

Colección EOI Medio Ambiente



sosteni- bilidad

Tecnologías
para la
sostenibilidad

Procesos y
operaciones unitarias
en depuración
de aguas residuales

Juan Antonio Sainz Sastre



Tecnologías para
la sostenibilidad.
Procesos y operaciones
unitarias en depuración
de aguas residuales

Juan Antonio Sainz Sastre

1ª Edición: marzo 2005
Reimpresión 2007

Edita: Fundación EOI
Gregorio del Amo, 6
28040 Madrid
Tel: 91 349 56 00
Fax: 91 554 23 94
www.eoi.es

ISBN: 978-84-88723-58-1
Depósito Legal: M-42.887-2007

Ninguna parte de esta publicación, incluido el diseño de la cubierta, puede reproducirse, almacenarse o transmitirse de ninguna forma, ni por ningún medio, sea éste eléctrico, químico, mecánico, óptico, de grabación o de fotocopia sin la previa autorización escrita de EOI.

Índice

PRÓLOGO	5
CAPÍTULO I: PROBLEMÁTICA DE LA CONTAMINACIÓN DEL AGUA	9
CAPÍTULO II: MEDIDA Y CARACTERIZACIÓN DE LA CONTAMINACIÓN	27
CAPÍTULO III: CLASIFICACIÓN DE LOS TRATAMIENTOS	53
CAPÍTULO IV: REGULACIÓN Y HOMOGENEIZACIÓN	69
CAPÍTULO V: DESBASTE	79
CAPÍTULO VI: DESARENADO	101
CAPÍTULO VII: SEPARACIÓN DE GRASAS Y ACEITES	115
CAPÍTULO VIII: DECANTACIÓN	133
CAPÍTULO IX: FLOTACIÓN	147
CAPÍTULO X: GENERALIDADES DE LOS PROCESOS BIOLÓGICOS	161
CAPÍTULO XI: TRATAMIENTOS NO CONVENCIONALES O ALTERNATIVOS A LA DEPURACIÓN ACTUAL (Autor: Jaime La Iglesia Gandarillas)	175
CAPÍTULO XII: LODOS ACTIVOS	233
CAPÍTULO XIII: FILTROS PERCOLADORES	269
CAPÍTULO XIV: PROCESOS ANAEROBIOS	285
CAPÍTULO XV: COAGULACIÓN – FLOCULACIÓN	311
CAPITULO XVI: NEUTRALIZACIÓN	327

CAPÍTULO XVII: PRECIPITACIÓN	341
CAPÍTULO XVIII: REACCIONES DE OXIDACIÓN – REDUCCIÓN	353
CAPÍTULO XIX: TRATAMIENTO DE FANGOS	371
CAPITULO XX: DESCRIPCIÓN DE UNA EDAR	401
BIBLIOGRAFÍA	413

Prólogo

El agua es un elemento raro, polifacético, que constituye un recurso escaso y básico para la vida. En palabras de A.K. Lariónov, el agua es: “simple y extraña, común y enigmática”. Son adjetivos contradictorios, pero él lo explica. Es una molécula formada por dos átomos de hidrógeno y uno de oxígeno; simple, pero no se comporta como lo hacen los compuestos de ese tipo. Por ejemplo, todas las sustancias en la Tierra, al enfriarse, se vuelven densas. El agua, hasta 4 grados Celsius, se comporta igual, pero luego, a medida que desciende la temperatura, su densidad empieza a disminuir y el hielo flota en el agua.

Ni tiene olor ni sabor, es cambiante y dinámica, no está quieta: corre arrastrada por la gravedad y la encontramos en la naturaleza en los tres estados: líquido, sólido y gaseoso. Además, es fuente de vida y de placer estético, con la contemplación de los paisajes donde está presente, físico, cuando calma la sed, o cuando contribuye a nuestra salud gracias al baño y hasta psíquico, cuando nos relaja con su susurro suave al correr.

En nuestro país, la tradición romana y árabe ha pesado de forma importante en el desarrollo del uso del agua. Nuestra industrialización tardía y las características especiales de nuestro territorio en cuanto a disponibilidad de agua han hecho olvidar el problema de la calidad ante el de la cantidad y cuando se hablaba de agua, en España, tradicionalmente, se hacía referencia a la disponibilidad del recurso. Era lógico que fuera así en un país que tiene una pluviometría que oscila entre los 2.400 mm en el País Vasco, o los 2.200 mm en Santiago de Compostela, y los 200 mm del Campo de Cartagena o los 120 mm del Cabo de Ga-

ta en Almería, en la península. Pero, además, en ciertas zonas de Fuerteventura y Lanzarote sólo caen 60 ó 70 mm (Llanos, 1998).

Y, además, otra característica del reparto del agua en España es que las precipitaciones se reparten de forma irregular a lo largo del año, de manera que hay episodios de sequía muy grave e inundaciones catastróficas.

Aunque el volumen total anual de agua en España, en su conjunto, es superior a la demanda, hay un fuerte déficit en las cuencas del Segura, Guadalquivir, Júcar, Canarias, Sur y Baleares. Para suplir ese déficit se cuenta con 1015 grandes presas con una capacidad de embalse aproximada de 53.000 Hm³. Hay además, alrededor de 500.000 pozos, que bombean unos 5.500 Hm³/año de agua. Todo ello da una idea del tradicional esfuerzo contra la escasez de agua.

De ahí que, en España, desde la época romana, en la que la población se concentra en zonas "urbanas", la lucha por la superación de las condiciones desfavorables con respecto al régimen hidrológico de los ríos ha ido dejando huellas en nuestro territorio y nuestro carácter y ha hecho que la política hidráulica constituya uno de los temas más apasionantes de debate político hasta nuestros días.

Pero hoy la calidad es también una preocupación creciente, al lado de la disponibilidad del recurso. Y el concepto de calidad, internacionalmente, está cambiando, partiendo de un enfoque puramente físico-químico a un nuevo enfoque que abre paso a un concepto más global, que integraría todos los componentes del ecosistema acuático. En la Directiva Marco sobre el agua (Directiva 2000/60/CE del Parlamento Europeo y del Consejo, de 23 de octubre de 2000, por la que se establece un marco comunitario de actuación en el ámbito de la política de aguas), el concepto de calidad de las aguas tiene en cuenta el estado ecológico.

La Directiva Marco del agua tiene por objeto establecer un marco para la protección de las aguas que permita:

- prevenir todo deterioro adicional y proteger y mejorar el estado de los ecosistemas acuáticos y, con respecto a sus necesidades de agua, de los ecosistemas terrestres y humedales directamente dependientes de los ecosistemas acuáticos
- promover el uso sostenible del agua basado en la protección a largo plazo de los recursos hídricos disponibles
- tener por objeto una mayor protección y mejora del medio acuático, entre otras formas mediante medidas específicas de reducción progresiva de los

vertidos, las emisiones y las pérdidas de sustancias prioritarias y mediante la interrupción o la supresión gradual de los vertidos, las emisiones y las pérdidas de sustancias peligrosas prioritarias

- garantizar la reducción progresiva de la contaminación del agua subterránea y evitar nuevas contaminaciones
- contribuir a paliar los efectos de inundaciones y sequías

Un aspecto muy importante que también se incluye en la Directiva es el uso de los precios en la política hidráulica, ya que se contempla que los estados miembros deben garantizar antes de 2010:

- que la política de precios del agua proporcione incentivos adecuados para que los usuarios utilicen de forma eficiente los recursos hídricos
- una contribución adecuada de los diversos usos del agua, desglosados, al menos, en industria, hogares y agricultura, a la recuperación de los costes de los servicios relacionados con el agua, teniendo en cuenta el principio de que “quien contamina, paga”.

Este último principio, clásico en medio ambiente, pero no siempre aplicado.

Son unos objetivos ambiciosos donde se refleja el concepto del agua como recurso renovable, y aparece la necesidad de promover su uso sostenible, integrando las dimensiones ambientales, sociales y económicas en las decisiones de la política hidráulica. Esto pasa, indudablemente, entre otras muchas cosas, por reforzar la depuración de las aguas usadas, el objeto de este libro, que sale a la luz, por tanto, en un momento idóneo.

El libro recoge la problemática de la contaminación de las aguas y la caracterización y medida de la contaminación, para entrar luego a describir los tratamientos con todo detalle, así como los procesos, las bases del diseño y dimensionado de equipos, incluyendo los tratamientos no convencionales o alternativos. El último capítulo aborda la descripción de una estación depuradora de aguas residuales, que recoge la aplicación de todo lo que se ha visto en los diecinueve capítulos anteriores.

Los veinte capítulos son un compendio de los conocimientos necesarios para la depuración del agua. Extenso, completo y actualizado, es de esperar que se convierta en imprescindible para todos aquellos cuyo trabajo se desarrolle en el mundo de la depuración de las aguas.

Que Juan Antonio Sáinz Sastre, su autor, Químico de formación, con amplia experiencia en la ingeniería del agua, se haya decidido a publicar algunas de sus notas, plasmando esos conocimientos en este libro, nos satisface enormemente a aquellos que lo conocemos. Es de admirar su esfuerzo y yo he de agradecerle que me haya pedido prologarlo, porque, aunque no creo haber hecho ningún mérito en el mundo del agua, sí he compartido con él esfuerzos en la creación y el desarrollo de algunos proyectos de formación medioambiental y valoro enormemente su amistad y su profesionalidad.

Y, desde luego, sí me siento totalmente identificada con el objetivo del libro. La sostenibilidad del mundo en el que vivimos sólo podrá conseguirse si somos capaces de mantener nuestros recursos gestionándolos de manera que no se degraden y desaparezcan. La sostenibilidad, en el campo técnico medioambiental, ha sido vista como un concepto poco concreto, pero en los últimos tiempos está dejando de ser un concepto algo ambiguo, escurridizo y genérico, para convertirse en un objetivo medible a través de indicadores, aunque todavía habrá que avanzar mucho en su definición y medida. El nuevo modelo de sociedad más sostenible ha de ser construido y es de esperar que libros como este contribuyan a ello, difundiendo el conocimiento para una mejor gestión de los recursos.

Juan Antonio, además, ha oficiado durante años lo que podríamos denominar un rito iniciático que ha abierto los ojos al conocimiento de los secretos de la depuración de las aguas a un sinnúmero de admirados practicantes, alumnos de los cursos de medio ambiente de la Fundación EOI, que luego se han dedicado a actividades distintas dentro del campo de la protección o gestión del medio ambiente.

Todos ellos tienen una cosa en común, una pequeña gota de agua de referencia, talismán virtual que les une entre sí y les vincula para siempre con las clases de Juan Antonio y con su estancia en la EOI, donde él, desde 1976, casi 30 años ya, ha impartido sus clases. Y no sólo en las sedes de Madrid o de Sevilla en los Máster de Ingeniería y Gestión Medioambiental, o de Aguas, sino también en el resto de España, en los Masters de Deusto o de Valencia y en muchos otros cursos que la EOI ha organizado en casi toda España, colaborando con Cámaras de Comercio, Institutos Tecnológicos, Universidades, Cajas de Ahorro, etc.

Con este libro sigue ejerciendo de profesor y estoy segura de sus alumnos se lo agradecerán.

Rosa Arce
Madrid 2005

Capítulo I: Problemática de la contaminación del agua

1. Introducción

El problema de la contaminación del medio hídrico, a pesar de existir referencias históricas desde la antigüedad, ha alcanzado unos niveles máximos en los últimos tiempos, poniendo en grave peligro el futuro de la humanidad debido por un lado al gran crecimiento industrial así como a la evolución demográfica (la población mundial se ha duplicado entre 1950 y final de siglo, superando los 6.000 millones de habitantes). El problema se acentúa por la concentración, tanto industrial como humana en áreas muy delimitadas, así se tiene que la mayor parte de la población tanto mundial como española, es urbana en la actualidad.

Hasta hace relativamente poco tiempo, los vertidos producidos por los asentamientos urbanos y por la escasa industria existente, podían ser asimilados por los cauces receptores, de tal forma que a través de los procesos de dilución y autodepuración natural de dichos cauces, en espacios y tiempos delimitados, las aguas volvían a adquirir unas características lo suficientemente aceptables como para poder ser reutilizadas por otros posibles usuarios del cauce público. En la actualidad, los vertidos producidos son en muchos casos de tal importancia, que la capacidad de dilución y autodepuración del cauce no son suficientes, deteriorándose de tal forma la calidad del mismo, que imposibilita la reutilización del agua posteriormente.

Antes de continuar se debería definir que se entiende por contaminación del medio hídrico. Las posibles contestaciones variarán en función de la formación de las personas que contestasen, dando mas relevancia a distintos aspectos de la misma, como podría ser: la transmisión de enfermedades, los efectos sobre la fauna y flora, la perdida de calidad del agua o del cauce receptor, etc.

De forma global, se podría definir la contaminación del medio hídrico, como cualquier alteración de las características de tipo físico, químico, biológico, o simplemente estéticas, producidas por la actividad del hombre, ya sea de forma directa o indirecta sobre el agua.

Podría definirse por Ingeniería Ambiental (referida al medio hídrico), como el conjunto de procesos y operaciones unitarias, encaminadas al tratamiento y depuración de las aguas residuales, tanto urbanas como industriales, antes de su vertido a un cauce receptor, con el fin de evitar al máximo cualquier alteración de las características del mismo, siendo el objetivo final de esta rama de la tecnología la protección de los recursos hídricos.

De forma global, los orígenes más importantes de la contaminación del medio hídrico, son entre otros:

- Causas naturales:
 - Fenómenos meteorológicos.
 - Arrastres.
 - Disoluciones.
 - Vida natural.
- Núcleos de población:
 - Aguas sanitarias.
 - Servicios (centros comerciales, hospitales...).
 - Industria ubicada en los cascos urbanos.
 - Ganadería estabulada.
- Industria:
 - Aguas de proceso.
 - Transporte de materiales.
 - Limpieza.
 - Aguas sanitarias.
 - Refrigeración.

- Explotaciones ganaderas.
- Origen difuso:
 - Ganadería en libertad.
 - Agricultura (abonos, fitosanitarios, etc.).
 - Minería.
 - Otros.

De forma habitual, en muchas ocasiones cuando se habla de la contaminación del medio hídrico, esta se adjudica casi en exclusiva a la actividad industrial, olvidando esa otra gran fuente de contaminación que son los núcleos de población, existiendo en nuestro país hasta hace muy poco tiempo, un número muy importante de municipios de elevada población sin las adecuadas instalaciones de depuración de sus aguas residuales.

Desde el punto de vista industrial, las diferentes Administraciones con competencias en este campo (Unión Europea, Estado Español, Comunidades Autónomas y Ayuntamientos), están regulando continuamente la cantidad y composición de los efluentes que las distintas industrias pueden verter a los cauces y colectores, lo que conlleva que el sector industrial estudie cada vez más cuidadosamente la reducción y el tratamiento de los efluentes que puedan producirse en sus instalaciones productivas.

Si se tiene en cuenta que el sistema más económico de depuración es no producir contaminación, la lucha contra la producida por la industria, se debería realizar desde su origen, dejando las instalaciones final de línea para aquellas fracciones que no han podido solucionarse previamente, de tal forma que se consiga producir más y mejor, con una generación de aguas residuales nula o mínima, adoptando para ello lo que se ha definido como “ tecnologías limpias ”

Entre las técnicas utilizadas para conseguir los fines anteriormente indicados, se encuentran:

- Utilización de procesos de fabricación limpios o con mínimos consumos de agua.
- Optimización del consumo de agua, materias primas, energía, etc.
- Modificaciones de equipos y procesos productivos o bien en su forma operativa, de tal forma que generen menor contaminación.

- Mejoras en el mantenimiento.
- Reutilización y reciclado.

Podría preguntarse si las tecnologías limpias costarán mucho dinero. Costarán bastante. Lo que haga falta. Pero ¿cuanto vale no acabar con la vida en la Tierra?

Por otra parte, el porcentaje de aguas depuradas correspondiente a núcleos de población en nuestro país es bajo, máxime si se tiene en cuenta la Directiva 91/271 CEE, (transpuesta en 1995 a la legislación española, RD-Ley 11/1995 publicado en el BOE 30.12.95) que obliga a todos los estados miembros a cumplir una serie de objetivos con plazos determinados para los vertidos que se realicen a través de colectores municipales y que se indican a continuación de forma resumida:

- **1 diciembre 1998**. Deberán disponer de sistema de colectores y de un sistema de tratamiento que elimine incluso nutrientes todas las aglomeraciones urbanas de mas de 10.000 habitantes equivalentes y que viertan a zonas sensibles.
- **31 diciembre 2000**. Deberán disponer de planta depuradora con tratamiento biológico o equivalente, todas los núcleos urbanos con una población equivalente de mas de 15.000 hab-eq.
- **31 diciembre 2005**. En esta fecha deberán disponer de sistema de colectores las poblaciones entre 2.000 y 15.000 hab-eq, y de plantas depuradoras con tratamiento biológico o proceso equivalente las aglomeraciones que se encuentren entre 10.000 y 15.000 hab-eq, así como las comprendidas entre 2.000 y 10.000 hab-eq y viertan en aguas continentales o estuarios. Las que tengan menos de 2.000 hab-eq y viertan a aguas continentales o estuarios, o tengan menos de 10.000 hab-eq y viertan en aguas marítimas, dispondrán de un tratamiento adecuado para sus aguas residuales.

Es muy importante destacar que la mencionada Directiva Europea se refiere a habitantes-equivalentes, definiendo el mismo como la generación de:

- 60 g /día de DBO (materia orgánica biodegradable).

Lo que supone que a la contaminación originada directamente por la población, habrá que añadirle la generada por la industria, servicios y ganadería estabulada que vierta a colector municipal. Esto lleva consigo, que la población

equivalente española que vierte sus aguas residuales a través de colectores municipales supere en la actualidad los 80 millones de habitantes equivalentes, de los cuales 68 se ven afectados por la mencionada directiva.

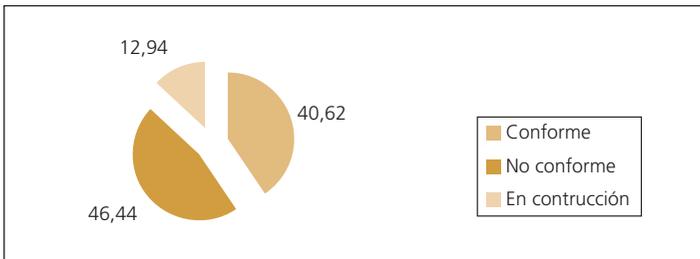
La distribución de la carga contaminante correspondiente a núcleos de población en el año 2000 era la siguiente:

- Población de hecho: 49%.
- Población estacional: 15%.
- Carga industrial urbana: 36%.

Con referencia a la contaminación producida por los asentamientos urbanos en España, según datos recogidos en el Plan Nacional de Saneamiento y Depuración, (BOE 12 mayo 1995), el estado de la depuración de las aguas procedentes de los núcleos urbanos, era la siguiente:

- Conforme. Habitantes equivalentes cuyos vertidos se tratan adecuadamente según la Directiva Comunitaria, 40,62%.
- No conforme en construcción. Habitantes equivalentes cuyos vertidos no se tratan adecuadamente, pero se están realizando obras de infraestructura para tratarlos, 12,94%.
- No conforme. Población equivalente cuyos vertidos no se tratan o lo hacen insuficientemente, 46,44%.

SITUACIÓN DEPURACIÓN URBANA EN ESPAÑA (%) 1995

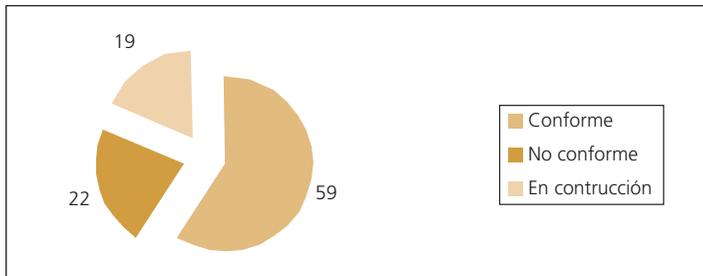


Según informaciones correspondientes a datos del año 2000 facilitadas por el Ministerio de Medio Ambiente, la situación en esta fecha era la siguiente:

- Conforme. Habitantes equivalentes cuyos vertidos se tratan adecuadamente según la Directiva Comunitaria, 59%.

- No conforme en construcción. Habitantes equivalentes cuyos vertidos no se tratan adecuadamente, pero se están realizando obras de infraestructura para tratarlos, 19%.
- No conforme. Población equivalente cuyos vertidos no se tratan o lo hacen insuficientemente, 22%.

ESTADO DEPURACIÓN URBANA EN ESPAÑA (%) 2000



La baja mejoría aparente sufrida por el porcentaje de conformes (19%) entre las dos series de datos presentados, teniendo en cuenta los plazos previstos para disponer de la infraestructura indicada, ha sido debida en gran parte a que un cierto número de instalaciones consideradas como conformes en 1995 pasaron a no conformes en comprobaciones de la calidad de su vertido realizadas posteriormente al primer censo.

A la vista de los datos indicados anteriormente, falta mucho por recorrer, pero no es menos cierto el largo camino realizado, pues en el año 1970 se trataba escasamente el 10% de las aguas urbanas y no siempre con los límites de calidad precisos fijados en la actualidad.

Según cálculos del mencionado Plan Nacional de Saneamiento y Depuración (1995), se requiere para alcanzar los objetivos previstos en la Directiva 271/91/CEE, una inversión próxima a los 11.500 millones de euros.

Por Comunidades autónomas, Andalucía es la que precisa mayores inversiones, con una cifra próxima a 2.100 millones de euros, seguida por Castilla y León y Cataluña.

La distribución del tratamiento por regiones no es homogénea, siendo la Comunidad de Madrid la de mayor grado de cumplimiento con casi el 85% de

su población equivalente (1995) y en estos momentos se aproxima al 95%, seguida de Baleares y Canarias, encontrándose en el lado opuesto Cantabria y La Rioja (1955).

Si la contaminación de las aguas continentales es importante, no se debe olvidar el litoral, pues sobre el mismo se encuentra asentada el 58% de la población de derecho española (22.000.000 habitantes), incrementada en los meses estivales por la mayor parte del turismo que se recibe, así como del 65% de la industria.

Con respecto a la contaminación hídrica de origen industrial, las inversiones precisas para adecuar sus vertidos a la normativa actualmente vigente, según diversos estudios (1998) varían entre los 7.200 y 9.000 millones de euros, con sectores como el agroalimentario, que ronda los 1.200 millones de euros.

En nuestro país se generan aproximadamente 300.000 vertidos, de los cuales 240.000 (80%) se realizan a través de las redes de colectores urbanos y el resto (60.000, el 20%) directamente al medio receptor. De estos últimos, aproximadamente 50.000 son de actividades productivas y 10.000 de núcleos urbanos.

2. Efectos de los vertidos

Los efectos nocivos que la polución de un cauce produce son múltiples, entre los más importantes cabe destacar:

- Propagación de enfermedades transmisibles por vía hídrica.

Es importante tener en cuenta que en los países denominados del "tercer mundo" el 70% de las enfermedades y el 30% de los fallecimientos se producen por enfermedades transmitidas por el agua, al consumir la misma de forma inadecuadamente tratada.

- Acción tóxica y carcinogénica.
- Inutilización para uso humano directo posterior ya que va a requerir unos procesos de potabilización complejos y de coste muy elevado.
- Incidencia sobre la producción de productos alimenticios.
- Reducción de las posibilidades de su empleo industrial y agropecuario posterior.

- Limitación del uso del agua con fines recreativos.
- Efectos nocivos sobre la fauna y flora del cauce receptor, pudiendo llegar a causar la desaparición de determinadas especies.

Las aguas residuales, tanto las de origen industrial como las de origen doméstico, al verterlas en el cauce de un río provocan una alteración en los equilibrios físicos, químicos y biológicos del agua. Ahora bien, si este agua que se vierte ha sido previamente tratada o depurada, el impacto que producirá será menor que si se vierte cruda, y tanto menor cuanto más completo haya sido el tratamiento.

El grado de tratamiento de un agua residual, debe estar de acuerdo con:

- Características del cauce receptor.
- Relación de caudales entre el cauce receptor y el vertido.
- Estado de las aguas del río.
- Utilización por parte de otros usuarios del receptor aguas abajo del vertido.
- Posibilidad de tomas de agua próximas.
- Balance hídrico de la zona.
- Fauna y flora tanto del cauce como del entorno.
- Otros.

De lo anteriormente indicado se deduce la importancia del conocimiento del receptor, para poder saber en todo momento la carga contaminante que el río puede admitir, sin llegar a sufrir un desequilibrio irreversible o importante.

La polución de las aguas provoca una sucesión de acontecimientos indeseables fáciles de observar en un cauce receptor, donde los tipos de procesos que tienen lugar en una zona determinada, se pueden controlar y medir desde el punto donde se realizó el vertido del agua residual que originó la contaminación.

Según lo anterior, se puede dividir un río polucionado en cuatro tramos o zonas bien definidas, correspondientes a las cuatro fases más importantes que se observan en el mismo. Estas zonas son:

Zona de degradación.

Se inicia la descomposición de la materia orgánica bajo la actividad bacteriana, siendo sustituidas las formas superiores de vida por formas inferiores más tolerantes.

Las aguas en esta zona tienen aspecto sucio disminuyendo rápidamente el contenido de oxígeno disuelto.

Zona de descomposición activa.

Se produce desprendimiento de gases, pudiendo llegar a producirse ausencia de oxígeno disuelto y condiciones sépticas.

Las aguas tienen un aspecto pardusco o negro, apareciendo lodos flotantes, y desprendimiento de gases, con generación de olores desagradables debidos a la presencia entre otros compuestos de sulfuro de hidrógeno.

La descomposición que tiene lugar de la materia orgánica como consecuencia de la ausencia de oxígeno es anaerobia.

Zona de recuperación.

El agua va adquiriendo gradualmente sus condiciones normales como consecuencia de la oxidación de la materia orgánica a costa del oxígeno disuelto en el agua transferido desde la atmósfera, y del liberado por la acción fotosintética de los vegetales, fundamentalmente las algas.

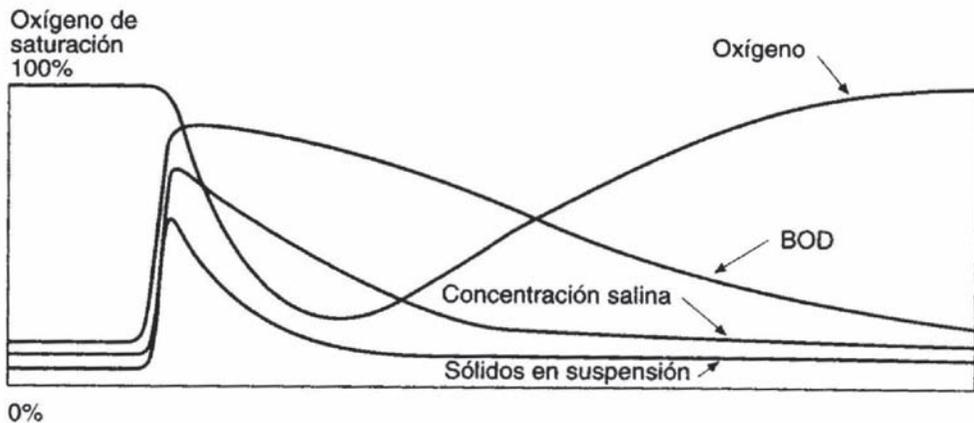
Tiene una actividad inversa a la zona de degradación, alcanzando mayor longitud.

Las aguas se van volviendo más claras, reapareciendo los vegetales verdes y formas de vida superior que desaparecieron en la fase de degradación, elevándose el contenido de oxígeno disuelto progresivamente hasta alcanzar su contenido normal próximo a saturación.

Zona de aguas limpias.

Las características de las aguas son casi similares a las de las aguas limpias naturales, existiendo en su seno la vida animal y vegetal que son normales en las corrientes que padecen solamente la polución natural o geoquímica.

En la figura adjunta, se muestra la variación de una serie de parámetros en el cauce receptor, aguas abajo de un vertido de agua residual.



3. Índices de calidad de las aguas

Para poder definir y cuantificar el estado de un cauce se puede recurrir a:

- Tablas que fijan los estándares de calidad para cada uno de los parámetros analíticos a considerar.
- Definición de un Índice de Calidad que englobe, en un solo valor numérico, el conjunto de diferentes parámetros analíticos.

Ambos sistemas tienen diferentes ventajas, siendo complementarios entre sí, aunque la importancia de los índices de calidad, es la cuantificación de acuerdo a una escala predeterminada de la situación del cauce y, en consecuencia, su comparación con situaciones pasadas o futuras, o bien entre diferentes tramos del mismo, aunque su mayor inconveniente es la pérdida de los valores analíticos correspondientes de cada uno de los parámetros contemplados.

Se podría definir un índice de calidad de las aguas, como un número adimensional, obtenido por combinación o en función de los datos analíticos de una muestra, que reflejen la calidad de la misma en orden a su utilización posterior y que permita su comparación con los que se obtengan de otras muestras.

La EPA define cuatro grupos diferentes de índices de calidad:

- Índices generales de calidad.
- Índices específicos en función de los usos del agua del cauce.
- Índices para planificación.

- Índices para estudios estadísticos.

Para la definición de un índice de calidad se precisa de las siguientes etapas:

A. Selección de los diferentes parámetros analíticos que se van a incluir en el índice.

Los aspectos más importantes en la determinación de los parámetros a incluir en un índice son:

- Efecto real del parámetro seleccionado en la calidad del cauce
- Efecto indicador del mencionado parámetro.
- Los tipos de contaminación que se pueden originar en el cauce.
- Límites de la normativa.
- Evitar la redundancia.
- Recoger un número reducido con el fin de que el índice sea sensible a sus alteraciones.
- Facilidad analítica y exactitud del mismo.
- Su presencia en concentraciones peligrosas para el ecosistema o usuarios.
- Consideraciones económicas.

B. Transformación de los valores analíticos de los parámetros analizados en una unidad de calidad común a todos ellos, de tal forma que permita su tratamiento matemático posterior mediante el algoritmo de calculo correspondiente.

Como los diferentes valores analíticos obtenidos de los parámetros analizados no son homogéneos y en consecuencia difíciles de comparar, es preciso la transformación de los resultados analíticos en valores uniformes y adimensionales.

C. Combinación de todas las unidades de contaminación correspondientes a cada uno de los parámetros contemplados en un índice del conjunto, definiendo el peso de cada uno de ellos en función de su importancia, y englobándolos mediante determinadas fórmulas matemáticas de agregación.

El peso que cada contaminante va a tener en el algoritmo de cálculo va a depender fundamentalmente de la influencia que ese parámetro tenga en la calidad del agua.

Los pesos de cada uno de los parámetros se suelen definir en una escala entre uno y cuatro, correspondiendo a muy importante, importancia media, poco importante y poco significativo.

D. Definición de la escala de calidad de tipo numérico (normalmente entre 1 y 100), con diferentes límites a fijar en función del uso del recurso, como abastecimiento público, calidad y cantidad de la fauna y flora, presente, recreativo, empleo para riego en agricultura, actividades industriales, etc.

Los rangos de los índices se pueden subdividir en zonas o tramos que correspondan a calidad excelente, buena, intermedia, admisible e inadmisibles.

Por otra parte y de acuerdo con la definición de contaminación del medio hídrico como cualquier alteración de sus características físicas, químicas, biológicas o simplemente estéticas, el número de parámetros que se podrían considerar es muy elevado, lo que conlleva a una selección de los más representativos y en consecuencia a la aparición de numerosos índices de calidad.

Los primeros índices de calidad aparecieron a mediados de la década de los años sesenta y en 1978 la EPA contabilizó más de veinte solo en EEUU, superando la centena en esas mismas fechas en todo el mundo.

Dentro de los diferentes parámetros incluidos en los índices de calidad, los más representativos y utilizados se encuentran:

- Oxígeno disuelto.

La concentración de oxígeno va a determinar no sólo la calidad del cauce sino también la cantidad y calidad de las diferentes especies de fauna y flora presentes en el medio, pudiendo llegar a ser un factor limitante.

- Concentración de materia orgánica oxidable por vía bioquímica (DBO_5).

En algún índice se sustituye este parámetro por la materia orgánica oxidable por vía química (DQO), por ser mucho más fácil su determinación analítica, aunque su representatividad es considerablemente menor.

La DBO_5 va a determinar el consumo vía bioquímica del oxígeno presente en el cauce, lo que está indicando la evolución de este elemento en un futuro próximo.

- Temperatura. La solubilidad de los gases y, en consecuencia, del oxígeno en el agua, es función de la temperatura, por lo tanto el valor de este parámetro va a incidir de forma directa en la cantidad de oxígeno disponible.
- Amonio. Este compuesto es característico de contaminación por aguas residuales de tipo urbano. Al no ser una forma estable, en el cauce se producirá su oxidación vía bioquímica a nitrito y posteriormente a nitrato.

En algunos índices el amonio es sustituido por nitrato.

- Salinidad o concentración de sales disueltas en el agua.
Este parámetro en algunos índices es incluido como conductividad, debido a su facilidad de análisis y la correlación existente entre ambos.
- pH
- Gérmenes patógenos, usando de forma generalizada el recuento de coliformes.

Otros parámetros que aparecen en algunos índices son fosfatos, detergentes, color, sólidos totales o en suspensión, turbidez, grasas y aceites, etc.

La calidad de las aguas en España, entre otras formas, se controla mediante Índice de Calidad General (ICG), formado por 23 parámetros analíticos, de los cuales 9 son básicos o fundamentales a determinar en todas las actuaciones, mientras que el resto son complementarios, a utilizar en casos concretos.

Mediante la aplicación de un algoritmo matemático, se obtiene un valor entre uno y cien para el ICG, con la siguiente escala de calidad:

ICG	CALIDAD DEL AGUA
85-100	Excelente
75-85	Buena
65-75	Regular
50-65	Deficiente
<50	Mala

Independientemente de los indicadores de calidad de las aguas comentados con anterioridad basados en parámetros físicos y químicos de las aguas, existen otros indicadores de tipo biológico o bioindicadores, de tal forma que la

presencia de determinadas especies, así como la importancia de su población, den una idea de la situación del cauce.

Cuando en un cauce se produce un vertido de agua residual ya sea de origen urbano o industrial, aparece en su composición determinados compuestos contaminantes, que alteran las condiciones del medio y en consecuencia se puede producir un impacto sobre los diferentes seres vivos que componen ese ecosistema.

No toda la fauna y flora presentes en el receptor de un vertido, disponen de la misma capacidad de tolerancia o aclimatación a las nuevas condiciones del medio, tanto cualitativas (distintos contaminantes) como cuantitativas (concentración), lo que puede dar origen a la desaparición de aquellos que no toleren las nuevas condiciones o bien, disminución de la presencia de algunos de ellos, mientras que otras especies pueden llegar a aclimatarse a la nueva situación, llegando incluso a aumentar su población al desaparecer sus depredadores naturales.

Los indicadores biológicos tienen una gran importancia en aquellos casos en que:

- No existe un factor de contaminación principal fácilmente detectable o cuantificable.
- Efecto sinérgicos que puedan tener lugar entre diferentes contaminantes (por ejemplo amonio-pH).
- Los indicadores biológicos presentan una respuesta duradera en casos de contaminación puntual o intermitente, no detectable vía química sino se toma la muestra en ese momento.

Los indicadores biológicos dan una información muy valiosa de lo que está ocurriendo de forma real en el cauce, y de las características del mismo, aunque presentan el problema de no precisar el compuesto generador de la contaminación ni su concentración.

Los indicadores biológicos se basan en:

- Presencia de los organismos seleccionados como indicadores.
- Cuantificación de los mismos.

La escala de cuantificación viene dada por:

- Individuo aislado.
- Pocos.
- Pocos / medios.
- Medios.
- Medios / muchos.
- Muchos.
- Muy abundantes.

Dentro de los índices biológicos entre los más utilizados se encuentran aquellos que se basan en la determinación de invertebrados que en su estado larvario alcanzan un tamaño superior a 3 mm y que se encuentran en cualquier zona del cauce, incluyendo fundamentalmente a larvas de insectos, moluscos, crustáceos, etc.

En general, al aplicar los índices de calidad, se ha adoptado la costumbre de considerar a los componentes inorgánicos menos significativos que a los orgánicos, lo cual en cierto modo es verdad siempre que se trate de elementos no tóxicos o inhibidores, ya que aquellos alteran menos la composición del agua desde el punto de vista sanitario, criterio que en la mayoría de los casos tiene prioridad, aunque dentro de los compuestos inorgánicos hay algunos de gran importancia, por su toxicidad y las gravísimas consecuencias sobre la cadena alimenticia, como pueden ser los metales pesados.

El criterio a seguir para escoger en cada caso un índice u otro lo da fundamentalmente la experiencia de acuerdo con la procedencia de la contaminación y el destino que se le vaya a dar al agua. Hay que advertir que ningún índice es satisfactorio por sí solo, y que en cada caso debe procurarse determinar los parámetros más significativos posibles.

Entre los fines más o menos inmediatos que pueden darse a un cauce de agua, se pueden encontrar, entre otros, los siguientes:

- Abastecimiento de agua para usos domésticos.
- Usos industriales.
- Riego.
- Pesca.

- Transporte.
- Obtención de energía.
- Otros.

4. Capacidad de autodepuración de una corriente

El mantenimiento de la calidad de las aguas de un cauce dentro de unos determinados límites, va a depender entre otros, de los siguientes factores:

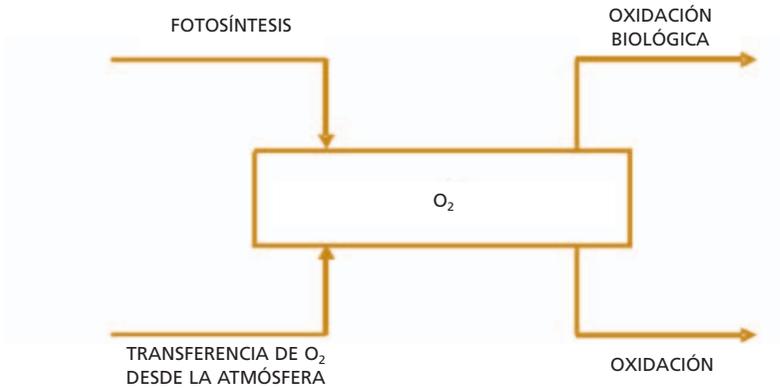
- Volumen de agua residual vertido.
- Caudal de la corriente receptora.
- Concentración de sustancias contaminantes del efluente.
- Factores físicos y climáticos de la corriente.

El conjunto de fenómenos físicos, químicos y biológicos que tienen lugar en un curso de agua de modo natural, sin intervención del hombre y que provocan la eliminación de las materias extrañas incorporadas al río en las aguas residuales, se denomina autodepuración.

