egg Products. *Applied Microbiology.* 12: 224-228. (Aislamiento de la *Salmonella* de muestras alimenticias: VI Comparación de métodos para el aislamiento de la *Salmonella* desde productos de huevo. *Microbiología aplicada.* 12: 224-228).
- 8.34** Sludge Management & Disposal. For The Practicing Engineer. P.A. Vesilind, G.C. Hartman y E.T. Skene. Lewis Publishers, Inc. 1986. (Manejo y disposición de lodos. Para Ingenieros Profesionales. P.A. Vesilind, G.C. Hartman y E.T. Skene. Lewis Publishers, Inc. 1986.)
- 8.35** Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater, 19th. Edition. American Public Health Association. American Water Works Association. Water Environment Federation. 1995. (Métodos Estándar para la examinación del agua y aguas residuales, 19th. Edición Asociación Americana de salud pública. Asociación Americana de aguas tratadas. Federación Ambiental del Agua 1995).

- 8.36** Sludge Stabilization. Manual of Practice FD-9. Facilities Development. Water Environment Federation 1993. (Estabilización de lodos. Manual de prácticas FD-9. Facilidades de Desarrollo. Federación Ambiental del Agua 1993.).
- 8.37** Standards for the Use or Disposal of Sewage Sludge; Final Rules. 40 CFR Parts 257, 403 and 503. Environmental Protection Agency. USA. Federal Register Friday February 19, 1993. (Estandares para el Uso o Disposición de lodos residuales, Reglamento 40 CFR Parte 257, 403 y 503. Agencia de Protección Ambiental de E.U.A. Registro Federal 19 de febrero de 1993.).
- 8.38** Sludge Conditioning. Manual of Practice FD-14. Water Pollution Control Federation. 1988. Alexandria, VA. (Manual de prácticas de acondicionamiento de lodos FD-14. Federación para el control de la contaminación en el agua. 1988.) y Alejandría, V.A.
- 8.39** Stuart P. and Pivnick H., 1965. Isolation of *Salmonellae* by Selective Motility Systems Applied Microbiology 13: 365-372 (Aislamiento de la *Salmonella* por selectos sistemas de motilidad. Microbiología aplicada 13: 365-372).
- 8.40** Taylor W., Betty C. and Muriel E., 1964. Comparison of Two Methods for Isolation of *Salmonella* from Imported Foods. Applied Microbiology 12: 53-56. (Comparación de dos Métodos para el aislamiento de *Salmonella* de alimentos importados. Microbiología aplicada. 12: 53-56).
- 8.41** US EPA 1994, Land Application of Sewage Sludge: A Guide for Land Appliers on the Requirements of the Federal Standards for the Use of Disposal of Sewage Sludge, 40 CFR Part 503. Water Environment Federation. USA. pp. 62. (Aplicación de lodos residuales al suelo: una Guía para aplicadores al suelo en los requerimientos de las normas federales para el uso y disposición de lodos residuales, 40 CFR Parte 503. Federación Ambiental del Agua. EUA. pp. 62).
- 8.42** US EPA/625/R92/013 1992, Environmental Regulation and Technology, Control of Pathogens and Vector Attraction in Sewage Sludge pp. 152. (Tecnología y Regulación Ambiental. Control de patógenos y atracción de vectores en lodos residuales).

9. Observancia de esta Norma

9.1 La vigilancia del cumplimiento de la presente Norma Oficial Mexicana corresponde a la Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales, por conducto de la Comisión Nacional del Agua y la Procuraduría Federal de Protección al Ambiente, así como a los gobiernos estatales, municipales y del Distrito Federal, en el ámbito de su respectivas competencias. Las violaciones a la misma se sancionarán en los términos de la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente, la Ley de Aguas Nacionales, su Reglamento y demás ordenamientos jurídicos aplicables.

La Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales, por conducto de la Comisión Nacional del Agua y la Procuraduría Federal de Protección al Ambiente, así como los gobiernos estatales, municipales y del Distrito Federal, en el ámbito de su respectiva competencia, llevarán a cabo de manera periódica o aleatoria los muestreos y análisis de los biosólidos y lodos, con objeto de verificar el cumplimiento de los límites máximos permisibles de contaminantes establecidos en la presente Norma Oficial Mexicana.

TRANSITORIOS

PRIMERO.- Provéase la publicación de esta Norma Oficial Mexicana en el **Diario Oficial de la Federación**.

SEGUNDO.- La presente Norma Oficial Mexicana entrará en vigor a los 60 días posteriores al de su publicación en el **Diario Oficial de la Federación**.

México, Distrito Federal, a los cuatro días del mes de febrero de dos mil dos.- El Subsecretario de Fomento y Normatividad Ambiental de la Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales, **Cassio Luiselli Fernández**.- Rúbrica.

Con fundamento en lo dispuesto en el artículo 47 fracción I de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización, provéase la publicación de este proyecto en el **Diario Oficial de la Federación**.

México, Distrito Federal, a quince de enero de dos mil dos.- El Presidente del Comité Consultivo Nacional de Normalización para la Protección Ambiental, **Cassio Luiselli Fernández**.- Rúbrica.

ANEXO I

OPCIONES PARA LA REDUCCION DE ATRACCION DE VECTORES

Opción 1: Reducción del contenido de sólidos volátiles

Reducir a un 38% el contenido de sólidos volátiles en los biosólidos, mediante digestión aeróbica o anaeróbica.

Opción 2: Digestión adicional de los biosólidos digeridos anaeróbicamente

En el caso de que no resulte factible reducir al 38% el contenido de sólidos volátiles mediante la Opción 1. Se deberá demostrar en una unidad a escala de laboratorio, que una porción de los biosólidos, que previamente fueron digeridos, con una digestión anaeróbica por 40 días adicionales, a una temperatura entre 30°C y 37°C, su reducción del contenido de sólidos volátiles es menor de 17%.

Opción 3: Digestión adicional de los biosólidos digeridos aeróbicamente

Esta prueba solamente es aplicable a los biosólidos líquidos digeridos aeróbicamente. Se considera que los biosólidos digeridos aeróbicamente con 2% de sólidos o menos, han logrado la reducción de atracción de vectores si después de 30 días de digestión aeróbica en una prueba de laboratorio a 20°C, su reducción del contenido de sólidos volátiles es menor de 15%.