Esta depuración natural o autodepuración depende fundamentalmente del contenido en oxígeno disuelto, que es afectado por:

- El consumo de oxígeno debido a la oxidación bioquímica de las materias orgánicas carbonadas y nitrogenadas, la descomposición de los depósitos del fondo y la respiración de las plantas acuáticas y organismos vivos en general.
- Consumo directo para la oxidación de sustancias químicas reductoras.
- Además de estos procesos consumidores de oxígeno, existen otros que enriquecen el cauce en este elemento, principalmente a través de la fotosíntesis de organismos con clorofila, así como por transferencia de oxígeno desde la atmósfera a la masa de agua.

El resultado de los procesos consumidores y aportadores de oxígeno es el contenido de dicho elemento disuelto en las aguas del río, que evoluciona a lo largo de éste a partir del punto de vertido de las aguas residuales.



Si el vertido está formado principalmente por sustancias orgánicas biodegradables no tóxicas, el contenido de oxígeno disuelto en el receptor obedece aproximadamente a la ecuación de Streeter-Phelps.

$$D_t = \frac{K_1 * L_0 * (10^{-K_1 * t} - 10^{-K'_1 * t})}{K'_1 - K_1} + D_0 * 10^{-K'_1 * t}$$

Donde:

D_t = Déficit de oxígeno disuelto en un punto alejado en un tiempo t , del punto de referencia

D_0 = Déficit de oxígeno en el punto de referencia

K_1 = Cte. de velocidad para la DBO de la materia carbonosa

K'_1 = Cte. de velocidad de la reacción de oxígeno

L_0 = Demanda bioquímica última de la materia carbonosa

t = Tiempo transcurrido

Los valores de K_1 y L_0 pueden determinarse a partir de medidas realizadas en el laboratorio con muestras de agua de río, y la constante K'_1 , se calcula midiendo el déficit de oxígeno al comienzo y al final de dicho tramo. Aparte es preciso medir la velocidad de la corriente para sincronizar los tiempos de recogida de muestras, con objeto de que éstas pertenezcan a la misma masa de agua circulante.

La absorción de oxígeno a partir de la atmósfera va a depender del grado de saturación de la corriente.

Una vez conocidas las constantes de la ecuación, esta es de gran utilidad para predecir el comportamiento de un cierto tramo del río. A partir de ella puede determinarse el déficit de oxígeno de la corriente al cabo de un cierto tiempo de paso del agua por un punto inicial de referencia. Se puede deducir así el déficit máximo de oxígeno que existirá en la corriente, así como el tiempo necesario para su recuperación.

Existen en el mercado una serie de programas informáticos que permiten conocer la evolución de un cauce frente a un vertido, siendo la información obtenida tanto más precisa, cuanto mayor sea la cantidad de información suministrada.

Capítulo II: Medida y caracterización de la contaminación

A la hora de abordar el diseño de una instalación de depuración de aguas residuales ya sea urbana o industrial, el conocimiento del volumen de agua a tratar, el régimen de caudales y la composición de la misma es fundamental, ya que las tres condiciones van a suponer las bases ciertas de partida y cualquier error en las mismas conllevará que la futura instalación no cumpla con las previsiones que se habían previsto inicialmente.

En el caso de que no se conozca ni la composición ni el caudal del agua a depurar en la futura instalación, la primera fase de cualquier proyecto consistirá en el trabajo de campo que permita su cuantificación.

En este capítulo se estudian aquellas características más importantes referentes al caudal de agua a tratar, así como de los contaminantes más frecuentes que se pueden encontrar en las aguas residuales.

1. Caudal de agua

Uno de los parámetros fundamentales para el diseño y cálculo de plantas de tratamiento de aguas residuales, es el caudal de agua a tratar, entendiendo como tal, el volumen de agua que llega a la depuradora por unidad de tiempo.

Es igualmente importante conocer, la variación del caudal a lo largo del día (valores máximos, medios y los valores punta, que en un momento determinado puedan producirse).

De lo indicado anteriormente, los diferentes valores de caudal que se deben tener en cuenta a la hora de realizar un diseño son:

- Caudal hidráulico o punta, m^3/h .
- Caudal máximo, Q_{max} m^3/h .
- Caudal medio, Q_{med} m^3/h .
- Caudal mínimo, Q_{min} m^3/h .

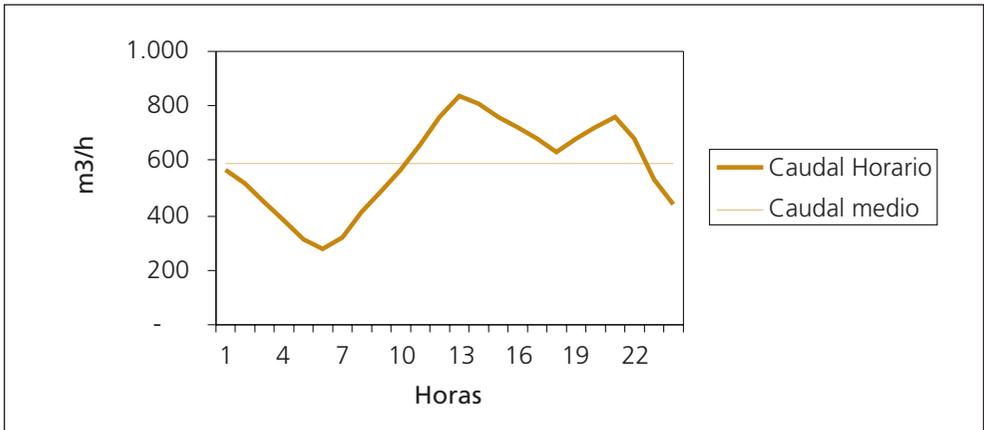
Los valores de los caudales mencionados, en el caso de aguas industriales, vendrán dados por los procesos fabriles, producción, horarios de trabajo, etc., debiendo venir establecidos y cuantificados por la industria, o bien determinados "in situ" por personal debidamente cualificado.

En el caso de aguas residuales urbanas, la relación entre el caudal máximo y el caudal medio, varía entre:

$$\frac{Q_{max}}{Q_{med}} = 1,5 - 2,5$$

En las aguas residuales urbanas se observan unas variaciones muy importantes del caudal a lo largo del día, como se indica en la figura siguiente.

VARIACIÓN HORARIA DEL CAUDAL EN UNA EDAR DE 60.000 HAB.



Este tipo de curvas son similares a las de suministro de agua potable, con un desfase de algunas horas.

El valor de la relación entre el caudal máximo y medio en una depuradora urbana vendrá determinado por los siguientes factores:

- Tamaño de la población.
- Hábitos de los habitantes.
- Extensión del área servida.
- Longitud de la red de alcantarillado.
- Presencia, tamaño y tipo de industria.
- Tipo de red de colectores.
- Pluviometría en la zona.
- Climatología.
- Filtraciones / Infiltraciones (que dependerán de la calidad de la red, antigüedad, nivel freático, etc.).
- Otros.

Además de esta variación diaria, en las aguas residuales urbanas existen variaciones semanales, mensuales e incluso estacionales.

En el diseño de plantas depuradoras de aguas residuales urbanas de núcleos de población muy pequeños, se utiliza el término de *caudal medio diario*, que es el caudal medio, suponiendo que éste se produce solamente en 16 horas.

$$Q_{\text{diurno}} = \frac{Q_{\text{diario}}}{16}$$

La estimación del caudal diario del agua residual que llega a una planta depuradora urbana, en la mayoría de las veces, se realiza a partir de la dotación y población servida, de tal forma que:

$$Q = \frac{D \times P}{1000} \text{ (m}^3\text{/d)}$$

Donde:

Q = caudal diario, $\text{m}^3\text{/d}$

$P =$ población, hab.

$D =$ dotación, l / hab*d

La dotación es un dato conocido por los servicios municipales, o empresas de suministro de agua local.

El caudal medio (Q_{med}) vendrá definido:

$$Q_{med} = \frac{Q}{24} \text{ (m}^3\text{/h)}$$

y el caudal máximo para aguas residuales urbanas, se puede determinar a partir de una serie de fórmulas matemáticas de tipo empírico, siendo una de las más utilizadas la siguiente:

$$Q_{max} = Q_{med} * \left(1,15 + \frac{2,575}{(Q_{med})^{0,25}} \right)$$

A título orientativo, la dotación media de agua en los municipios en España, en función del tamaño de la población se recoge, en la tabla 1.

TABLA 1. DOTACIÓN EN FUNCIÓN DE LA POBLACIÓN

POBLACIÓN (hab.)	DOTACIÓN (l/hab*d)
2.000	150 - 200
2.000 - 50.000	200 - 250
50.000 - 500.000	250 - 300
> 500.000	300 - 350

De todo el agua suministrada a un municipio, solamente entre el 70 y el 80% llega a la planta depuradora, perdiéndose el resto, tanto por el uso del agua como por las pérdidas a través de la red de colectores. De todas formas, a efectos de cálculo y como margen de seguridad, se toma como valores de caudal para diseño, los valores de agua suministrada.

Los valores de la dotación incluidos en la tabla 1, se verán afectados entre otros, por los siguientes factores:

- Localización geográfica.
- Climatología.
- Pluviometría de la zona.
- Tamaño y distribución de la población.
- Nivel de vida.
- Grado y tipo de industrialización.
- Otros.

En la tabla 2, se recogen datos orientativos obtenidos de la bibliografía sobre los consumos de agua en diferentes tipos de instalaciones urbanas.

TABLA 2. CAUDALES MEDIOS DE AGUA RESIDUAL ORIGINADA EN ACTIVIDADES COMERCIALES

ACTIVIDAD	UNIDAD	CAUDAL (l/Ud*d)	
		INTERVALO	VALOR TÍPICO
Aeropuerto	Pasajero	8-15	10
Estación de servicio	Vehículo servido	30-50	40
	Empleado	35-60	50
Bar	Cliente	5-20	8
	Empleado	40-60	50
Hotel	Huésped	150-220	190
	Empleado	30-50	40
Edificios industriales (excluyendo industria y cafetería)	Empleado	30-60	55
Lavandería	Máquina	1800-2600	2200
	Lavado	180-200	190
Motel	Persona	90-150	120
Motel con cocina	Persona	190-220	200
Oficina	Empleado	30-65	55
Restaurante	Comida	8-15	10
Pensión	Residente	90-190	150
Grandes almacenes	Lavabo	1600-2400	2000
	Empleado	30-50	40
Centro comercial	Plaza de aparcamiento	2-8	4
	Empleado	30-50	40

El caudal máximo se utilizará con el valor del parámetro de proceso utilizado en el diseño límite, y el caudal medio con el valor conservador.

2. Clasificación de los contaminantes

Los diferentes tipos de contaminantes que pueden encontrarse en las aguas residuales, tanto de origen industrial como urbanas, pueden clasificarse en los siguientes grupos:

■ CONTAMINANTES FÍSICOS

- Características organolépticas:
 - * Color
 - * Olor
 - * Sabor
- Grasas y aceites
- Temperatura
- Sólidos
- Espumas
- Otros

■ CONTAMINANTES QUÍMICOS

- Materia orgánica
- pH
- Acidez / Basicidad
- Nitrógeno
- Fósforo
- Salinidad
- Compuestos tóxicos e inhibidores
- Gases
- Otros

■ CONTAMINANTES BIOLÓGICOS

- Microorganismos
- Gérmenes patógenos
- Coliformes
- Virus
- Otros

3. Contaminantes físicos

3.1. Características organolépticas

3.1.1. Color

El color es la capacidad del agua para absorber ciertas radiaciones del espectro visible. El color de un agua puede ser de origen natural o debido a su contaminación.

Este tipo de contaminación da lugar a mayores conflictos que otros tipos de contaminación.

En aguas naturales, la presencia de ácidos húmicos da origen a una coloración amarillo-café. La presencia de fitoplancton, da lugar a tonalidades verdosas.

La presencia de sólidos en suspensión coloreados da lugar al denominado color aparente. El color real será el obtenido sobre una muestra filtrada, por la eliminación de sólidos en suspensión, siendo en consecuencia generado por los sólidos disueltos.

Las aguas residuales urbanas, si son frescas, son de tonalidad beige clara, oscureciéndose a medida que pasa el tiempo hasta convertirse en negras, debido a las descomposiciones anaerobias de los compuestos orgánicos presentes.

El color de las aguas industriales, dependerá del tipo de fabricación, materias primas, etc.

Procedencia

Vertidos de origen industrial o núcleos de población

Efectos sobre el medio receptor:

Efectos estéticos perjudiciales.

Afecta a la visión de los peces.

Disminuye la transmisión de la energía solar y, en consecuencia, la fotosíntesis.

Las unidades de medida de color generalmente utilizadas son:

- Comparación de la muestra a analizar frente a una serie de disoluciones de cloroplatinato potásico y cloruro de cobalto, viniendo expresado en ppm de Pt.

- TAC. Absorbancia de la muestra filtrada. Una unidad de color corresponde a 2 ppm de cloroplatinato potásico.
- Diluciones sucesivas. La muestra se diluye con agua desmineralizada hasta la no apreciación de color en la misma.

3.1.2. Olor

El olor se produce por desprendimiento de gases de la masa del agua residual.

Una característica del olor es que cantidades muy pequeñas de determinados compuestos pueden producir niveles elevados de olor.

Generalmente el olor es producido por compuestos orgánicos.

Las aguas residuales urbanas si son frescas, no tienen olores desagradables ni intensos. A medida que pasa el tiempo aumenta el olor, por desprendimiento de gases como sulfhídrico o compuestos amoniacales por descomposición anaerobia.

En las aguas residuales industriales, el olor va a depender de los productos presentes en los procesos.

Las aguas naturales tienen determinados olores, procedentes de las descomposiciones de productos naturales, desove de peces, etc.

Las plantas depuradoras urbanas o industriales, no deben oler si el diseño y la operación son correctos.

Procedencia

Gases producidos por desprendimiento generalmente de determinados compuestos orgánicos volátiles presentes en el agua residual

Efectos:

Efectos desagradables sobre la población del entorno

La detección del nivel de olor presenta una serie de características como:

- Aditividad (el valor resultante de la suma de una serie de olores corresponde con la suma de los olores individuales)
- Sinergismo (el olor resultante de una suma de olores es superior que la suma de los olores individuales)

- Antagonismo (el olor resultante de una suma de olores, es inferior a la suma de los olores individuales).

La forma de cuantificar el olor es por determinación del número de diluciones que hay que realizar para que la muestra alcance un valor mínimo detectable, realizándose el ensayo mediante un panel de personas.

3.1.3. Sabor

El gusto define las sensaciones resultantes de la estimulación química de las papilas de la lengua y del paladar bajo. Las problemáticas originadas por el sabor y olor, están íntimamente relacionadas y las respuestas en numerosas ocasiones son difíciles de diferenciar.

Los cuatro sabores básicos son: ácido, salado, dulce y amargo, siendo el resto de los sabores que se perciben provocados por mezcla de los anteriores.

Este contaminante no va a ser considerado ya que las aguas residuales, así como los vertidos de las plantas depuradoras, no son aptos por motivos obvios para el consumo humano.

Su importancia radica en la transmisión de sabor a la fauna acuática, o a su utilización aguas abajo.

Su forma de cuantificación, al igual que en el olor es por diluciones sucesivas.

3.2. Grasas y aceites

Dentro de este grupo se encuentran aquellos compuestos que estén en estado libre, no sean solubles en el agua y tengan menos densidad que ésta, independientemente de su composición química y de su origen animal, vegetal o mineral. De estos últimos, destacan por su importancia el petróleo y sus derivados.

La presencia de derivados del petróleo en los colectores, pueden dar lugar a atmósferas explosivas y / o tóxicas, por vaporización.

Una característica de este grupo, es que pequeñas cantidades en el cauce receptor, ocupan grandes superficies, debido a la tensión superficial de muchos de estos compuestos.

En aguas residuales urbanas, sin componente industrial, la presencia de grasas y aceites es baja.

Procedencia:

Vertidos con presencia de productos derivados del petróleo, grasas animales o vegetales.

Efectos sobre el medio receptor

Efectos estéticos muy perjudiciales.

Un número importante de derivados del petróleo son tóxicos, impidiendo o interfiriendo la actividad biológica. Impregnan vegetales y animales, impidiendo la fotosíntesis, respiración y transpiración. Sobre las aves acuáticas, actúan disolviendo la grasa de sus plumones anulando su flotabilidad.

Debido a que la solubilidad del oxígeno en los aceites y grasas es muy baja y en muchos casos nula, forman una barrera que impide la transferencia de oxígeno desde la atmósfera a la masa del líquido. Este problema se ve agravado porque pequeñas cantidades, ocupan grandes superficies.

Transmiten al pescado, marisco, etc. sabor desagradable, incluso en concentraciones muy bajas.

Su determinación puede ser realizada gravimétricamente mediante extracción con disolventes o bien de forma instrumental mediante infrarrojos. Hay que tener muy en cuenta que no siempre estas dos vías analíticas obtienen los mismos resultados.

3.3. Espumas

La aparición de espumas en un cauce receptor, es un efecto producido por la presencia de otros contaminantes, que producen una disminución de la tensión superficial.

En las aguas residuales urbanas, la espumación es debida a la presencia de proteínas y detergentes.

En aguas industriales, la espumación es debida a tensoactivos, partículas sólidas muy finas, alcalinidad o salinidad elevada, entre otros factores.

La temperatura del agua afecta de forma importante al tiempo de persistencia de la misma. A mayor temperatura menor persistencia.

Procedencia:

Vertidos con presencia de compuestos tensoactivos u otros compuestos

Efectos sobre el medio receptor

Efectos estéticos muy perjudiciales.

Dificulta la transferencia de oxígeno desde la atmósfera, al tiempo que disminuye la energía solar que llega a la masa de líquido.

Si la formación de espuma es producida por tensoactivos, emulsiona y / o solubiliza grasas y aceites, lo que lleva consigo un incremento de contaminación por materia orgánica disuelta.

Causa graves problemas en las plantas depuradoras de aguas al actuar negativamente sobre los procesos biológicos, interfiriendo igualmente en los sistemas de coagulación - floculación, así como en decantación.

3.4. Temperatura

Las variaciones naturales de temperatura de los cauces forman parte del régimen climático de los mismos, existiendo cambios entre temporadas, noche / día, etc.

Las aguas residuales en general, son más calientes que las aguas de aportación.

Las aguas residuales urbanas se encuentran entre 10 y 20°C, siendo 15°C un valor medio normal para diseño.

La temperatura de las aguas residuales industriales dependerá del tipo de procesos utilizados (fríos - calientes), así como del volumen de agua utilizado en los sistemas de refrigeración.

Procedencia:

Vertidos de agua de refrigeración o proceso industrial.

Efectos sobre el medio receptor

Variación de algunas de las características físicas del agua, como densidad, viscosidad, etc.

Aumentos de temperatura suponen incrementos en la evaporación del agua.

Disminuye la solubilidad de los gases y en consecuencia, la del oxígeno. Concentraciones menores de 3 - 4 ppm de este elemento, van a crear problemas de supervivencia a determinadas especies, llegando a producir su desaparición.

Aumenta la velocidad de las reacciones químicas y bioquímicas.

Aumento / disminución de la solubilidad de las sales.

Variación de la flora y fauna del medio (incrementos de temperatura, aumentan la población de hongos), alterando a las comunidades acuáticas existentes.

Determinadas especies se reproducen de acuerdo con la temperatura del agua.

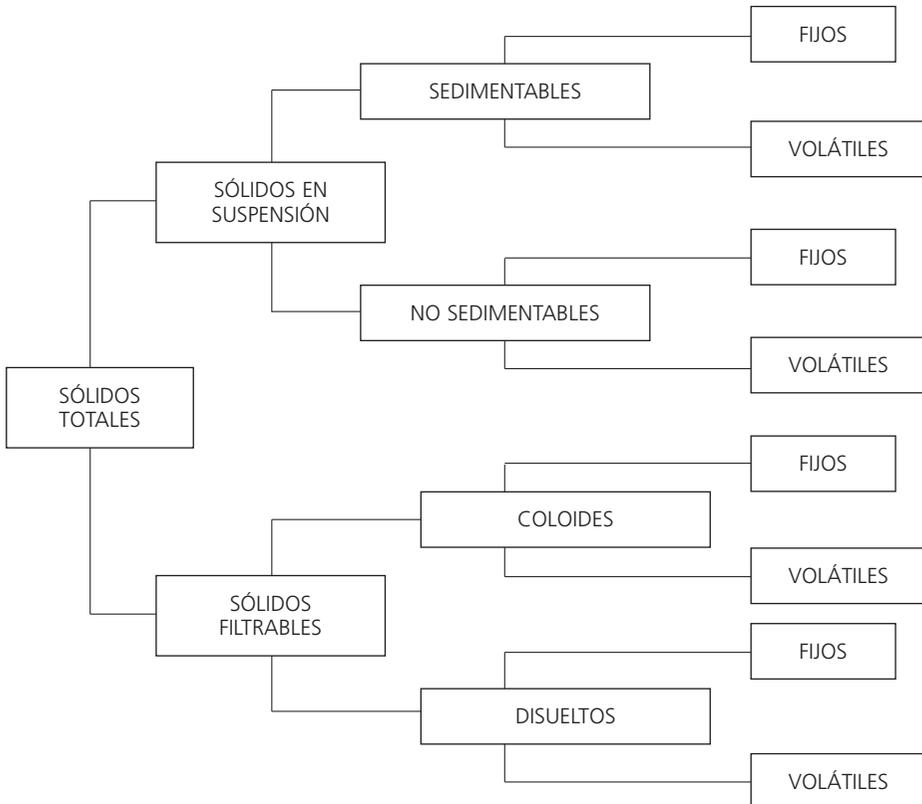
Estratificación del agua en lagos o embalses, dificultando la mezcla vertical del agua y como consecuencia, disminuyendo la transferencia de oxígeno desde la atmósfera a las capas más profundas.

3.5 Sólidos

Se podría definir la denominación genérica de *sólidos*, como todos aquellos elementos o compuestos presentes en un agua residual que no son agua.

Las aguas naturales presentan sólidos en su composición, por disolución, abrasión o arrastre de los terrenos por donde circula.

Los sólidos totales que se encuentran en las aguas se clasifican en:



Sólidos totales: Es el residuo que se obtiene al evaporar la muestra bruta hasta peso constante.

Sólidos en suspensión: Son aquellos que quedan retenidos en un filtro con un tamaño de poro determinado.

Sólidos filtrables: Son aquellos que no son retenidos en un filtro con un tamaño de poro determinado.

Sólidos sedimentables: Fracción de los sólidos en suspensión que se depositan en el fondo de un recipiente (cono Imhoff), al dejarlos en reposo durante un periodo de tiempo determinado.

Sólidos no sedimentables: Fracción de los sólidos en suspensión que no sedimentan en el fondo de un recipiente (cono Imhoff), al dejarlos en reposo un período de tiempo determinado.

Sólidos fijos: Sinónimo de sólidos de naturaleza inorgánica.

Sólidos volátiles: Sinónimo de sólidos de naturaleza orgánica.

La presencia de sólidos en suspensión y / o coloides incrementa la turbidez y color aparente del agua, y la de los sólidos disueltos, la salinidad del medio y en consecuencia la conductividad del mismo.

La correlación entre sólidos en suspensión y turbidez va a venir afectada por el tamaño, forma y naturaleza de los sólidos en suspensión presentes en el agua.

La contaminación por sólidos no contempla los efectos que dichos compuestos puedan transmitir al agua por su naturaleza, como toxicidad, inhibición, etc.

Procedencia:

Vertidos de agua de origen industrial o urbano.

Efectos sobre el medio hídrico

Sólidos en suspensión:

Producen el color aparente de las aguas.

Disminuyen el paso de la energía solar, lo que lleva consigo una disminución de la fotosíntesis.

Depósitos sobre plantas lo que supone una disminución de la función clorofílica y branquias de los peces pudiendo llegar a provocar asfixia por colmatación de las mismas.

Depósitos por sedimentación, en el fondo de los cauces receptores, favoreciendo la aparición de condiciones anaerobias si los sólidos son materia orgánica biodegradable y dificultando la alimentación de determinadas especies ictícolas, etc.

Interfiere en los usos recreativos del agua, generando efectos estéticos desagradables
Interfiere en la visión de los peces.

Sólidos disueltos:

Aumento de la salinidad, provocando incrementos en la presión osmótica.

Variación de la solubilidad del oxígeno en el medio.

Aunque no sean tóxicos, pueden inducir la toxicidad de determinados compuestos.

La deterioran e incluso la pueden llegar a inutilizar para el suministro de agua a poblaciones ubicadas aguas abajo, y si la salinidad es elevada incluso para actividades industriales y usos agrícolas. Hasta 2.000 ppm un agua puede considerarse dulce, entre 5.000 y 10.000 salobre y por encima de este último valor salada.

3.5.1. Medida

- Sólidos totales: Evaporación del agua de la muestra a 104°C, hasta peso constante.
- Sedimentables: Sedimentación de los sólidos de la muestra en conos Imhoff, durante un período de tiempo determinado, normalmente de una hora.
- Sólidos fijos: Residuo permanente de calcinación de la muestra a 500 - 600°C, hasta peso constante. Son compuestos exclusivamente inorgánicos
- Sólidos volátiles: Diferencia entre los sólidos totales y los fijos. Corresponden con compuestos orgánicos.
- Sólidos filtrables: Residuo permanente de evaporación del agua de la muestra a 104°C hasta peso constante, previamente filtrada sobre una membrana de tamaño de paso próximo a 0,45 micras.
- Sólidos suspensión: Diferencia entre los sólidos totales y los sólidos filtrables.

4. Contaminantes químicos

4.1. Materia orgánica

Todos los compuestos orgánicos se caracterizan porque en su composición interviene siempre el carbono.

Clasificación:

La materia orgánica puede clasificarse desde el punto de vista de contaminación del medio hídrico en biodegradable y no biodegradable en función de su capacidad para ser degradada por microorganismos.

Procedencia:

Vertido de aguas residuales, tanto urbanas como industriales. Mientras que las primeras se caracterizan por su elevada biodegradabilidad, las segundas dependerán de la composición de la materia orgánica.

Forma de expresión:

Demanda bioquímica de oxígeno, (DBO): Cantidad de oxígeno que precisan los microorganismos para la degradación de la materia orgánica biodegradable existente en el agua.

Demanda química de oxígeno, (DQO): Cantidad de oxígeno que se precisa para la oxidación total de la materia orgánica por medio de reactivos químicos.

Carbono orgánico total, (COT)

Demanda total de oxígeno, (DTO)

Demanda teórica de oxígeno, (DThO)

En las aguas residuales urbanas, se estima que el 75% de los sólidos en suspensión y el 40% de los disueltos son de naturaleza orgánica y dentro de estos, entre el 40 y 60% son proteínas (fundamentalmente de origen animal y en menor proporción de origen vegetal). En su composición existe cerca de un 15% de compuestos de nitrógeno, entre un 25 y 40% de hidratos de carbono (fundamentalmente de origen vegetal y formados por azúcares, celulosas, etc.), un 10% por lípidos (grasa de origen animal y vegetal, aceites, etc.) y el resto otros tipos de compuestos orgánicos.

Efectos sobre el medio

- La presencia de materia orgánica biodegradable en un vertido, a través de las reacciones bioquímicas que en el cauce se van a producir de forma natural, va a suponer un consumo del oxígeno disponible, con toda la problemática que sobre el ecosistema ello conlleva.

En caso de un vertido importante, se podría llegar al consumo de todo el oxígeno disponible, con la desaparición de toda forma de vida aerobia en el medio receptor.

- La materia orgánica no biodegradable, al no poder ser eliminada por la naturaleza, va a generar una contaminación de tipo permanente, con todos los efectos que para el futuro vaya a generar.

4.1.1. Biodegradabilidad

Definiendo la biodegradabilidad como la característica de determinados compuestos orgánicos, para poder ser utilizados por microorganismos como fuen-

te de alimentación y, consecuentemente, como sustrato en procesos de oxidación para obtener la energía precisa para la vida, o bien en procesos de síntesis, mediante la elaboración a partir de la mencionada materia orgánica de productos mucho más complejos (aminoácidos, proteínas, etc.), que acabarán dando lugar a la reproducción de nuevos microorganismos.

La reacción bioquímica que tiene lugar es la siguiente:



Entre los factores más importantes que afectan o alteran a la biodegradabilidad de un agua residual, se encuentran:

- Naturaleza de la estructura de la materia orgánica, siendo en principio difícil indicar si un producto se va a biodegradar con facilidad, si no se llevan a cabo los ensayos de laboratorio pertinentes.

Las aguas residuales de origen urbano presentan una buena biodegradabilidad.

En plantas industriales va a depender del tipo de materia orgánica presente. De forma general la industria agroalimentaria genera unas aguas fácilmente biodegradables.

- Presencia y tipo de microorganismos presentes.
- Temperatura del agua residual.
- Concentración de nutrientes y oligoelementos.

En las reacciones de síntesis, para la formación de aminoácidos, proteínas, etc., se requieren además de los componentes usuales de la materia orgánica (carbono, oxígeno e hidrógeno), otros elementos denominados nutrientes (nitrógeno y fósforo), así como oligoelementos (magnesio, calcio, hierro, cobalto, molibdeno, níquel, etc.).

- pH.

Debido a que los microorganismos sólo pueden vivir en un determinado rango de valores de pH, relativamente estrecho y crítico, valores fuera del mencionado rango producirán la inhibición de las reacciones bioquímicas,

por desnaturalización de las proteínas de los seres vivos y en consecuencia su muerte.

- Salinidad.

Posee efectos sobre los microorganismos por variación de la presión osmótica. Igualmente la presencia de salinidad, puede potenciar los efectos tóxicos de otros compuestos.

- Tiempo de reacción.

Las reacciones biológicas se caracterizan por su lentitud, y su duración es de días.

- Presencia de inhibidores y / o tóxicos.

4.1.2. Demanda bioquímica de oxígeno (DBO₅)

La demanda bioquímica de oxígeno (DBO₅) de un agua residual, se puede definir como la cantidad de oxígeno que precisan los microorganismos, para la eliminación de la materia orgánica biodegradable existente en el agua residual, a través de procesos bioquímicos, en las siguientes condiciones de reacción:

- Temperatura: 20°C.
- Tiempo de incubación: 5 días. Como se ha indicado anteriormente las reacciones bioquímicas son muy lentas, así por ejemplo, en un agua urbana se calcula que en cinco días se ha producido la biodegradación del 70 % de la materia orgánica biodegradable presente.

La utilización de cinco días no genera la oxidación del nitrógeno amoniacal presente en las aguas urbanas producido por la descomposición de la urea y material proteínico, que comienza en las condiciones del ensayo aproximadamente el séptimo día.

En la tabla 3 se recoge como es la variación de la DBO para diferentes temperaturas y tiempos de incubación, dando a la DBO₅ el valor 1.0.

TABLA 3. VARIACIÓN DE LA DBO CON EL TIEMPO Y LA TEMPERATURA

TIEMPO DÍAS	TEMPERATURA °C			
	5	10	15	20
2	0,21	0,30	0,40	0,54
4	0,38	0,52	0,68	0,88
5	0,45	0,60	0,79	1,00
6	0,51	0,68	0,88	1,10
8	0,62	0,80	1,01	1,23
10	0,70	0,90	1,10	1,32
12	0,77	0,97	1,17	1,37
14	0,82	1,02	1,21	1,40
16	0,85	1,06	1,24	1,43
18	0,90	1,08	1,27	1,44
20	0,92	1,10	1,28	1,45

- Oscuridad: Para evitar que la presencia de algas microscópicas produzcan oxígeno por fotosíntesis y adulteren el resultado.
- Dilución de la muestra a la concentración adecuada.
La solubilidad del oxígeno a 20°C es de 9,17 ppm.
- En el caso de aguas industriales, siembra de la muestra a analizar con microorganismos.
- Valor de pH entre 7 y 7,5.
- Presencia de nutrientes y oligoelementos.

En la bibliografía, y fundamentalmente en trabajos de tipo científico o experimental, pueden encontrarse términos como:

- DBO_f (demanda bioquímica de oxígeno final o última)
- DBO₂₁ (demanda bioquímica de oxígeno en 21 días), que para un agua urbana supone la eliminación entre el 95 y 98% de la materia orgánica biodegradable presente, etc.

La DBO₅ de un agua residual urbana esta comprendida como valor medio entre 300 y 400 ppm, mientras que en los cauces no contaminados suele encontrarse entre 5 y 10 ppm.

4.1.3. Demanda química de oxígeno (DQO)

La demanda química de oxígeno (DQO) de un agua residual, se puede definir como la cantidad de oxígeno que se precisaría para la oxidación de la materia orgánica y algún compuesto inorgánico, por medio de reactivos químicos.

El método utilizado para la determinación de la DQO es por oxidación con dicromato potásico (K₂Cr₂O₇) en medio ácido y a 180°C de temperatura, durante dos horas y en presencia de determinadas sales para evitar interferencias y como catalizadores.

Como la DQO oxida toda la materia orgánica y algunos compuestos inorgánicos, mientras que la DBO sólo la biodegradable, la relación entre ambos parámetros será siempre menor que la unidad.

$$\frac{DBO_5}{DQO} < 1$$

La relación DBO₅ / DQO es un buen indicador de la biodegradabilidad de un agua residual, de tal forma que valores inferiores a 0,2 se consideran que no se pueden utilizar procesos de tratamiento por vía biológica.

Para agua residuales urbanas esta relación toma un valor próximo a 0,75.

Como ya se ha indicado anteriormente, debe tenerse en cuenta que algunos compuestos inorgánicos pueden dar DQO, como sulfuros, nitritos, etc.

4.1.4. Otros sistemas de expresión de la materia orgánica

- Carbono orgánico total (COT).
- Demanda total de oxígeno (DTO).
- Demanda teórica de oxígeno (DThO).

4.2. pH

El valor del pH es un parámetro de gran importancia para determinar la calidad de un agua residual, debido a que el rango en el cual se desarrollan los procesos biológicos corresponde a un intervalo estrecho y crítico (5,5 - 9,5), no exis-

tiendo vida en valores fuera del mismo, por desnaturalización de las proteínas, como se comentó anteriormente, aunque determinados microorganismos pueden vivir a valores más extremos de los indicados.

Debe tenerse muy presente que la toxicidad de determinados productos químicos se ve muy afectada por el pH del agua, como ocurre con el amoníaco.

Igualmente, a pH ácidos, el agua ataca a elementos metálicos, como estructuras, que puedan estar presentes en el cauce receptor.

Las aguas residuales urbanas, generalmente son ligeramente alcalinas 7,5 - 8,0, siendo un rango óptimo para el desarrollo de los procesos biológicos.

El pH de las aguas naturales se encuentra entre 7,2 y 7,6, aunque en zonas volcánicas este valor puede ser inferior.

En las aguas de procedencia industrial, el pH depende de los productos fabricados, materias primas, etc.

Procedencia:

Vertido de aguas residuales de origen industrial

Efecto sobre el medio

A pH menores de 5,5 o mayores de 9,5 se produce la desnaturalización de las proteínas inhibiéndose los procesos biológicos provocando la desaparición de los seres vivos.

4.3. Nitrógeno y fósforo

Ambos elementos, en forma de diferentes sales, son esenciales para la vida, ya que forman parte de la estructura química de las proteínas, siendo en consecuencia necesaria su presencia en los procesos bioquímicos.

En las aguas residuales urbanas ambos elementos son abundantes, en forma de fosfatos, nitratos, amonio y formando compuestos orgánicos más o menos complejos como pueden ser proteínas. Si las aguas residuales son frescas, el nitrógeno se encuentra en forma de urea y compuestos proteínicos, pasando posteriormente a forma amoniacal por descomposición bacteriana.

A medida que el agua se estabiliza, por oxidación del amoníaco se obtendrán nitritos y posteriormente nitratos, siendo un indicio de agua ya estabilizada el que la mayor parte del nitrógeno se encuentre en forma de nitratos.

En las aguas urbanas el nitrógeno amoniacal varía entre 40 y 60 ppm y las sales de fósforo expresadas como fosfatos entre 15 y 20 ppm.

En las aguas urbanas los compuestos de nitrógeno y fósforo proceden de los desechos humanos y, en el caso de compuestos de fósforo, además por la utilización de detergentes.

Procedencia:

Vertidos tanto urbanos como algunos industriales.

Efectos sobre el medio

La presencia en el vertido de derivados de nitrógeno y fósforo, produce la eutrofización del cauce, o lo que es lo mismo, un crecimiento desmesurado de algas macroscópicas sobre todo cuando la masa de agua se remansa como ocurre en presas.

La eutrofización del cauce, lleva consigo una disminución del oxígeno disuelto en el agua, debido a la gran demanda de este elemento que suponen las algas muertas y depositadas en el fondo, así como la oscuridad y opacidad que producen en el agua en profundidad, que supone una disminución de la energía solar disponible.

Igualmente en la zona superficial se van a originar unos cambios bruscos día - noche de la concentración del oxígeno presente, ocasionando un efecto perturbador en la fauna.

La presencia de nitrógeno amoniacal, implica toxicidad para los peces, estando muy influida por el pH del cauce y la temperatura.

4.4. Tóxicos

Determinados compuestos químicos, presentan un cierto grado de toxicidad, de gran importancia por las implicaciones que su presencia en el vertido ocasionan, produciendo distintos grados de efectos: inmediatos o agudos, crónicos o a largo plazo, subcrónicos, latentes, etc.

La toxicidad de un determinado compuesto va a depender de su naturaleza, concentración, solubilidad en el agua, presencia de otros compuestos así como del tiempo de exposición y de las características físicas y químicas del receptor como temperatura, pH, salinidad, etc.

Con referencia a los organismos afectados, hay que tener en cuenta que varía de forma importante de unos a otros e incluso dentro de los de una misma especie del estado de desarrollo del individuo, afectando de forma más importante a los más jóvenes.

Entre los cationes más importantes destacan por su toxicidad los metales pesados, debido a los procesos de bioacumulación que presentan. Dentro de éstos se encuentran; plomo, cobre, mercurio, cromo, arsénico, cadmio, níquel, etc.

Entre los aniones de una toxicidad elevada se encuentran los cianuros, cromatos, fluoruros, sulfuros, etc.

Igualmente, plaguicidas, fungicidas, bactericidas, derivados clorados, etc., presentan una toxicidad elevada.

Los compuestos indicados anteriormente son típicos de algunas aguas residuales industriales, creando graves problemas en las depuradoras urbanas, cuando los vertidos se realizan sin tratar a los colectores municipales.

Procedencia:

Vertidos industriales en cuyos procesos intervengan metales pesados, pesticidas, cianuros, derivados clorados, etc.

De forma difusa por la utilización de productos fitosanitarios de forma inadecuada en la agricultura.

Efecto sobre el medio:

Efectos sobre la fauna y flora en función de la concentración y el tipo de contaminante.

Al ser alguno de ellos bioacumulativos a lo largo de la cadena alimentaria, pueden llegar a crear graves problemas al género humano.

La evaluación ecotoxicológica pretende determinar los riesgos asociados a determinados tóxicos en el agua, fijando los niveles que no deben ser superados. Se trata de identificar los efectos que una sustancia o mezcla de ellas produce sobre determinados microorganismos vivos, después de su incorporación al medio.

En los ensayos de ecotoxicidad aguda se determina la concentración de un tóxico que produce efectos sobre un grupo de microorganismos durante un tiempo determinado de exposición y bajo condiciones controladas, cuantificándose por medio del LC50 (concentración media de un contaminante que es letal para el 50% de una población determinada), después de un cierto tiempo de exposición que oscila entre 24 y 96 horas.

Hasta hace poco tiempo las poblaciones de ensayo eran de crustáceos o peces. En la actualidad se emplean bacterias específicas bioluminiscentes medibles que son sensibles a una concentración de tóxicos conocidos, requiriendo unos

tiempos de contacto muy inferiores. El hecho de utilizar unas poblaciones de organismos muy elevadas permite que el cálculo de probabilidades se haga más preciso.

Cuando la respuesta de los organismos se genera al cabo de largos periodos de exposición continua se produce toxicidad crónica.

5. Toma de muestras

Para la realización de la analítica de un agua residual, previamente debe tomarse la muestra correspondiente, que debe cumplir con las siguientes características básicas:

- Ser representativa.
- No modifique las características del agua.
- Realizar la preservación adecuada al parámetro a analizar, sobre todo de aquellos que pueda variar su composición o estado con el paso del tiempo.

En la tabla 4 se recogen los métodos de preservación de las muestras para una serie de contaminantes.

TABLA 4. PRESERVACIÓN DE MUESTRAS DE AGUA RESIDUAL

Parámetro	Medio
Acidez / Alcalinidad	Refrigeración a 4°C
DBO ₅	Refrigeración a 4°C
DQO	Acidulación con sulfúrico
Color	Refrigeración a 4°C
Cianuro	Sosa a pH > 10
Metales pesados	Acidulación con nítrico
Hg	Refrigeración a 4°C
Aceites y grasas	Acidulación con sulfúrico y refrigeración a 4°C
COT	Acidulación con sulfúrico
Sulfuros	Acetato de cinc
Sólidos	No se precisa

- Mínimo tiempo entre el muestreo, su recepción y análisis en el laboratorio.

Los tipos de muestra que se pueden tomar, son los siguientes:

- Simple o puntuales. Tomadas en un punto fijo y en un momento determinado.
- Compuestas. Mezcla de muestras simples tomadas en un punto fijo en diferentes momentos.
- Proporcionales. Muestra compuesta donde el volumen de cada una de las muestras simples es proporcional al caudal de la corriente en el momento de la toma.
- Integradas. Muestra compuesta tomada en diferentes puntos en el mismo momento.

De la buena práctica en la toma de la muestra, va a depender la representabilidad del análisis posterior, que por otra parte es la base de diseño cierta de la futura planta de tratamiento.

El número de muestras a realizar será variable en cada caso, pero siempre en número suficiente que garantice la composición del agua a tratar.

No debe olvidarse que la composición en el vertido de un agua residual ya sea de origen urbano o industrial, varía a lo largo del día dentro de unos amplios márgenes, por lo que las muestras puntuales y únicas tienen muy poca representatividad.

6. Composición típica en un agua residual urbana

La composición típica de un agua residual urbana, sin componente industrial importante, es próxima a la siguiente:

SÓLIDOS EN SUSPENSION	300 - 400 ppm
DBO ₅	250 - 350 ppm
DQO	400 - 750 ppm
NTK	30 - 60 ppm
P-TOTAL	10 - 20 ppm
GRASAS Y ACEITES	70 - 120 ppm

7. Contaminantes más frecuentes en algunas aguas residuales industriales

En la tabla 5, se recogen los contaminantes más frecuentes en una serie de instalaciones industriales.

TABLA 5. CONTAMINANTES EN DIFERENTES TIPOS DE INDUSTRIAS

Industria	DBO	DQO	SS	pH	Aceites	Metales	NTK
Cloro Sosa			X	X		Hg	
Refino petroleo	X	X	X	X	X		X
Conservas vegetales	X	X	X	X			X
Lacteas	X	X	X	X	X		X
Mataderos	X	X	X		X		X
Fertilizantes			X	X			X
Fibras sintéticas	X	X		X			
Celulosa y papel	X	X	X	X			
Terminación superficies			X	X	X	Cr, Cd, Ni,...	
Curtición	X	X	X	X	X	Cr	X
Acero			X	X	X	Fe, Sn, Cr,...	
Azúcar	X	X	X				
Precocinados	X	X	X		X		X
Granjas	X	X	X				X
Automoción			X	X	X	Cr, Pb, Ni,...	

Capítulo III: Clasificación de los tratamientos

Debido a la gran explosión industrial de los últimos decenios, así como de las migraciones internas que dieron lugar a grandes núcleos de población, aparecieron vertidos muy importantes sobre cortos tramos de los cauces receptores. Estos han ido degradando paulatinamente el cauce, llegando a convertir algunos ríos en auténticas cloacas, desapareciendo la vida totalmente y siendo la causa de gravísimos problemas sanitarios y ambientales para la población asentada en su área de influencia.

A medida que fue surgiendo el problema de la degradación del medio, se fue creando una nueva tecnología anticontaminante, con un gran desarrollo potencial, tendente a aplicar las técnicas más de vanguardia con el fin de reducir el problema a un mínimo y retornar el cauce receptor lo más próximo a su situación original.

En el desarrollo de estas nuevas tecnologías de carácter multidisciplinar, se han asimilado técnicas y procesos procedentes en gran número de ocasiones de otras ramas del conocimiento, lo que ha permitido alcanzar grandes logros técnicos en un espacio de tiempo reducido.

La tecnología desarrollada utiliza procesos físicos, químicos o biológicos entre otros, así como combinaciones de ellos, que junto con las técnicas de control más precisas, hacen pensar en la consecución del fin propuesto.

En la actualidad se habla con insistencia del vertido cero, o lo que es lo mismo, se preconiza un reciclado total del agua dentro de la industria como la solución del problema o bien la utilización de procesos productivos no consumidores de agua, lo que lleva a los profesionales de este campo a introducirse dentro de los procesos fabriles con el fin de evitar o reducir los vertidos al mínimo. Para alcanzar las metas propuestas, será preciso mejorar continuamente la tecnología, de tal forma que los procesos que se utilizan hoy en día aumenten su eficacia o bien, se desarrollen otros nuevos con el fin de conseguir un entorno más grato, tanto para esta generación como para las venideras.

Este incremento de la calidad de la tecnología así como el desarrollo de nuevos procesos o sistemas, lleva a que lo que fue bueno ayer, sea insuficiente hoy y obsoleto mañana, obligando a los especialistas en esta materia a estar en continuo aprendizaje con el fin de mantenerse en la vanguardia de su actividad.

1. Clasificación de los sistemas de tratamiento

El tratamiento de las aguas residuales ya sean urbanas o industriales suponen la aplicación de unos procesos y operaciones unitarias, cuya secuencia y utilización vienen definidas entre otros factores, por los siguientes:

- Grado de depuración a alcanzar en el vertido.
- Características físicas, químicas y biológicas del agua a tratar.
- Caudales de diseño.
- Coste de las instalaciones, tanto en primera implantación, como en su posterior explotación y mantenimiento.

La mayor parte de los procesos a utilizar están variando de forma continua, existiendo en el mercado un gran número de equipos e instalaciones para abordar un mismo problema.

En la actualidad las diferentes operaciones unitarias y procesos se clasifican de acuerdo con el principio o principios en los que se basan formando los siguientes grupos:

- **Tratamientos previos o pretratamientos:** conjunto de operaciones que se llevan a cabo al comienzo de las plantas depuradoras, con el fin de evitar riesgos al resto de la instalación que componen la planta.

Este grupo de procesos se pueden incluir dentro de los tratamientos físicos, al basarse en este tipo de principios su funcionamiento.

- **Tratamientos físicos:** se basan en la separación de determinados contaminantes, como sólidos en suspensión, aceites y grasas en estado libre o sólidos disueltos, por principios netamente físicos, como la diferencia de densidad entre la partícula y el agua, presión osmótica, transferencia de calor, transporte eléctrico etc.
- **Tratamientos químicos:** la eliminación de contaminantes se lleva a cabo mediante una reacción de tipo químico, ya sea de coagulación, neutralización, precipitación o redox.

Dentro de este grupo podría incluirse la desinfección pues se trata de una oxidación mediante cloro, hipoclorito, ozono u otros oxidantes de la materia orgánica y en consecuencia de la naturaleza misma de los gérmenes patógenos a eliminar.

- **Tratamientos biológicos:** en estos procesos se lleva a cabo la eliminación de la materia orgánica biodegradable presente en el agua residual, a través de reacciones de tipo bioquímico con intervención de microorganismos.
- **Tratamiento de fangos.** A lo largo de alguno de los procesos indicados anteriormente se van a producir unos fangos o lodos, muy diluidos, en los que se encuentran los contaminantes o sus derivados, que fueron eliminados en la operación correspondiente y que es preciso concentrar hasta unos niveles que permitan su evacuación de la planta depuradora, en estado sólido, hasta su destino final, mediante camión u otro medio de transporte.

La clasificación de los diferentes procesos y operaciones unitarias indicadas anteriormente se encuentra hoy en día totalmente generalizada, frente a la clasificación clásica de:

- tratamientos previos
- tratamientos primarios
- tratamientos secundarios
- tratamientos terciarios
- tratamientos fangos

Esto es debido a que con la clasificación tradicional resultaba difícil encuadrar determinadas operaciones que no son realizadas con aguas urbanas como puedan ser las reacciones químicas, que en muchas ocasiones es preciso efectuarlas con anterioridad a los procesos primarios o a los biológicos.

En la relación que se indica a continuación de los diferentes procesos utilizados en el tratamiento de aguas residuales, se ha seguido el sistema de clasificación comentado anteriormente. Dicha relación no es total, puesto que existen y aplican numerosas variaciones de los mismos, así como otros derivados de procesos industriales.

Debe tenerse en cuenta que a medida que aumenta el grado de depuración requerido así como la complejidad de la operación a llevar a cabo, los costes, tanto de instalación como de mantenimiento, se incrementan de forma notable, lo que lleva consigo que algunos de los procesos no sean de aplicación universal, sino que se encuentran reservados para aplicaciones muy concretas.

En esta relación, los procesos convencionales o de aplicación más frecuente, ya sea en aguas urbanas como industriales, se encuentran remarcados en negrita.

En los apartados siguientes se hace una breve reseña de los procesos que habitualmente son utilizados en el tratamiento de aguas residuales, ya sean industriales o urbanas.

PROCESOS		
FÍSICOS	QUÍMICOS	BIOLOGICOS
Desbaste de sólidos gruesos.	Coagulación para neutralizar las cargas eléctricas de coloides y emulsiones.	Lagunaje.
Desarenado.	Reacciones de neutralización.	Lagunas aireadas.
Eliminación de aceites y grasas en estado libre.	Reacciones de precipitación.	Biodiscos, biocilindros, etc.
Sedimentación o decantación de sólidos en suspensión.	Reacciones de oxidación-reducción.	Filtros biológicos.
Flotación para eliminar sólidos en suspensión, generalmente mediante aire presurizado.		Fangos activos.
Concentración por osmosis inversa, electrodiálisis, etc.		Nitrificación-Desnitrificación.
Filtración sobre arena u otros medios.		Digestión anaerobia.
Micro y ultrafiltración.		Otros.
Evaporación.		
Adsorción para eliminar microcontaminantes.		
Extracción con disolventes.		
Otros.		

TRATAMIENTO DE FANGOS		
<i>ESPESADO</i>	<i>ESTABILIZACIÓN</i>	<i>DESHIDRATADO</i>
Por gravedad	Digestión anaerobia	Eras de secado
Por flotación	Digestión aerobia	Filtración a presión, vacío o bandas
Centrifugación	Estabilización química	Centrifugación
		Otros
		<i>OTROS</i>
		Deshidratación térmica
		Inertización
		Incineración
		Otros

2. Tratamientos físicos

Como ya se ha indicado anteriormente, dentro de este grupo se incluyen todos aquellos procesos de depuración de aguas residuales cuyos principios de eliminación son netamente físicos.

Dentro de los tratamientos físicos, pueden distinguirse tres grandes grupos, en función del tipo o tipos de contaminantes a eliminar, y que son:

- *Tratamientos previos o pretratamientos.*
- *Eliminación de sólidos en suspensión.*
- *Eliminación de sólidos disueltos.*

2.1. Tratamientos previos

La primera operación que se lleva a cabo en cualquier estación depuradora de aguas residuales ya sea urbana o industrial es la de desbaste, consistente en la eliminación de todos aquellos cuerpos de gran tamaño que pueden acompañar al agua residual (trapos, palos, plásticos, piedras, etc.), que son arrastrados por el agua a través de la red de colectores.

Esta operación tiene como fin más inmediato:

- Protección de los equipos mecánicos dinámicos que se encuentran situados posteriormente.
- Evitar obstrucciones en líneas y canales que alterarían el régimen hidráulico de la instalación.

Igualmente dentro de las operaciones de tratamiento previo, se encuentra el desarenado o eliminación de sólidos en suspensión de alta densidad y tamaño, fundamentalmente arenas, escorias, objetos metálicos, etc., que son arrastrados por el agua residual.

La eliminación de estos materiales en cabeza de tratamiento, viene condicionada por:

- La abrasión que producirían en los equipos mecánicos dinámicos.
- Su sedimentación o deposición en líneas o canales.
- Acumulación en balsas, digestores, etc., reduciendo el volumen útil o efectivo de los mismos.

El tercer proceso incluido dentro del pretratamiento es la separación de grasas y aceites en estado libre.

Se entiende que un aceite o grasa se encuentra en estado libre cuando no se encuentre disuelta o emulsionada.

De forma general este proceso no puede ser único en el tratamiento de eliminación de grasas y aceites, pues en el efluente de estas unidades se van a encontrar concentraciones altas de dichos contaminantes, lo que obliga a realizar algún tratamiento posterior antes de su vertido al cauce receptor, cuando los límites en el vertido son bajos.

El realizar esta operación en cabeza de tratamiento viene condicionada por:

Las interferencias que estos contaminantes pueden provocar en procesos posteriores.

Por razones de seguridad en el caso de que el aceite a separar sea volátil y pueda llegar a formar atmósferas explosivas (ej. hidrocarburos).

Los procesos de eliminación de grasas y aceites son de gran importancia en el tratamiento de determinadas aguas industriales como en el refino de petróleo, petroquímicas, parques de almacenamiento de combustible, etc.

2.2. Eliminación de sólidos en suspensión

Los dos procesos más utilizados para la eliminación de sólidos en suspensión de un agua residual, son:

- Decantación o sedimentación.
- Flotación con aire presurizado.

Ambos procesos se basan en la diferencia de densidad entre el agua residual y la partícula a eliminar. En los mismos se obtiene un agua clarificada por rebose del equipo y unos fangos más o menos concentrados dependiendo de la densidad y tamaño del sólido.

Al estudiar el sistema de flotación, se verá que es capaz de eliminar sólidos en suspensión de mayor densidad que el agua, así como aceites y grasas en estado libre.

En los dos procesos indicados anteriormente, no se van a separar coloides ni emulsiones, ya que al estar cargadas eléctricamente no va a ser posible su con-

centración en forma de lodo debido a las fuerzas de repulsión; igualmente en la decantación no se van a separar aquellas partículas con un tamaño muy fino, siendo preciso recurrir a otros tipos de procesos para su eliminación como se verá posteriormente.

Otro grupo de procesos para llevar a cabo la eliminación de sólidos en suspensión y de aplicación en algún caso como tratamiento final del agua es el de filtración sobre diferentes medios y en diferentes condiciones.

Estos procesos sólo se aplican en casos muy específicos y concretos como pueden ser en la reutilización del agua tratada, no siendo en consecuencia de utilización generalizada.

2.3. Eliminación de sólidos disueltos

En este apartado se incluyen aquellos procesos de eliminación de los sólidos disueltos en un agua residual por medios físicos, como concentración por evaporación total o parcial del agua, separación del contaminante presente como puede ser intercambio iónico, adsorción, extracción mediante disolventes específicos o bien aquellos otros procesos que obtienen una fracción diluida y otra muy concentrada en el contaminante, entre éstos se encuentran ósmosis inversa, carbón activo, electrodiálisis, etc.

De la simple enumeración de los procesos anteriores, se comprueba que se derivan de otros campos de la tecnología, como la potabilización de aguas salobres o salinas, o bien de procesos netamente industriales, requiriendo unos equipos y unos costes de explotación y mantenimiento muy elevados, lo que supone que su utilización en el campo de la depuración de aguas residuales está restringido a aplicaciones muy concretas y específicas.

3. Tratamientos biológicos

Los tratamientos biológicos, son los encargados de eliminar la materia orgánica biodegradable presente en las aguas residuales. Consisten en provocar el desarrollo de microorganismos capaces de asimilar la materia orgánica biodegradable presente en el agua residual, y a través de reacciones bioquímicas de oxidación y de síntesis de nuevos microorganismos, producir su eliminación.

En las reacciones de oxidación bioquímica se obtienen unos productos finales estables (inertes), y en los procesos de síntesis, nuevos microorganismos que se separan fácilmente por decantación posterior del agua.

Por realizarse este proceso mediante microorganismos, se le conoce con el nombre de tratamiento biológico, y es sencillamente la aplicación de las leyes de la naturaleza de autodepuración natural de los cauces receptores, llevada a cabo en condiciones de operación controladas y antes del vertido final.

Las reacciones bioquímicas tienen lugar de forma natural en los cauces receptores o bajo condiciones controladas en las estaciones de tratamiento de aguas residuales.

Los procesos biológicos se clasifican en dos grandes grupos de acuerdo con los microorganismos que intervengan y de las condiciones del medio en que tenga lugar:

- En presencia de oxígeno, transformando la materia orgánica biodegradable en nuevos microorganismos y unos productos finales estables que son fundamentalmente CO_2 y agua, así como posibles sales minerales como nitratos, sulfatos, etc.
- Los procesos anaerobios se llevan a cabo en ausencia de oxígeno, tomando los microorganismos el oxígeno que precisan para su metabolismo de los compuestos orgánicos que lo contengan en su composición, o bien de sales inorgánicas.

En este tipo de procesos, los productos finales de la reacción bioquímica son fundamentalmente CH_4 y CO_2 , así como compuestos inorgánicos en sus formas reducidas, como sulfuros, nitrógeno, etc.

Al igual que en los procesos aerobios, también tienen lugar reacciones de síntesis o formación de nuevos microorganismos aunque en menor cantidad que en aquellos

Los microorganismos responsables de estos procesos son fundamentalmente bacterias.

Debido a los microorganismos que intervienen en las reacciones de tipo bioquímico, este tipo de procesos se ven afectados por una serie de factores que intervienen de forma decisiva en su mecanismo, como variaciones en la concentración de oxígeno y materia orgánica del agua a tratar, presencia de

nutrientes, pH del medio y contenido en sales, compuestos tóxicos o inhibidores del crecimiento bacteriano, etc.

4. Tratamientos químicos

Estos tratamientos se basan en la realización de una reacción de tipo químico entre un reactivo y determinados compuestos presentes en el agua residual, de tal forma que al final se obtienen otro compuesto en el que está involucrado el elemento a eliminar.

Debido a que las reacciones químicas ocurren entre compuestos químicos determinados y no como en los biológicos o físicos, estos procesos son muy selectivos para cada compuesto a eliminar o grupos de compuestos muy afines. Esto lleva consigo que su aplicación sea muy específica y concreta a casos muy determinados y que excepto coagulación-floculación y recientemente la precipitación de fosfatos, sean de aplicación sólo en algunas aguas residuales de tipo industrial.

4.1. Coagulación-floculación

Como ya se indicó al hablar de los procesos físicos, en aquellos era imposible la separación de materia coloidal y emulsionada, ya que al estar las partículas submicroscópicas cargadas eléctricamente, se repelen y en consecuencia no se pueden concentrar en forma de fangos o espumas.

El proceso de coagulación consiste en la dosificación de determinados compuestos químicos que provoquen la neutralización de las cargas eléctricas de los coloides y en consecuencia dejarlos en condiciones que puedan ser decantados o flotados posteriormente.

Igualmente se ha indicado que si el tamaño de las partículas es muy pequeño, la decantación de las mismas es muy difícil debido a las fuerzas de rozamiento que se desarrollan al pasar las partículas a través de la masa de agua. Es factible la aglomeración de estas partículas en otras de mayor tamaño mediante la adición de determinados compuestos químicos, como son los polielectrolitos sintéticos.

La aglomeración de partículas muy finas en otras de mayor tamaño que permita su decantación posterior se conoce con el nombre de floculación.

De lo indicado anteriormente se deduce que los procesos de coagulación-floculación no pueden utilizarse independientemente sino que se encuentran liga-

dos a un proceso físico posterior de eliminación de sólidos en suspensión, generalmente de decantación o de flotación.

4.2. Neutralización

El proceso de neutralización o ajuste de pH a un valor próximo al neutro, es exclusivo de determinadas aguas residuales industriales, ya que las aguas urbanas tienen un valor de dicho parámetro próximo a 7,5, valor óptimo en el caso de los procesos biológicos.

La reacción de neutralización es preciso realizarla en muchas ocasiones antes de otros tratamientos con el fin de ajustar el valor del pH a los procesos siguientes.

El tiempo de reacción de estos procesos al igual que en el resto de las reacciones químicas es corto, ya que al tratarse de una reacción química de primer orden, la velocidad es muy rápida, siendo necesario aumentar los tiempos de residencia cuando la reacción sea de tipo sólido-líquido como es el caso del empleo de cal como agente neutralizante.

El control de pH debe ser muy estricto ya que una dosificación en exceso o en defecto, impedirá alcanzar los objetivos previstos en la operación.

4.3. Precipitación

Los procesos de precipitación química se basan en la eliminación de un contaminante determinado que se encuentra en disolución por adición de un producto químico que lo transforma en un compuesto sólido. Esto lleva consigo la necesidad de un tratamiento posterior de eliminación del sólido precipitado mediante el proceso de decantación correspondiente.

Ejemplos típicos de este proceso son la eliminación de metales pesados, fluoruros, sulfuros, fosfatos, etc.

Estos procesos son exclusivos de algunas aguas residuales industriales, excepto la eliminación del fosfato, que se utiliza en determinadas ocasiones en aguas urbanas para evitar la eutrofización de los medios receptores.

4.4. Redox

En este tipo de procesos hay un intercambio de electrones entre el oxidante y el reductor de tal forma que la reacción química tiene lugar entre dos com-

puestos o iones concretos. El empleo de este tipo de procesos es exclusivo de algunos tipos de aguas residuales industriales, que precisan la eliminación de algún elemento antes de su vertido.

Son ejemplos típicos de procesos de depuración mediante reacciones redox, la eliminación de cromatos, cianuros y determinados compuestos orgánicos refractarios a los procesos biológicos.

Como oxidantes se emplean el cloro o alguno de sus derivados, así como ozono, agua oxigenada, etc. y como agentes reductores sales ferrosas, bisulfito sódico, etc.

Dentro de este grupo se podría incluir el proceso de desinfección con cloro u ozono, pues se trata de la reacción del reactivo con la materia orgánica para su oxidación, lo que afecta indudablemente a la materia de los gérmenes patógenos.

5. Tratamiento de fangos

A lo largo de algunos de los procesos de depuración indicados con anterioridad, se van a producir unos lodos o fangos en concentraciones bajas que hay que tratar antes de su evacuación de la depuradora.

Por otra parte en la composición de estos fangos pueden existir unas concentraciones de materia orgánica biodegradable muy importante, que será preciso estabilizar antes de su evacuación a destino final.

5.1. Espesamiento

Los lodos obtenidos en los diferentes procesos, tienen una concentración muy baja en sólidos, pudiendo llegar al 0,6-0,8% en los procedentes de los decantadores secundarios utilizados en los procesos biológicos, siendo preciso su concentración previa a cualquier tratamiento posterior, con el fin de disminuir su volumen y en consecuencia el tamaño de los equipos posteriores.

Los sistemas de espesamiento frecuentemente utilizados son de dos tipos:

- Gravedad.
- Flotación.

Ambos procesos se basan en los mismos principios que la decantación y flotación para eliminación de sólidos en suspensión, pero con unos parámetros de diseño diferentes.

5.2. Estabilización

Como se ha indicado anteriormente, una parte importante de los lodos (sobre todo los procedentes de un tratamiento biológico), están formados por materia orgánica biodegradable siendo preciso su estabilización antes de su evacuación final.

Mediante el proceso de estabilización se destruye la materia orgánica biodegradable presente en el lodo.

Los sistemas de estabilización pueden ser:

- Vía bioquímica (aerobia o anaerobia), con unos mecanismos similares a los procesos utilizados en la eliminación de materia orgánica del agua.
- Tratamiento o acondicionamiento químico, mediante el empleo de productos químicos, fundamentalmente cal.
- Tratamientos físicos, como incineración.

5.3. Deshidratación

Los fangos una vez espesados y estabilizados deben ser deshidratados hasta una concentración que permita su evacuación en forma sólida de la depuradora mediante camión u otro medio de transporte, hasta su destino final.

Las concentraciones mínimas en materia seca de las tortas para una buena evacuación, debe ser igual o superior a un 20% en materia seca.

Para alcanzar esta concentración o superiores, se utilizan diversos sistemas, siendo los más utilizados:

- Eras de secado
- Filtración (bandas, vacío, presión, etc.)
- Centrifugación
- Procesos térmicos

El destino final de los lodos generados, una vez deshidratados, en una planta depuradora de aguas residuales urbanas puede ser vertedero o reutilización con fines agrícolas.

En plantas industriales será preciso su caracterización, puesto que, la presencia de determinados compuestos (como metales pesados, hidrocarburos, etc.), les puede clasificar como residuo peligroso, obligando a que su destino final sea el vertedero de seguridad.

Capítulo IV: Regulación y homogeneización

Existe una gran cantidad de industrias que debido a su forma de fabricación por lotes o cargas, jornada de trabajo, tipo de producción, etc., originan unas aguas residuales que llegan a la planta depuradora con unas variaciones de caudal y / o composición a lo largo del día muy importantes lo que puede dar lugar a un funcionamiento incorrecto de la depuradora, o bien a un sobredimensionamiento de la misma.

En las plantas depuradoras de aguas residuales urbanas por tratarse de volúmenes de agua elevados y que las variaciones en su caudal y composición pueden ser absorbidos por la depuradora, no se emplean este tipo de procesos, que por otra parte darían lugar a unas balsas de unas dimensiones importantes.

En algunas depuradoras urbanas, al comienzo de la planta, se instalan unas balsas en paralelo o derivación, denominada "*balsa de tormentas*" para recoger los primeros volúmenes de estas aguas, que son las mas contaminadas, con el fin de realizar su tratamiento posterior, cuando cesen las lluvias y la planta tenga capacidad de tratarlas.

De lo indicado con anterioridad, se llega a que estos procesos solamente se instalarán en aquellas plantas depuradoras de aguas industriales que lo precisen.

Los procesos utilizados son:

- *Regulación del caudal*
- *Homogeneización de composición.*

1. Objetivos del proceso de regulación y homogeneización

En aquellas plantas de tratamiento de aguas residuales industriales, en las que el caudal o la composición varíen de forma importante a lo largo del día, es preciso llevar a cabo la regulación del caudal o la homogeneización de su composición, con el fin de conseguir que la futura planta depuradora trabaje en las condiciones mas uniformes posibles.

Entre las ventajas de un influente regularizado u homogeneizado destacan:

- Mejora los rendimientos de los procesos, fundamentalmente los biológicos.
- Facilita el control de la instalación.
- Aumenta la vida de las instalaciones, al trabajar en condiciones constantes.
- Facilita las operaciones y programación de los trabajos de mantenimiento.
- Permite optimizar el tamaño de la instalación.
- Evitar el sobredimensionamiento de la depuradora.

2. Regulación del caudal

2.1. Fundamentos del proceso

La regulación del flujo de agua que llega a la planta depuradora, consiste en la laminación de los picos y valles de caudal, de tal forma que la instalación de depuración trabaje con un caudal constante, lo que lleva consigo un incremento de la eficiencia de los diferentes procesos y operaciones unitarias que la componen.

Si el agua residual tiene sólidos en suspensión, las balsas o tanques de regulación deben estar agitados para evitar su decantación.

Básicamente, el proceso de regulación del caudal, consiste en una balsa o tanque de volumen adecuado donde tiene lugar la acumulación del exceso de agua cuando el caudal de llegada es mayor que el caudal medio, y de donde se extrae cuando el caudal de llegada a la planta es menor que el medio.

De acuerdo con lo indicado anteriormente:

La balsa de regulación embalsará agua cuando el caudal que llega a la instalación sea mayor que el caudal medio.

La balsa de regulación desembalsará agua, cuando el caudal de agua de llegada a la instalación sea menor que el caudal medio.

Por la forma de trabajar de una balsa o tanque de regulación se deduce que su nivel a lo largo del tiempo es variable.

2.2. Formas de operación

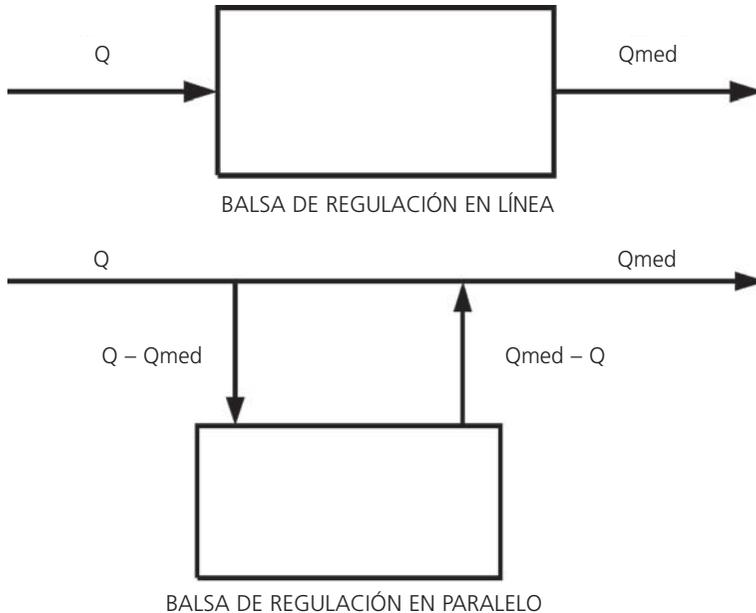
Las dos formas básicas de operación de las balsas o tanques de regulación de caudal son:

En línea o serie:

La balsa de regulación está en línea con la alimentación a la planta depuradora y, en consecuencia, todo el agua residual pasará a través del tanque o balsa de regulación.

En derivación o paralelo:

Solamente se deriva a la balsa de regulación el caudal que excede del medio, que es reenviado a la depuradora cuando el caudal de llegada sea inferior al medio.



Siendo:

Q : caudal de llegada a la planta, m^3/h

Q_{med} : caudal medio, m^3/h

2.3. Bases de diseño

Las bases de diseño vendrán definidas por la variación de los caudales de alimentación a la instalación a lo largo de un periodo de tiempo.

2.4. Dimensionado de equipos

El volumen requerido para la balsa de regulación del caudal se puede determinar mediante la representación gráfica de la variación de caudal a lo largo del día o bien mediante la preparación de una hoja de cálculo.

Para llevar a cabo el segundo de los métodos indicados, más exacto y fácil de realizar que el primero, se preparara una hoja de calculo con las siguientes columnas:

- Tiempo (de hora en hora).
- Volumen de agua que llega a la planta en el referido periodo de tiempo (m^3).
- Volumen acumulado de agua que llega a la planta desde el tiempo cero (m^3). El volumen de agua acumulado en un día dividido por 24 h dará el caudal medio (m^3/h).
- Volumen de agua extraído de la balsa desde el tiempo cero, que corresponderá con el caudal medio multiplicado por el numero de horas transcurrido.
- Diferencia entre las dos columnas anteriores.

Ésta última columna será un conjunto de valores positivos y negativos.

Los valores positivos corresponden con la cantidad de agua que se precisa almacenar, al ser las cantidades extraídas inferiores a las llegadas.

Los valores negativos representan el agua que se precisa tener almacenada para aquellos periodos de tiempo en que las extracciones sean superiores a las aportaciones.

El volumen de la balsa de regulación será la suma del valor máximo positivo y del valor mínimo negativo en valor absoluto. En el caso de que no existan valores positivos o negativos, estos últimos términos serán cero.

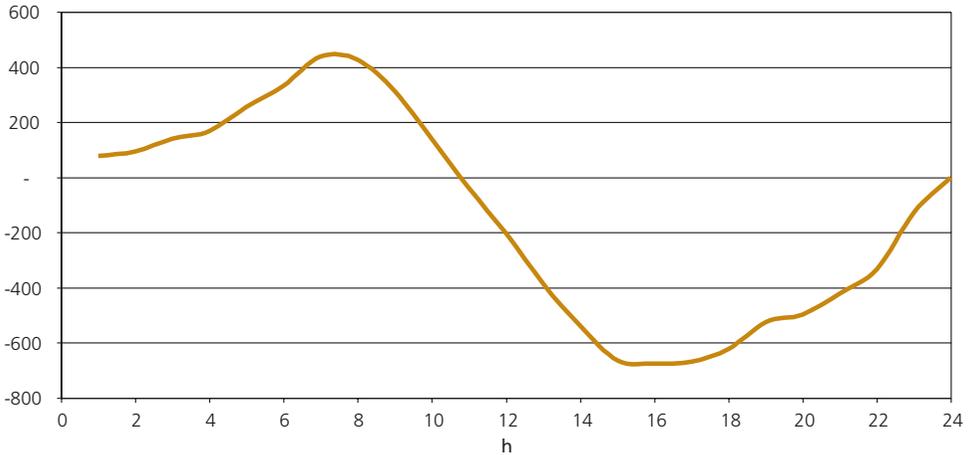
En la tabla incluida a continuación, se recoge un ejemplo de la forma de realizar la tabla indicada con anterioridad.

Intervalo tiempo	Volumen horario	Acumulado alimentación	Acumulado extraído	Diferencial alimentación-extraído
h	m ³	m ³	m ³	m ³
0-1	310	310	233	77
1-2	250	560	466	94
2-3	280	840	699	141
3-4	260	1100	932	168
4-5	320	1420	1.165	255
5-6	310	1730	1.398	332
6-7	340	2070	1.631	439
7-8	220	2290	1.864	426
8-9	120	2410	2.097	313
9-10	60	2470	2.330	140
10-11	55	2525	2.563	-38
11-12	68	2593	2.797	-204
12-13	50	2643	3.030	-387
13-14	80	2723	3.263	-540
14-15	110	2833	3.496	-663
15-16	220	3053	3.729	-676
16-17	240	3293	3.962	-669
17-18	280	3573	4.195	-622
18-19	330	3903	4.428	-625
19-20	260	4163	4.661	-498
20-21	310	4473	4.894	-421
21-22	320	4793	5.127	-334
22-23	440	5233	5.360	-127
23-24	360	5593	5.593	0
Caudal medio m³/h			5593/24 = 233	

En este caso el volumen de la balsa será de 1.115 m³.

Si se representa gráficamente la última columna frente al tiempo, se obtiene en este caso la curva siguiente:

DIFERENCIA ALIMENTACIÓN-EXTRACCIÓN



En esta gráfica, se tiene dos zonas de curvatura:

- Zona descendente: significa que se está desembalsando agua, o lo que es lo mismo, el caudal de agua que llega es menor que el que se extrae.
- Zona ascendente: el agua que llega es mayor que la que se saca y en consecuencia se esta embalsando.

3. Homogeneización del influente

3.1. Fundamentos del proceso

En determinadas plantas industriales, la composición del agua residual de alimentación a la depuradora varía de forma notable a lo largo del día, o bien se producen descargas puntuales con altas concentraciones de sus contaminantes. Si estas variaciones son importantes es preciso llevar a cabo una homogeneización del mismo, con el fin de que la planta depuradora trabaje en las mejores condiciones posibles.

La homogeneización de la composición del influente de una estación depuradora de aguas industriales, consiste en la laminación de los picos y valles de

contaminación que llegan a la instalación, de tal forma que la alimentación a la misma sea lo más homogénea posible.

Básicamente el proceso de homogeneización, consiste en una balsa o tanque del volumen adecuado, trabajando siempre lleno que actúa como pulmón, donde tiene lugar la homogeneización del agua residual.

De acuerdo con lo indicado anteriormente:

Cuando llegue un influente con una concentración superior a la media, esta se diluirá en el agua acumulada de la balsa de homogeneización.

Cuando llegue un influente con una concentración inferior a la media, esta al mezclarse con el agua de la balsa aumentará su concentración.

3.2. Formas de operación

De acuerdo con lo indicado anteriormente, la forma de trabajar una balsa o tanque de homogeneización es siempre llena, de tal forma que el volumen de agua existente en la misma sirva de amortiguación de los picos o valles de contaminación.

Por otra parte para que tenga lugar una correcta homogeneización entre el influente y el agua presente en la balsa, es preciso que la balsa se encuentre agitada.

El tipo de agitación precisa en una balsa de homogeneización, es una agitación suave.

La única opción de llevar a cabo el proceso de homogeneización es:

En línea o serie.

La balsa de homogeneización está en línea con la alimentación a la planta depuradora, y en consecuencia todo el agua residual pasa a través del tanque o balsa de homogeneización.

En el caso de homogeneización no es posible el trabajar en paralelo o derivación.



Siendo:

C : concentración en la alimentación.

C_m : concentración media.

3.3. Bases de diseño

El volumen de la balsa de homogeneización vendrá definido en función de las variaciones de la calidad del influente, originadas por los procesos productivos.

3.4. Dimensionado equipos

La forma de determinar el volumen de una balsa o tanque de homogeneización se puede realizar al igual que en el caso de las balsas de regulación, por representación gráfica, o bien mediante la preparación de una hoja de calculo, pero utilizando en este caso kilos de contaminante en lugar de volúmenes de agua como en el caso de la regulación.

Es importante tener en cuenta, que las balsas de regulación cuando están en línea, durante la mayor parte de su tiempo están parcialmente llenas con agua, con lo que se va a conseguir un cierto grado de homogeneización del influente, siempre que dispongan de agitación.

4. Normas generales de diseño

En el diseño de estos equipos habrá que tener en cuenta:

- Las balsas de regulación trabajan a nivel variable, y no precisan agitación salvo que el agua tenga en su composición sólidos en suspensión para evitar su decantación, o bien se pretenda conseguir un cierto grado de homogeneización.
- Las balsas de homogeneización trabajan a nivel fijo y siempre llenas, precisando agitación.

Los dos sistemas básicos de agitación son.