Opción 4: Tasa específica de absorción de oxígeno (TEAO) para biosólidos digeridos aeróbicamente

Esta prueba solamente es aplicable a los biosólidos líquidos digeridos aeróbicamente. Se demuestra si la TEAO de los biosólidos que son aplicados, determinada a 20°C, es igual o menor de 1,5 mg de O₂/h/g de sólidos totales (peso seco).

Opción 5: Procesos aeróbicos a más de 40°C

Aplica primordialmente a biosólidos composteados que contienen agentes abultadores orgánicos parcialmente descompuestos. Los biosólidos deben ser tratados aeróbicamente por 14 días o más, tiempo durante el cual la temperatura deberá rebasar siempre los 40°C y el promedio deberá ser mayor de 45°C.

Opción 6: Adición de materia alcalina

Adicionar suficiente materia alcalina para:

- Elevar el pH hasta por lo menos 12 unidades, a 25°C, y, sin añadir más materia alcalina, mantenerlo por 2 horas; y
- Mantener un pH de al menos 11,5 unidades, sin la adición de más materia alcalina durante otras 22 horas.

Opción 7: Reducción del contenido de humedad en biosólidos que no contienen sólidos sin estabilizar

Incrementar el contenido de sólidos al 75% en los biosólidos, lo cual debe conseguirse removiéndoles agua y no mediante la dilución con sólidos inertes. Se debe prevenir que los biosólidos se manejen secos, incluyendo su almacenamiento antes de la aplicación.

Opción 8: Reducción del contenido de humedad en biosólidos que contienen sólidos no estabilizados

Incrementar el contenido de sólidos al 90% en los biosólidos, lo cual debe conseguirse removiéndoles agua y no mediante la dilución con sólidos inertes. Se debe prevenir que los biosólidos se manejen secos, incluyendo su almacenamiento antes de la aplicación.

Opción 9: Inyección de biosólidos al suelo

Inyectar los biosólidos por debajo de la superficie del terreno, de tal manera que ninguna cantidad significativa esté presente sobre la superficie durante 1 hora después de la inyección y, si los biosólidos son clase A con respecto a patógenos, deben ser inyectados dentro de las 8 horas posteriores a su salida del proceso reductor de patógenos.

Opción 10: Incorporación de biosólidos al suelo

Incorporar al suelo los biosólidos dentro de las 6 horas posteriores a su aplicación sobre el terreno. La incorporación se consigue arando o mediante algún otro método que mezcle los biosólidos con el suelo y, si los biosólidos son clase A con respecto a patógenos, el tiempo entre la aplicación y el procesado no debe exceder de 8 horas al igual que en el caso de la inyección.

13.2 MODELOS Y CRITERIOS DE DISEÑO PARA LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN

(Tomado del Manual de Diseño de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento TEMA: Tratamiento en Sistemas de Lagunas de Estabilización CNA)

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 Middiebrooks (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 Middiebrooks (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 Uhimann et al., (1983); Polprasert y Bhattarai (1985); Marecos do Monte y Mará (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 Mará 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.

MODELOS Y CRITERIOS DE DISEÑO		OBSERVACIONES
L A G U N A S A N A E R O B I A S	ECUACIONES Correlación sudafricana (Vincent, 1963) $Le = \frac{L_i}{K_{an} \left(\frac{L_\theta}{L_i} \right)^n \theta + 1}$ $\theta = \left(\frac{L_u}{L_e} - 1 \right) \left[\frac{1}{K_{an} \left(\frac{L_\theta}{L_i} \right)^n} \right]$	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 retención hidráulico. Aunque se reportan altos coeficientes de correlación (0.98), para eficiencias del 60 al 70%, éstas no se obtienen en la práctica. Válida para concentraciones de DBO ₅ 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/m ³ d; y tiempo de retención hidr. de 4 a 7 días. Válida para concentraciones de DBO ₅ del influente entre 213 y 440 mg/l; temperatura del agua entre 13.8 y 27.5°C; carga vol. De 0.029 a 0.078 kg/m ³ d; y tiempo de retención hidráulico de 4.7 a 8 días.
	Correlaciones de Kawai (1981) $\lambda_{sr} = -14.4555 + 0.6876\lambda_s$ $\lambda_{sr} = -86.0971 + 0.6543\lambda_s + 3.3985$ $\lambda_{sr} = -265.0576 + 0.7491\lambda_s + 23.5258\theta$	
	Correlación de Saidam y Al Salem (1988) a) Para lagunas anaerobias primarias $L_\theta = -1326 + 7.4T + 3494\lambda_v - 680$ b) Para lagunas anaerobias secundarias $L_\theta = -138 + 0.35T + 3494\lambda_v + 320$	
	CRITERIOS Carga Superficial Mc Garry y Pescod (1970) $\lambda_s > 400.6 \times 1.099^{T-20}$ Yáñez (1988) $\lambda_s > 357.4 \times 1.085^{T-20}$	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. Para mantener condiciones anaerobias y evitar malos olores, se sugiere una carga volumétrica entre 100 y 300g DBO ₅ /m ³ d para aguas con menos de 500 mg/l de SO ₄ y T>20°C. Se sugiere un límite máximo de 1000g de DBO ₅ /m ³ d para aguas con menos de 100 mg/l de SO ₄
	Carga volumétrica (Meiring 1968; Mara y Pearson 1986) $\lambda_v = \frac{L_1 Q}{V_a}$	

	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) $\theta = 0.035 L_{ui} \times 1.085^{35-T}$ $\lambda_s = 285.7Z \times 1.085^{35-T}$	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 < 2m. Adecuado para lagunas de celda única. No es aplicable para remoción de patógenos
	Gloyna (1976) $\lambda_s = 285.7Z \times 1.085^{35-T} f.f'$ $\theta = 3.5 \times 10^{-5} L_u \times 1.085^{35-T} f.f'$	Considera correcciones por toxicidad por algas y sulfuros para carga superficial. La profundidad 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 uchas 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 menores a 500 mg/l. Propone el uso del coeficiente $\theta = 1.085$
	Modelo de equilibrio continuo y mezcla completa $L_\theta = \frac{L_t}{(1+K)\theta}$ $K^l = K_{20} \times 1.085^{T-20}$ $\theta = \frac{\eta}{K^l(100-\eta)}$	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) $L_u = \frac{L_{ui}}{(1+K^l)\theta} (ip + Sp * is)$	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	