- *Agitación mecánica. La potencia de mezcla debe ser del orden de 15-25 w / m³ de agua.*
- *En el caso de las balsas o tanque de regulación que trabajan siempre a nivel variable, hay que tener en cuenta que los agitadores no pueden quedarse al aire.*
- *Agitación mediante inyección de aire a través de difusores. La cantidad de aire debe estar entre 0,4 y 0,6 m³ de aire / m³ * hora.*
- *El tipo de difusores a emplear, son de burbuja media o gruesa.*

En la práctica, el volumen del tanque de homogeneización o bien, el de regulación debe ser superior al determinado teóricamente para tener en cuenta los siguientes factores:

- La operación continua de los equipos de agitación y mezclado de las balsas de homogeneización y las de regulación en el caso de que sean precisos, no permitirán un vaciado total.
- El retorno a cabeza de planta de sobrenadantes y filtrados exige un volumen adicional sobre el previsto.
- Debe tenerse en cuenta un volumen adicional para hacer frente a los imprevistos que puedan producirse por cambios no esperados del caudal o composición diarios.
- A pesar de que no puede darse ningún valor fijo, el volumen adicional puede variar entre el 10 y el 20% del valor calculado.

Capítulo V: Desbaste

Por diversos caminos, una gran cantidad de "cosas" de mayor o menor tamaño acaban llegando a las alcantarillas o redes de colectores y en consecuencia a la planta de tratamiento de aguas residuales.

Latas, botellas, piezas de metal, palos, piedras, juguetes, envases, tapones, etc., se encuentran de forma habitual, acompañando al agua residual, en el influente de las plantas depuradoras urbanas.

Sacos, plásticos, envases, trapos, herramientas, etc., llegan frecuentemente a las plantas depuradoras de aguas residuales industriales.

Estos materiales ocasionan problemas de diferente índole a las instalaciones de depuración, pueden provocar la obstrucción de colectores, canales o tuberías, dañar equipos de bombeo, bloquear mecanismos en movimiento o atascar las purgas de las unidades, entre otros problemas. Si el problema se origina en una conducción enterrada, mecanismo inaccesible o unidad crítica, las consecuencias pueden ser muy graves para la planta depuradora.

Teniendo en cuenta todo lo indicado anteriormente, es evidente la importancia de su eliminación en la fase inicial de la planta depuradora.

1. Objetivos del proceso de desbaste

La primera operación que se realiza en todas las plantas depuradoras de aguas residuales ya sea urbana o industrial, es la de desbaste.

El desbaste consiste en la separación de los sólidos de volumen elevado, que como se ha indicado anteriormente, producirían gravísimas alteraciones en el normal funcionamiento de la planta.

Entre los objetivos que tienen encomendado los procesos de desbaste, se encuentran como los mas importantes:

- Protección mecánica de los equipos.
- Evitar posibles alteraciones a la circulación del agua residual a través de la depuradora.
- Evitar la presencia de sólidos inertes de gran tamaño en el tratamiento de fangos.
- Obstrucción de las líneas y canales de la planta.
- Evitar la deposición de estos residuos en los canales y equipos.

2. Procesos utilizados en el desbaste

Para llevar a cabo las misiones indicadas anteriormente, en las plantas depuradoras de aguas residuales se utilizan diferentes procesos, siendo los mas importantes los siguientes:

- Pozos de gruesos.
- Rejas.
- Tamices.
- Dilaceradores.

A los sólidos de gran tamaño extraídos en el proceso de desbaste, se les conoce en las depuradoras urbanas con el nombre genérico de basuras (por su composición parecida a las basuras urbanas), o de residuos, siendo su destino final en estas instalaciones de forma generalizado el envío a vertedero municipal.

3. Pozo de gruesos

Este proceso se emplea en las plantas depuradoras de aguas residuales urbanas, aunque hay que indicar que su instalación no está generalizada.

En las redes de colectores de tipo unitario, en las que van conjuntamente aguas sanitarias y aguas de lluvia, en las épocas secas hay una cierta acumulación de

arenas y sólidos de alta densidad, que con las primeras fracciones de lluvia son arrastradas hacia la depuradora, llegando estos elementos en esos momentos en cantidades muy importantes.

Por otra parte debido a obras, entrada por bocas de registro, sumideros, etc., es frecuente la llegada a las depuradoras de elementos de volumen elevado y alta densidad, como piedras, ladrillos, escorias etc.

Si se tiene en cuenta que los colectores discurren por debajo de la cota del terreno y con frecuencia a varios metros de profundidad, lo primero que se va a encontrar el agua a la entrada de la depuradora es una estación de bombeo, y la presencia de estos elementos puede causar graves problemas en los mencionados equipos.

3.1. Objetivos

Con el fin de hacer un pre-desarenado y eliminar los objetos anteriormente citados de gran tamaño y alta densidad, es frecuente la instalación antes de la unidad de bombeo, además de unas rejillas de muy gruesos de tipo estático, de un pozo de gruesos.

Los pozos de gruesos, consisten básicamente en una rebaja o foso realizado en la solera de la cámara de bombeo y antes de estos equipos, con el fin de que una parte de las arenas y objetos de elevada densidad queden retenidos.

3.2. Fundamentos del proceso

Los pozos de gruesos se fundamentan en la elevada diferencia de densidad entre el sólido a separar y el agua, lo que conlleva que caigan al fondo del mismo en un tiempo mínimo.

3.3. Bases de diseño

Los pozos de gruesos, se diseñan generalmente en base al tiempo de retención y la carga hidráulica.

Los valores de estos parámetros generalmente utilizados en la práctica son los siguientes:

Tiempo de retención hidráulica (T_r) entre 1 y 2 minutos a caudal máximo.

Carga hidráulica (CH) próxima a $1 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{min}}$.

3.4. Dimensionado de equipos

El volumen del pozo de gruesos vendrá dado por:

$$\text{Vol (m}^3\text{)} = \frac{Q_{\text{max}} \text{ (m}^3\text{/h)} * \text{Tr (min)}}{60(\text{min/h})}$$

y la superficie del pozo de gruesos por:

$$S(\text{m}^2) = \frac{Q_{\text{max}} \text{ (m}^3\text{/h)}}{60(\text{min/h}) * \text{CH (m}^3\text{/m}^2 * \text{min)}}$$

De donde la profundidad pozo de gruesos será:

$$h(\text{m}) = \frac{\text{Vol(m}^3\text{)}}{S(\text{m}^2)}$$

Siendo:

Vol = Volumen, m³

Q_{max} = Caudal máximo, m³/h

Tr = Tiempo retención, min

S = Superficie, m²

*CH = Carga hidráulica, m³/m²*h*

h = Altura, m.

3.5. Normas generales de diseño

- Las paredes laterales de los pozos de gruesos tienen una pendiente próxima a 60°.
- Tanto las paredes como la solera del fondo tienen embebidos perfiles metálicos y en ocasiones carril ferroviario, con el fin de no dañar el hormigón en las operaciones de limpieza.
- La forma de evacuar los materiales retenidos en el pozo de gruesos, es mediante el empleo de una cuchara bivalva, montada sobre un pórtico grúa y con una capacidad entre 250 y 500 litros.

- Todo el material retirado por la cuchara bivalva se recoge sobre contenedor, del tipo de los utilizados para transporte de escombros de construcción, siendo conveniente realizar una serie de perforaciones en el fondo del mismo, para permitir el escurrido de los materiales extraídos
- La reja de muy gruesos para protección del equipo de bombeo, es de limpieza manual y la separación entre barrotes va a depender del tipo de bombas a utilizar.
- Todos los materiales separados en esta fase deben ser evacuados de la planta de forma diaria, con el fin de evitar posibles fermentaciones de la materia orgánica que sea arrastrada en la decantación de las arenas y, en consecuencia, generación de malos olores.
- La limpieza del pozo debe ser periódica, una o dos veces al día en tiempo seco y siempre que se produzcan lluvias, con el fin de evitar su colmatación y que deje de ser efectivo como pre-desarenado.

4. Rejas

Las rejas consisten básicamente en un conjunto de barras metálicas de sección regular, paralelas y de separación uniforme entre ellas, situadas en un canal de hormigón, en posición transversal al flujo, de tal forma que el agua residual pase a través de ellas, quedando retenidos todos los sólidos presentes, con un tamaño superior a la separación entre barrotes.

Todas las barras de la reja se encuentran fijadas en un marco, con el fin de rigidizar el sistema.

4.1. Objetivos

El objetivo del proceso de desbaste mediante rejas es la eliminación de todos los sólidos en suspensión de tamaño superior a la separación entre barrotes (luz) con el fin de evitar obstrucciones en líneas o problemas mecánicos en los equipos dinámicos.

Esta es la primera operación que se realiza en todas las plantas depuradoras ya sean urbanas o industriales.

La separación de los sólidos de gran tamaño presentes en las aguas residuales en las rejas se basa en su tamaño, de tal forma que quedaran retenidos todos aquellos que tengan un tamaño superior a la separación fijada entre los barrotes.

4.2. Clasificación de las rejas

La primera división de las rejas viene establecida por la separación o luz entre los barrotes.

TIPO	LUZ (mm)
Rejas de gruesos	> 50
Rejas de medios	15 a 50
Rejas de finos o rejillas	8 a 12

Dependiendo la utilización de un tipo u otro del tamaño de los sólidos a retener.

En estos equipos, cuanto menor sea la separación o luz entre barrotes, mayor será el volumen de residuos eliminados.

Es práctica normal en las depuradoras urbanas la utilización de una reja de medios, seguida de una de finos, con una separación entre barrotes en cada una de ellas tal que cada una separe aproximadamente el 50% de las basuras eliminadas.

En caso de utilizar un solo tipo de reja, se emplea generalmente para sólidos de tamaño fino o medio.

La eliminación de los residuos depositados en las rejas pueden ser llevadas a cabo de dos formas:

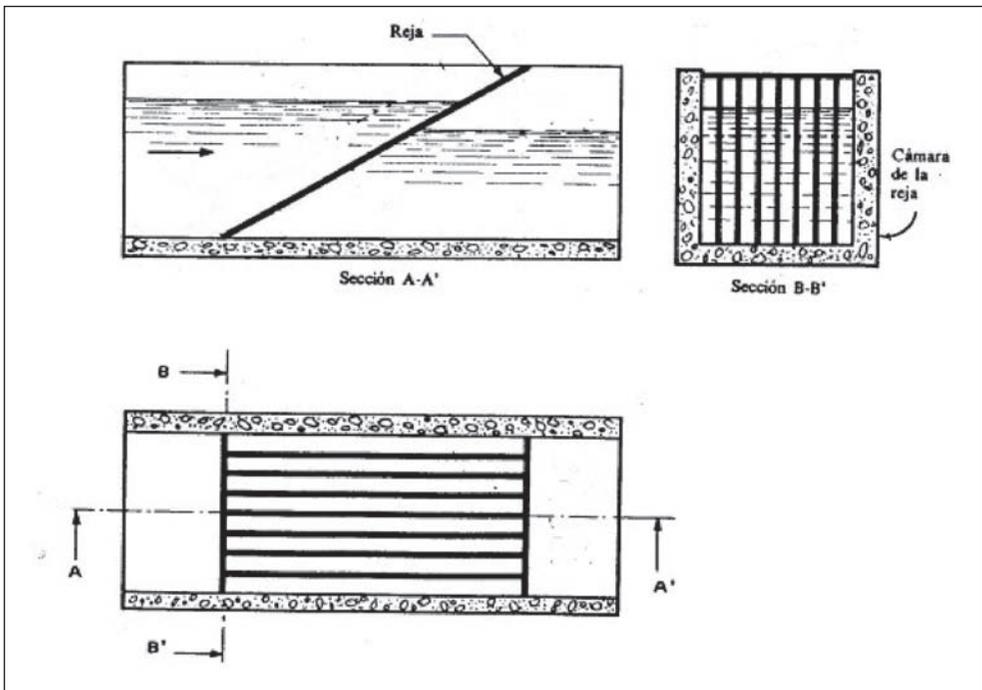
- Limpieza manual.
- Limpieza automática.

4.2.1. Rejas de limpieza manual

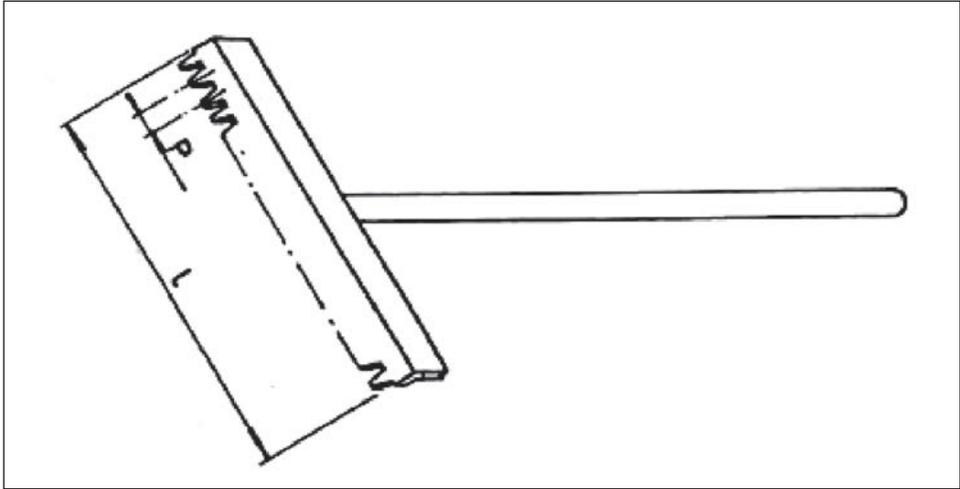
Las rejas de limpieza manual son instaladas en plantas urbanas de bajo caudal o industriales, estando el sistema utilizado basado en el empleo de un rastrillo con púas que se encastran en los espacios abiertos de las rejas.

Con el fin de facilitar el trabajo de limpieza, el ángulo de la reja con el canal suele estar próximo a los 45-60°.

Con estos equipos debe tenerse una atención frecuente, con el fin de evitar acumulaciones importantes de basuras sobre los barrotos, que podrían llegar a producir desbordamientos del agua residual por colmatación de la superficie de paso del agua.



ESQUEMA DE REJA MANUAL.



ESQUEMA RASTRILLO LIMPIEZA.

4.2.2. Rejas de limpieza automática

Las unidades de limpieza automática requieren una menor atención que las manuales, siendo preciso mantenerlas perfectamente ajustadas y lubricadas.

En este tipo de rejas la limpieza se lleva a cabo mediante unos rastrillos que encastran entre los barros y se deslizan a lo largo de los mismos siendo arrasados acoplados a cadenas sinfín, a un brazo basculante, cable de arrastre, etc.

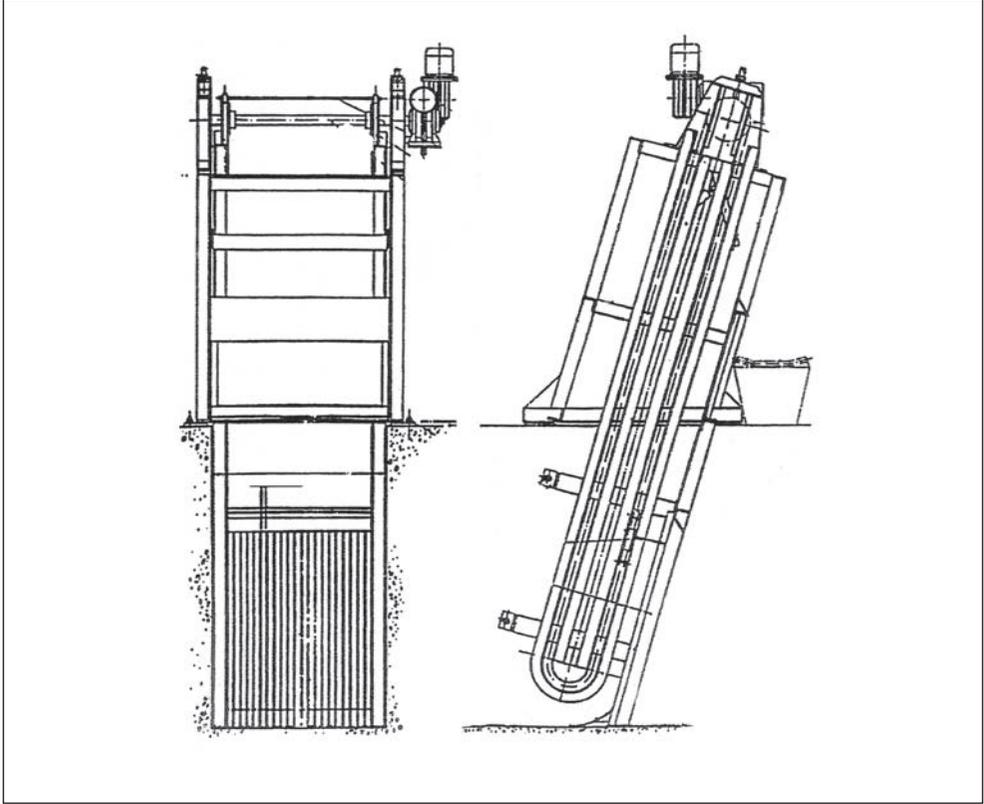
La velocidad de desplazamiento de los rastrillos viene fijada por el fabricante del equipo, siendo los valores generalmente adoptados entre 2 y 5 m / min.

El espesor de los rastrillos varía entre 10 y 20 mm.

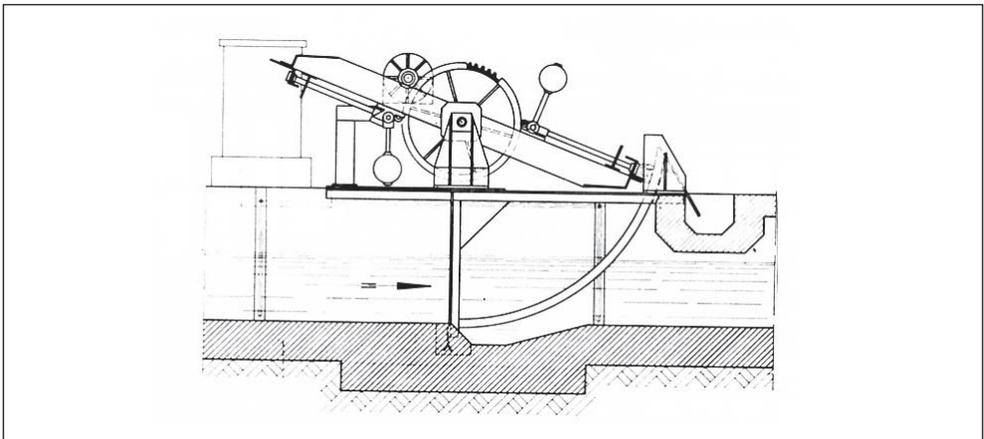
El sistema de limpieza automático de las rejas, lleva a cabo su función de forma discontinua, siendo actuado mediante un temporizador o bien por determinación de la diferencia de nivel del agua antes y después de la reja, lo que indica el grado de colmatación en que esta se encuentra.

En las rejas de funcionamiento automático, el ángulo del equipo con la solera del canal, suele estar entre 75-85°.

Existen en el mercado rejas en las cuales la superficie de desbaste tiene geometría curva.



REJA AUTOMÁTICA.



REJA CIRCULAR.

4.3. Bases de diseño

Uno de los factores más importantes en el cálculo de estos equipos es la velocidad de paso del agua a través del mismo, ya que una velocidad elevada da lugar a una menor retención de los sólidos a eliminar por las turbulencias generadas, mientras que una velocidad demasiado lenta provocara decantaciones de arenas y otros sólidos en suspensión de alta densidad en el canal.

Los parámetros de diseño generalmente utilizados son:

- V (m/s) = 0,8-1,0 m/s a Q_{med} y 30% de colmatación
- V (m/s) = 1,2-1,4 m/s a Q_{max} y 30% de colmatación
- Con el fin de evitar deposiciones de arenas en el canal de aproximación, la velocidad del agua en el mismo deberá ser superior a 0,3 m/seg.

La velocidad en el canal de aproximación generalmente utilizada es la siguiente:

- V (m/seg) a Q_{MED} entre 0,4-0,5 m/s

4.4. Dimensionado de equipos

Para el diseño de una reja, ya sea de gruesos o de finos, puede utilizarse la siguiente expresión:

$$S(m^2) = \frac{Q(m^3/h)}{V(m/s)} * \frac{L(mm) + e(mm)}{L(mm)} * \frac{1}{C}$$

Siendo:

S : superficie, m^2

Q : caudal, m^3/h

V : velocidad de paso a través de la reja, m/s

L : luz o separación entre barrotes, mm

e : espesor del barrote, mm

C : coeficiente de colmatación, tanto por uno

La superficie debe calcularse para el caudal medio y máximo, con los parámetros indicados en las bases de diseño, adoptándose el mayor de los valores obtenidos.

Esta superficie correspondería con una reja colocada perpendicular a la solera del canal. Ahora bien, estos equipos se colocan formando un cierto ángulo con la vertical, siendo en consecuencia preciso calcular la superficie mojada.

$$S_{\text{mojada}}(\text{m}^2) = \frac{S(\text{m}^2)}{\text{sen}\alpha}$$

Siendo:

α : ángulo de la reja con la solera del canal

El coeficiente C de colmatación, representa la superficie libre de reja (en tanto por uno), para un grado de suciedad predeterminado. En plantas urbanas se considera en el cálculo un porcentaje de reja sucia del 30%, por lo que el valor de C en este caso es de 0,7

El espesor de los barrotes depende del tamaño de las rejillas, de tal forma que le de la resistencia mecánica precisa para evitar deformaciones, variando desde 6 mm en las más pequeñas hasta los 12 mm en las de mayor tamaño.

La pérdida de carga a través de la reja puede ser determinada a partir de la siguiente ecuación:

$$H(\text{m}) = \frac{V^2(\text{m/s}) - v^2(\text{m/s})}{2 * g (\text{m/s}^2) * C}$$

Siendo:

H : pérdida de carga, m.c.a.

v : velocidad del agua en el canal, m/s

V : velocidad del agua de paso en la reja, m/s

g : gravedad, m / s²

C : coeficiente de colmatación

La pérdida de carga aumenta con el grado de colmatación de la reja, no debiendo superar los 150-200 mm.c.a.

4.5. Normas generales para el diseño

- La instalación de las rejillas se lleva a cabo en un canal de sección rectangular, con fondo horizontal o ligera pendiente descendente en la dirección del flujo, y en un tramo recto, con el fin de conseguir que la velocidad de aproximación sea lo más homogénea posible, ya que la existencia de turbulencias en las cercanías de dichos equipos, puede hacer que la atraviesen sólidos que quedarían retenidos en otras condiciones.
- La instalación debe realizarse de tal forma que disponga de accesos fáciles para la evacuación de la basura que quede retenida en la reja y se almacena en los contenedores de residuos correspondientes.
- Es práctica habitual la instalación de una unidad de reserva sobre todo cuando se utilizan equipos automáticos.
- Instalación de dos o más unidades, con el fin de dar mayor flexibilidad a la planta
- Compuertas de aislamiento de cada canal, con el fin de poder proceder a su reparación en caso de avería
- Sistema de transporte de las basuras desde la reja al contenedor, prensa, etc. generalmente mediante cintas transportadoras
- El material de las rejillas habitualmente es acero al carbono o inoxidable. Los elementos de acero al carbono deberán estar pintados con dos capas de imprimación y dos de pintura epoxi bituminosa.
- La instalación de rejillas como desbaste de las aguas residuales, se realiza en todas las plantas depuradoras de aguas residuales tanto urbanas como industriales.
- Hay que tener en cuenta que en esta zona de la depuradora y sobre todo en verano con altas temperaturas, puede producirse una generación de olor desagradable importante, lo que lleva consigo en ocasiones a su instalación en recintos cerrados con sistema de extracción y tratamiento de olores.

Por esta misma razón, la evacuación de residuos debe hacerse diariamente.

5. Tamices

Los tamices, al igual que las rejas, son equipos para la eliminación de sólidos en suspensión de gran tamaño, consistentes en hacer pasar el agua a través de una placa perforada con ranuras o perforaciones de 1,0 a 3 mm. o bien por una malla de acero inoxidable, con luz entre 0,5 y 2 mm.

Estos equipos tienen una capacidad de eliminación de basuras mucho más elevado que las rejas, llegando en las plantas depuradoras urbanas incluso a una eliminación entre el 10-15%, de los sólidos en suspensión, no siendo habitual su utilización en este tipo de plantas, excepto en algunas depuradoras de caudales de tratamiento bajos, por su coste elevado frente a las rejas, la elevada pérdida de carga que presentan (entre 1,5 y 2,5 m.c.a.), así como su bajo caudal de tratamiento, lo que lleva consigo la utilización de numerosas unidades, con el problema de distribución hidráulico.

El empleo de este tipo de equipos, es muy aconsejable en el tratamiento de determinadas aguas industriales, como pueden ser mataderos, fábricas de cerveza, industrias de fermentación y en general aquellas aguas industriales con alto contenido en sólidos en suspensión de tamaño de partícula próxima a 1 mm o superiores.

En el pasado, los tamices utilizados eran de dos tipos, de disco y de tambor, utilizando como elementos de limpieza rasquetas, cepillos rotativos y chorros de agua o de aire.

En la actualidad, existe en el mercado un tipo de tamices, que utilizan como elemento filtrante una malla de acero inoxidable, especialmente construida para este fin.

La construcción de los diferentes tipos de tamices se lleva a cabo en acero inoxidable.

5.1. Objetivos

Al igual que las rejas, el objetivo de los tamices es eliminar todos los sólidos de un tamaño superior a la luz del elemento filtrante.

Debido a que la luz es muy inferior a las rejas, la capacidad de retención es mucho más importante que en aquellas

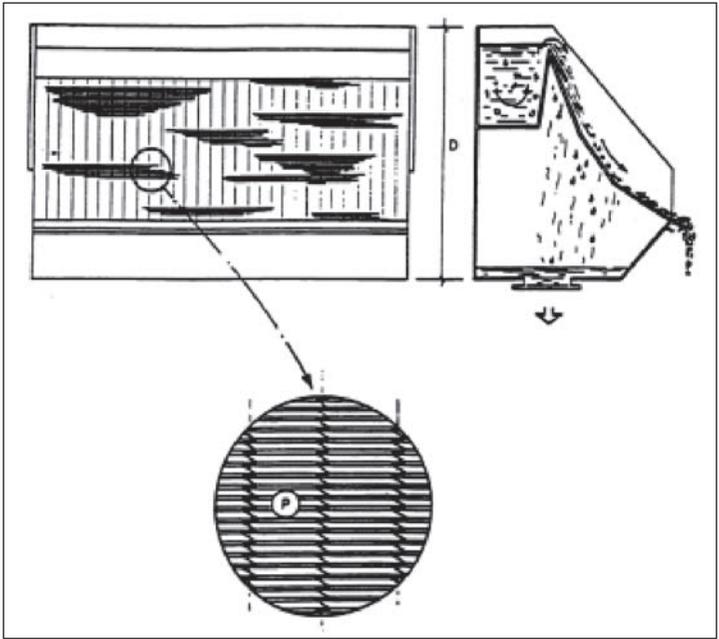
5.2. Fundamentos del proceso

Los tamices de la misma forma que las rejjas, basan su capacidad de retención de sólidos en el tamaño del sólido a retener, de tal forma que quedarán retenidos aquellos cuyas dimensiones sean superiores a la luz del tamiz.

5.3. Tipos de tamices

Los tamices pueden ser:

- De disco o tambor, no utilizados en tratamientos de aguas en la actualidad.
- Estáticos de superficie curva, denominadas en muchas ocasiones microtamices.
- Dinámicos o rotativos con sistema de limpieza automática.
- De superficie móvil.



ESQUEMA DE UN TAMIZ ESTÁTICO.

5.3.1. TAMICES ESTÁTICOS

Los microtamices o tamices estáticos no tienen ninguna parte móvil y por la geometría de colocación de la malla, son autolimpiantes.

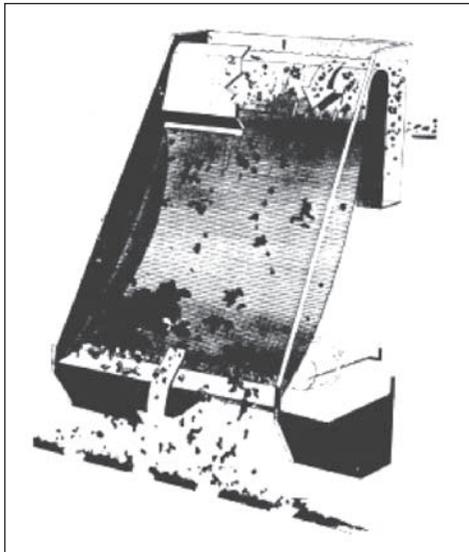
La luz de paso de la malla de estos equipos varía generalmente entre 0,5 y 2,0 mm y unas superficies filtrantes con anchuras que varían desde 0,3 hasta 1,8 m, con una capacidad de tratamiento entre 400 y 1.200 l/m²*min, dependiendo de la luz y del tipo de sólido a eliminar.

El agua residual a tratar se introduce en un compartimento posterior del equipo, que por rebose se desliza a través de la superficie filtrante donde tiene lugar la tamización o separación de los sólidos.

El núcleo fundamental de la unidad es el conjunto de barras o hilos del tamiz. La disposición de los alambres transversales con curvas sinusoidales en el sentido del flujo proporciona una superficie relativamente no atascable con alto poder de filtrabilidad.

La gran ventaja de este tipo de tamices es:

- Mantenimiento mínimo.
- No tienen consumo energético.



TAMIZ ESTÁTICO.

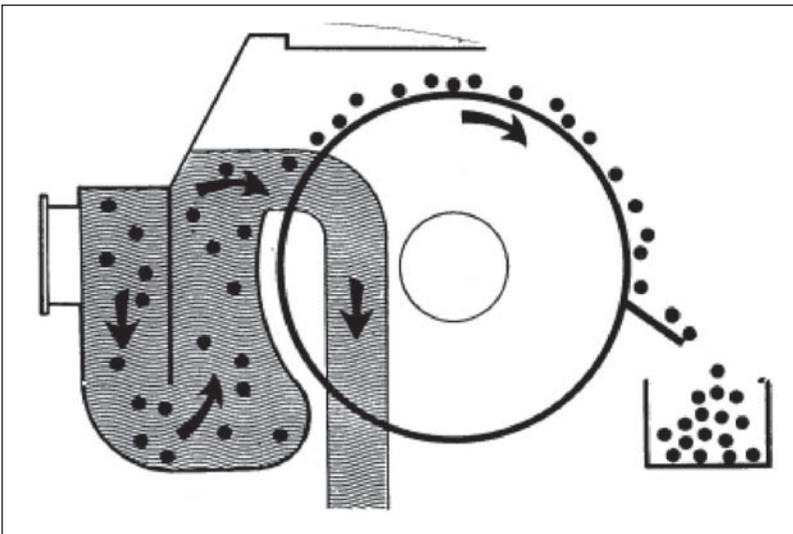
5.3.2. Tamices dinámicos o rotativos

Los tamices dinámicos tienen una capacidad de tratamiento superior a los estáticos, siendo mecánicamente más complejos y de coste más elevado.

Estas unidades en la actualidad se están utilizando, además de para los fines indicados anteriormente, para el tamizado de fangos urbanos antes de su espesado, con el fin de eliminar la presencia de sólidos de tamaño medio y que ocasionarían graves problemas en los digestores.

Los tamices dinámicos están formados por un cilindro cuya virola está formada por una malla de inoxidable a través de la cual fluye el agua residual, quedando retenidos sobre la superficie los sólidos en suspensión a eliminar. Al girar el cilindro, extrae del agua los mencionados sólidos, que son arrastrados por la superficie del tamiz y separados posteriormente mediante una rasqueta.

La capacidad de tratamiento de los tamices dinámicos es superior a la de los estáticos, siendo la luz de la malla utilizada entre 0,5 a 1,5 mm.

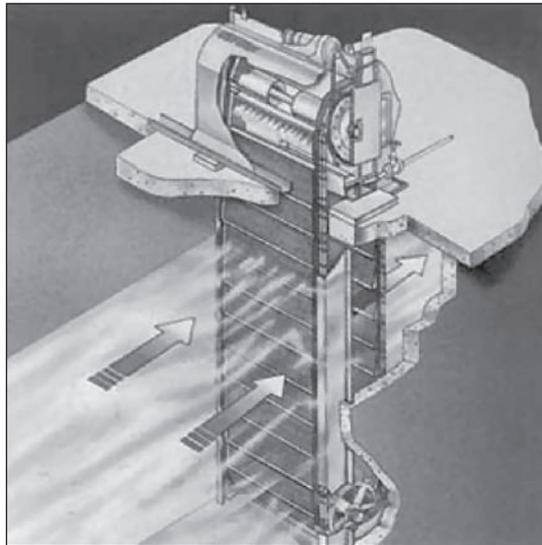


ESQUEMA DE TAMIZ DINÁMICO O ROTATIVO.

5.3.3. Tamices de superficie móvil

En los tamices de superficie móvil, esta se va desplazando de abajo arriba, formando una banda continua, existiendo diferentes modelos en el mercado, siendo instalados al igual que las rejas en canal.

El paso de luz en estas unidades, es mayor que en los tamices estáticos y dinámicos, variando entre 1 y 4 mm.



TAMIZ DE SUPERFICIE MÓVIL.

5.4. Normas generales de diseño

- En los tamices estáticos no es preciso el empleo de una unidad de reserva, debido a la ausencia de averías al no disponer de partes móviles.
- Habitualmente se montan sobre una estructura de tal forma que los residuos separados caigan directamente al contenedor.
- Debido a la elevada pérdida de carga y a la forma de operación, generalmente el agua llega por bombeo, lo que supone la necesidad de una reja previa antes de las bombas.
- Debe disponerse de un acceso fácil para evacuación de los contenedores de acumulación de basuras.

- Es importante incorporar una conexión para agua, en las proximidades, para limpieza de la superficie filtrante.
- En los tamices dinámicos se ha de tener un control periódico del ajuste y desgaste de la cuchilla de limpieza.

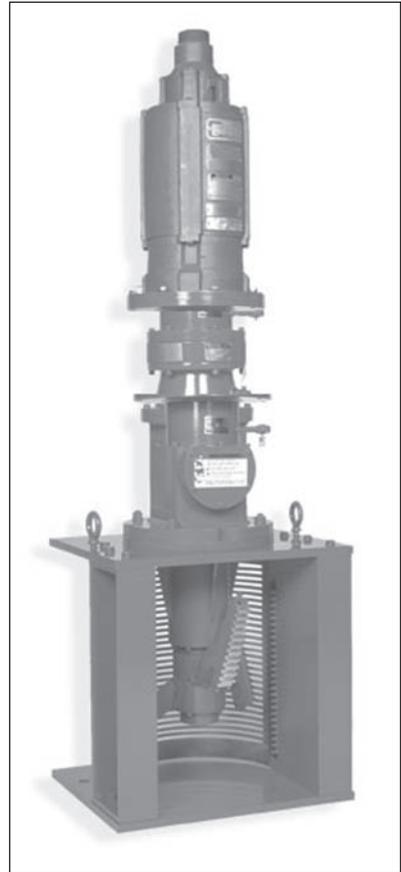
6. Dilaceradores

Los dilaceradores o trituradores, son dispositivos montados en canal, que permiten el paso del agua residual y los sólidos gruesos presentes son troceados, hasta reducirlos a un tamaño tal que sean arrastrados por el agua y que no causen problemas en el resto de la planta depuradora.

De acuerdo con lo indicado anteriormente, estos equipos no eliminan las basuras presentes en el agua residual, sino que las acondicionan para su eliminación posterior por decantación como sólidos en suspensión, lo que lleva consigo un aumento considerable de los mismos y de la DBO en el caso de que el sólido se componga de materia orgánica biodegradable, y en consecuencia un aumento del tamaño de los procesos posteriores así como del tratamiento de fangos.

Por este motivo la instalación de estas unidades en plantas depuradoras urbanas generalmente no son admitidas. La única ventaja que presentan es la no generación de basuras en la planta depuradora.

Debido a los problemas mecánicos que se pueden presentar en el funcionamiento de los dilaceradores, es imprescindible el disponer de una unidad de reserva, o bien disponer en paralelo de una reja, generalmente de tipo manual.



DILACERADOR.

7. Residuos generados

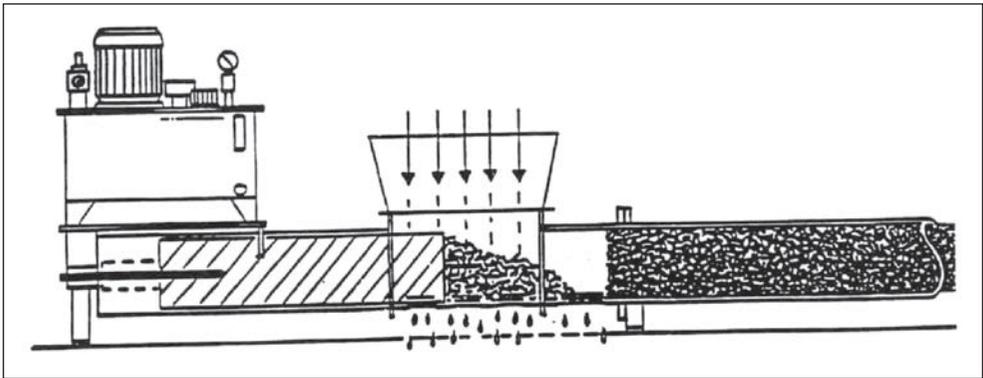
7.1. Destino final de los residuos

En las rejas manuales las basuras retenidas y retiradas mediante un rastrillo, se depositan generalmente sobre un pequeño contenedor colocado sobre el canal, con perforaciones en el fondo para su escurrido.

En las rejas automáticas, las basuras retiradas por los peines mecánicos, caen directamente sobre una cinta transportadora, que las envía a los contenedores para su evacuación de la planta.

Los contenedores normalmente utilizados son los normalizados municipales con el fin de que puedan ser evacuados por los vehículos de recogida de basura y transportados a vertedero.

Una variante es el prensado o compactado del residuo antes de su evacuación de la depuradora, con el fin de reducir su volumen así como conseguir su escurrido.



COMPACTADOR DE RESIDUOS.

En el caso de tamices (estáticos o dinámicos), como ya se ha indicado, estos se montan habitualmente sobre una estructura metálica, de tal forma que los sólidos eliminados caen directamente al contenedor.

Las basuras eliminadas en el pretratamiento de una planta depuradora, generalmente son retirados por los servicios municipales de basuras, recibiendo el mismo tratamiento que los residuos domésticos, ya que tienen una composi-

ción relativamente parecida, siendo la principal diferencia su contenido en agua.

En plantas pequeñas donde los residuos no son eliminados por los servicios municipales, una solución es su eliminación como relleno del terreno mediante enterramiento, siendo preciso en este caso su recubrimiento por una capa de tierra compactada de espesor superior a 20-30 cm. con el fin de evitar malos olores, proliferación de roedores, moscas, etc.

Es muy importante que los residuos procedentes del desbaste sean evacuados de la estación depuradora diariamente, sobre todo en verano, para evitar su descomposición y en consecuencia la generación de malos olores en las instalaciones.

7.2. Cantidad de residuos generados en el desbaste

La cantidad de basura eliminada en el proceso de desbaste de una planta depuradora urbana, vendrá determinado entre otros por los siguientes factores:

- Tipo de red de colectores existente.