	MODELOS Y CRITERIOS DE DISEÑO	OBSERVACIONES
L A G U N A S	<p><u>Correlaciones empíricas de carga McGarry y Pescod (1970)</u></p> $\lambda_{sr} = 10.35 + 0.725\lambda_s$ $\lambda_{s\max} = 400.6 \times 1.099^{T-20}$ <p>Yánez (1979, 1980, 1988)</p> $\lambda_{sr} = A + B\lambda_s$ $\lambda_{s\max} = 357.4 \times 1.085^{T-20}$	<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>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 amoniaco presente. Este concepto se aparta del clásico basado en el oxígeno disuelto.</p>
F A C U L T A T I V A S	<p><u>Modelo de flujo disperso (Thirimurthy, 1969)</u></p> $\frac{N_o}{N_i} = \frac{4 \cdot a \cdot e^{1/2 \cdot d}}{[(1+a)^2]e^{a/2 \cdot d} - [(1-a)^2]e^{-a/2 \cdot d}}$	<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, NORG, NH3, N03, P-ORG, P-INOR , carbón inorgánico, alcalinidad y sólidos del fondo.</p>

	MODELOS Y CRITERIOS DE DISEÑO	OBSERVACIONES
L A G U N A S	<p><u>Modelo de mezcla completa</u></p> <p>Una sola laguna</p> $N_{\theta} = \frac{N_i}{1 + K_T \theta}$ <p>Lagunas en serie</p> $N_{\theta} = \frac{N_i}{(1 + K_T \theta_a)(1 + K_T \theta_f)(1 + K_T \theta_m)^n}$ <p>Constante de decaimiento bacteriano (Marais, 1974)</p> $K_T = 2.6 \times 1.19^{T-20}$	<p>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 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.</p>
	<p><u>Modelo de flujo disperso</u></p> $\frac{N_{\theta}}{N_i} = \frac{4 \cdot a \cdot e^{1/2 \cdot d}}{\left[(1+a)^2 \right]^{a/2 \cdot d} - \left[(1-a)^2 \right]^{-a/2 \cdot d}}$ $a = \sqrt{1 + 4 \cdot K_b \cdot \theta \cdot d}$ <p>Constante de decaimiento bacteriano (Gameson, 1974)</p> $K_b = 1.1 \times 1.07^{T-20}$	
D E M A D U R A C I O N		

	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 Saenz 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 Bhattarai (1985), sin embargo Marcos do Montes (1992), encontró que esta es una pobre estimación. Agunwamba (1987) encontró una derivación del modelo original de Polprasert y Bhattarai, 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) $d = \frac{0.304(\theta \cdot v \cdot W)^{0.5} (W + 2 \cdot Z)^{1.5}}{(LZ)^{1.5}}$	
	b) Liu $d = \frac{0.168(\theta \cdot v \cdot W)^{0.25} (W + 2 \cdot Z)^{2.35}}{(LZ)^{1.25}}$	
	c) Polprasert y Bhattarai (1985) $d = \frac{0.187[\theta \cdot v(W + 2Z)]^{0.489} W^{1.511}}{(LZ)^{1.25}}$	
	d) Yáñez, (1988) $d = \frac{L/W}{-0.26118 + 0.25392(L/W) + 1.01368(L/W)^2}$	
	e) Sáenz (1992) $d = \frac{1.158 \cdot [\theta(W + 2Z)]^{0.489} W^{1.511}}{(T_{agua} + 42.5)^{0.734} (LZ)^{1.489}}$	
f) Agunwamba (1992) $d = 0.1020 \left(\frac{U^*}{U}\right)^{-0.81963} \times \left(\frac{Z}{L}\right) \left(\frac{Z}{W}\right)^{-\left(0.98074 - 1.8485 \frac{Z}{W}\right)}$		

DATOS BÁSICOS	LAGUNAS ANAEROBIAS	LAGUNAS FACULTATIVAS	LAGUNAS DE MADURACIÓN
Período de diseño, T_d Tasa de crecimiento, K_{prom} Población futura, P_f Caudal medio, Q_{med} Dotación de agua potable, Aportación de aguas resid., A_{ar} Temperatura del mes más frío, T Temperatura del agua, T_{agua} Evap. neta del mes más cálido, e DBO_5 influente DBO_5 efluente Coliformes fecales influente Coliformes fecales efluente Huevos de helminto influente, H_m Huevos de helminto efluente, H_{ef} Profundidad para lagunas anaerobias facultativas y de maduración, Z	Carga volumétrica, λ_v Volumen, V_a Tiempo de residencia hidráulico, θ Área superficial, A_{an} Ancho, W Largo, L Dimensiones corregidas por pendiente de talud, Eficiencia de remoción de DBO_5 , Carga superficial, λ_s Coliformes fecales en el efluente	Carga superficial, λ_s Área superficial, A_f Tiempo de retención hidr. θ_f Ancho, W Largo, L Procedimiento para flujo disperso Carga superficial máxima, $\lambda_{s,max}$ Carga superficial aplicada, λ_{sa} Tiempo de retención hidr. θ_f Eficiencia rem. de coliformes fecales en el efluente, η Factor de dispersión hidráulica, d Coliformes fecales en el efluente Carga superficial removida, λ_{sa} DBO_5 soluble en el efluente	Procedimiento para mezcla compl. Const. de decaimiento de coliformes, K_T Coliformes fecales en el efl., N_c Carga superficial, λ_{sml} Área superficial, A_{ml} Procedimiento para flujo disperso Eficiencia remanente de coliformes fecales en el efluente η Factor de dispersión hidráulica, d Constante de decaimiento de colif. fecales a 20°C, K_b Corrección por Temp. De la K_b Coliformes fecales en el efluente, Tiempo de retención hidráulico, Área superficial, A_m Ancho, W Largo, L

13.3 DISEÑO DE LAGUNAS EN EL TRÓPICO (PROPUESTA OMS)

La experiencia acumulada en más de 30 años de estar observando el funcionamiento de estas lagunas demuestra que su eficiencia es grande en zonas tropicales, donde suelen costar de la mitad a una cuarta parte de lo que cuestan en zonas templadas o frías. Además, otros datos y proyectos estudiados por el autor a comienzos de los años noventa en Costa Rica, República Dominicana y México indican que en el trópico el costo de tratar un metro cúbico de aguas residuales en lagunas de estabilización es solo la décima parte del costo de tratarlas en plantas convencionales.

Gracias a la influencia favorable del clima en zonas tropicales, resulta imprescindible que en ellas no se imiten o adopten criterios y tecnologías diseñados para climas ajenos.

El presente apartado se centrará en lagunas de estabilización, diseñadas para zonas tropicales, cuyas aguas tienen una temperatura promedio de 15 °C como mínimo durante el mes más frío del año.

USO DE AGUAS RESIDUALES EN AGRICULTURA Y ACUICULTURA

En 1989 la OMS publicó *Health Guidelines for the Use of Wastewater in Agriculture and Aquaculture*, obra que se tradujo al español en 1991 con el título *Directrices Sanitarias Sobre el uso de Aguas Residuales en Agricultura y Acuicultura*. Estas directrices se refieren al uso directo e indirecto de aguas residuales (en masas de agua que, como los ríos y lagos, se usan para la irrigación después de la llegada de efluentes). Entre otras cosas, las directrices se apoyan en pruebas epidemiológicas disponibles al establecer que si el tratamiento de las aguas residuales es suficiente para que el número probable de coliformes fecales por 100ml sea menor de 1000 y el de huevos de nemátodos por litro menor de 1, dichas aguas se consideran adecuadas para irrigar cosechas de productos comestibles.

Cabe mencionar al respecto los resultados de algunos estudios realizados por el CEPIS en Lima, Perú. Estos estudios indican que si se usan lagunas primarias, secundarias e incluso terciarias para lograr un efluente con una concentración de coliformes fecales menor de 1000 por 100 ml, la concentración de huevos de nemátodos intestinales se reduce a cero.

En las directrices de la OMS también se discuten los criterios aplicables a un proyecto para la construcción de lagunas de estabilización que satisfagan el objetivo colimétrico, ya que se ha determinado que una vez logrado este objetivo, se habrá logrado simultáneamente el referente a las concentraciones de huevos de nemátodos.

Como se indica en la figura 1, estudios realizados por CEPIS en junio y julio de 1992 en lagunas de estabilización en San Juan de Miraflores, Lima, Perú, revelaron una tasa de

remoción de *Vibrio cholerae* 01 similar a la de coliformes fecales. (Ya se habían detectado correlaciones similares en el caso de salmonellas y shigellas.) Los resultados obtenidos por el CEPIS coinciden con los de Kott y Betzer en 1972 y los de Daniel y Lloyd en 1980 en Bangladesh. Todos estos resultados permiten inferir que la constante de remoción de *Vibrio cholerae* en lagunas de estabilización es de un orden de magnitud comparable al de la constante de remoción de coliformes fecales (K_b).

DISEÑO DE LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN

Mediante el análisis de gran cantidad de datos obtenidos a partir de estudios y evaluaciones del funcionamiento de lagunas de estabilización, el Programa de Salud Ambiental de la OPS logró definir un modelo matemático para predecir fácilmente la calidad del efluente. La aplicación del modelo reveló que en zonas tropicales se podían reducir a un mínimo el área y volumen de las lagunas de estabilización mediante el uso de lagunas anaerobias primarias de alta carga seguidas en serie de lagunas facultativas alargadas cuya relación de longitud a ancho es de 15:1, como mínimo.

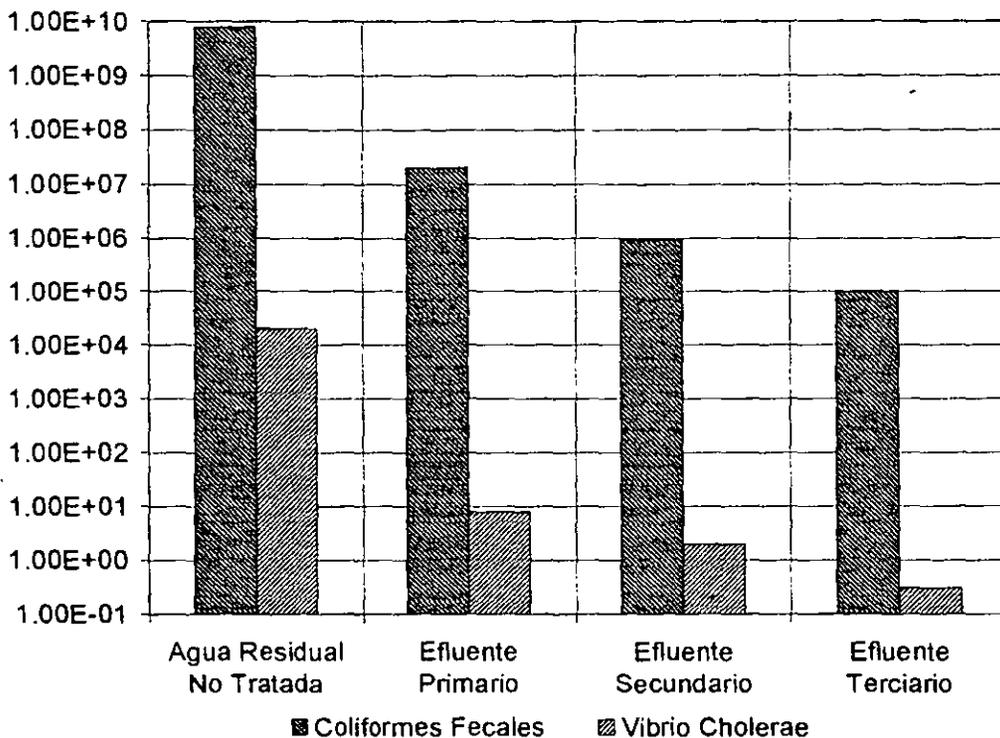


Figura 1. Remoción de coliformes fecales y *Vibrio Cholerae* de las aguas residuales mediante lagunas de estabilización en San Juan de Miraflores, Lima, Perú, en el invierno (junio a julio) de 1991. La escala logarítmica muestra los números más probables de microorganismos por 100 ml en la aguas residuales no tratadas que entran en la primera laguna, así como el efluente de las lagunas primarias, secundarias y terciarias que funcionan en serie.