Las redes de colectores en una ciudad pueden ser unitarias si recogen el agua pluvial y las aguas residuales en una sola red, separativa si están ambas redes separadas o mixta si se dan en parte. En general lo más común debido a la antigüedad de los sistemas colectores de las ciudades es que sean unitarias.

En las redes de colectores unitarias, el volumen de basuras retiradas es considerablemente superior a las redes separativas.

- Tipo de área servida.
- Luz de paso del agua a través del equipo utilizado, siendo la cantidad retirada mayor, a medida que disminuye la luz de la unidad.
- Cuando la red de colectores es de tipo unitaria, la cantidad de residuos aumenta considerablemente en los momentos de tormentas o fuertes aguaceros, debido a los arrastres que estas ocasionan.

Las cantidades de basuras retiradas en las rejillas de las plantas depuradoras urbanas son muy variables, pudiendo estimarse entre 20 y 180 litros de basura

por cada 1.000 m³ de agua tratada o bien entre 10 y 20 litros anuales por cada 1.000 habitantes.

En el caso de utilizar tamices, al ser la luz de paso considerablemente menor, las cantidades de residuos retirados son muy superiores a los generados por las rejas, variando entre 50 y 250 litros por cada 1.000 m³ de agua tratada.

Capítulo VI: Desarenado

El desarenado consiste en un proceso en el que se produce una separación por decantación diferencial o selectiva, de todas aquellos sólidos en suspensión de densidad elevada (compuestos inorgánicos), impidiendo la sedimentación de la materia en suspensión de baja densidad (de naturaleza orgánica).

Las partículas de naturaleza inorgánica eliminadas en este proceso, son conocidas con el nombre genérico de arenas, incluyendo en dicha denominación otros productos presentes en el agua residual, como pueden ser escorias, gravas, cáscaras de huevo, objetos metálicos, etc.

La característica fundamental de estos elementos inorgánicos separados en este proceso es que son totalmente estables, lo que conlleva que no se van a generar descomposiciones posteriores de los mismos.

Estas unidades en sus diferentes versiones, son utilizadas en todas las plantas depuradoras urbanas, no siendo de utilidad de forma general en las depuradoras de aguas industriales. Dentro de la industria se pueden encontrar en las azucareras en el tratamiento de las aguas de arrastre y transporte de la remolacha.

1. Objetivos del proceso de desarenado

En las plantas depuradoras de aguas residuales urbanas, el proceso de desarenado es el segundo que se instala a continuación del desbaste, con el fin de eli-

minar los sólidos en suspensión de densidad elevada, por los graves problemas que estos contaminantes pueden ocasionar a las instalaciones.

Los desarenadores eliminan todos aquellos sólidos en suspensión, con un peso específico igual o mayor de 2,65 y un tamaño de partícula superior a 0,15-0,2 mm.

Entre los fines más importantes encomendados al proceso de desarenado, se encuentran los siguientes:

- Evitar problemas de abrasión en los equipos mecánicos, al tratarse las arenas de compuestos de elevada dureza, aumentando con ello la vida de los diferentes equipos de la planta y en consecuencia la vida útil de la depuradora.
- Eliminar deposiciones en canales y tuberías.
- Evitar la presencia de sólidos inertes en la línea de tratamiento de fangos.
- Mayor facilidad de evacuación de la planta depuradora, al tratarse de sólidos inertes, y poder ser su destino final los vertederos de inertes.
- Su no retirada en esta operación, supondría su eliminación con los fangos primarios, depositándose en el fondo de los digestores, dando lugar a operaciones de limpieza engorrosas además de ocupar volumen inútilmente.

2. Sistemas utilizados en el desarenado

Los sistemas utilizados en el proceso de desarenado son los siguientes:

- *Desarenadores de flujo horizontal, de aplicación exclusivamente en plantas pequeñas, por los bajos rendimientos que se obtienen.*
- *Desarenadores de sección cuadrada. Estas unidades han caído en desuso, por los problemas mecánicos que presentaban.*
- *Desarenadores aireados.*
- *Otros.*

2.1. Desarenadores de flujo horizontal

Los desarenadores de flujo horizontal más sencillos, consisten en hacer pasar el agua residual a través de un canal, de dimensiones apropiadas que mantenga la velocidad del agua en un valor próximo a 0,3 m/seg.

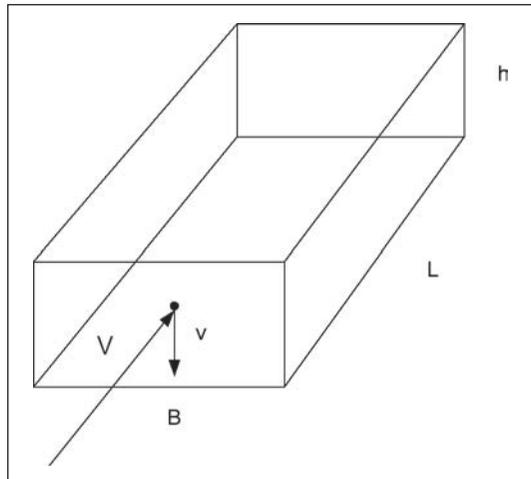
A esa velocidad se produce la decantación de las arenas en el fondo del canal, manteniendo en suspensión por arrastre los sólidos en suspensión de menor densidad, la materia orgánica.

Como es conocido, en las plantas depuradoras urbanas, el caudal varía de forma importante a lo largo del día, surgiendo el problema de mantener constante la velocidad en el canal.

2.1.1. Fundamentos del proceso

Un desarenador de flujo horizontal, consiste en un canal rectangular de longitud adecuada, que permita la decantación de las arenas.

Las partículas sólidas están sometidas a dos velocidades: de arrastre por la velocidad del agua y de caída por su densidad.



ESQUEMA DE UN DESARENADOR DE FLUJO HORIZONTAL.

La superficie transversal del desarenador será:

$$S_t \text{ (m}^2\text{)} = \frac{Q \text{ [m}^3\text{/s]}}{V \text{ [m/s]}} = B \text{ (m)} * h \text{ (m)}$$

Siendo:

S_t : superficie transversal, m^2

Q : caudal a tratar, m^3/s

V: velocidad longitudinal, m/ s

B: anchura del canal, m

h: altura de la lámina de agua, m

El tiempo que una partícula tarda en caer será:

$$T(s) = \frac{h(m)}{v(m/s)}$$

donde:

T: tiempo, s

h: altura lámina agua, m

v: velocidad de caída de la partícula, m/s

La longitud teórica del equipo será:

$$L(m) = T(s) * V(m/s)$$

donde:

L: longitud teórica, m

T: tiempo, s

V: velocidad longitudinal, m / s

De donde

$$L(m) = \left(\frac{h(m)}{v(m/s)} \right) * V(m/s)$$

Como se observa, la altura de la lámina de agua, va a determinar la longitud de la unidad.

Debido a las turbulencias que se producen a la entrada y salida del canal es preciso incrementar la longitud teórica. Generalmente se utiliza un coeficiente de mayoración entre 1,25 y 1,50.

Este tipo de equipos, se utilizan solamente en plantas muy pequeñas, siendo el sistema de limpieza manual, por lo que es preciso que cada uno de los canales sea de dimensiones reducidas y existan unidades en reserva.

2.1.2. Bases de diseño

En el diseño de estas unidades, comienza fijando la velocidad de paso del agua a través del desarenador.

• <i>Peso específico de partículas a eliminar:</i>	<i>>2,65</i>
• <i>Tamaño de partícula</i>	<i>>0,2-0,15 mm</i>
• <i>Velocidad en canal(V)</i>	<i>0,25-0,35 m /seg</i>
• <i>Velocidad de decantación (v)</i>	<i>0,018 m/seg</i>
• <i>El tiempo de retención del agua en el desarenador</i>	<i>45-90 seg</i>
• <i>La relación anchura /profundidad del canal</i>	<i>1 y 2,5</i>
• <i>Factor de compensación de la longitud por turbulencia</i>	<i>1,25-1,5</i>

2.1.3. Dimensionado de los equipos

Sección transversal del desarenador:

$$S_t(m^2) = \frac{Q(m^3/s)}{0,3(m/s)}$$

Siendo:

S_t : *superficie transversal, m²*

Q : *caudal a tratar m³ / s*

Con lo que se determina la superficie transversal, viniendo esta definida por:

$$S_t(m^2) = B(m) * h(m)$$

Siendo:

B : *anchura del canal, m*

h : *altura de la lámina de agua, m*

Teniendo en cuenta que la relación Anchura / profundidad esta comprendida entre 1 y 2,5, pueden fijarse ambas dimensiones.

El tiempo de caída de la partícula es el siguiente:

$$T(s) = \frac{h(m)}{0,018(m/s)}$$

Longitud teórica desarenador

$$L (m) = T (s) * 0,3 (m/s)$$

Siendo:

L : Longitud teórica desarenador, m

Esta longitud teórica debe multiplicarse por un coeficiente de mayoración que compense las turbulencias de entrada-salida del equipo, rozamiento en paredes, etc, como ya se ha indicado anteriormente.

2.1.4. Normas generales de diseño

- La longitud teórica, debe multiplicarse entre 1,25 y 1,5 para obtener la longitud real, para compensar turbulencias, zonas muertas, etc.
- En el caso de que las dimensiones del desarenador sean elevadas, se utilizarán unidades múltiples.
- La forma de limpieza de estos equipos es manual, debiendo preverse como mínimo una unidad de reserva.
- En la implantación del sistema hay que tener en cuenta disponer de acceso para facilitar la evacuación de la arena.
- Entre los sistemas empleados para mantener la velocidad constante y compensar las variaciones de caudal, se encuentran entre otros:
 - Utilización de canales múltiples.
 - Empleo de vertederos proporcionales.

Debido al problema de la variación de la velocidad, que va a dar lugar a deposiciones de materia orgánica si la velocidad es menor de la prevista por disminución del caudal, o arrastre de partículas ya decantadas por aumento del caudal, la efectividad de este sistema no es óptima por lo que como ya se ha indicado con anterioridad, solo se utilizan en plantas depuradoras urbanas de pequeño tamaño.

2.2. Desarenadores de sección cuadrada

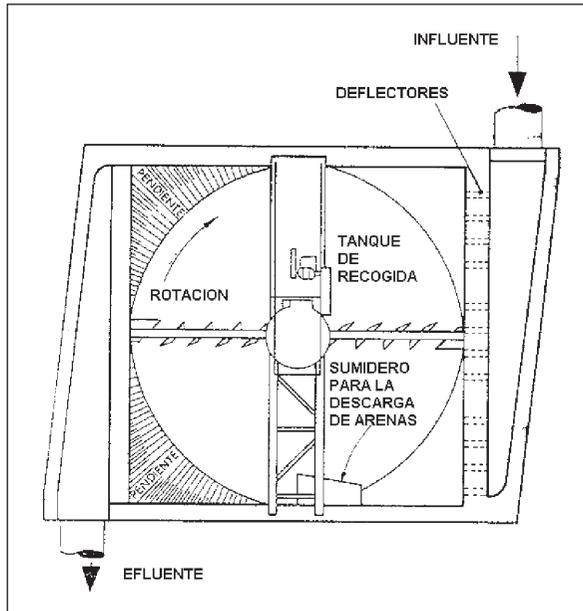
En estos equipos, el agua residual se hace pasar a través de un tanque de sección cuadrada, donde tiene lugar la separación de las arenas por decantación.

Los sólidos depositados en el fondo del equipo, son arrastrados mediante un mecanismo giratorio hacia una poceta situada en un lado del tanque, del que son extraídos hacia la superficie por una rampa mediante un mecanismo de vaivén provisto de un rastrillo o bien por un tornillo helicoidal.

Al pasar las arenas separadas por la rampa, hay una agitación importante y en consecuencia los sólidos orgánicos que se hubiesen depositado con la arena, son separados de la misma, obteniéndose como consecuencia una arena limpia.

En la figura adjunta se recoge un desarenador de este tipo.

Como se ha indicado con anterioridad, estos equipos han caído en desuso por los problemas mecánicos y de abrasión que conllevan.



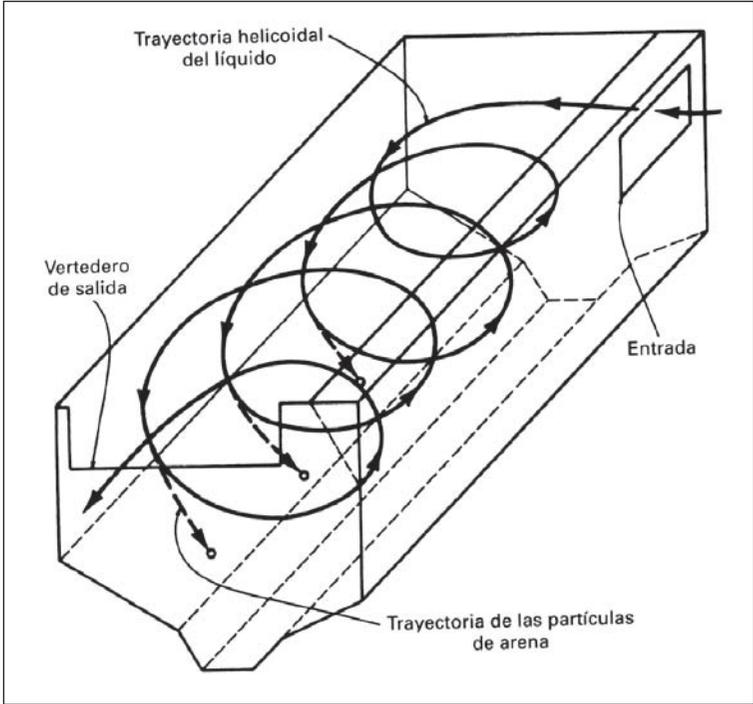
PLANTA DE UN DESARENADOR DE SECCION CUADRADA.

2.3. Desarenadores aireados

En plantas urbanas de capacidad media o alta, se usan habitualmente desarenadores aireados, que por su configuración no se ven afectados por las variaciones del caudal, y se obtiene una arena con un grado de lavado importante (concentraciones mínimas de materia orgánica).

2.3.1. Fundamentos del proceso

Estas unidades consisten en un canal de geometría determinada, como el indicado en la figura adjunta, que disponen de un colector provisto de difusores que crean un movimiento de tipo helicoidal al agua a su paso por el equipo.

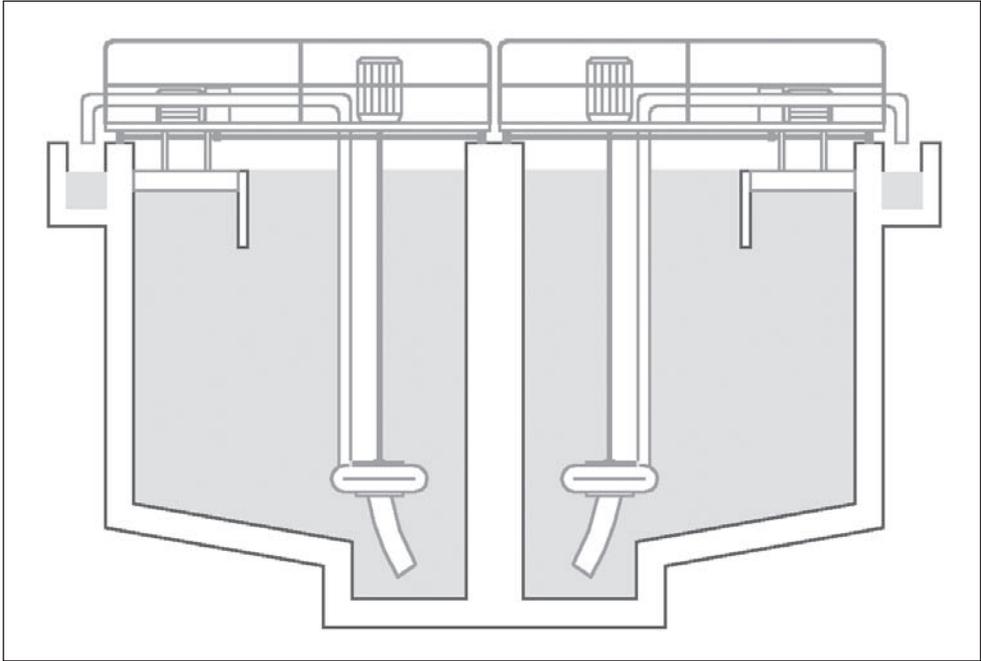


TRAYECTORIA DEL AGUA EN UN DESARENADOR AIREADO.

La velocidad de giro o rotación del agua vendrá determinada por la cantidad de aire inyectado a través de los difusores. A mayor cantidad de aire, mayor velocidad de giro, de tal forma que se puede establecer la velocidad adecuada actuando sobre la cantidad de aire inyectado.

Cualquier partícula que se encuentre en las proximidades de la zona de recogida de arena, se encuentra sometida a dos fuerzas de sentido opuesto:

- Una de caída debida a la diferencia de peso específico con el agua
- Otra ascensional o de arrastre producida por el giro de la masa de agua.



EXTRACCIÓN DE ARENA.

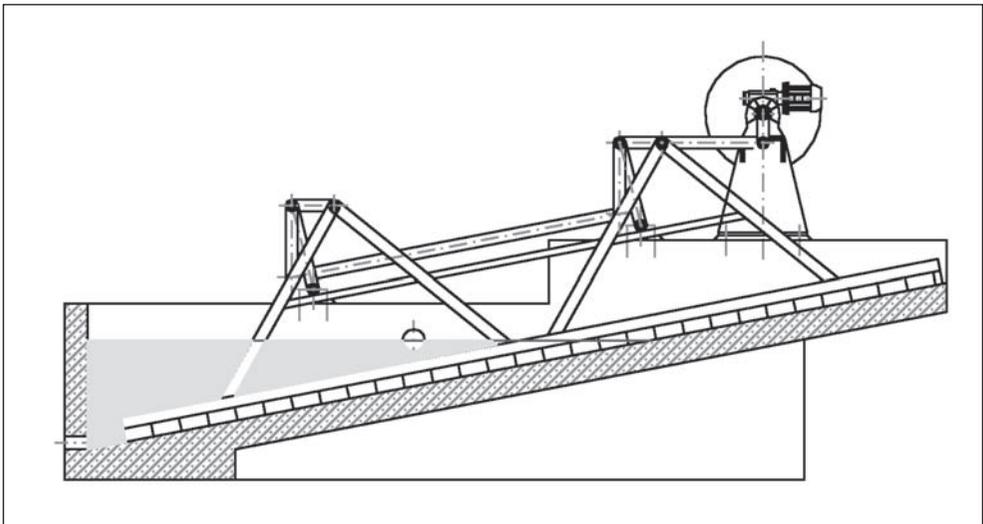
Todas las partículas en que la fuerza de caída sea superior a la de arrastre, se depositarán en el fondo del desarenador, mientras que si son inferiores serán arrastradas por el agua fuera del equipo.

Variando la cantidad de aire inyectado, se varía la velocidad de giro y en consecuencia la fuerza ascensional, permitiendo la separación solo de partículas de alto peso específico.

En la actualidad, se diseñan los desarenadores con menor velocidad de giro del agua, lo que permite que en superficie se produzca un desengrasado, lo que conlleva que por el fondo se deposite con las arenas ciertas cantidades de sólidos en suspensión de carácter orgánico. Para obtener una arena limpia, la arena extraída del desarenador se introduce en un lavador (clasificador) de arena donde se elimina la posible materia orgánica depositada. Las aguas de lavado se envían a cabecera de planta.



DESARENADOR.



LAVADOR DE ARENAS.

2.3.2. Bases de diseño

En desarenadores con separación solo de arena, los datos típicos de diseño son:

- | | |
|---|--|
| • <i>Tiempo de retención</i> | <i>5-10 min</i> |
| • <i>Carga hidráulica</i> | <i>50 - 70 m³/m²*h</i> |
| • <i>Caudal de aire</i> | <i>0,5- 1,8 m³/ m³ * h</i> |
| • <i>Velocidad de paso del agua</i> | <i>0,10 - 0,15 m/s</i> |
| • <i>Número de ciclos a lo largo del desarenador</i> | <i>2 a 4</i> |
| • <i>La arena deberá contener una concentración en materia orgánica inferior al</i> | <i>5-7%</i> |
| • <i>Tipo de difusores:</i> | <i>De burbuja gruesa o media</i> |

En aquellos casos de plantas depuradoras urbanas en que se desee llevar a cabo el proceso de desarenación conjuntamente con la separación de grasas y aceites, los datos de diseño serán:

- | | |
|-------------------------------|--|
| • <i>Tiempo de retención:</i> | <i>8- 16 min</i> |
| • <i>Carga hidráulica:</i> | <i>15 - 30 m³/m²* h</i> |
| • <i>Caudal de aire</i> | <i>0,5- 1,8 m³/ m³ * h</i> |
| • <i>Tipo de difusores:</i> | <i>De burbuja fina o media</i> |

2.3.3. Dimensionado de equipos

Para el dimensionado de estos equipos se fijan unos valores de carga hidráulica y tiempos de retención, dentro del rango de los indicados con anterioridad.

La superficie horizontal del equipo, vendrá definida por:

$$S_h (m^2) = \frac{Q (m^3/h)}{CH [m^3/m^2 * h]}$$

donde:

S_h : *superficie horizontal, m²*

Q : *caudal a tratar, m³/h*

CH : *carga hidráulica, m³/m²*h*

Determinándose la superficie tanto para el caudal medio como para el máximo, tomándose la mayor de las dos superficies obtenidas.

Conocida la superficie horizontal, la anchura y longitud se definen de acuerdo con los parámetros recomendados en las normas generales de diseño.

El volumen preciso vendrá determinado por:

$$\text{Vol}(\text{m}^3) = \frac{Q(\text{m}^3/\text{h}) * \text{Tr} (\text{min})}{60 (\text{min}/\text{h})}$$

donde:

Vol: volumen del equipo, m^3

Q: caudal a tratar, m^3/h

Tr: tiempo de retención, *min*

Calculándose al igual que la superficie para el caudal medio y máximo, adoptando el de mayor valor.

Para determinar la altura, esta vendrá definida por:

$$h (\text{m}) = \frac{\text{Vol} (\text{m}^3)}{S_h (\text{m}^2)}$$

Donde:

Vol: volumen del equipo, m^3

S_h: superficie horizontal, m^2

La cantidad de aire vendrá dada por:

$$Q_{\text{aire}} (\text{m}^3/\text{h}) = \text{Vol} (\text{m}^3) * 1,5 (\text{m}^3/\text{m}^3 * \text{h})$$

2.3.4. Normas generales de diseño

- | | |
|---|--------------------------|
| • La profundidad de los equipos varía entre | 3,0 y 4,5 m |
| • La longitud se encuentra entre | 6 y 20 m |
| • Relación longitud/anchura | 2,5:1 a 5:1 |
| • La anchura varía entre | 2,0 y 6,0 m |
| • En el caso de que las dimensiones obtenidas fuesen superiores a las típicas, se utilizan unidades múltiples. | |
| • Los difusores se instalan entre 0,4 y 0,6 m por encima de la cota del fondo. | |
| • La capacidad de las bombas de extracción de arena en redes unitarias será | 50 l/m^3 |
| • En las unidades desarenado-desengrasado conjuntas, se suelen instalar una pantalla longitudinal con el fin de conseguir una zona de tranquilización, y facilitar la separación de las grasas. | |
| • La concentración de la arena para el bombeo no debe ser superior al 3%. | |

3. Residuos generados

La arena depositada en el fondo de los desarenadores de flujo horizontal, se extrae de forma manual, y tiene unas concentraciones de materia orgánica importantes.

En los equipos aireados, la arena se extrae habitualmente por bombeo, mediante bomba instalada en un puente que se desplaza sobre carriles apoyados en los muros longitudinales del separador. La arena extraída, generalmente se envía a un lavador (clasificador) de arenas, para reducir la materia orgánica presente a un mínimo.

La cantidad de arena a eliminar dependerá de:

- Tipo de red de colectores, ya sea unitaria o separativa.
- Características del área servida.
- Superficie de zonas verdes en la zona de recogida.
- Pluviometría de la zona.

Las variaciones en la cantidad de arena recogida varían de forma muy importante de unas instalaciones a otras.

En tiempo seco la cantidad de arena extraída puede estimarse entre 10 y 50 m³ de arena por cada millón de m³ de agua tratada.

En caso de lluvia, los valores indicados anteriormente, van a verse incrementados de forma muy importante.

En aquellas plantas con desarenado-desengrasado debido a que al ser retirados estos compuestos en los desarenadores, arrastran una cantidad importante de agua, antes de su evacuación final de la depuradora se les pasa por un concentrador de grasas.

Las grasas y aceites separados deben recogerse y evacuarse a través de un gestor de residuos autorizado.

Capítulo VII: Separación de grasas y aceites

Los compuestos líquidos, insolubles en el agua y de densidad menor que esta, (grasas y aceites), llegan en muy diferente cuantía a las plantas depuradoras de aguas residuales.

Dentro del grupo de contaminantes denominados grasas y aceites, se van a encontrar aquellas de origen animal, vegetal o mineral. Dentro de este último tienen una gran importancia el petróleo y gran parte de sus derivados.

En las depuradoras de tipo urbano su concentración es relativamente baja, lo que justifica que no se empleen procesos específicos para su separación, eliminándose los residuos de este tipo en los desarenadores aireados o bien en los procesos de tipo biológico.

En algunas plantas industriales su generación puede ser importante, como por ejemplo en refino del petróleo, petroquímicas, almacenamiento de combustibles, etc, por lo que se han desarrollado técnicas y procesos específicos para su eliminación.

1. Objetivos del proceso de separación de grasas y aceites

El proceso de separación de grasas y aceites consiste en la eliminación del agua residual de este tipo de contaminantes ahora y siempre que se cumplan las siguientes condiciones:

- Estén en fase líquida.
- Se encuentren en estado libre (no eliminándose en consecuencia aquellas grasas y aceites que se encuentren disueltos o emulsionados).
- Tengan una densidad menor que la del agua.
- El tamaño de la gota sea superior a un valor predeterminado en el diseño.

Generalmente el punto de corte se fija en 0,15 mm.

Esta operación unitaria, como ya se ha indicado con anterioridad, es de gran importancia en determinadas aguas residuales industriales.

Entre las funciones que tiene encomendado el proceso de separación de grasas y aceites, se encuentran:

- Eliminación de la mayor parte de este contaminante del agua residual.
- Por tratarse en un numero importante de casos de hidrocarburos volátiles, evitar la posible formación de atmósferas tóxicas y/o peligrosas.
- Disminuir riesgos de incendios por acumulación de compuestos potencialmente combustibles en las superficies.
- Evitar su presencia en los procesos biológicos por la toxicidad de una parte de estos compuestos.

2. Fundamentos teóricos de la separación

La separación de grasas y aceites en estos procesos, se basan en la diferencia de peso específico entre el agua y el aceite. En el caso de que ambos pesos específicos sean muy próximos, o bien superior el del aceite a separar, estos procedimientos no son de aplicación.

La velocidad ascensional de una gota de aceite dentro de la masa de agua, viene determinada por la ley de Stokes para número de Reynolds bajo:

$$v = \frac{g * (S_w - S_o) * d^2}{18 * \mu}$$

Donde:

v: Velocidad ascensional del aceite, cm / s

g: Constante gravitatoria, cm / s²

S_w: Peso específico del agua

S_0 : Peso específico del aceite a eliminar

d : Diámetro de la partícula, mm

μ : Viscosidad, centipoises

y para tamaño de gotas de aceite de tamaño igual o superior a 0,15 mm. (punto de corte generalmente adoptado), la fórmula anterior queda de la forma siguiente:

$$v = \frac{1,224 * (S_w - S_0)}{\mu}$$

El peso específico del agua, así como su viscosidad son función de la temperatura del agua y su salinidad. En la tabla adjunta, se indican los valores de ambos parámetros para distintas temperaturas.

VARIACIÓN DEL PESO ESPECÍFICO Y VISCOSIDAD (CP) PARA EL AGUA DULCE Y EL AGUA DE MAR

Temperatura °C	Peso Específico		Viscosidad Absoluta centipoises	
	Agua dulce	Agua Mar	Agua dulce	Agua Mar
5	0,9999	1,0278	1,521	1,651
10	0,9997	1,0272	1,307	1,487
15	0,9991	1,0262	1,138	1,232
20	0,9982	1,0248	1,002	1,057
25	0,9971	1,0232	0,891	0,942
30	0,9957	1,0214	0,798	0,838
35	0,9941	1,0196	0,720	0,755
40	0,9922	1,0175	0,653	0,678

2.1. Ensayos de laboratorio

Debido a que las técnicas analíticas empleadas en la determinación de grasas y aceites, dan como resultado la concentración de grasas y aceites totales (el conjunto de estos compuestos que se encuentran en estado libre, emulsionados y disueltos), y con el fin de conocer la viabilidad de los procesos de separación, previamente al diseño, se debe realizar un ensayo de STS (Susceptibility oil separation), que básicamente consiste en lo siguiente:

- Analizar las grasas y aceites de la muestra original (totales) por cualquiera de los métodos analíticos utilizados.
- Introducir otra parte de la muestra en un embudo de decantación, dejándola reposar durante un periodo de media hora.
- Purgar los posibles sólidos que se hayan decantado en el fondo del embudo.
- Analizar grasas y aceites en la fracción intermedia del agua clarificada.
- La diferencia entre la primera y la segunda determinación de las grasas y aceites, dará la cantidad de estos compuestos que son susceptibles de separación mediante este proceso de tratamiento.

Por otra parte, debe tenerse muy en cuenta que los dos sistemas analíticos generalmente utilizados para determinar las grasas y aceites son:

- Métodos gravimétricos, previa extracción con disolventes.
- Instrumentales, mediante espectrofotometría por infrarrojos.

Frecuentemente pueden obtenerse valores diferentes, según el método analítico utilizado, de acuerdo con el tipo de compuestos presentes en las muestras.

2.2. Factores que afectan a la separación de grasas y aceites

Dentro de los factores que afectan al rendimiento de separación agua-aceite, se encuentran:

- Tipo y composición del aceite, que se pretende eliminar.
- Estado en que se encuentra el aceite en el agua residual.
- Como ya se ha indicado con anterioridad, en estos procesos no se eliminan aquellas grasas y aceites que se encuentren emulsionados o bien disueltos.
- Régimen de flujo.
- Tamaño de la gota (De forma generalizada se diseña para eliminar aquellas partículas de diámetro igual o superior al fijado previamente, normalmente 0,15 mm).

3. Equipos utilizados en separación de grasas y aceites

Equipos utilizados en separación de grasas y aceites son:

- *Trampas de aceites*
- *API*
- *Separadores de placas.*
- *Tanques gravimétricos.*
- *Otros.*

El rendimiento de estos equipos no suele ser suficiente para alcanzar los límites exigidos por la normativa legal en el vertido, al no eliminar las grasas y aceites que se encuentran emulsionados o disueltos así como aquellas gotas de tamaño inferior al fijado en el diseño, de tal forma que en las plantas depuradoras que precisan eliminar este tipo de compuestos, posteriormente a estas unidades se suele precisar tratamientos posteriores de afino.

Este proceso es considerado un pretratamiento.

3.1. Trampas de aceite

En todos aquellos casos en que sea preciso la eliminación de grasas y aceites en cantidades y volúmenes reducidos, como puede ser el caso de garajes, talleres, restaurantes, etc., el empleo de trampas de aceite, puede ser suficiente, requiriendo estos equipos una limpieza y atención frecuente, con el fin de conseguir unos rendimientos aceptables.

3.1.1. Bases de diseño

El parámetro más importante a definir en estos equipos es el volumen que requieren.

El volumen de la trampa, debe calcularse para un tiempo de retención mínimo de 30 minutos a caudal máximo.

3.1.2. Dimensionado de equipos

El volumen preciso de la trampa de aceite, vendrá dado por:

$$\text{Vol}(\text{m}^3) = Q_{\text{max}} \left(\frac{\text{m}^3}{\text{h}} \right) \times T_r (\text{h})$$

Que para el tiempo de retención indicado con anterioridad, será

$$\text{Vol (m}^3\text{)} = Q_{\text{m}^3/\text{h}} \left(\frac{\text{m}^3}{\text{h}} \right) \times 30 \text{ min} \times \frac{1\text{h}}{60 \text{ min}}$$

Siendo:

Vol: Volumen, m³

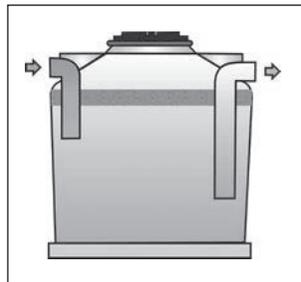
Q_{máx}: Caudal máximo, m³/h

T_r: tiempo de retención, min

3.1.3. Normas generales de diseño

- De este tipo de equipos hay una amplia gama de unidades prefabricadas en el mercado, estando construidas de diferentes materiales (hormigón, políester reforzado con fibra de vidrio, otros plásticos, etc.), así como de diferentes capacidades.
- Estas unidades al estar prefabricadas, solo hay que indicar al suministrador el volumen de la unidad deseada, o bien el servicio a realizar, siguiendo fielmente las instrucciones de instalación de las mismas.
- Su ubicación es enterrada.
- La entrada del líquido en el equipo debe encontrarse entre 15-20 cm por debajo del nivel del agua, con el fin de no producir emulsiones de las grasas ya separadas que se encuentran en la superficie de la unidad, y la salida próxima al fondo por el lado opuesto, de tal forma que el recorrido del agua sea de arriba hacia abajo, mientras que las gotas de grasa y aceite al ser menos densas que el agua se desplazarán hacia arriba, quedando retenidas en la superficie.

En la figura adjunta se muestra un separador de este tipo.



TRAMPA DE ACEITE.

3.2. Separador tipo API

Los principios en que se basan estos separadores, parten de los trabajos desarrollados en la Universidad de Wisconsin, así como en la gran experiencia adquirida en las múltiples unidades instaladas principalmente en la industria del petróleo.

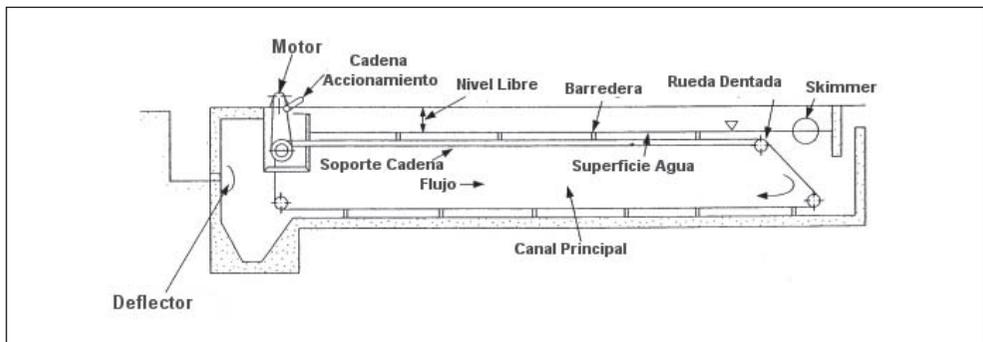
Este tipo de separadores consiste en un canal de sección rectangular, trabajando en régimen de flujo laminar y con un tiempo de retención que permita a las gotas de aceite a separar alcanzar la superficie donde serán eliminadas.

Con el fin de facilitar la separación, se instalan unas barrederas superficiales perpendiculares a las paredes laterales del canal que son arrastradas por unas cadenas sinfín, que se desplazan en la misma dirección del flujo, acumulando el aceite en las proximidades de un skimmer, que facilita la eliminación. Estos equipos físicamente son prácticamente iguales a los decantadores rectangulares, aunque los parámetros de diseño son diferentes.

Debido a la disminución de la velocidad del agua en estos equipos, tiene lugar una decantación de parte de los sólidos en suspensión presentes en dicho agua. Estos sólidos son arrastrados a uno de los extremos del separador, por las barrederas en el camino de regreso, acumulándose en unos pocetos de donde son extraídos por bombeo y enviados a tratamiento de fangos.

Con el fin de no producir turbulencias en el seno del líquido, la velocidad de las rasquetas debe ser muy lenta.

En la figura siguiente se recoge esquemáticamente, un separador de este tipo.

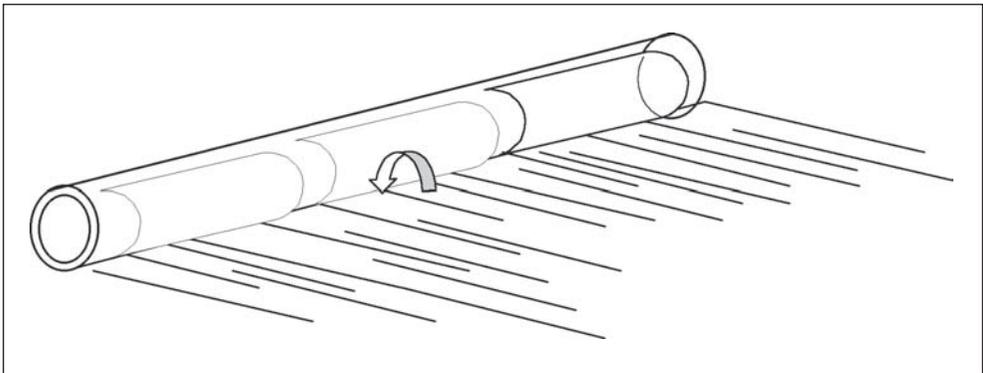


ESQUEMA DE UN SEPARADOR TIPO API.

Los aceites acumulados en la superficie del separador y arrastrados hacia uno de sus extremos por las rasquetas, son extraídos de la superficie mediante un skimmer. Estos pueden ser:

- Tubería rasgada.
- Tambores olefinicos.
- Bandas continuas.
- Otros.

En la figura adjunta se incluye skimmer tipo tubería rasgada.



SKIMMER TIPO TUBERÍA RASGADA.

3.2.1. Bases de diseño separadores API

En el diseño de los separadores API, la base de partida es la velocidad ascensional de las gotas de aceite de acuerdo con la ley de Stokes mencionada con anterioridad.

Por otra parte habrá que tener en cuenta la correlación entre los diferentes parámetros y dimensiones fijados por el Instituto Americano del Petróleo, de acuerdo con la experiencia en múltiples plantas operativas.

Los factores más importantes a tener en cuenta son los siguientes:

- El valor de la velocidad longitudinal (V) que se adopta es de $15 \times v$ (velocidad ascensional de las gotas de aceite), siendo el valor máximo que puede alcanzar de $1,7 \text{ cm/seg}$

$$V = 15 \times v$$

$$V \leq 1,7 \frac{\text{cm}}{\text{s}}$$

- La relación entre la Profundidad / Anchura del canal deberá estar comprendida entre 0,3 y 0,5.
- La anchura del canal estará comprendida entre 2 y 6 m.
- La profundidad mínima del agua será de 1 m y la máxima de 2,5 m.