Pese a que está orientado a conseguir un efluente con determinada concentración de coliformes fecales, el diseño propuesto elimina simultáneamente de 80 a 90% de la

demanda bioquímica de oxígeno (DBO). En general, la calidad microbiológica del efluente de estas lagunas es muy buena, lo que hace pensar que si instalaciones de este tipo se usaran ampliamente en países tropicales, constituirían una herramienta muy valiosa para combatir el cólera y otras enfermedades diarreicas transmitidas por el agua.

Criterios propuestos para diseño

Se propone que las aguas residuales de origen domiciliario sean tratadas mediante el paso por dos lagunas primarias en paralelo, ambas anaerobias y de alta carga, cuyos efluentes desembocan en una laguna alargada con una relación de longitud a ancho de 15:1. La profundidad que suelen tener estas lagunas varía de tres a cuatro metros si son anaerobias y de dos a tres metros si son facultativas.

Las dos lagunas anaerobias primarias

Estas lagunas serán cuadradas y tendrán una profundidad funcional (Z_{p1}) de 4 m y una profundidad adicional (Z_{p2}) para la acumulación de lodo, que se sacara cada 2 años (es decir, que cada año se limpiara alternativamente una de las dos lagunas). La carga orgánica superficial aplicable por unidad de área y por día (i)³ y la profundidad adicional necesaria para el lodo acumulado dependerán de la temperatura promedio del agua durante el mes más frío del año, como se ilustra en el cuadro 1.

Si tienen las dimensiones propuestas, las lagunas primarias colocadas en pares pueden reducir la concentración de coliformes fecales en una potencia de 10. Pueden, además, preparar el agua residual para su entrada en la laguna facultativa alargada que recibe los efluentes.

Cuadro 1. Influencia que ejercen diversas temperaturas promedio durante el mes más frío del año en las variables i^* y Z_{p2}^1 de las lagunas de estabilización y en la constante K_b^o de las lagunas alargadas.

* Carga orgánica superficial [Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO₅)], en kilogramos

Temperatura (°C)	Lagunas Anaerobias Primarias		Lagunas Alargadas
	i	Z_{p2}	(K_b)
15	2000	0.60	0.59
20	3000	0.80	0.75
25	4000	1.00	0.96
30	5000	1.20	1.22

por hectárea por día, que pueden manejar las lagunas anaerobias primarias.

¹ Profundidad adicional, en metros, que necesitan las lagunas de estabilización. Véase la figura 2.

^o Constante de remoción bacteriana diaria de las lagunas alargadas en días⁻¹

¹ i = carga orgánica superficial, equivalente a la demanda bioquímica de oxígeno per cápita en un periodo de 5 días (DBO₅), expresada en kilogramos por hectárea y por día.

La lagunas anaerobias deben estar a más de 1 km de un centro urbano y a más de 500m de la vivienda suburbana más cercana. El olor que emana de esta lagunas en

climas tropicales es similar al que produce un tanque Imhof y puede reducirse si se vuelve a mandar el efluente de la laguna alargada a las lagunas primarias o si se usan métodos de ventilación mecánicos.

Las dimensiones adecuadas de estas lagunas primarias pueden calcularse mediante la siguiente ecuación:

$$W_p = 100 (y_c (P / 2) / i)^{1/2} \dots (1)$$

Donde:

- W_p : longitud promedio de uno de los lados de la laguna primaria (en metros)
- y_c : demanda bioquímica de oxígeno (DBO₅), a una temperatura de 20°C, expresada en g/día per cápita.
- P: población tributaria en miles de habitantes.
- i : carga orgánica superficial (demanda bioquímica de oxígeno [DBO₅] a 20°C) para la temperatura promedio del agua durante el mes más frío del año, en kg/ha/día

Por ejemplo, si $y_c = 50$ g/habitante/día, $P = 10$ (10 000 habitantes), y si $i = 3000$ kg/ha/día, los valores serán los siguientes:

$$W_p(\text{en metros}) = 100 (y_c (P / 2) / i)^{1/2}$$

$$W_p = 100 (50 \times 5 / 3000)^{1/2}$$

$$W_p = 100 (250 / 3000)^{1/2}$$

$$W_p = 100 (0.0833)^{1/2}$$

$$W_p = 100 \times 0.289$$

$$W_p = 28.9 \text{ metros}$$

Si se aplican los valores de "i" que aparecen en el cuadro 1 y un valor de y_c de 50g diarios por habitante, se obtienen las dimensiones indicadas en el cuadro 2.

Cuadro 2. Valores de W_p (ancho) en metros (si Z_{p1} es la profundidad funcional y Z_{p2} la profundidad adicional) de cada una de las dos lagunas primarias anaerobias, basadas en las temperaturas y cargas orgánicas superficiales (i) que aparecen en el cuadro 1, con la aplicación de una demanda bioquímica de oxígeno de 50 g/habitante/día, y en poblaciones (P) comunitarias de 2,000 a 100,000 habitantes.

Población (P) (en miles)	Temperaturas (°C) y valores de i (kg/ha/día)			
	15 °C 2000 kg/ha/día	20 °C 3000 kg/ha/día	25°C 4000 kg/ha/día	30°C 5000 kg/ha/día
	W_p	W_p	W_p	W_p
2	15.81	12.91	11.18	10.00
5	25.00	20.41	17.68	15.81
10	35.36	28.87	25.00	22.36
25	55.90	45.64	39.53	35.36
50	79.06	64.55	55.90	50.00
100	111.80	91.29	79.06	70.71
Z_{p1}^*	4.00	4.00	4.00	4.00
Z_{p2}^*	0.60	0.80	1.00	1.20

* Véase la figura 2.