3.2.2. Dimensionado del equipo

El área horizontal del canal separador, vendrá dada por:

$$S_h \text{ (m}^2\text{)} = B \text{ (m)} * L \text{ (m)} = \frac{Q \text{ (m}^3\text{/s)}}{v \text{ (m/s)}}$$

Donde:

S_h : Superficie horizontal, m^2

B : anchura del API, m

L : Longitud del API, m

Q : Caudal, m^3/s

v : velocidad ascensional, m/s

Despejando la longitud, se obtiene:

$$L \text{ (m)} = \frac{Q \text{ (m}^3\text{/s)}}{v \text{ (m/s)} * B \text{ (m)}}$$

A la longitud se le aplica un factor de corrección (F) para compensar las turbulencias y cortocircuitos hidráulicos que se van a generar en el equipo, quedando la formula anterior:

$$L \text{ (m)} = F * \frac{Q \text{ (m}^3\text{/s)}}{v \text{ (m/s)} * B \text{ (m)}}$$

Donde:

F : Factor de diseño compuesto por un factor de turbulencia y un factor de cortocircuito.

El factor global de diseño F se determina en la figura adjunta, a partir de la relación entre la velocidad longitudinal y ascensional (V/v).

La sección transversal del canal vendrá dada por:

$$St(m^2) = \frac{Q (m^3/s)}{V(m/s)} = B(m) \times D(m)$$

Siendo:

S_t : Superficie transversal, m^2

D: Profundidad API, m

Despejando el caudal, se llega a:

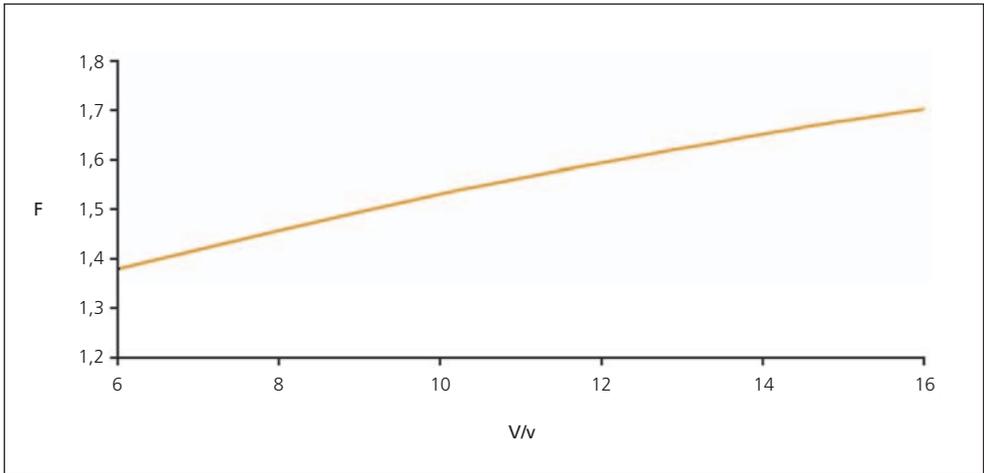
$$Q (m^3/s) = B (m) \times D (m) \times V(m/s)$$

Siendo:

V: Velocidad longitudinal, m/s

Sustituyendo Q en la ecuación de la longitud:

$$L (m) = F * D (m) * \left(\frac{V (m/s)}{v (m/s)} \right)$$



FACTOR GLOBAL DE DISEÑO (F) EN FUNCIÓN DE LA RELACIÓN V/v.

Para el dimensionado de la unidad, los pasos a seguir serán:

- Determinar la velocidad ascensional (v) de la gota de aceite a partir de la fórmula de Stokes.
- Conocida la velocidad ascensional, determinar la velocidad longitudinal, teniendo en cuenta que:

$$V = v * 15$$

Donde:

V : Velocidad longitudinal del agua, m/s

v : Velocidad ascensional del aceite, m/s

Siendo el valor máximo de $V = 61,5$ m/h

- La superficie transversal viene dada por:

$$St(m^2) = \frac{Q (m^3/s)}{V(m/s)} = B(m) * D(m)$$

y a su vez:

$$\frac{D(m)}{B(m)} = 0,3 - 0,5$$

Por lo que se dispone de dos ecuaciones con dos incógnitas, con lo cual se determina D y B .

- Aplicando la fórmula de la longitud:

$$L (m) = F * D (m) * \left(\frac{V (m/s)}{v (m/s)} \right)$$

Con lo que se conocen las tres dimensiones de la unidad diseñada.

El tiempo de retención vendrá dado por:

$$T_r (h) = \frac{Vol(m^3)}{Q \left(\frac{m^3}{h} \right)}$$

De donde

$$T_r(h) = \frac{B(m) \times D(m) \times L(h)}{Q\left(\frac{m^3}{h}\right)}$$

Como se puede comprobar en el cálculo existe una cierta flexibilidad en el dimensionado de estos equipos, lo que lleva consigo su fácil adaptación a la superficie de terreno disponible.

3.2.3. Normas generales de diseño de los separadores API

Además de las ecuaciones indicadas anteriormente, en el diseño de estos equipos hay que tener en cuenta las siguientes condiciones:

- *El agua debe llegar a los separadores por gravedad, con el fin de evitar la formación de emulsiones, lo que llevaría consigo una pérdida importante de rendimiento.*
- *Variaciones bruscas de caudal conllevan alteraciones importantes en el régimen de funcionamiento de la unidad y en consecuencia en el rendimiento, siendo aconsejable en aquellos casos que se prevea esta posibilidad la instalación de una unidad de regulación previa del caudal.*
- *No es habitual el empleo de agentes desemulsionantes en este tipo de equipos.*
- *Deben evitarse turbulencias en la entrada del equipo, para ello se instalarán entradas múltiples y disipadores de energía.*
- *Los principales inconvenientes de estas unidades radican en la gran superficie que requieren para caudales elevados y la influencia de las condiciones meteorológicas, como viento (generación de turbulencias en superficie por oleaje) o temperatura.*
Igualmente estas superficies van a dar lugar a evaporaciones de aquellas grasas y aceites más volátiles, creando contaminación atmosférica, así como atmósferas peligrosas.
- *Entre sus ventajas se encuentran su simplicidad, efectividad para eliminar el grueso de la contaminación por aceites, seguridad en su funcionamiento y la facilidad de mantenimiento y operabilidad.*

3.3. Separadores de placas

Un sistema para aumentar la eficacia de los separadores tipo API, sería darles un mayor tiempo de retención.

Por otra parte a medida que las refinerías han incrementado su capacidad de refinado y en consecuencia su generación de aguas residuales, es preciso aumentar el tamaño o el número de los mencionados APIs, lo que lleva consigo un aumento importante de la superficie necesaria, no siempre disponible, además de que a mayor superficie de la lámina de agua, mayor influencia de agentes meteorológicos como temperatura y viento, con los problemas que ello conlleva.

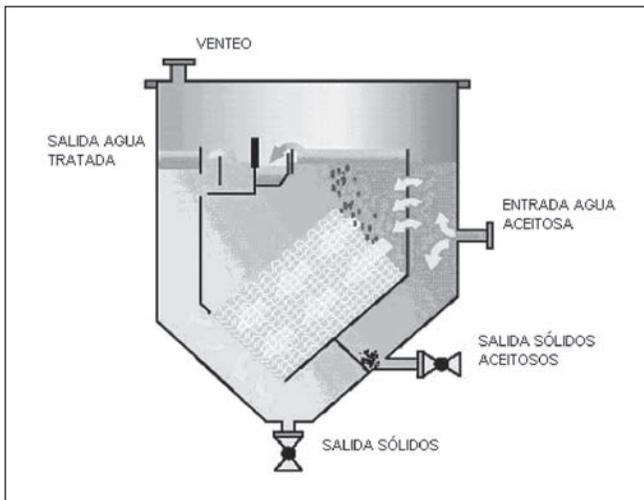
Con el fin de aumentar el rendimiento y la capacidad de estos procesos, se desarrollaron los separadores de placas, que aumentan los rendimientos y disminuyen la superficie requerida.

Entre las ventajas que presentan los separadores de placas, se encuentran:

- Aumenta la superficie de separación de las grasas y aceites, lo que lleva consigo una reducción importante del terreno preciso para su instalación.
- Se generan menos turbulencias lo que conlleva una disminución de la posibilidad de formación de cortacircuitos hidráulicos.
- Requieren menos tiempo de retención, al tener que recorrer la gota de aceite a separar solamente la distancia vertical entre las dos placas.

La separación entre placas (entre 2 y 4 cm) y el ángulo con la horizontal, varía de unos fabricantes a otros.

Entre los separadores de placas, están los denominados CPI, consistentes en un conjunto de placas coarrugadas paralelas, formando un paquete con un ángulo con la horizontal de 45 grados. Las gotas de aceite se acumulan en las crestas de las placas, facilitando el ascenso a superficie de las mismas al formar gotas de mayor tamaño por coalescencia. Los sólidos en suspensión decantados deslizarán por los valles de las placas hasta la zona de evacuación mediante bombeo.



ESQUEMA DE UN SEPARADOR DE PLACAS.

Además del separador tipo CPI, indicado anteriormente, existen en el mercado un conjunto de paquetes de placas como puede ser TPI, PPI, PACESETTER, etc.

En la actualidad, los separadores de placas, están desplazando a los separadores tipo API en la industria del petróleo.

3.3.1. Bases de diseño

Estos equipos al igual que los separadores tipo API, la separación se basa en la diferencia de peso específico entre el agua residual y la grasa y aceite a separar.

3.3.2. Dimensionado de estos equipos

El dimensionado de estos equipo es llevado a cabo por el suministrador de los paquetes de placas, pues son ellos los que conocen sus unidades y los parámetros de diseño precisos.

Para que el suministrador pueda llevar a cabo el diseño correcto de su unidad, los datos mínimos que es preciso suministrarle son los siguientes:

- Caudal máximo y medio a tratar.
- Temperatura del agua media y máxima.
- Concentración media y máxima de grasas y aceites en estado libre.
- Concentración de sólidos en suspensión media y máxima.

Hay que tener en cuenta que en estos equipos, al igual que en todos los indicados en este capítulo, no se van a eliminar aquellas grasas y aceites que no estén en estado libre.

3.3.3. Normas generales de diseño

En este caso, habrá que seguir las normas que indiquen los suministradores de las unidades, con el fin de conseguir la máxima eficacia de sus unidades.

Igualmente, son de aplicación las indicadas en los separadores tipo API.

3.4. Tanques gravimétricos

Un problema que presentan los separadores de grasas y aceites tipo API y en menor medida los de placas, es que presentan elevadas superficies cubiertas de hidrocarburos, lo que da lugar a su evaporación sobre todo en verano y en consecuencia la aparición de olores, así como atmósferas contaminadas, insalubres y peligrosas.

En alguna ocasión, estos equipos se han cerrado, evacuando los gases originados a la antorcha de la refinería o petroquímica.

A mediados de los años ochenta en EEUU se comenzaron a utilizar un nuevo tipo de separadores por gravedad, los denominados tanques gravimétricos, que básicamente constan de:

- Tanque vertical de forma cilíndrica, construido en acero al carbono, cerrado por su parte superior mediante techo fijo o flotante.
- Skimmer flotante sobre boyas para separación de la capa de aceite separada en superficie, unido al exterior del tanque mediante una línea flexible o bien con tubería metálica provista de una rotula, que permita el movimiento del skimmer cuando haya variaciones en el nivel de líquido en el tanque.
- Sistema de evacuación de los gases desprendidos hasta la antorcha de la instalación.

Entre las ventajas que presentan los tanques gravimétricos frente a los otros tipos de separadores, se encuentran:

- Al disponer de un volumen elevado, además de la separación de aceites tiene lugar una cierta capacidad de homogeneización del influente, lo que redundará en una mayor eficacia de los tratamientos posteriores.
- La posibilidad de dosificación en la línea de alimentación (zona de máxima turbulencia), de algún producto con propiedades desemulsionantes, que va a mejorar el rendimiento de separación de aceites.

Es frecuente en estos equipos llevar a cabo la dosificación de ácido sulfúrico diluido para ajustar el pH ligeramente ácido como agente desemulsionante. Debe tenerse en cuenta que habitualmente, las aguas residuales del refino del petróleo son alcalinas.

- Al no tener partes mecánicas móviles como ocurre en los separadores API, las necesidades de mantenimiento son mínimas.
- Pueden trabajar a nivel fijo o bien a nivel variable, lo que posibilita en este último caso que actúen como tanque de regulación de caudal.
- Eliminan una parte muy importante de la contaminación atmosférica generada por la evaporación de aceites en la planta de tratamiento, así como aumentan de forma notable la seguridad y salubridad de las instalaciones.

- El mayor problema que presentan estos equipos es su elevado coste de primera instalación, muy superior a cualquiera de los sistemas mencionados con anterioridad.

Es practica habitual en grandes instalaciones, el disponer de dos unidades, conectadas de tal forma que puedan trabajar tanto en serie como en paralelo, así como a nivel fijo o variable independientemente entre ellos, lo que permite disponer de una gran operatibilidad en la planta de tratamiento.

3.4.1. Bases de diseño de tanques gravimétricos

Para el diseño de estos tanques, habrá que tener en cuenta:

- El tiempo de retención habitualmente utilizado se encuentra entre 12 y 36 horas, existiendo unidades operativas con tiempos incluso superiores a los indicados.
- A mayor tiempo de retención mayor separación de contaminante e igualmente mayor tamaño del tanque con el coste que esto supone.
- La velocidad ascensional de las gotas de grasas y aceites, se determina de acuerdo con la ley de Stokes como se indico en otro apartado de este mismo capitulo.
- El tamaño de gota a separar se fija habitualmente en 0,15 mm, al igual que en los separadores tipo API, ahora bien al disponer de un tiempo de retención elevado se separaran gotas de aceite de tamaño mucho más fino.

3.4.2. Diseño del equipo

El volumen de estos tanques viene definido por:

$$\text{Vol}(m^3) = Q \left(\frac{m^3}{h} \right) \times T_r (h)$$

Donde:

Vol: volumen, m^3

Q: caudal, m^3/h

T_r: tiempo de retención, *h*

La sección del tanque vendrá definida en función de la velocidad ascensional por:

$$St(m^2) = \frac{Q (m^3/s)}{V(m/s)}$$

Siendo:

S_h : Superficie horizontal, m^2

Q : caudal de agua, m^3/s

v : velocidad ascensional, m/s

La velocidad (v) será obtenida a través de la ley de Stokes.

A partir de la superficie se determina el diámetro del tanque.

La profundidad o altura del tanque será:

$$D(m) = \frac{Vol (m^3)}{S_h (m^2)}$$

Donde:

D : Profundidad del tanque, m

Vol : Volumen, m^3

S_h : Superficie horizontal, m^2

A la altura así determinada, habrá que incrementarla con la zona ocupada por el aceite separado y la cámara de aire superior.

3.4.3. Normas generales de diseño tanques gravimétricos

En el diseño de estas unidades, además del dimensionado indicado con anterioridad habrá que tener en consideración:

- El fondo de estos tanques, se suele rellenar de hormigón, para darle pendiente hacia un punto determinado que permita la acumulación y purga del fango decantado en el separador.
- En la parte superior del tanque, se instala un sistema de inertización, normalmente mediante la inyección de nitrógeno, con el fin de evitar la formación de atmósferas explosivas.
- En estos equipos se suele instalar como instrumentación: control de nivel de agua, válvulas de presión - vacío, nivel de la interfase agua-aceite, etc, con el fin de controlar correctamente la operación.

- En el caso de instalar dos unidades, se debe estudiar muy detenidamente el diseño de líneas y valvulería de interconexión, alimentación, drenaje, etc., que permita disponer de la máxima flexibilidad de operación de los equipos instalados.
- Mantenimiento de forma continua de una capa de aceite en la superficie, lo que permite que la cantidad de agua que se saca con el skimmer sea mínima.

Debido al elevado tiempo de retención en estos equipos, y si además se utilizan agentes desmenuzantes, los rendimientos de estos equipos son superiores a los que se obtienen con los separadores indicados anteriormente, aunque como ya se ha comentado la inversión inicial es considerablemente superior.

4. Residuos generados

Las grasas y aceites separados en los diferentes equipos indicados anteriormente, están clasificados como residuos peligrosos lo que conlleva su retirada de la planta depuradora y su eliminación final a través de gestor de residuos autorizado.

En el caso de las refinerías y petroquímicas, las grasas y aceites separados en estos equipos se recuperan mandándolas a las unidades de destilación mezcladas con el crudo.

Capítulo VIII: Decantación

El proceso de decantación es una de las operaciones unitarias más antiguas que se conocen de las empleadas en el tratamiento de aguas residuales, ya sean urbanas o industriales, así como una de las más utilizadas en la actualidad, siendo un proceso netamente físico de eliminación de sólidos en suspensión por diferencia de densidad, de tal forma que las partículas con mayor densidad que el agua, son separadas por la acción exclusiva de la gravedad.

En estas unidades no se separan aquellos sólidos en suspensión con un tamaño de partícula muy fino ni aquellos otros que se encuentren en estado coloidal, así como los que tengan una densidad próxima o inferior a la del agua a tratar.

El proceso de decantación es igualmente conocido con el nombre de sedimentación.

1. Objetivos del proceso de decantación

El objetivo del proceso de decantación es la eliminación de los sólidos en suspensión presentes en un agua residual, obteniéndose un líquido claro sobrenadante en la superficie del equipo y unos sólidos que son extraídos en forma de fangos o lodos, con una concentración más o menos elevada por el fondo. La concentración alcanzada en los fangos dependerá entre otros motivos de:

- Naturaleza de los sólidos (composición, densidad, tamaño,...)

- Parámetros de diseño.
- Tipo de equipo utilizado.

En aquellos casos en que el único contaminante presente en las aguas residuales sean sólidos en suspensión, la decantación se lleva a cabo única y exclusivamente para eliminar este contaminante antes de su vertido al cauce receptor, con el fin de cumplir la normativa legal aplicable.

Entre los fines que tiene encomendado el proceso de decantación, se encuentran:

- Proteger los procesos posteriores sobretodo los de oxidación biológica de la presencia de fangos inertes.
- Evitar su vertido al cauce receptor, por la problemática que ocasionan en el mismo.
- Cumplir la normativa legal vigente.
- En aquellos casos en que los sólidos en suspensión sean de naturaleza orgánica y generen DBO, en el proceso de decantación va a tener lugar además de la eliminación de los mismos, la disminución de la DBO asociada a los sólidos, lo que redundará en unos procesos biológicos posteriores de menor tamaño, y una reducción del consumo energético.

2. Fundamentos de proceso

El proceso de decantación se basa en la diferencia de peso específico entre la partícula sólida a separar y el agua, de tal forma que una disminución de la velocidad ascensional del líquido a un valor menor que la de caída del sólido, permita que la materia sedimentable se deposite en el fondo del equipo.

La decantación de partículas y en unas concentraciones en que no existan interferencias entre ellas pueden ser estudiadas mediante las leyes de Newton y Stokes.

La velocidad de caída de las partículas puede ser determinada de forma teórica a partir de la ley de Stokes, ahora bien, presenta una serie de inconvenientes como:

- El peso específico de todas las partículas no es el mismo al tratarse de sólidos de diferente composición.

- Las partículas no son esféricas ni de sección circular.
- El tamaño y forma geométrica de las partículas es diferente de unas a otras.

De acuerdo con la problemática que surge en la determinación de la velocidad teórica por lo apuntado anteriormente, la forma habitual de operar es la determinación experimental de una velocidad final de caída de las partículas (V_c) y proceder al dimensionamiento del tanque, de tal forma que queden eliminadas todas las partículas que posean una velocidad de caída mayor que la velocidad ascensional de agua.

La velocidad final de caída de las partículas se asimila como velocidad ascensional del agua en el decantador, y recibe el nombre de carga hidráulica, que representa la velocidad de desplazamiento del agua en el equipo que se opone a la caída de las partículas, de tal forma que decantarán todas aquellas cuya velocidad de decantación sea superior a la velocidad ascensional y que dispongan de un tiempo de residencia adecuado.

De acuerdo con lo anteriormente indicado, el área de un decantador vendrá dada por:

$$S_h(m^2) = \frac{Q(m^3/h)}{V(m/h)}$$

Siendo:

S_h : superficie, m^2

Q : caudal, m^3/h

V_c : velocidad ascensional del agua, m/h

En función del tiempo de retención hidráulico, el volumen del tanque vendrá dado por:

$$\text{Vol}(m^3) = Q(m^3/h) \times Tr(h)$$

Donde:

Vol : volumen del decantador, m^3

Q : caudal, m^3/h

Tr : tiempo de retención, h

Por otra parte:

$$\text{Vol (m}^3\text{)} = S_h \text{ (m}^2\text{)} \times h \text{ (m)}$$

Donde:

Vol: volumen, m³

S_h: superficie, m²

h: altura, m

Igualando las dos ecuaciones anteriores, se obtiene:

$$h \text{ (m)} = Q \text{ (m}^3\text{/h)} \times \frac{\text{Tr (h)}}{S_h \text{ (m}^2\text{)}}$$

3. Equipos utilizados

Los tres tipos de equipos de decantadores utilizados son:

- *Rectangulares*
- *Circulares*
- *Lamelas.*

La elección de uno u otro tipo de equipos dependerá de una serie de factores como:

- Tamaño de la instalación.
- Terreno disponible y de sus condiciones.
- Experiencia del proyectista.
- Estimación de costes.

Los equipos utilizados en la mayoría de las plantas depuradoras en España son de tipo circular.

3.1. Decantadores rectangulares

Los decantadores rectangulares consisten en balsas rectangulares donde el agua entra por uno de sus extremos, saliendo por el opuesto, siendo el flujo paralelo a la dimensión más larga.

Los fangos depositados en el fondo del equipo, son arrastrados hasta uno de los extremos por un sistema de rasquetas o bien, mediante puentes móviles. Las rasquetas consisten en unos tablonces de madera o poliéster de 0,15 a 0,20 m de altura, que se extienden a toda la anchura del tanque.

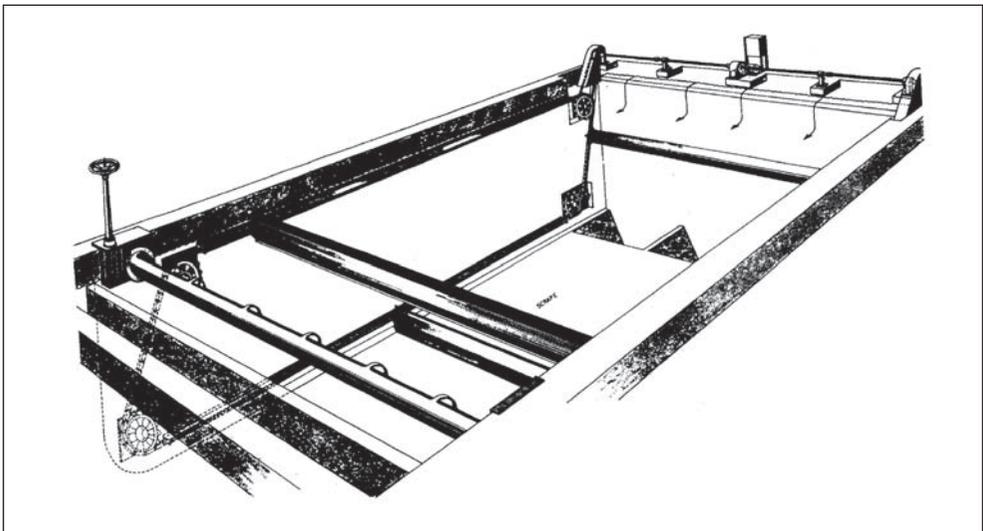
Los sólidos arrastrados por las rasquetas son depositados en un canal transversal, de donde son eliminados por medio de un equipo de bombeo, sifón, tubería de purga, etc.

Las purgas de lodos suelen realizarse intermitentemente.

La entrada de líquido a tratar debe realizarse transversalmente al tanque por medio de vertedero, para que se distribuya el agua de forma regular a lo largo de toda la sección, con el fin de no producir zonas muertas de trabajo, lo que llevaría consigo una disminución en el rendimiento de la unidad.

La salida del líquido se llevará a cabo, al igual que la entrada, a lo largo de toda la anchura, mediante vertedero, en forma de dientes de sierra.

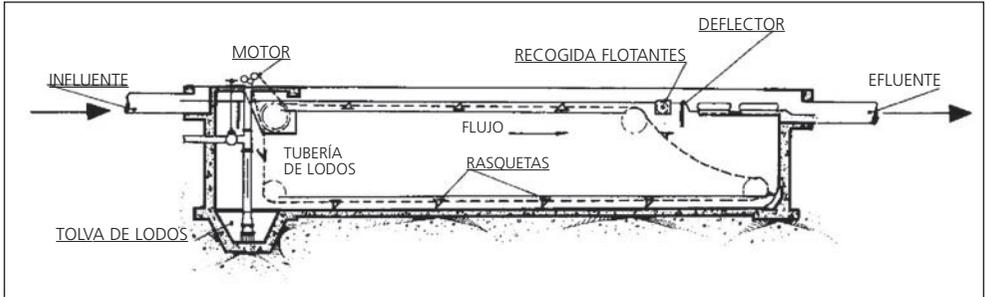
Las rasquetas de lodos en su camino de vuelta, en ciertos equipos lo hacen por la superficie, produciendo el arrastre de las espumas y flotables. En otros casos, el arrastre de las mencionadas espumas se hace mediante cortinas de agua.



DECANTADOR RECTANGULAR.

En ciertos equipos las rasquetas arrastradas por cadenas, son sustituidas por un mecanismo tipo puente, que se desplaza sobre vías a lo largo de los muros longitudinales del decantador, y del cual cuelga una rasqueta que en el desplazamiento de vuelta es levantada para no producir alteraciones.

La ventaja de los decantadores rectangulares, es su fácil acoplamiento, en el caso de precisar la construcción de varias unidades, siendo muy interesante en aquellos casos de escasez de terreno o bien de precio elevado.



DECANTADOR RECTANGULAR (SECCIÓN).



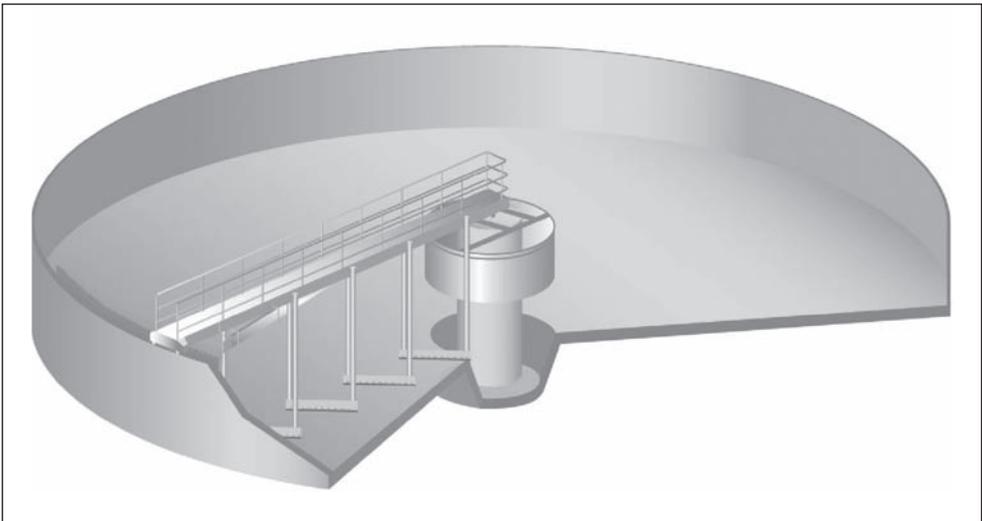
DECANTADOR RECTANGULAR.

3.2. Decantadores circulares

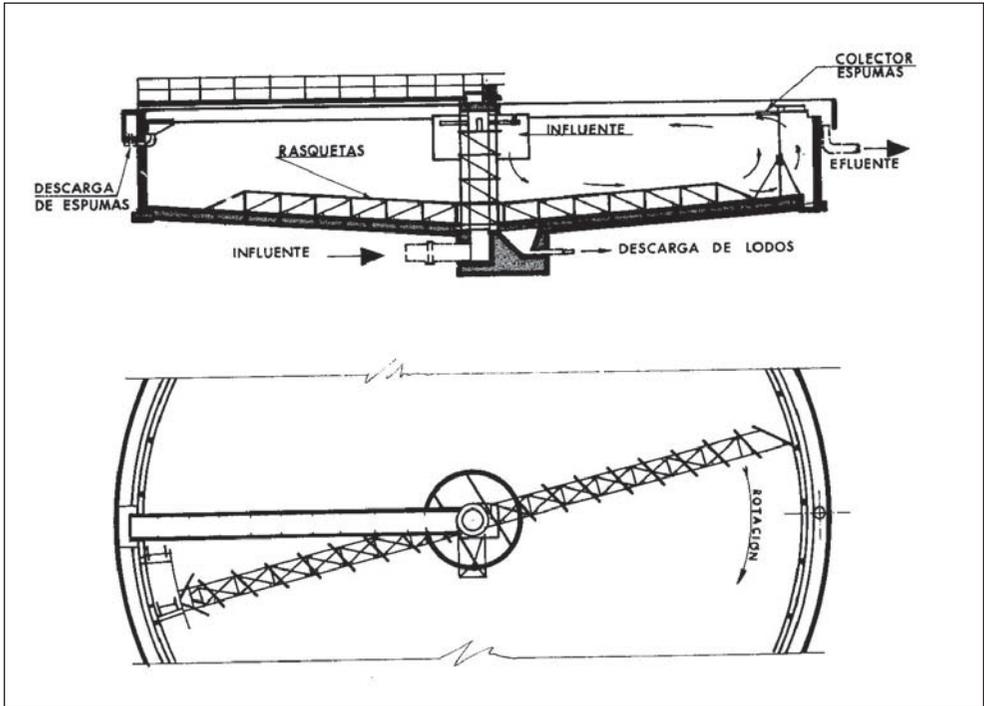
Los decantadores circulares consisten en una cuba normalmente construida en hormigón, en la cual la alimentación se realiza por la parte central, que dispone de una campana responsable de disipar la energía cinética con que entra el agua en el equipo y la distribución del flujo en todas las direcciones. La salida del agua clarificada se lleva a cabo a través de un vertedero periférico.

Radialmente y pivotando sobre la columna central, se instala un puente giratorio, con el mecanismo de tracción sobre el muro exterior, sobre el cual se desplaza apoyado en ruedas.

Colgando del mencionado puente radial, se encuentran las rasquetas de barrido de fondo que en su avance desplazan los fangos hasta una poceta central desde la que son purgados al exterior. Igualmente del puente cuelga una barreadora superficial que arrastra los posibles flotables y espumas hasta una tolva de purga.



DECANTADOR CIRCULAR.



DÉCANTADOR CIRCULAR (SECCIÓN Y PLANTA).

El puente radial, así como todos los mecanismos que conlleva, se construyen en acero al carbono, protegidas sus superficies sumergidas mediante pintura epoxi bituminosas. En algunos casos se pueden ver equipos con las mencionadas partes sumergidas en acero al carbono galvanizado, o incluso inoxidable.

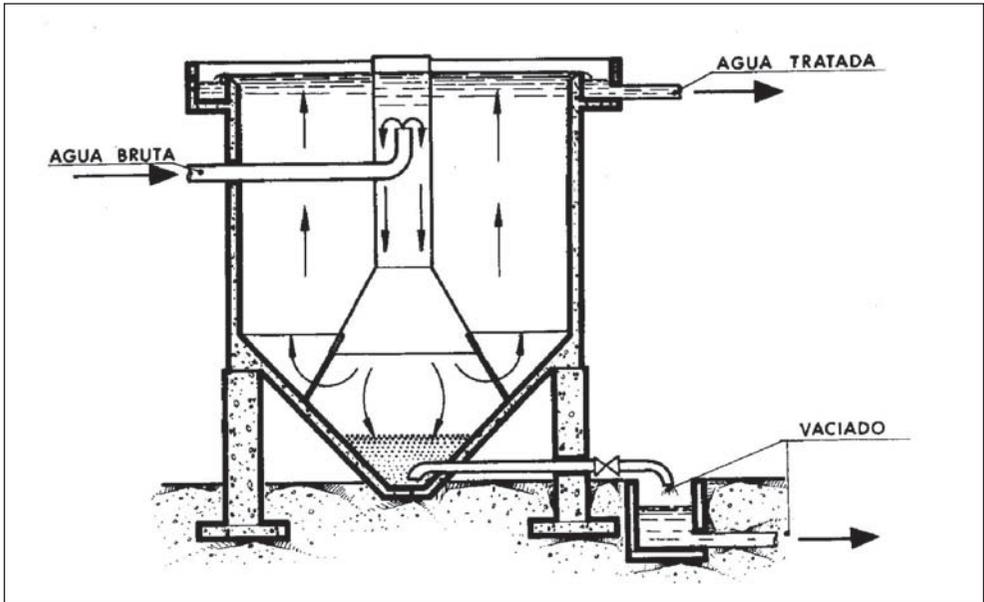
La solera del fondo, tiene una pendiente hacia el centro para facilitar el desplazamiento de los fangos a la poceta central de fangos mencionada con anterioridad.

El vertedero periférico suele ser de aluminio, con forma de dientes de sierra y esta protegido por una placa deflectora que evita la fuga de los flotables.

Existen en el mercado equipos de purga continua mediante extracción de los lodos a lo largo de las rasquetas. Estos equipos sólo se utilizan en decantadores secundarios de diámetro elevado.

Igualmente existen equipos con tracción central, siendo de precio considerablemente superior a los de tracción periférica.

Los decantadores circulares de tracción periférica son los utilizados de forma habitual, tanto en depuradoras de aguas residuales industriales como urbanas. En equipos de diámetro pequeño (menos de cinco metros), estos suelen ser de tipo estático.

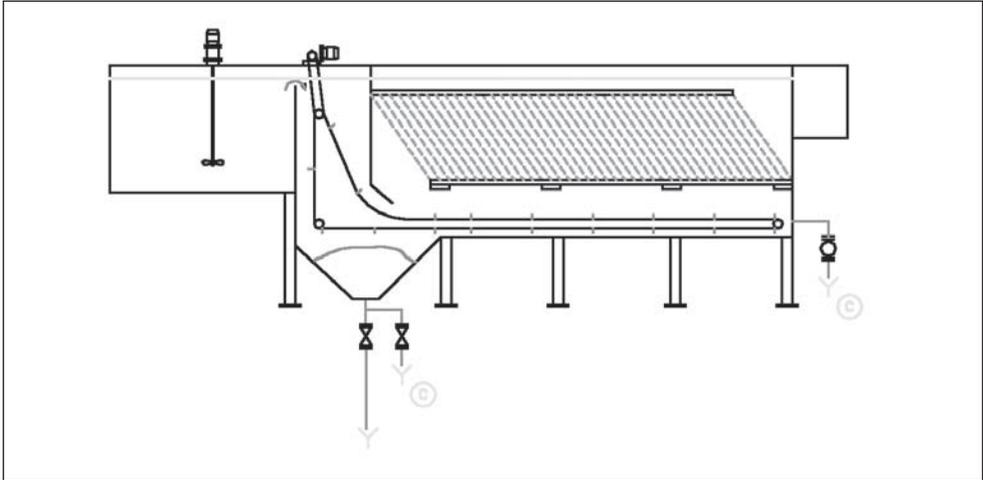


DECANTADOR ESTÁTICO.

3.3. Decantadores de lamelas

Estos equipos generalmente consisten en una cuba de tipo rectangular equipada con unos paquetes de placas paralelas, separadas entre 2 y 5 cm, en función del suministrador, o bien un conjunto de tubos en forma de panel, formando un ángulo con la horizontal entre 45° y 60° .

En estos equipos se hace pasar el agua a través de los paquetes de placas paralelas en régimen de flujo laminar y a una velocidad tal, que los sólidos presentes en el agua decanten sobre las placas, deslizándose a continuación sobre la superficie de las mismas hasta alcanzar la zona de retirada de lodos.



DECANTADOR DE LAMELAS.

Si se disminuye el ángulo de las placas con la horizontal se pueden llegar a producir deposiciones de sólidos sobre las placas por un mal deslizamiento del fango, y si se aumenta sobre el valor máximo indicado, la superficie total de decantación disminuye considerablemente y en consecuencia pierde una de sus grandes ventajas.

Entre las ventajas que presentan estos equipos se encuentran:

- La distancia a recorrer por los sólidos en su decantación, es la separación perpendicular entre las placas, considerablemente menor que en otros tipos de decantadores.
- La superficie de decantación de un separador de este tipo, es la suma de las proyecciones en el plano horizontal de las placas instaladas.

Lo indicado anteriormente, se traduce en equipos mucho más compactos y con unas necesidades de superficie considerablemente menores que en los decantadores circulares y rectangulares.

Entre los problemas que presentan este tipo de unidades es su ensuciamiento, sobre todo con fangos de tipo biológico, lo que requiere su limpieza periódica. Igualmente estas deposiciones pueden dar lugar a la aparición de malos olores.

Debido a precisar menor espacio, en el caso de decantadores existentes, que se hayan quedado pequeños por un aumento en el caudal de tratamiento y en

consecuencia una pérdida importante de rendimiento, una forma de solucionar el problema podría ser la instalación de lamelas en las unidades existentes.

Para unidades de pequeño tamaño, existen en el mercado equipos compactos, que incluyen el tanque de las lamelas construido en acero al carbono.

4. Bases de diseño

En todo proceso de decantación existen una serie de variables y parámetros que afectan a la eficiencia de los equipos y en consecuencia al rendimiento del proceso, siendo preciso al realizar un diseño tenerlos en consideración, con el fin de obtener un rendimiento óptimo de la instalación.

Los factores a tener en cuenta en el diseño son entre otros los siguientes:

- Caudal máximo y medio de alimentación a la unidad, m^3 / h
- Carga de sólidos, $Kg / m^2 * h$
- Concentración de sólidos en suspensión en el influente, mg / l
- Carga hidráulica, $m^3/m^2 * h$
- Carga sobre vertedero, $m^3 / m * h$
- Tiempo de residencia hidráulico, h

Cada uno de estos parámetros hay que determinarlo experimentalmente, mediante ensayos de laboratorio o bien recurrir a datos bibliográficos, o experiencia del diseñador.

A su vez la velocidad de decantación, parámetro crítico en el diseño, va a venir condicionada entre otros por los siguientes factores:

- Densidad de la partícula.
- Tamaño de la partícula
- Temperatura del agua. A menor temperatura mayor viscosidad del agua y en consecuencia mayor fuerza de rozamiento en su caída. A temperaturas elevadas se pueden originar corrientes ascendentes dentro del decantador.
- Interacciones entre las partículas cuando su concentración es elevada.

En las aguas residuales de procedencia industrial, por tratarse de partículas de diferente tamaño, forma y composición que las de origen urbano, es preciso

llevar a cabo ensayos de laboratorio, con el fin de poder determinar los parámetros adecuados de diseño. Estos ensayos son especialmente necesarios cuando los sólidos en suspensión no actúan como partículas discretas en el proceso de decantación.

Los ensayos de laboratorio normalmente utilizados son en probeta y en columna.

En caso de plantas depuradoras urbanas, existe una gran experiencia, siendo los parámetros a utilizar perfectamente conocidos.

Para el diseño de los decantadores primarios los valores normalmente utilizados son los siguientes:

- *Carga hidráulica* 1,25-2,5 m³/m²*h
- *Tiempo de retención:* 1,5-3 h
- *Carga sobre vertedero* <20 m³/m(l)*h

En el diseño de los decantadores secundarios o biológicos, los parámetros normalmente utilizados son los siguientes:

- *Carga hidráulica:* 0,5- 1,40 m³/m²*h
- *Tiempo de retención:* 2,5-5,0 h

Los valores de carga hidráulica y tiempo de retención van a depender del proceso biológico utilizado, siendo el intervalo indicado el correspondiente al conjunto de todos los mencionados procesos.

- *Carga sobre vertedero:* <10 m³/m(l)*h

5. Dimensionado de los equipos

El dimensionado de estos equipos parte de la carga hidráulica a caudales medio y máximo determinados experimentalmente, de la bibliografía o bien de la experiencia del diseñador y de los tiempos de retención.

La superficie de un decantador será:

$$S_h(m^2) = \frac{Q(m^3/h)}{V(m/h)}$$

Siendo:

S_h: superficie, m²

Q: caudal, m³

V: velocidad ascensional del agua, o carga superficial, m / h

Esta determinación deberá realizarse para el caudal medio y máximo, con los parámetros de diseño indicados anteriormente y de acuerdo al proceso utiliza-

do si se trata de aguas urbanas o con los obtenidos experimentalmente en los de origen industrial.

De las dos superficies determinadas, se adoptará la de mayor valor.

A partir de la superficie, se determina el diámetro, que es la forma habitual de definir los decantadores.

Una vez conocida la superficie, se definirá el número de equipos a utilizar, de acuerdo con las dimensiones máximas aconsejables para estos equipos.

El volumen del decantador vendrá dado por:

$$\text{Vol (m}^3\text{)} = Q(\text{m}^3/\text{h}) \times \text{Tr (h)}$$

Al igual que en el caso de la superficie, el volumen se determinará para el caudal medio y máximo, adoptándose el mayor de los volúmenes obtenidos.

La altura del equipo será:

$$h \text{ (m)} = \frac{\text{Vol (m}^3\text{)}}{S_h \text{ (m}^2\text{)}}$$

Donde:

h: altura del decantador, m

Vol: volumen, m³

S_h: superficie, m²

6. Normas generales de diseño

6.1. Decantadores rectangulares

- La anchura máxima en estos equipos con arrastre por cadenas es de 6 m
- Longitud máxima utilizando cadenas metálicas entre 35-40 m
- Longitud máxima utilizando cadenas de material plástico entre 70-75 m
- Separación entre rasquetas 2,5-3,5 m
- La profundidad varía entre 2,5 y 3,5 m
- Velocidad de las cadenas es de 0,5 a 1,0 m / min, debiendo ser lo más constante posible a lo largo de todo el recorrido con el fin de no producir turbulencias.
- En el caso de que en el cálculo, las diferentes dimensiones obtenidas fuesen elevadas, se utilizará más de una unidad.

6.2. Decantadores circulares

- *Los tanques circulares normalizados por la mayor parte de los fabricantes oscilan entre 5 y 60 m de diámetro, aunque en la práctica no es aconsejable equipos con diámetros superiores a 40-50 m*
- *La pendiente de la solera del fondo es de 1:10 a 1:12, siendo definida por el fabricante del equipo.*
- *El diámetro de la campana central está comprendido entre el 10 y el 15% del diámetro del decantador.*
- *La altura de la campana central varía entre el 30 y el 60% de la altura del decantador.*
- *Velocidad periférica máxima de las rasquetas en decantadores primarios se encuentra entre 100-120 m / h.*
- *La altura útil de estos equipos varía entre 2,5 y 4,0 m.*
- *En el caso de que en el cálculo, las dimensiones obtenidas fuesen elevadas, se utilizaran unidades múltiples.*

7. Residuos generados

La cantidad y concentración de los fangos purgados de un sistema de decantación va a depender, entre otros de los siguientes factores:

- Composición de los sólidos en suspensión presentes en el agua residual.
- Densidad de los sólidos.
- Tamaño de las partículas a eliminar.
- Cantidad de sólidos en suspensión presentes.
- Temperatura del agua.
- Tipo y diseño de los equipos utilizados.
- Parámetros de diseño utilizados.

En un agua residual de tipo urbano, la concentración de los fangos obtenidos en los decantadores primarios varía entre el 1,5 y el 2,5%, siendo dichas concentraciones considerablemente menores en los decantadores secundarios.

Conocidos los sólidos en suspensión en la alimentación, el rendimiento de eliminación y la concentración de los fangos, se puede determinar el caudal de purga.

Capítulo IX: Flotación

El proceso de flotación con aire es utilizado en el tratamiento de aguas residuales con el fin de eliminar:

- Sólidos en suspensión de densidad igual o inferior a la del agua.
- Partículas de grasas y aceites si se encuentran en estado libre.

La separación se lleva a cabo introduciendo o formando burbujas de aire de un tamaño muy fino en el agua residual. Estas burbujas tienden a fijarse en la superficie de la materia a separar, de tal forma que el peso específico del conjunto partícula-aire, es menor que el del agua, creándose una velocidad ascensional suficiente para que la partícula alcance la superficie del líquido, consiguiendo con este método, que incluso partículas con mayor densidad que el agua, puedan ser separadas por flotación en superficie, de donde son retiradas mediante los mecanismos apropiados.

En este tipo de procesos se obtiene además del agua tratada, un residuo de fangos de flotación o “natas” que contienen los sólidos en suspensión y las grasas y aceites separados.

1. Objetivos del proceso de flotación

El fin fundamental de los procesos de flotación es eliminar los sólidos en suspensión de menor densidad que el agua, y por tanto no eliminables a través de los procesos de decantación estudiados con anterioridad, la eliminación de acei-

tes y grasas no eliminados en los sistemas de separación específicos ya comen-
tados en los pretratamientos, y sólidos en suspensión incluso con densidad ma-
yor que el agua.

Estos procesos no se utilizan en la línea de agua de las plantas depuradoras ur-
banas empleándose con mayor amplitud en determinadas plantas depuradoras
industriales, como pueden ser en refinado de petróleo, petroquímicas, alimenta-
ción, etc.

Al igual que en el proceso de decantación, se evita la presencia de estos contami-
nantes en tratamientos posteriores o bien en el vertido del agua al cauce receptor.

2. Proceso de flotación empleados

Existen diferentes formas de llevar a cabo el proceso de flotación, radicando las
diferencias entre ellos, en la forma de generar o introducir las burbujas de aire
en el seno del agua.

Los tres procesos más conocidos en depuración de aguas son:

- *Introducción del aire en el agua residual a presión atmosférica*
- *Flotación por disolución de aire a presión (DAF).*
- *Flotación por aire inducido (IAF).*

El sistema de flotación que produce un mejor rendimiento de separación y en
consecuencia el más utilizado, es el de flotación por aire disuelto aunque tam-
bién es más complejo.

2.1. Flotación a presión atmosférica

Consiste en la introducción directa en el agua residual a tratar de pequeñas bur-
bujas de aire, mediante la utilización de difusores de burbuja fina, situados en
el fondo del tanque de flotación.

La eficiencia de este sistema es baja en la separación de sólidos en suspensión,
aunque ofrece una cierta ayuda en la separación de aceites y grasas, como en
el proceso de desarenación aireado, debido al bajo número de capturas de sólidos
por las burbujas de aire inyectadas.

Debido a los bajos rendimientos que se obtienen, este sistema prácticamente no
se emplea de forma habitual en plantas de tratamiento de aguas residuales.

2.2. Flotación por disolución de aire

En este sistema el aire es disuelto hasta saturación en el agua residual bajo una presión entre cuatro y seis atmósferas, seguido de una descompresión a presión atmosférica.

Cuando la presión del líquido disminuye, el gas disuelto en exceso es liberado en forma de finas burbujas, a lo largo de toda la masa del líquido.

Por otra parte, la generación de microburbujas, tiene tendencia a formarse en la interfase sólido-líquido, produciéndose la fijación del aire sobre las partículas y en consecuencia facilitando la flotación de las mismas.

Como ya se ha indicado anteriormente, la flotación se lleva a cabo sometiendo el agua residual a tratar mezclada con aire a presión, hasta conseguir su saturación, siendo el tiempo preciso para esta operación de unos pocos minutos. A través de una válvula despresurizadora, el agua a presión y saturada en aire a esa presión, se introduce en un tanque atmosférico, formándose en toda la masa del líquido una gran cantidad de microburbujas (de 30 a 120 micras de diámetro) que se fijan a los cuerpos a eliminar y son arrastrados hacia la superficie, donde unas barrederas retiran las espumas formadas.

Igualmente que sobre los sólidos en suspensión, las microburbujas se fijan sobre las gotas de grasas y aceites, provocando su separación.

El líquido clarificado es retirado por la superficie, mediante vertedero protegido por deflectores que evitan fuga de flotables.

Las partículas en suspensión de densidad elevada que pueda llevar el agua residual y que no sean capturadas por las burbujas de aire, pueden decantar en el tanque de despresurización, siendo arrastradas por unas rasquetas de fondo y purgados en forma de fangos de manera periódica, al igual que en los decantadores.

El proceso indicado anteriormente, además de las aplicaciones ya mencionadas, se utiliza con grandes ventajas sobre otros sistemas para el espesado de los fangos biológicos, o bien de aquellos fangos con sólidos de baja densidad.

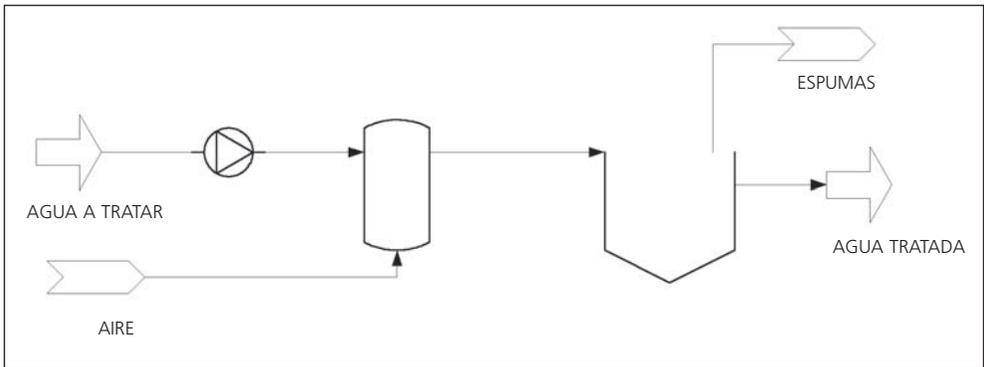
Este proceso de disolución de aire es el más utilizado en los tratamientos de aguas residuales, ahora bien, en la práctica existen diferentes variantes y de las cuales las más importantes son:

2.2.1. Presurización de todo el caudal

En este sistema, todo el caudal de agua residual a tratar en la unidad pasa a través del calderín de presurización.

Las características más importantes de esta variante son:

- Produce una disolución de aire máxima y genera la mayor cantidad de burbujas, con una distribución óptima de las mismas a lo largo de toda la masa de agua.
- Producen las mejores condiciones para la formación de las microburbujas en la interfase sólido-líquido.
- El consumo energético es el más elevado de todas las variantes, precisando un equipo de presurización de gran tamaño.



ESQUEMA SISTEMA FLOTACIÓN CON PRESURIZACIÓN DE TODO EL CAUDAL.

Entre los problemas que presenta, se encuentran:

- Al pasar el agua residual bruta por el sistema de bombeo, puede producirse la formación de coloides y / o emulsiones.
- Si los sólidos en suspensión tienen dureza, pueden generar problemas de abrasión en el equipo de presurización.
- En el caso de que se utilice un proceso de coagulación-floculación previo, se producirá una rotura de los flóculos ya formados al pasar a través del equipo de bombeo.

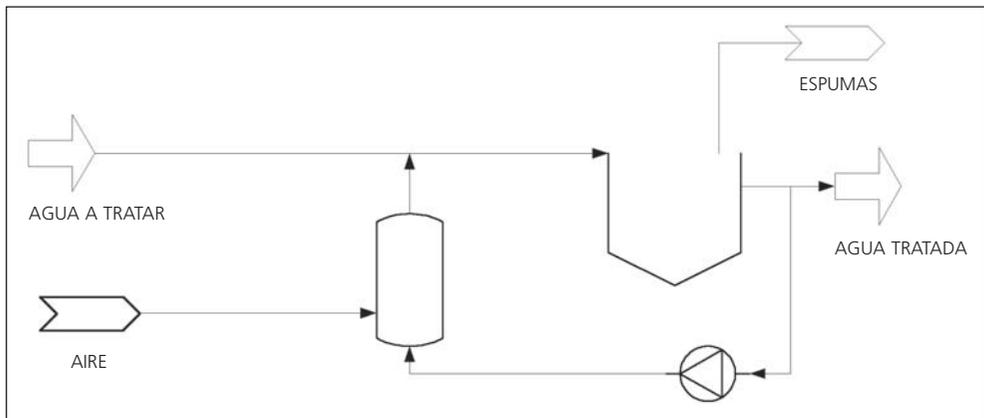
2.2.2. Presurización de la recirculación

En esta variante, una parte del efluente del tanque de flotación es recirculado e introducido en el sistema de presurización, pasando el agua a tratar directamente al mencionado tanque.

Este sistema es el utilizado de forma generalizada.

Las características más importantes de este sistema de operación son las siguientes:

- Requiere menor equipo de presurización, y en consecuencia menor consumo energético, al ser el caudal de recirculación menor que el de aporte al sistema.
- Asimila con gran facilidad cambios en el caudal y composición.
- Evita la formación de coloides y emulsiones al no pasar por el sistema de bombeo el agua bruta a tratar, optimizando la formación del flóculos en aquellas plantas con coagulación floculación previa al sistema de flotación.
- Al presurizar agua tratada se evitan los problemas de abrasión sobre el equipo de bombeo.
- La cantidad de agua a recircular es función directa de los sólidos en suspensión y aceites a eliminar.



ESQUEMA SISTEMA FLOTACIÓN CON PRESURIZACIÓN DE LA RECIRCULACIÓN.

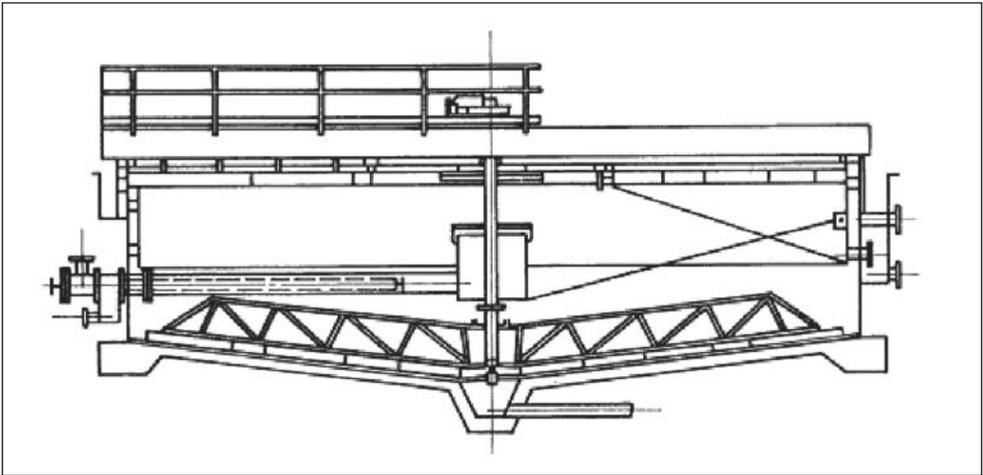
3. Equipos empleados

Las partes esenciales de un sistema de flotación de aire con presurización en la recirculación son los siguientes:

- Tanque de flotación, donde tiene lugar la separación de los contaminantes.
- Sistema de adición de aire.
- Calderín de presurización.
- Equipo de bombeo para llevar a cabo la presurización.

3.1. Tanque de flotación

En estos tanques es donde tiene lugar la despresurización del agua residual presurizada previamente y saturada en aire, y en consecuencia donde tiene lugar la formación de burbujas y la flotación de los contaminantes a eliminar.



ESQUEMA DEL TANQUE DE FLOTACIÓN

La construcción de estos tanques puede ser de forma rectangular o bien circular, estando provisto en el primer caso de unas barrederas superficiales arrastradas por cadenas sinfín para la extracción de las espumas y en el segundo caso las barrederas son radiales. Con el fin de poder ajustar la velocidad de giro o de desplazamiento de las barrederas, se debe disponer de variador de la velocidad en el mecanismo de arrastre.

Existen en el mercado tanques de flotación que incorporan paquetes de placas, similares a los utilizados en separadores de aceites y decantadores de lamelas, lo que lleva consigo el poder trabajar con cargas másicas superiores.

Los tanques de despresurización, deben estar provistos de rasquetas y purga de fangos de fondo, para la eliminación de aquellos sólidos de densidad superior a la del agua y que no hayan sido capturados por las microburbujas formadas, dependiendo de las cantidades de fangos a purgar de las características de los sólidos en suspensión.

3.2. Adición de aire

El aire utilizado en este proceso, normalmente es tomado de los servicios generales de la industria, o bien se instala un compresor, siendo suficiente una sobrepresión de dos atmósferas superior a la de trabajo del calderín de presurización.

La cantidad de aire necesaria va a depender de la cantidad de contaminantes a separar, presión de trabajo y temperatura del agua.

3.3. Calderín de presurización

En este tanque tiene lugar la disolución del aire en el agua recirculada, siendo el tiempo de retención para saturar el agua en aire del orden de varios minutos.

En estos equipos, es fundamental el mantener constante el nivel de agua en el mismo, con el fin de garantizar el tiempo de contacto, disponiendo para ello el calderín de una válvula de flotador o de cualquier otro sistema.

Igualmente el calderín deberá disponer de válvula de seguridad (al ser un tanque a presión) así como de manómetros, válvula de purga, etc.

Existen equipos en el mercado, en los que no se utiliza calderín de presurización. En este caso el aire a presión preciso se inyecta en el circuito de recirculación. La línea de la impulsión de la bomba de recirculación se monta en forma de zig-zag, aumentándose así la turbulencia y el tiempo de residencia de forma que se mejore la disolución del aire.

4. Bases de diseño

Los datos de diseño generalmente utilizados, para el diseño del tanque de flotación en la línea de aguas, vienen dados por:

- Tiempo de retención 40 - 60 min
- Carga volumétrica $2,5 - 3,0 \text{ m}^3/\text{m}^2 * \text{h}$
- Carga másica $4,5 - 5,0 \text{ Kg}/\text{m}^2 * \text{h}$
- En el caso de utilizar tanques de flotación rectangulares provistos de placas, los valores de carga másica y volumétrica son superiores a los indicados anteriormente.
- Tiempo de retención en el calderín de presurización 2 - 3 min

En los parámetros anteriormente indicados, hay que tener en cuenta el caudal de recirculación del agua, en el caso de flotación por aire disuelto en la recirculación.

La eficacia de un sistema de flotación por aire disuelto, está en función con la relación existente entre los kilos de aire utilizados y los kilos de sólidos separados.

- Esta relación varía entre 0,005 y 0,09 $\frac{\text{Kg aire}}{\text{Kg sólidos separados}}$

El valor exacto a utilizar en el diseño, depende entre otros factores de:

- La presión de trabajo del sistema, que normalmente varía entre 4 y 6 atmósferas.
- La concentración de los sólidos en suspensión y grasas y aceites a separar.
- Las características del agua residual.
- La naturaleza de los sólidos en suspensión y grasas y aceites a eliminar.

5. Dimensionado de los equipos

Los equipos de flotación por disolución de aire en la recirculación, que son los generalmente utilizados, se dimensionan de acuerdo con los parámetros de diseño anteriormente expuestos y teniendo en cuenta que el caudal de recirculación es dependiente de:

- La cantidad de sólidos en suspensión y grasas y aceites presentes en el agua residual.

- Caudal de agua a tratar.
- Condiciones de presión y temperatura.

La solubilidad del aire en el agua aumenta al incrementarse la presión y disminuye al aumentar la temperatura.

La variación de la solubilidad con la presión sigue la Ley de Raoult:

$$X_5^P = P * X_5^1$$

Siendo:

X_5^P : solubilidad del aire en agua (Kg/m^3) a la presión determinada

P : Presión absoluta en atmósferas

X_5^1 : solubilidad del aire en agua (Kg/m^3) a una atmósfera

La solubilidad del aire a presión atmosférica en el agua en función de la temperatura se indica en la tabla siguiente:

TEMPERATURA °C	SOLUBILIDAD AIRE/AGUA ppm
0	29,2
10	22,8
20	18,7
30	15,7

Debe tenerse en cuenta que el valor determinado para la solubilidad aire-agua en la tabla anterior corresponde a agua pura. En el caso de aguas residuales con salinidad elevada, deberá buscarse en la bibliografía la solubilidad real en esas condiciones.

Por otra parte, la presencia de contaminantes en el agua residual, va a disminuir la solubilidad del aire en agua, pudiendo estimarse que la solubilidad se encontrará entre el 60 y 80% del valor teórico.

El cálculo del equipo, comienza con la determinación de la carga horaria de contaminantes a eliminar, que será la suma del caudal a tratar por la concentración de los diferentes contaminantes, en las unidades adecuadas para obtener el resultado en Kg/h.

Fijando las necesidades de aire por kilo de contaminante (generalmente entre 0,02 y 0,05), se obtiene la cantidad de aire preciso para el proceso, de acuerdo con:

$$A \text{ (Kg/h)} = p \text{ (Kg/Kg)} \times k \text{ (Kg/h)}$$

Donde:

A: kilos de aire por hora precisos para flotación, Kg/h

p: necesidades de aire por kilo de contaminante a eliminar, Kg/Kg

k: kilogramos de contaminantes a eliminar, Kg/h

Esta cantidad de aire, deberá ser disuelta en el caudal de recirculación, por lo tanto, si se divide el valor de A entre la solubilidad del aire en agua (en Kg/m³) en las condiciones de trabajo de presión y temperatura, se obtiene:

$$Q_r \text{ (m}^3\text{/h)} = A \text{ (Kg/h)} / X_s^p \text{ (Kg/m}^3\text{)}$$

Siendo:

Q_r: caudal de recirculación, m³/h

A: kilos de aire por hora precisos para flotación, Kg/Kg

X_s^p: solubilidad del aire en agua a la presión y temperatura de trabajo, Kg/m³

Este valor se deberá incrementar con el porcentaje de disolución de aire en agua en condiciones reales, que suele encontrarse entre el 60 y el 80%.

De esta manera el caudal de agua a emplear en los cálculos de dimensionamiento del tanque de flotación será:

$$Q \text{ (m}^3\text{/h)} = Q_D \text{ (m}^3\text{/h)} + Q_R \text{ (m}^3\text{/h)}$$

Donde:

Q: caudal de alimentación al tanque flotador, m³/h

Q_D: caudal de entrada a la planta, m³/h

Q_R: caudal de recirculación, m³/h

La superficie de flotador vendrá dada por:

$$S \text{ (m}^2\text{)} = \frac{Q \left(\frac{\text{m}^3}{\text{h}} \right)}{CH \left(\frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \times \text{h}} \right)}$$

Donde:

CH: carga hidráulica, $\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}$

La superficie deberá calcularse tanto para el caudal medio como para el caudal máximo, de acuerdo con los parámetros indicados en las bases de diseño, adoptándose el valor máximo obtenido.

El volumen de tanque se determina a partir del tiempo de retención preciso en este equipo:

$$\text{Vol (m}^3\text{)} = (Q_D \text{ (m}^3/\text{h)} + Q_R \text{ (m}^3/\text{h)}) \times \text{Tr (h)} = Q \text{ (m}^3/\text{h)} \times \text{Tr (h)}$$

Siendo:

Vol: Volumen, m^3

Tr: Tiempo de retención, h

Al igual que en el caso de la superficie, el volumen se calcula tanto para el caudal medio como para el máximo, adoptándose el mayor obtenido.

Conociendo el volumen y la superficie del tanque de flotación, la altura del equipo vendrá determinada por:

$$h \text{ (m)} = \frac{\text{Vol (m}^3\text{)}}{S \text{ (m}^2\text{)}}$$

Donde:

h: altura, m

Vol: volumen, m^3

S: superficie, m^2

El volumen del calderín de presurización se determinara en función del tiempo de retención del agua en el mismo:

$$\text{Vol (m}^3\text{)} = Q_R \text{ (m}^3/\text{h)} \times T_r \text{ (h)}$$

Donde:

Vol: volumen, m^3

Q_R : caudal de recirculación, m^3 / h

T_r : tiempo de retención, h

El equipo de bombeo para presurización vendrá definido por el caudal de agua de recirculación empleado y la presión de trabajo que se haya seleccionado para el sistema de flotación.

6. Normas generales de diseño

El sistema utilizado de forma generalizada, como ya se ha indicado anteriormente, es el de flotación por disolución de aire en la recirculación.

- Los tanques de flotación circulares no deben ser mayores de 20 m de diámetro, por los problemas mecánicos que ocasionarían.

Si el diámetro determinado en los cálculos es mayor del valor indicado anteriormente, se instalarán unidades múltiples, de tal forma que el diámetro unitario sea inferior a 20 m.

- En los tanques de flotación rectangulares, la anchura no debe sobrepasar los 6 m y la longitud 20 m. En el caso de requerir más superficie se instalarán unidades múltiples.
- Los tanques de flotación, deben disponer de barrederas de fondo, con el fin de arrastrar los sólidos no flotados y con mas densidad que el agua que puedan decantar en el fondo.
- El sistema de accionamiento de las rasquetas debe disponer de un variador de velocidad, con el fin de ajustar la misma a las necesidades de proceso.

Una velocidad de arrastre muy lenta, puede conllevar a la rotura de las espumas formadas y el retorno de los sólidos al agua, con la correspondiente perdida de rendimiento.

- La concentración normal de las espumas, se encuentra en un orden de magnitud entre el 3% y 3,5% de sólidos en suspensión, pudiendo aumentar esta concentración mediante el empleo de polielectrolitos.

- En el caso de que el agua de alimentación tenga coloides o emulsiones será preciso llevar a cabo un proceso de coagulación floculación previa para su eliminación.

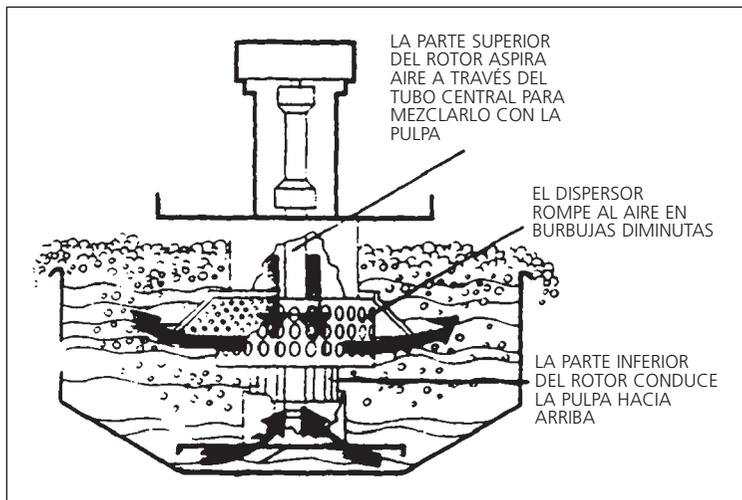
Al igual que en el proceso de decantación, los coloides y emulsiones no se separan por flotación.

- El calderín de presurización deberá disponer al menos de los siguientes elementos: válvula de seguridad, control de nivel, purga y manómetro.
- La eliminación de sólidos en suspensión y grasas y aceites en el tratamiento de aguas residuales por este sistema, se alcanza unos rendimientos normales entre el 80-90%.
- El proceso de flotación, es igualmente utilizado para el espesamiento de fangos biológicos o de baja densidad, como se verá en el capítulo correspondiente a tratamiento de fangos, utilizando, en este caso, otros parámetros de diseño.
- Es importante que estos equipos trabajen de forma continua, ya que al arrancar hay que ajustar las condiciones de aire del proceso.
- En el ajuste del sistema de despresurización, hay que lograr que se formen burbujas de un tamaño muy fino, de forma que para la misma cantidad de aire utilizada se formen un número elevado de burbujas y en consecuencia se capturen más sólidos. Por otra parte, las burbujas de tamaño elevado se rompen con gran facilidad.

Esta forma de operar conlleva unas velocidades ascensionales bajas, como queda reflejado en las cargas hidráulicas recomendadas.

7. Flotación por aire inducido (IAF)

El proceso de flotación descrito anteriormente es conocido con el nombre genérico de DAF (Dissolved air flotation), existiendo en el mercado unidades de flotación por aire inducido (IAF), apropiados para aguas de deslastre, plataformas de extracción de crudo, buques, etc. y en general en instalaciones donde no se disponga de aire y de personal cualificado en la operación de la planta.



SISTEMA DE FLOTACIÓN POR AIRE INDUCIDO.

En este caso el aire se introduce en el agua mediante turbinas o bien eyectores, presentándose en unidades compactas.

Uno de los modelos existentes en el mercado es el mostrado en la figura adjunta. En este modelo, el sistema de aspiración y dispersión del aire preciso, se basa en la función de un rotor que al girar produce la mezcla íntima del aire con el agua residual objeto de la flotación. El rotor hace que la posibilidad de contacto entre las burbujas y las partículas sólidas contenidas en el líquido sea alta, con el máximo rendimiento de la flotación.

La aspiración del aire puede hacerse por inducción desde la atmósfera o forzada por medio de una soplante.

Los sólidos en suspensión y las grasas y aceites, se adhieren a las burbujas y suben a la superficie en forma de espumas que rebosan por unos vertederos laterales.

Estos equipos se encuentran normalizados en el mercado, formando unidades compactas, siendo el suministrador de las mismas el que define su diseño y características.

Capítulo X: Generalidades de los procesos biológicos

Los tratamientos biológicos son los encargados de eliminar la materia orgánica biodegradable presente en las aguas residuales.

Consisten básicamente en provocar el desarrollo de microorganismos capaces de asimilar la materia orgánica biodegradable, utilizándola como sustrato o fuente de alimentación, para que una parte la transformen en nuevos microorganismos y otra sea oxidada.

Por realizarse este proceso mediante microorganismos, se conoce con el nombre de tratamiento biológico o bioquímico, y supone sencillamente la aplicación de las leyes naturales de la autodepuración que tienen lugar en los cauces receptores, llevada a cabo en este caso en condiciones controladas.

Las reacciones bioquímicas que tienen lugar de forma natural en los cauces receptores, o bajo condiciones controladas en las plantas de tratamiento, se clasifican en dos grandes grupos, de acuerdo con los microorganismos que las llevan a cabo:

- Reacciones aerobias: Se producen en presencia de oxígeno disuelto en el agua.
- Reacciones anaerobias: Se producen en ausencia de oxígeno disuelto, tomando el preciso para las reacciones de síntesis de los compuestos orgánicos que lo contienen (ácidos, alcoholes, aldehídos, etc.) o bien de sales inorgánicas, como nitratos o sulfatos.

1. Objetivos de los tratamientos biológicos

El objetivo fundamental de los procesos biológicos es la eliminación de la materia orgánica biodegradable presente en las aguas residuales, a través de reacciones bioquímicas, en las que intervienen microorganismos vivos.

Las funciones más importantes llevadas a cabo por los procesos biológicos, son las siguientes:

- Eliminación de la materia orgánica biodegradable del agua residual y en consecuencia cumplir la normativa legal vigente con referencia a este parámetro.

Vía procesos biológicos pueden eliminarse otros contaminantes, como compuestos de nitrógeno y fósforo.

- Evitar que la biodegradación de la materia orgánica, tenga lugar en el cauce receptor.

La descarga de materia orgánica biodegradable produce en el cauce receptor una demanda o consumo de oxígeno y, en consecuencia, la disminución de este elemento en el agua, puede provocar una disminución o eliminación de la vida en el cauce.

- Evitar condiciones anaerobias en el receptor.
- La presencia de las diferentes especies de seres vivos en el cauce receptor esta condicionada con la concentración de oxígeno en el mismo.

Así, a título de ejemplo, los salmónidos requieren unas concentraciones de este elemento superiores a 8 ppm. La presencia de DBO conlleva una disminución del oxígeno y en consecuencia su desaparición.

2. Tipos de procesos biológicos

La primera clasificación de los procesos biológicos viene dada por:

Procesos aerobios.

Procesos anaerobios.

Dependiendo que se lleven a cabo en presencia o ausencia de oxígeno disuelto en el agua.

Independientemente de que el proceso sea aerobio o anaerobio, los tratamientos biológicos pueden dividirse en:

- Biomasa en estado libre o en suspensión, en los cuales los microorganismos responsables del proceso se encuentran en mezcla íntima con el agua residual a tratar.
- Biomasa en lecho fijo. En los cuales los microorganismos se encuentran fijados sobre un soporte físico, pasando el agua a través del mismo.

Dentro de este grupo hay una serie de variantes como:

- Soporte fijo, como es el caso de los filtros percoladores.
- Soporte móvil, biodiscos, biotambores, etc.
- Lechos fluidificados, en los que la biomasa se encuentra fijada sobre un soporte formado por partículas sólidas, que se mantiene en suspensión por la velocidad ascensional del agua en el tanque.

En capítulos posteriores se estudiarán detenidamente las características de estos sistemas.

2.1. Procesos aerobios

La principal característica de los procesos aerobios es que la biodegradación de la materia orgánica biodegradable tiene lugar utilizando el oxígeno disuelto en el agua residual.

El mecanismo de la oxidación biológica aerobia consiste en la asimilación de la materia orgánica biodegradable presente en las aguas residuales por los microorganismos, en presencia de oxígeno y de acuerdo con la siguiente reacción:



Como los productos finales del metabolismo aerobio son CO_2 , H_2O , SO_4^{2-} , NO_3^- , etc, el efluente de una planta de tratamiento biológico aerobio será muy estable.

Dentro de los sistemas de tratamiento por vía aerobia, se encuentran una serie de procesos, entre los que se pueden destacar:

- Lagunaje.
- Lagunaje aerado.
- Lodos o fangos activos.
- Filtros biológicos o percoladores.
- Biodiscos, biocilindros, biotambores, etc.
- Otros.

Estos procesos se irán estudiando en temas sucesivos.

2.2. Procesos anaerobios

La principal característica de los procesos anaerobios, es que la biodegradación de la materia orgánica biodegradable tiene lugar en ausencia de oxígeno disuelto en el agua residual.

En condiciones anaerobias, actúan en primer lugar bacterias saprofitas que transforman la materia orgánica en compuestos intermedios, como ácidos, y, posteriormente, un segundo tipo de microorganismos convierte estos productos intermedios en productos finales como CH_4 y CO_2 .

En los procesos por vía anaerobia, la actividad de los microorganismos depende del oxígeno de la materia orgánica o de ciertos compuestos inorgánicos, como nitratos y sulfatos, etc. En el caso de los nitratos, el mecanismo de la biodegradación anaerobia se puede representar por la reacción:



Los sulfatos pueden actuar como fuente de oxígeno para un grupo muy específico de bacterias, según la siguiente reacción:



Igualmente, el metabolismo anaerobio utiliza el oxígeno de la propia materia orgánica, que puede representarse por la siguiente reacción:



Los procesos de digestión anaerobios se estudian detenidamente en un capítulo específico.

3. Factores que afectan a los procesos biológicos

3.1. Características de la materia orgánica

La posibilidad de llevar a cabo los procesos de tipo biológico para estabilizar la materia orgánica, va a depender en gran medida de la estructura de la materia orgánica a ser eliminada, o, en otras palabras, de la biodegradabilidad de dichas moléculas.

Existen una gran cantidad de compuestos orgánicos que pueden servir como fuente de alimentación a numerosos grupos de microorganismos, o lo que es lo mismo que sean biodegradados.

Aunque existen numerosas teorías para predecir el comportamiento de los compuestos orgánicos en un sistema biológico, el conocimiento actual sobre la materia se basa en observaciones experimentales.

Las aguas residuales generadas por la actividad humana, o bien por los seres vivos en general son fácilmente biodegradables, así como las producidas por industrias que manipulan productos naturales, como el sector agroalimentario y ganadero, aunque existen excepciones como pueda ser el caso de los alpechines producidos en las almazaras en la obtención de aceite de oliva.

En el tratamiento de las aguas industriales para conocer el comportamiento de este tipo de procesos, hay que acudir a la experiencia previa del diseñador, la bibliografía, y en casos límite a la realización de ensayos de laboratorio e incluso a nivel de planta piloto.

Hay que tener en cuenta, además, el papel que desempeña la propia adaptación de los microorganismos al medio. En otras palabras, mediante una aclimatación adecuada de los microorganismos puede producirse el metabolismo de sustancias que, desde el punto de vista teórico, no son biodegradables e incluso en la de sustancias con un cierto grado de toxicidad.

3.2. Microorganismos presentes

Los organismos responsables de los procesos biológicos son fundamentalmente bacterias, y en menor grado hongos, algas, protozoos, rotíferos, etc.

Los microorganismos primarios y más importantes en los procesos biológicos, son bacterias unicelulares heterótrofas que pueden metabolizar una parte importante de los materiales orgánicos.

Con respecto a las bacterias hay que distinguir entre:

- Las que se desarrollan en medio aerobio.
- Las que se desarrollan en medio anaerobio
- Las facultativas que se desarrollan en ambos medios.

Las bacterias son las responsables fundamentales de los procesos biológicos. Su tamaño varía entre 0,5 y 3 micras, estando compuestas en un 80% de agua, un 18% de materia orgánica y el resto de compuestos inorgánicos.

La reproducción de las bacterias tiene lugar por fisión binaria, o lo que es lo mismo por división de la bacteria madre en dos nuevas bacterias hijas.

El tiempo de división, también conocido como de generación, varía de forma importante de acuerdo con las diferentes especies y de las condiciones del medio en que se encuentren, pudiendo variar entre media hora y varios días.

Las fases de crecimiento de una población bacteriana son las siguientes:

- Adaptación al medio, con un tiempo de generación elevado, que va a depender de factores como: características de la materia orgánica presente, número y tipo de los microorganismos existentes, temperatura, etc.
- Crecimiento exponencial. La velocidad de crecimiento viene marcada por la velocidad de asimilación y reproducción.
- Fase estacionaria. Comienza a disminuir el sustrato y el número de individuos que mueren o desaparecen es similar al que nacen. Esta fase es de corta duración.
- Decaimiento. Cuando se termina el sustrato disponible en el medio, el número de individuos que nacen es menor que los que desaparecen. Esta fase es conocida como respiración endógena en la que los microorganismos al no existir sustrato en el medio metabolizan su propia materia orgánica.

En los procesos de depuración vía biológica, al trabajar en continuo, se encuentran en fase estacionaria.

A continuación de las bacterias, hay que considerar los hongos, plantas multicelulares heterótrofos y no fotosintéticos (sin clorofila), que en determinadas

condiciones ambientales, desempeñan un papel importante en la estabilización de la materia orgánica.