Laguna secundaria alargada

Esta laguna, que recibe el efluente de las lagunas primarias, funciona a base de un mecanismo de flujo a pistón según el cual las aguas residuales que entran en la laguna la atraviesan sin mezclarse con el resto del agua que hay en ella. Las dimensiones de la laguna están dadas por la siguiente fórmula:

$$N=N_0(e^{-(4/9)(V/Q)K_b}) \dots\dots(2)$$

Donde:

N= concentración de bacterias en el efluente que sale de la laguna alargada.

No= concentración de bacterias en el efluente que entra en la laguna alargada

e= constante exponencial (aprox.= 2.71828), base utilizada en el sistema logaritmico naperiano (natural).

V= volumen de la laguna alargada (en metros cúbicos)

Q= caudal de entrada de la laguna alargada (en metros cúbicos por día)

K_b= constante de remoción bacteriana (día⁻¹); en el cuadro 1 se puede ver el valor de K_b a distintas temperaturas.

Si el efluente de la laguna alargada va a volver a usarse de inmediato (p. Ej. Para la irrigación), la concentración de coliformes fecales (CF) debe ser menor de 1000 por 100ml².

Supongamos, por ejemplo, que aguas residuales no tratadas y con 10⁹ CF/100 ml se purifican en un 90% al pasar por las lagunas primarias, y que el efluente resultante sale de estas lagunas con 10⁸ CF/100 ml. En este caso, si el efluente de la laguna alargada contiene 1000 CF/100ml, la siguiente ecuación es válida:

$$N/N_0 = 10^3/10^8 = 0.00001$$

La ecuación (2) daría lo siguiente ³:

$$\begin{aligned} \text{LN}(N/N_0) &= -(4/9)(V/Q)K_b \\ \text{LN}(0.00001) &= -(4/9)(V/Q)K_b = -11.51293 \\ V/Q &= (9/4)(11.51293)K_b \\ V &= 25.90408 Q/K_b \end{aligned}$$

² Según las directrices de la OMS sobre la calidad del efluente de una laguna de estabilización, la concentración de coliformes fecales debe ser menor de 1000 por 100 ml. Se recomienda, por lo tanto, que We (ancho promedio de la laguna alargada) sea mayor que el valor proporcionado por las ecuaciones (3) y (4).

³ Se sabe que en condiciones de flujo laminar en un canal ancho y rectangular la velocidad media del agua es de 2/3 de la velocidad máxima. Este factor se convierte en 4/9 cuando se tiene en cuenta el efecto de la restricción lateral del flujo en una laguna alargada.

Si la laguna tiene la configuración indicada en la figura 2 y una relación de longitud a ancho de 15:1, como mínimo, lograda por medio de dos mamparas; y si, además, la profundidad es de 2.5 m, se obtienen los siguientes valores:

$$\begin{aligned}
 V &= 2.5 \times 3W_e \times 5W_e \\
 &= 37.5 \times W_e^2 = 25.90408 Q/K_b \\
 W_e^2 &= 0.69 Q/K_b \\
 W_e &= 0.83(Q/K_b)^{1/2} \dots\dots (3)
 \end{aligned}$$

Donde:

- W_e : ancho promedio de la laguna alargada.
- K_b : constante de remoción bacteriana (día⁻¹) a la temperatura promedio del mes más frío (cuadro 1).
- Q : caudal promedio (m³/día).

Además, Q=qP, donde:

- q: flujo de agua residual en litros/habitante/día
- P: población destinataria en miles de habitantes.

Por consiguiente,

$$W_e = 0.83(qP/K_b)^{1/2} \dots\dots (4)$$

Por ejemplo, si q (producción diaria promedio de agua residual por habitante) fuera 200 l, P= 5 (por los 5000 habitantes servidos), y la temperatura 30°C (lo que da una constante K_b de 1.22, como en el cuadro 1), se obtiene el siguiente valor:

$$\begin{aligned}
 W_e &= 0.83(200 \times 5 / 1.22)^{1/2} \\
 W_e &= 0.83 \times 28.63 \\
 W_e &= 23.76 \text{ metros} \\
 15W_e &= 356.4 \text{ metros}
 \end{aligned}$$

Si suponemos que la producción promedio de agua residual per cápita (q) es de 200 l diarios de N_o tiene el valor citado; si suponemos además, que la población es de 2000 a 100000 habitantes y que la temperatura y los valores de K_b son los que se indican en el cuadro 1, entonces se obtendrán los valores que aparecen en el cuadro 3. como se indica en este cuadro y las páginas anteriores, las ecuaciones (1) y (4) permiten determinar rápidamente las dimensiones apropiadas para el diseño de lagunas en situaciones muy diversas.

En terrenos quebrados, las lagunas alargadas secundarias pueden seguir el contorno de la topografía. En terrenos planos, sin embargo, la construcción de lagunas alargadas es muy costosa, por lo que se recomienda utilizar mamparas, como se ilustra en la figura 2.

Áreas y volúmenes necesarios

Para cada conjunto de valores en los cuadros 2 y 3, el cuadro 4 muestra el área total (en hectáreas) necesaria para las tres lagunas y el volumen que estas tendrían al estar llenas. El cuadro 5 muestra el área (en metros cuadrados) y el volumen (en metros cúbicos) que cada laguna debe tener per cápita. El cuadro 6 contiene información sobre el tamaño mínimo del sitio, en total y por habitante servido, si se tiene en cuenta el terreno adicional que hace falta para construir los diques y caminos accesorios y para separar adecuadamente las lagunas de los terrenos circundantes.

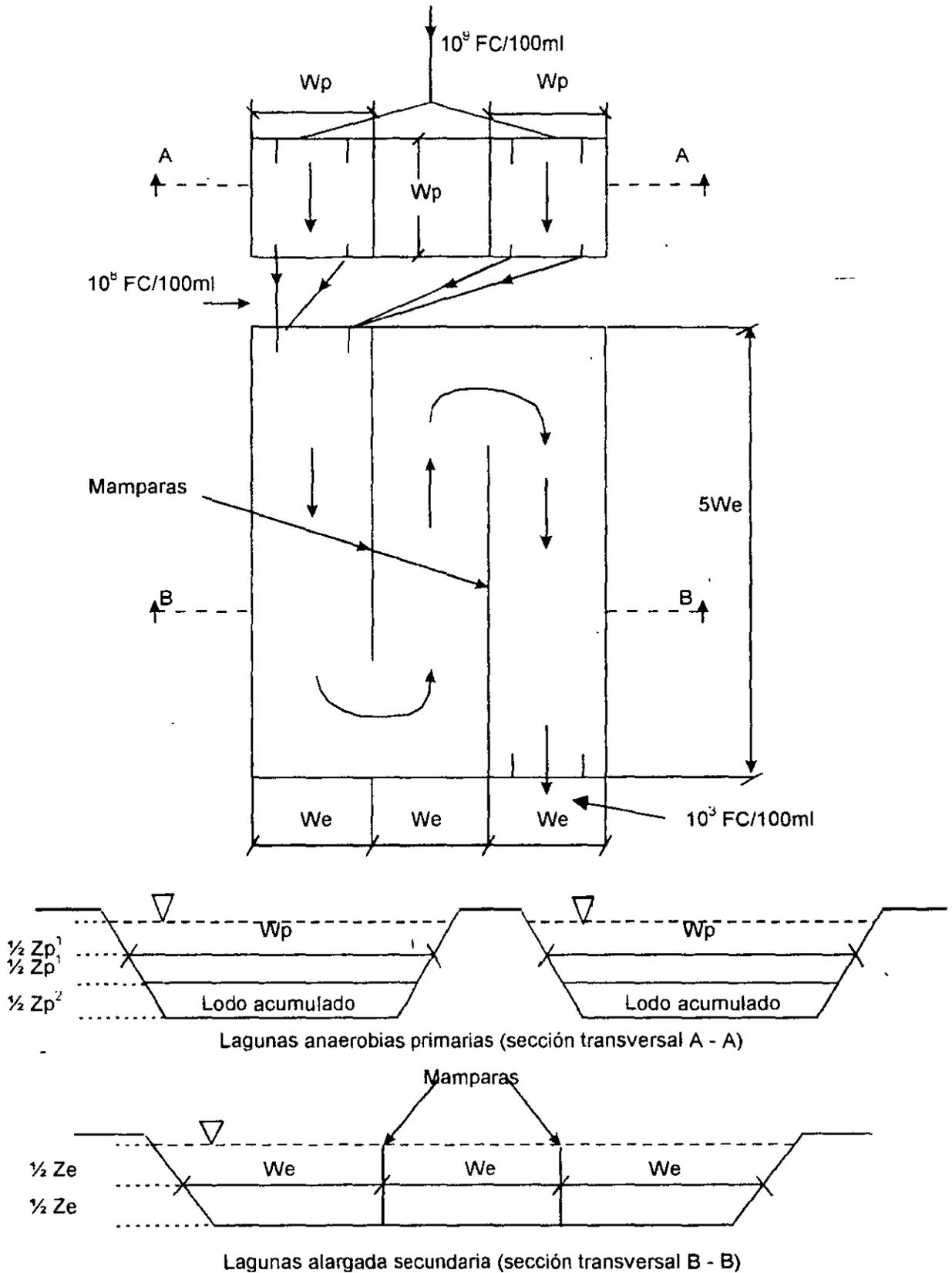


Figura 2. Esquema para el diseño de lagunas anaerobias primarias y lagunas alargadas secundarias en terrenos planos o ligeramente inclinados

Cuadro 3. Valores calculados de W_e (ancho mínimo de la laguna alargada) en metros, cuando la relación de longitud a ancho es de 15:1, la temperatura y la constante de remoción bacteriana (K_b) son como se indican en el cuadro 1, la población servida es de 2,000 a 100,000 habitantes, el caudal diario de aguas residuales por habitante (q) es de 200 litros, y las concentraciones de coliformes fecales en los efluentes que entran y salen don de $10^8/100\text{ml}$ y de $10^3/100\text{ml}$, respectivamente.

Población (P) (en miles)	Temperaturas (°C) y valores de i (kg/ha/día)			
	15 °C $K_b = 0.59$	20 °C $K_b = 0.75$	25°C $K_b = 0.96$	30°C $K_b = 1.22$
2	21.61	19.17	16.94	15.03
5	34.17	30.31	26.79	23.76
10	48.32	42.86	37.88	33.61
25	76.41	67.77	59.90	53.14
50	108.06	95.84	84.71	75.14
100	152.82	135.54	119.80	106.27
Z_e^*	2.50	2.50	2.50	2.50

*Profundidad de la laguna secundaria. Véase la figura 2

Cuadro 4. Área (en hectáreas) y volumen (en miles de metros cúbicos) que ocupan las lagunas cuando tienen las dimensiones indicadas en los cuadro 2 y 3.

Población (P) en miles	Medida	Temperaturas promedio (°C) durante el mes más frío			
		15	20	25	30
2	Área	0.75	0.58	0.46	0.36
	Volumen	19.81	15.38	12.01	9.51
5	Área	1.88	1.46	1.14	0.90
	Volumen	49.54	38.44	30.04	23.78
10	Área	3.75	2.92	2.28	1.79
	Volumen	99.07	76.89	60.07	47.55
25	Área	9.38	7.31	5.69	4.49
	Volumen	247.68	192.23	150.18	118.88
50	Área	18.76	14.61	11.39	8.97
	Volumen	495.36	384.45	300.35	237.75
100	Área	37.53	29.22	22.78	17.94
	Volumen	990.72	768.90	600.70	475.50

Cuadro 5. Áreas (en metros cuadrados por habitante) y volúmenes (en metros cúbicos por habitante) de las lagunas presentadas en el cuadro 4

	Temperaturas y constante (K_b) de remoción bacteriana			
	15°C, $K_b=0.59$	20°C, $K_b=0.75$	25°C, $K_b=0.96$	30°C, $K_b=1.22$
Área	3.75	2.92	2.28	1.79
Volumen	9.91	7.69	6.01	4.76

Cuadro 6. Área total (L_t) en hectáreas y área por habitante (L_i) en metros cuadrados que debe tener el sitio para cada tipo de laguna de estabilización mencionado en el cuadro 4.

Población (P) (en miles)	Área	Temperaturas promedio (°C) durante el mes mas frio			
		15	20	25	30
2	L_t	1.65	1.39	1.20	1.04
	L_i	8.23	6.97	5.98	5.21
5	L_t	3.16	2.60	2.17	1.84
	L_i	6.31	5.21	4.34	3.68
10	L_t	5.47	4.44	3.64	3.03
	L_i	5.47	4.44	3.64	3.03
25	L_t	11.96	9.57	7.71	6.31
	L_i	4.78	3.83	3.09	2.52
50	L_t	22.31	17.72	14.15	11.45
	L_i	4.46	3.54	2.83	2.29
100	L_t	42.44	33.52	26.58	21.35
	L_i	4.24	3.35	2.66	2.13

Conclusiones

El diseño final de un sistema de lagunas de estabilización solo se logra después de haber completado estudios topográficos y geotecnológicos, ya que son estos, en última instancia, los que determinan que es factible. No obstante, las ecuaciones y cuadros que aquí se presentan serán de gran utilidad en la planificación y desarrollo de criterios preliminares.

13. 4 BIBLIOGRAFÍA

- 1.- ARBOLEDA VALENCIA JORGE "TEORÍA Y PRÁCTICA DE LA PURIFICACIÓN DEL AGUA", ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SANITARIA Y AMBIENTAL (ACODAL). COLOMBIA 1992
- 2.- BABBITT Y BAUMAN, "ALCANTARILLADO Y TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES", EDITORA CONTINENTAL, 1982.
- 3.- COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA, "MANUAL DE DISEÑO DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO Y SANEAMIENTO", MÉXICO 1993
 - LIBRO II PROYECTO, 3ª SECCIÓN, TEMA TRATAMIENTO, SUBTEMA LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN
 - LIBRO V, 1ª SECCION TEMA 1
- 4.- DEPARTAMENTO DE SANIDAD DE NUEVA YORK, "MANUAL DE TRATAMIENTO DE AGUAS", LIMUSA, MÉXICO 1990.
- 5.- DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA, FAC. DE INGENIERÍA, UNAM. APUNTES DE DIVERSOS CURSOS, MÉXICO 1993-1995.
- 6.- ECKENFELDER, W. WESLEY, "INDUSTRIAL WATER POLLUTION CONTROL", USA 1989.
- 7.- FAIR, GEYER Y OKUN, "PURIFICACIÓN DE AGUAS Y TRATAMIENTO Y REMOCIÓN DE AGUAS RESIDUALES", LIMUSA-WILEY, 1993.
- 8.- HENRY, Y HEINKE, "INGENIERIA AMBIENTAL", PRENTICE HALL, MÉXICO 1999.
- 9.- HERNÁNDEZ MUÑOZ AURELIO, "DEPURACIÓN DE AGUAS RESIDUALES", ESCUELA DE INGENIEROS DE CAMINOS, COLECCIÓN SENIOR No. 9, MADRID, ESPAÑA 1990.
- 10.- JOINT COMMITTEE OF WATER POLLUTION CONTROL FEDERATION, "WASTEWATER TREATMENT PLANT DESIGN", USA 1977.
- 11.- JIMENEZ CISNEROS BLANCA ELENA, "TRATAMIENTO PRIMARIO AVANZADO" INSTITUTO DE INGENIERÍA UNAM 1999
- 12.- METCALF AND EDDY INC., "WASTEWATER ENGINEERING, TREATMENT, DISPOSAL AND REUSE", MC GRAW HILL, INC, 1991.

- 13.- MIHELIC "FUNDAMENTOS DE INGENIERÍA AMBIENTAL", LIMUSA WILEY, MÉXICO 2001
- 14.- OFICINA SANITARIA PANAMERICANA, "BOLETÍN", VOL. 116 No. 3, 1994.
- 15.- RAMALHO R.S., "TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES", RIVERTE, ESPAÑA 1991.
- 16.- REED, CRITES, MIDLE, BROOKS, "NATURAL SYSTEMS FOR WASTE MANAGEMENT AND TREATMENT", MC GRAW HILL, 1995.
- 17.- ROMERO ROJAS J.A. "TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES POR LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN" ALFAOMEGA, 3ª EDICIÓN, MÉXICO 1999
- 18.- RIGOLA LA PEÑA MIGUEL, "TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES", PRODUCTICA, 1995.
- 19.- SANS Y RIBAS, "INGENIERIA AMBIENTAL, CONTAMINACIÓN Y TRATAMIENTOS", PRODUCTICA, 1995.
- 20.- SECRETARIA DEL MEDIO AMBIENTE RECURSOS NATURALES Y PESCA, "LEY GENERAL DE EQUILIBRIO ECOLÓGICO Y PROTECCIÓN DEL AMBIENTE" NOM-001-ECOL-1996, NOM-002-ECOL-1996 Y NOM-003-ECOL-1997.
- 21.- SHERWOOD C. REED, RONALD W. CRITES, E. JOE MIDDLE BROOKS "NATURAL SYSTEMS FOR WASTE MANAGEMENT AND TREATMENT" MC GRAW HILL, INC, SECOND EDITION, 1955 NEW YORK
- 22.- WATER ENVIRONMENTAL FEDERATION, "MANUAL OF PRACTICE" No. 8 ASCE, USA 1992.
- 23.- WATER POLLUTION CONTROL FEDERATION, DISEÑO DE ESTACIONES DE BOMBEO DE AGUAS RESIDUALES Y AGUAS PLUVIALES, USA, 1984.
- 24.- WINKLER, "TRATAMIENTO BIOLÓGICO DE AGUAS DE DESECHO", LIMUSA, MÉXICO 1996.