Los hongos pueden predominar sobre las bacterias y competir con ellas en los procesos biológicos en condiciones extremas, como puede ser a pH bajos (menores de 6), cuando hay un déficit de nitrógeno o la concentración de oxígeno disuelto es mínima; entre 0 y 0,5 mg / l.

Los hongos son capaces de metabolizar la mayor parte de los compuestos orgánicos, pero en condiciones ambientales adecuadas no pueden competir con las bacterias.

Las algas son las plantas clorofílicas más sencillas uni o multicelulares, autótrofas y fotosintéticas que pueden utilizar la luz solar como fuente de energía. Por sí mismas, las algas no estabilizan la materia orgánica, sino que, debido a su producción de oxígeno, ayudan a las bacterias a mantener un medio aerobio en los procesos de lagunaje.

Las bacterias metabolizan la materia orgánica para dar CO_2 y NO_3^- como productos finales; las algas emplean CO_2 , NO_3^- y fosfatos para sintetizar nuevas células en presencia de luz solar, liberando oxígeno como producto final.

Los animales microscópicos, de los que los protozoos son los más sencillos, de tipo heterótrofo y aerobios en su mayor parte y de mayor tamaño que las bacterias, no utilizan la materia orgánica presente en las aguas residuales para su desarrollo, pues dependen de las bacterias para obtener la materia orgánica.

La función principal de los protozoos es eliminar el exceso de bacterias no floculadas de las aguas residuales, produciendo así, un efluente clarificado. Es posible determinar las características bioquímicas de un sistema de tratamiento biológico en función de la presencia de protozoos y otros animales superiores.

Las formas superiores de animales microscópicos que se encuentran en los sistemas de tratamiento biológico, son los rotíferos multicelulares aerobios y depredadores naturales de las bacterias no floculadas así como de pequeñas partículas de sólidos de naturaleza orgánica y crustáceos, animales multicelulares aerobios y heterótrofos, que tan solo aparecen en los sistemas muy purificados.

Las aguas residuales urbanas tienen en su composición suficiente población bacteriana, perfectamente aclimata al medio para que tenga lugar el comienzo del desarrollo de la biomasa precisa para los procesos biológicos.

En las aguas de tipo urbano, al comienzo del proceso, se biodegrada la materia orgánica carbonosa mediante bacterias heterótrofas. En el caso de procesos con alto tiempo de retención y en condiciones adecuadas de temperatura, tiene lugar posteriormente la oxidación bioquímica de la materia nitrogenada a través de las nitrobacterias (autótrofas). Las nitrosomas oxidan el nitrógeno amoniacal a nitritos y las nitrobacterias los nitritos a nitratos. Si hay exceso de materia carbonosa en el medio, no tiene lugar la nitrificación.

En las aguas residuales industriales, la mejor fuente de siembra de microorganismos son procedentes del tratamiento de las aguas residuales de industrias similares o que utilicen compuestos parecidos, y en el caso de no disponer de los mismos en las proximidades, de plantas depuradoras de tipo urbano. Aunque estos últimos no siempre contienen los microorganismos apropiados en cantidad suficiente, después de varios ciclos se produce la selección adecuada, al cabo de la cual predominan los microorganismos requeridos mientras los demás desaparecen.

3.3. Nutrientes y oligoelementos

Además del carbono, hidrógeno y oxígeno, el protoplasma celular contiene otros elementos, fundamentalmente nitrógeno y fósforo, denominados nutrientes. La ausencia de estos elementos en el agua residual impide los procesos de síntesis o formación de nuevos microorganismos en las reacciones bioquímicas, al no disponer de dos elementos fundamentales en su composición.

Elementos como el azufre, sodio, potasio, magnesio, calcio, hierro, molibdeno, etc., denominados oligoelementos entran igualmente en la composición del protoplasma celular, siendo en consecuencia imprescindibles en las reacciones de síntesis, pero a diferencia de los nutrientes las cantidades precisas en la mayoría de los casos son a nivel de trazas, encontrándose en cantidad suficiente en la composición de las aguas residuales.

Las aguas residuales de carácter urbano, tienen en su composición cantidades importantes tanto de derivados del nitrógeno como del fósforo, procedentes de los desechos humanos, por lo que los procesos bioquímicos se desarrollaran adecuadamente.

En los tratamientos biológicos de aguas residuales industriales en los que en su composición no existan nutrientes, es absolutamente necesario dosificar sales

de ambos compuestos con el fin de que las reacciones de formación de nuevos microorganismos tengan lugar.

Las cantidades precisas de nutrientes dependen de las características del agua residual y del tipo de tratamiento biológico empleado, aunque los siguientes valores medios pueden considerarse como representativos en los procesos biológicos por fangos activos:

- 43 g de N / Kg de DBO eliminado
- 4,5 g de P / Kg de DBO eliminado

El metabolismo endógeno, es decir, la auto-oxidación del protoplasma celular, que aparece cuando comienza a faltar la materia orgánica, supone una liberación del nitrógeno y fósforo usados previamente para la síntesis de nuevas células. El nitrógeno y fósforo liberados pueden volver a utilizarse, de forma tal que las necesidades totales de estos elementos son función del grado de metabolismo endógeno y de síntesis. Ello supone, por ejemplo, que en los procesos de aeración prolongada o en procesos anaerobios, se registre una demanda muy baja de estos elementos.

En los procesos anaerobios al igual que ocurría en los aerobios, las necesidades de nutrientes van a depender del tipo de proceso utilizado, encontrándose de forma general en unos valores próximos a:

- 1,0-5,0 g de N / Kg de DBO eliminado
- 1,0 – 0,5 g de P / Kg de DBO eliminado

3.4. Temperatura

En la mayoría de las reacciones en que intervienen microorganismos, la velocidad de reacción aumenta con la temperatura, hasta aproximadamente 40°C, para descender de forma brusca a continuación.

Aunque muchos microorganismos mesofílicos mueren a unos 40°C otro grupo, los termofílicos, pueden desarrollarse a temperaturas superiores. Estos últimos no son empleados en los procesos biológicos.

El efecto más importante de la temperatura sobre los procesos biológicos, viene determinado porque la velocidad de las reacciones biológicas aproximadamente se duplica por cada aumento de 10°C de la temperatura.

Eckenfelder ha establecido la siguiente ecuación en la que se relaciona la temperatura con la velocidad de reacción:

$$K_T = K_{20} * \theta^{(T-20)}$$

Siendo:

K_T : Constante cinética de proceso biológico a la temperatura T .

K_{20} : Constante cinética de proceso biológico a 20°C.

θ : Parámetro cinético.

T : Temperatura del agua, °C.

El valor del coeficiente cinético θ , varía con el tipo de proceso biológico involucrado, de tal forma que para unos lodos activos varía entre 1,00 y 1,08, mientras que en un lagunaje aireado oscila entre 1,04 y 1,1.

Por último, la influencia de la temperatura se manifiesta en la concentración de oxígeno disuelto susceptible de existir en el agua, ya que al aumentar la temperatura, disminuye la solubilidad de este elemento en el agua y en consecuencia las cantidades disponibles.

Igualmente en aquellos procesos biológicos que llevan asociado un proceso de decantación, la temperatura va a afectar de forma importante a la velocidad de decantación.

3.5 pH

El pH del agua residual influye no solo sobre la velocidad de reacción, sino sobre los tipos de microorganismos susceptibles de sobrevivir.

La mayoría de los microorganismos se desarrollan a un pH óptimo de 7,5 aproximadamente y experimentan ligeras variaciones para valores del pH comprendidos entre 6,5 y 8,5. A este pH óptimo las bacterias constituyen el grupo principal de microorganismos responsables de la estabilización de la materia orgánica.

Debido a la desnaturalización de las proteínas del protoplasma celular, causada por los iones H^+ y OH^- , muy pocas bacterias pueden sobrevivir a un pH inferior a 5,5 o superior a 9,5.

Como ya se indicó con anterioridad, los hongos pueden desarrollarse en ambientes más severos, pudiendo sobrevivir hasta valores de pH próximos a 4,5 y predominan sobre las bacterias en medios con valores entre 4,5 y 6,0. Igual-

mente sucede para valores elevados de pH. Parece ser que este fenómeno se debe al menor contenido de proteínas en el protoplasma celular de los hongos, siendo el problema fundamental de estos microorganismos para su utilización en estos procesos, su baja velocidad de reacción y en consecuencia su baja capacidad para la depuración.

Las aguas residuales urbanas, presentan a un valor de pH próximo a 7,5, debido a la descomposición de la urea, lo que lleva consigo el que se encuentre a un pH óptimo para el desarrollo de los sistemas biológicos.

En aquellas aguas industriales que por sus procesos productivos generen aguas residuales ácidas o básicas, será totalmente imprescindible su ajuste de pH previamente a su tratamiento biológico, para que este se desarrolle en condiciones adecuadas.

3.6. Salinidad

Respecto al contenido de sales disueltas (no tóxicas ni inhibitoras) presentes en las aguas residuales, por regla general, los microorganismos se adaptan bien a los medios con concentraciones altas de sales.

Empleando filtros percoladores se pueden tratar aguas residuales con concentraciones de hasta un 2% de sales.

En el proceso de lodos activos no debe sobrepasarse normalmente una concentración de sales elevadas, ya que en este caso los lodos son más difíciles de floccular y, en consecuencia, de decantar. Concentraciones hasta 4-5 g / l de sales disueltas no presentan problemas en este tipo de procesos.

3.7. Metales pesados

Los metales pesados (níquel, mercurio, cromo, cinc, etc.) ejercen un efecto perjudicial sobre los procesos biológicos, ya que actúan sobre las enzimas catalizadoras de la síntesis de proteínas responsables del metabolismo, de tal forma que los microorganismos tan solo pueden tolerar concentraciones de estos compuestos del orden de algunos miligramos por litro.

Como sólo los iones solubles son tóxicos para los sistemas enzimáticos bacterianos, las características químicas del medio resultan decisivas para determinar la toxicidad de los distintos metales pesados.

Debido a que la mayoría de los metales pesados precipitan en forma de hidróxidos insolubles al pH de los procesos biológicos, las bacterias pueden tolerar concentraciones mas elevadas de estos elementos, aunque su acción tóxica pueda deberse a que los precipitados formados pueden recubrir las células e impedir el paso de sustrato.

Metal pesado	Concentración máxima, ppm
Aluminio	15,0
Hierro	2,0
Plomo	0,1
Cobre	1,0
Níquel	2,0
Mercurio	1,0
Cromo	2,5
Plata	5,0
Zinc	4,0

La toxicidad del cromo depende de su estado de valencia. El cromo hexavalente, soluble, es tóxico en concentraciones muy bajas, lo que no es tanto en el caso del trivalente, que es insoluble a los pH de trabajo de los sistemas biológicos.

La acción del cobre y del cinc está influenciada por el pH de medio, ya que precipitan a valores elevados de pH. Las bacterias pueden tolerar mayores concentraciones de cobre en medio ligeramente alcalino que en medio ácido.

Por otra parte hay que tener en cuenta que los posibles metales pesados presentes en el agua residual, se van a bioacumular en la biomasa del proceso biológico, de tal forma que los fangos que ocasionan puedan tener concentraciones elevadas de estos compuestos, que los invalidará para su posterior reutilización en la agricultura e incluso pueden llegar a clasificarse como peligrosos.

3.8. Tóxicos e inhibidores

Además de la presencia de metales pesados indicada anteriormente, la existencia en un agua residual de compuestos con características tóxicas o inhibidoras hacia los microorganismos, va a conllevar su muerte y en consecuencia la imposibilidad de tratar el agua residual por vía biológica.

Dentro de este grupo se encuentran entre otros muchos compuestos los hidrocarburos clorados, fenoles, sulfuros, algunos compuestos de amonio cuaternario, etc.

Capítulo XI: Tratamientos no convencionales o alternativos a la depuración actual

AUTOR DEL CAPÍTULO: Jaime La Iglesia Gandarillas

En pequeños municipios la experiencia ha demostrado que las plantas depuradoras de aguas residuales, basadas en tecnologías convencionales, originan problemas, tanto técnicos como económicos, que hacen que un gran número de éstas instalaciones queden fuera de servicio en un plazo de tiempo muy corto. Como consecuencia de lo anteriormente expuesto se han desarrollado otras tecnologías denominadas "blandas" o "no convencionales" tratando de minimizar las dificultades reseñadas para los citados municipios.

En este capítulo trataremos de dar una amplia visión de estos métodos "blandos", en lo referente a su concepción, dimensionamiento y explotación.

Estudiaremos el "lagunaje natural", "lechos de turba", "filtros verdes" y "bio-discos".

1. Lagunaje

1.1. Objetivos del proceso del lagunaje

La aplicación de otro tipo de tecnologías respecto a las tecnologías tradicionales, basadas en procesos de autodepuración natural, consigue la reducción de la carga contaminante de las aguas residuales con unos costes de operación inferior y con unas necesidades de mantenimiento menores a los de la depuración tradicional.

1.2. Fundamentos del lagunaje

El tratamiento por lagunaje de aguas residuales consiste en el almacenamiento de éstas durante un tiempo variable en función de la carga aplicada y las condiciones climáticas, de forma que la materia orgánica resulte degradada mediante la actividad de bacterias heterótrofas presentes en el medio. Puesto que en la depuración por lagunaje no interviene para nada la acción del hombre, quien se limita a proporcionar un emplazamiento adecuado para las balsas, el lagunaje es un método biológico natural de tratamiento, basado en los mismos principios por los que tiene lugar la autodepuración en ríos y lagos.

Al estar basada esta tecnología en procesos biológicos naturales, los rendimientos de depuración que se alcanzan están muy relacionados con las condiciones climáticas imperantes. Por otra parte, estos procesos biológicos se ven muy afectados por la presencia en el agua residual de sustancias anómalas, procedentes de vertidos industriales que pueden llegar a hacer inviable su tratamiento.

Por lo tanto en el lagunaje se obtendrá una eliminación de la materia orgánica presente, de origen urbano fundamentalmente, de una manera económicamente viable sin prescindir de la reducción de gérmenes patógenos.

1.3. Tipos de procesos de lagunaje

Dado que la presencia de oxígeno disuelto en las lagunas de estabilización determina qué tipo de mecanismos van a ser responsables de la depuración, los estanques de estabilización suelen clasificarse en aerobios, anaerobios y facultativos. Además de esta clasificación básica también se utilizan otras relacionadas con sus características físicas, tales como la profundidad, ambas clasificaciones están relacionadas, ya que las fuentes de oxígeno disuelto en lagunas son fenómenos de superficie. Estas fuentes de oxígeno son la actividad de las algas microscópicas y la reaireación a través de la interfase aire-agua.

Las lagunas de oxidación o de estabilización se clasifican en:

- *Anaerobias.*
- *Facultativas.*
- *Aerobias o de maduración.*

1.3.1. Lagunas anaerobias

Son estanques profundos de 3 – 5 m de profundidad en la que se produce la decantación de los sólidos en suspensión presentes en el agua residual. En el fondo de la laguna tiene lugar la estabilización de la materia orgánica mediante la acción de bacterias anaerobias, que primero transforman la materia orgánica en ácidos volátiles y posteriormente por la acción de las bacterias metanogénicas, en dióxido de carbono, metano, y en sólidos mineralizados.

En este tipo de lagunas, como consecuencia de la elevada carga orgánica y corto periodo de retención del agua residual, el contenido en oxígeno disuelto se mantiene muy bajo o nulo durante todo el año.

El objetivo perseguido es retener la mayor parte de los sólidos, que pasan a incorporarse a la capa de fangos acumulados en el fondo, eliminando por consiguiente parte de la materia orgánica.

1.3.2. Lagunas facultativas

Este tipo de estanque tiene una profundidad media, entre 1 y 2 m y se caracteriza por poseer una zona aerobia próxima a la superficie, y una zona anaerobia en el fondo. La extensión relativa de estas dos zonas varía durante el año en función de la carga aplicada y de la eficacia de los dos mecanismos de adición de oxígeno al medio: la fotosíntesis llevada a cabo por las algas y la reaireación a través de la superficie. La finalidad de estas lagunas es la estabilización de la materia orgánica en un medio oxigenado proporcionado principalmente por las algas presentes.

1.3.3. Lagunas aerobias o de maduración

Son estanques de poca profundidad (0,5 – 1 m), que soportan bajas o nulas cargas orgánicas. La escasa profundidad permite la insolación de la casi totalidad de la capa de agua, proliferando, además de bacterias aerobias protozoos y algas que mediante la actividad fotosintética, suministran el oxígeno necesario para la acción degradadora de las bacterias aerobias.

Además del aporte de oxígeno vía fotosíntesis, se produce también una oxigenación del medio líquido por reaireación superficial.

En este tipo de lagunas, debido a la luz ultravioleta procedente de la radiación solar incidente se consigue una elevada eliminación de organismos patógenos, así como la mineralización de los nutrientes orgánicos.

La eliminación de patógenos aumenta con el pH de la laguna. La actividad fitoplancton da lugar a un aumento del pH, mientras que la actividad metabólica de las bacterias genera CO_2 que provoca un descenso en el pH. Como las lagunas de maduración tienen una carga orgánica muy baja, se produce una generación muy escasa de CO_2 . Por otra parte la actividad fotosintética es muy elevada, incrementándose el pH que se traduce en un medio más desfavorable para la supervivencia de organismos patógenos.

1.3.4. Otros tipos de lagunas

Otra clasificación utilizada en lagunas de estabilización considera la forma en que se produce la alimentación y descarga del agua residual en la instalación (Middlebrooks, 1982). En función de los patrones de circulación utilizados, se tienen los tipos siguientes:

a) Lagunas continuas.

Son aquellas en las que se produce la entrada y salida continua del agua residual y efluente. La mayoría de las lagunas para tratamiento de aguas residuales urbanas funcionan de acuerdo con este principio.

b) Lagunas semicontinuas o de descarga controlada.

En este caso las lagunas se llenan con agua residual, que se almacena durante un período prolongado de tiempo, hasta que se inicia su vaciado. Este tipo de diseño se utiliza a menudo en zonas con grandes variaciones estacionales, o cuando la laguna de estabilización se utiliza simultáneamente como sistema regulador de riegos.

c) Lagunas de retención total.

Este tipo de lagunas se diseñan de forma que el agua tratada se pierda por evaporación o infiltración en el terreno, con lo que no se produce su vertido final a un cauce público. Normalmente se trata de lagunas de poca profundidad y gran extensión para facilitar la evaporación del agua almacenada.

1.4. Parámetros de diseño de las lagunas

1.4.1. Introducción

El diseño de las lagunas de estabilización se ha llevado a cabo tradicionalmente mediante procedimientos empíricos y simplificados, basados por lo general en la eliminación de materia orgánica como variable. Existe una gran variedad de

métodos de diseño, lo que constituye un reflejo de las múltiples condiciones en las que estos han sido deducidos (distintos tipos de alimentación, situación geográfica, condiciones climáticas, etc). Los parámetros en los que se basan normalmente los cálculos son:

- Carga volumétrica, gr DBO₅/m³-día
- Carga orgánica por superficie, Kg DBO₅/Ha.día
- Tiempo de retención hidráulico, días

1.4.2. Diseño de las lagunas anaerobias

El diseño de lagunas anaerobias se lleva a cabo mediante procedimientos empíricos. Los parámetros más adecuados para dimensionar las lagunas anaerobias son la carga volumétrica y el tiempo de retención hidráulico, debido a que la depuración en medio anaerobio es independiente de los fenómenos de superficie (reaireación, fotosíntesis), que sin embargo desempeñan un papel primordial en las lagunas facultativas y de maduración.

En España se utilizan los siguientes parámetros de diseño:

- Tiempo de retención	2-5 días
- Carga volumétrica	100-180 gr DBO ₅ /m ³ d
- Profundidad	2,5-5 m
- Funcionamiento	en paralelo
- Producción media de fangos	40 l/hab.año

En este tipo de lagunas es conveniente utilizar como mínimo dos en paralelo, para asegurar la continuidad de operación en el caso de limpieza y retirada de fangos en una de las unidades.

A continuación y como referencia bibliográfica se adjuntan unas tablas donde se han recogido otros datos de estudios que determinan intervalos de cargas volumétricas y de retención hidráulicas, pero que no suelen ser usados en la práctica.

INTERVALOS DE CARGA VOLUMÉTRICA PROPUESTOS POR DIFERENTES AUTORES PARA EL DISEÑO DE LAGUNAS ANAEROBIAS

CARGA VOLUMÉTRICA g DBO ₅ /m ³ día	REFERENCIA
40-250	Bradley y Senra, 1976
125	Gloyna, 1973
> 400	Maa, 1976
90-500	Parker, 1970
90 - 350	Oswald, 1968
200 - 500	Cooper, 1968

TIEMPOS DE RETENCIÓN HIDRÁULICA RECOMENDADOS POR DIFERENTES AUTORES PARA EL DISEÑO DE LAGUNAS ANAEROBIAS

TIEMPO DE RETENCIÓN (días)	REFERENCIA
5-50	Eckenfelder, 1970
5	Mara, 1976
2-5	Parker y col, 1959
30-5	Eckenfelder, 1961
2-5	Malina y Ríos, 1976

Los datos más elevados (50 días) corresponden a observaciones experimentales en climas fríos, y deben en consecuencia interpretarse teniendo en cuenta que la actividad anaerobia se paraliza prácticamente por debajo de los 0°C.

Como puede verse a partir de los datos anteriores, la gran variabilidad en los métodos propuestos por diferentes autores introduce un elevado nivel de incertidumbre a la hora del diseño de lagunas anaerobias.

Los parámetros que se usan en España son los que se han propuesto anteriormente y producen una eliminación de materia orgánica como DBO₅ del 50% en invierno y 80% en verano, con reducciones de sólidos en suspensión de hasta un 90%.

1.4.3. Diseño de las lagunas facultativas

Los parámetros más adecuados para dimensionar las lagunas son el tiempo de retención hidráulico y fundamentalmente los fenómenos de superficie (reaireación,

fotosíntesis). En España el método empírico más empleado es el Israelí, basado en los resultados obtenidos en numerosas plantas en funcionamiento en Israel.

<i>En España se utilizan los siguientes parámetros de diseño:</i>	
- Tiempo de retención	> 1 semana
- Profundidad	1-2 metros
- Carga superficial	80-140 kgDBO ₅ /Ha.día
- Funcionamiento	en paralelo
- Producción de fangos	inapreciable

La única variación, que se ha producido en nuestro país al aplicar este método, ha sido la variación de este parámetro, en función de las condiciones climáticas de cada zona, dentro del intervalo de 80 a 140 Kg DBO₅/Ha día. Tendiendo al intervalo menor (80) en el caso de zonas más frías.

Al igual que en el caso de las lagunas anaerobias, se han estudiado numerosos métodos de diseño de las lagunas facultativas, que pueden clasificarse en empíricos, racionales y matemáticos dependiendo de la forma que tienen de calcular dicho diseño.

1. Métodos empíricos:

Estos métodos consisten en relaciones matemáticas sencillas deducidas de las observaciones experimentales realizadas en un determinado estanque de estabilización, o en un grupo de ellos que trabajan en condiciones muy similares, tanto respecto a la climatología como a la alimentación. El método empírico utiliza como variables de diseño sólo un grupo reducido de los factores que afectan a la depuración en lagunas, especialmente caudal, tiempo de residencia y carga aplicada. El parámetro fundamental de diseño lo constituye la reducción en una de las medidas de la carga orgánica, normalmente demanda biológica de oxígeno (DBO₅)

A continuación se describen brevemente los métodos empíricos más utilizados hasta la fecha para el diseño de lagunas facultativas.

- Ecuación de Arceivala o método empírico de la India. (W.H.O., 1987)

Esta ecuación relaciona la carga superficial admisible con la latitud de la laguna. Se dedujo a partir de datos recogidos en India, y en principio por lo tanto es aplicable al diseño en ese país, y en un intervalo de latitud entre 8°N-36°N:

$$L \text{ (Kg DBO5 /Ha día)} = 375 - 6,25 \text{ (latitud)}$$

En esta ecuación la latitud viene a representar las variaciones en temperatura en las distintas zonas. Desde este punto de vista, esta ecuación y la de McGarry-Pescod que veremos a continuación son conceptualmente análogas.

- Método de McGarry y Pescod (1970).

El análisis de datos operativos de lagunas facultativas situadas en zonas geográficas muy diversas muestra que la carga superficial máxima que puede aplicarse a una laguna antes de que ésta entre en anaerobiosis, se relaciona con la temperatura media mensual del aire en la forma siguiente:

$$L_{\text{máx}} = 11,2 (1,054)^T$$

Puesto que la carga admisible máxima aumenta con la temperatura, en el diseño se utiliza la aproximación más conservativa, para lo cual se toma la temperatura media del mes más frío. Sin embargo, la carga máxima admisible calculada de esta forma daría lugar a una laguna que estaría en el límite de lo tolerable al menos durante un mes al año. Para evitar anaerobiosis es necesario introducir un factor de seguridad (Mara, 1976), con lo que la ecuación anterior quedaría:

$$L_{\text{máx}} = 7,5 (1,054)^T$$

Donde:

T: temperatura media mensual del aire.

MÉTODOS EMPÍRICOS DE DISEÑO DE LAGUNAS FACULTATIVAS

MÉTODO	CRITERIO O ECUACIÓN	INTERVALO DE APLICABILIDAD
Organización Mundial de la Salud, 1987	Carga superficial 200-400 Kg DBO5/Ha-día	Climas templados y cálidos
Arceivala, 1970	$L \text{ (Kg DBO5/Ha-día)} = 375-6,25 \text{ (Latitud)}$	India, Lat: 8° N-36° N
McGarry-Pescod	$L \text{ (Kg DBO5/Ha-día)} = 11,2 * 1,054^T$	Carga superficial: 140-280 Kg/Ha-día
McGarry-Pescod modificado (Mara, 1976)	$L \text{ (Kg DBO5/Ha-día)} = 7,5 * 1,054^T$	Carga superficial: 140-280 Kg/Ha-día
Larsen, 1974	$MOT = (2,468^{\text{RED}} + 2,468^{\text{TDD}} + 23,9/\text{TEMPR} + 150,0/\text{DRY}) \times 106$	Climas templados

En estudios subsiguientes se ha puesto de manifiesto que esta ecuación no resulta adecuada para el diseño de lagunas que reciben poca carga (14,1-27,2 Kg DBO5/Ha-día) (Finney y Middlebrooks, 1982). Sin embargo, para cargas superficiales unas diez veces superiores en climas cálidos se considera que este método produce resultados adecuados (W.H.O., 1987).

- Método de Larsen.

El área necesaria para conseguir una reducción prefijada en materia orgánica en una laguna de estabilización facultativa se calcula mediante la expresión siguiente:

$$MOT = (2,468^{RED} + 2,468^{TDD} + 23,9/TEMPR + 150,0/DRY) \times 10^6$$

donde las distintas variables se definen en la forma siguiente:

$$MOT = \frac{\text{Area (radiación solar)} \frac{1}{3}}{\text{Caudal influente (DBO}_5 \text{ influ)} \frac{1}{3}}$$

$$RED = \frac{DBO_5 \text{ influ} - DBO_5 \text{ efl}}{DBO_5 \text{ influ}}$$

$$TDD = \frac{\text{Velocidad viento (DBO}_5 \text{ influ)} \frac{1}{3}}{(\text{Radiación solar}) \frac{1}{3}}$$

$$TEMPR = \frac{\text{Temperatura agua}}{\text{Temperatura aire}}$$

$$DRY = \text{humedad relativa}$$

El cálculo del área necesaria se hace aplicando esta ecuación en las condiciones más desfavorables: intensidad de la radiación solar y temperatura media en invierno, carga orgánica máxima, etc (Larsen, 1974).

2. Métodos racionales:

Este grupo de métodos debe su nombre al hecho de que se ha intentado ofrecer en ellos una explicación en términos cinéticos de lo que ocurre en los estan-

ques de estabilización. Normalmente se basan también en la reducción experimentada por una sola variable indicativa de la carga orgánica, y se fundamenta en hipótesis restrictivas, que facilitan en gran medida los cálculos, a costa de pérdida de rigor en la caracterización de los estanques. Entre estas hipótesis se encuentran las siguientes:

- La composición de la alimentación se considera constante a lo largo del año.
- El régimen hidráulico corresponde a un modelo ideal de flujo.
- No se producen sedimentaciones parciales de la materia orgánica hacia el fango del fondo, es decir, no se define el sistema detrítico.
- Las pérdidas por infiltración en el terreno y evaporación se consideran despreciables, o se compensan por los aportes por precipitación.
- Las lagunas funcionan en régimen estacionario.
- La cinética de la depuración es de primer orden, con una constante de velocidad que se define normalmente como función exponencial de la temperatura.

Los métodos más utilizados en esta categoría son los siguientes:

- *Marais (1970) y Eckenfelder (1972)*

Entre otras proponen la expresión siguiente, basada en la hipótesis de mezcla completa, estado estacionario y cinética de depuración de primer orden:

$$\frac{C}{C_0} = \frac{1}{K\left(\frac{V}{Q_0}\right) + \frac{Q_e}{Q_0}} = \frac{1}{K\sigma + 1}$$

donde:

$C =$ DBO₅ del efluente, mg/l.

$C_0 =$ DBO₅ del influente, mg/l.

$k =$ constante cinética de primer orden, d⁻¹.

$V =$ volumen de la laguna, m³.

$Q_0 =$ caudal de alimentación, m³/d.

$Q_e =$ caudal de salida, m³/d.

La forma más frecuente de la ecuación anterior es

$$\frac{C}{C_0} = \frac{1}{K\sigma + 1}$$

donde se han hecho las simplificaciones siguientes:

$\frac{V}{Q_0} = \sigma$ tiempo de residencia hidráulica y teniendo en cuenta que los caudales de entrada y salida son iguales, $Q_e = Q_0$

- *En otros casos (Thirumurthi, 1974)*

La ecuación de diseño se basa en las hipótesis de régimen estacionario, flujo pistón y cinética de primer orden.

La expresión correspondiente sería:

$$\frac{C}{C_0} = e^{-k\sigma}$$

Cuando se adopta el modelo de tanque en mezcla completa en serie para describir el flujo de las lagunas, junto a la hipótesis de régimen estacionario y cinética de primer orden, la expresión de diseño es (Uhlmann, 1979):

$$\frac{C}{C_0} = \frac{1}{\left(1 + \frac{K\sigma}{n}\right)^n}$$

Uhlmann (1979) y Thirumurthi (1974) sugieren el método basado en considerar el estanque como sujeto a flujo de dispersión, en régimen estacionario y cinética de primer orden, al que consideran más preciso al considerar un régimen de flujo no ideal en las lagunas:

$$\frac{C}{C_0} = \frac{4ae^{\frac{1}{2}d}}{\left((1+a)^2 e^{\frac{a}{2}d} - (1-a)^2 e^{-\frac{a}{2}d}\right)}$$

Donde:

$k =$ constante cinética, d^{-1} .

$a = (1 + kd)^{1/2}$.

$d = DI/UL_T = 1/Pe$, coeficiente de dispersión adimensional.

$U =$ velocidad media del fluido, m/h;
 $L_T =$ longitud del trayecto hidráulico, m.
 $Pe =$ número de Peclet, adimensional.
 $D =$ coeficiente de dispersión axial, m²/h.

La evaluación de cualquiera de estas expresiones pasa por la definición de la constante de velocidad. Normalmente esta se considera función únicamente de la temperatura. Para definir esta dependencia se utiliza una modificación de la ecuación de Arrhenius, válida para pequeños intervalos de temperatura, como los que se producirían en lagunas de estabilización (en España, entre 5 - 30°C, aproximadamente):

$$K = K_0 \theta^{(T-T_0)}$$

donde:

$k_0 =$ valor de la constante de velocidad a la temperatura de referencia

$T_0 =$ Tiempo, d⁻¹.

$T =$ Temperatura, °C.

En otras ocasiones el efecto de factores como toxicidad, intensidad luminosa, o características hidráulicas se engloba dentro de la constante de velocidad Thirumurthi, 1974). Los factores ambientales se incluyen así dentro del método de diseño mediante la definición de un ambiente standard, que consisten en:

- Temperatura de 20°C en la laguna.
- Carga orgánica de 672 kg de DBO₅/Ha día.
- Ausencia de agentes químicos tóxicos.
- Radiación solar mínima de 100 cal /cm² día.
- Ausencia de carga orgánica debida a la regeneración desde el fango acumulado en el fondo.

La constante de velocidad en este caso se define en la forma siguiente:

$$K = k_{20} C_{Te} C_0 C_{TOX}$$

donde:

$C_{Te} =$ factor de corrección por temperatura, definido conforme a la ecuación de Arrhenius modificada.

C_o = factor de corrección por carga orgánica aplicada, calculado en la forma:

$$C_o = 1 - ((0,083/K_{20} \log (672/L))$$

L = Carga orgánica, Kg /Ha día.

C_{TOX} = factor de corrección por presencia de compuestos tóxicos, cuyo valor es la unidad en ausencia de efluentes industriales.

Como puede observarse, ninguno de los métodos descritos se basa en un análisis detallado de los procesos físicos y bioquímicos responsables de la depuración. Por otra parte, las hipótesis en las que se basan sólo se cumplen en casos especiales o no se cumplen en absoluto, como ocurre en la hipótesis de funcionamiento en estado estacionario. Por lo tanto, estos métodos pueden ser adecuados para un análisis preliminar de los estanques de estabilización o para dar una idea aproximada de sus dimensiones durante el diseño. Normalmente, la aplicación de cualquier de estos métodos da lugar a lagunas sobredimensionadas. De esta forma se evitan problemas de sobrecarga, aparición de olores y anaerobiosis. Cuando se quiere optimizar el diseño para evitar una excesiva ocupación de terreno es necesario utilizar métodos más complejos, es decir, los modelos matemáticos citados anteriormente, y de los que no es necesario ocuparse en este estudio.

3. Métodos matemáticos:

Fundamentalmente, en ellos se considera que las lagunas son sistemas dinámicos, con cinéticas complejas y regímenes no ideales de flujo. Estos métodos se basan en la modelización matemática de las interacciones físico-químicas y biológicas responsables de la depuración en lagunas. Su complejidad es mucho mayor, ya que describen en forma dinámica la relación simbiótica existente entre bacterias y fitoplancton, para lo que es necesario llevar a cabo un balance de materia de las distintas especies químicas y biológicas presentes en el sistema.

1.4.4. Diseño de las lagunas de maduración o aerobias

El objetivo fundamental de las lagunas de maduración es la reducción de bacterias patógenas, así como finalizar la eliminación de DBO_5 en el supuesto de que quedara algo por oxidar. Si la cantidad de DBO_5 que queda por oxidar fuese superior al 20% del total inicial, se puede considerar que dicha laguna estaría funcionando como facultativa y no como de maduración. Por este motivo el diseño se basa fundamentalmente en modelos cinéticos para la eliminación de

estas bacterias patógenas, representadas por lo general por medio de los coliformes fecales.

<i>En España se utilizan los siguientes parámetros de diseño:</i>	
- Tiempo de retención	> 5 días si 1 lag.
- Tiempo de retención	> 3 días si 2 ó + lag.
- Profundidad	0,5-1,2 metros
- Funcionamiento	en serie
- Producción de fangos	inapreciable

La mayoría de los modelos de simulación de calidad de aguas superficiales utilizan una cinética de primer orden para representar la desaparición de coliformes del medio acuático (Baca y Arnett, 1976; Chen y col, 1976; Smith, 1978; Hydroscience, 1971; Tetra Tech, 1976). La ecuación que se recomienda más a menudo para el diseño de lagunas de maduración se basa en suponer una cinética de eliminación de patógenos de primer orden, así como un régimen de flujo en mezcla completa en la laguna. En estas condiciones, la ecuación de diseño es la siguiente (Mara, 1976, W.H.O., 1987):

$$N_e = \frac{N_i}{(1 + k_b t)}$$

Donde:

N_e = número de coliformes fecales/100 ml en el efluente;

N_i = número de coliformes fecales/100 ml en el influente;

K_b = constante de velocidad para la eliminación de coliformes, día⁻¹; se utiliza entre 0,8 y 2.

t = tiempo de retención, d.

Si se desea construir varias lagunas de maduración en serie la ecuación de diseño sería:

$$N_e = N_i / ((1 + k_b t_1) (1 + k_b t_2) (1 + k_b t_3) \dots (1 + k_b t_n))$$

Donde:

t_n = es el tiempo de retención en la laguna n.

La constante de velocidad K_b depende de la temperatura. Esta dependencia suele describirse en la forma siguiente:

$$K_b = k_{20} \theta^{(T-20)}$$

Donde:

k_{20} = constante de velocidad a 20°C, día⁻¹ = 2,6

θ = coeficiente de temperatura, adimensional = 1,19

T = temperatura media anual del agua, °C.

La presencia de coliformes está afectada por la intensidad luminosa. Con objeto de incluir este factor en el balance, Chamberlin y Mitchell (1978) introdujeron la siguiente definición de la velocidad específica de desaparición de coliformes:

$$K = k_1 I_0 e^{-\beta z}$$

Donde:

k_1 = constante de proporcionalidad específica para cada microorganismo, cm²/cal;

I_0 = energía luminosa a nivel de la superficie de la laguna, call/cm².hr;

β = coeficiente de extinción, m⁻¹.

z = profundidad, m.

Dado que según esta ecuación la velocidad específica se anula en la oscuridad, se ha desarrollado otra ecuación alternativa (Lantrip, 1983), que combina componentes dependientes e independientes de la intensidad luminosa. Esta ecuación expresa la velocidad específica en función de la temperatura, salinidad e intensidad luminosa:

$$K = ((0,8+0,006 (\%AM))/24) 1,07^{(T-20)} + k_1 I$$

Donde:

$\%AM$ = salinidad, expresada en tanto por ciento de agua de mar;

T = temperatura en°C.

Normalmente no se consideran en el diseño de intensidad luminosa o la salinidad, y se adopta un valor constante para k_b , que depende únicamente del mi-

croorganismo que se considere. Los valores utilizados habitualmente son $k_b = 2d^{-1}$ para *Escherichia Coli* y $k_b = 0,8d^{-1}$ para *Salmonella Typhi* (Mara, 1976).

La Organización Mundial de la Salud (W.H.O., 1987) recomienda un tiempo de retención mínimo de 5 días si se cuenta con una sola laguna de maduración, y 3 días por laguna cuando hay dos o más operando en serie.

En España se ha utilizado la ecuación de Mara antes expuesta, en la mayoría de los casos; en otros se ha limitado a fijar un tiempo de retención mínimo de 3 a 5 días y una profundidad media entre 0,50 y 1,20 metros.

1.5. Construcción de las lagunas

En la construcción de una planta depuradora por lagunaje las unidades de mayor importancia de la obra son:

- Movimiento de tierras.
- Conducciones.
- Unidades especiales.
- Impermeabilización.
- Varios.

a) Movimiento de tierras

Es quizá la unidad constructiva más importante. Antes de iniciarla se requiere la eliminación de la capa vegetal existente que podrá utilizarse posteriormente para el ajardinamiento de los taludes exteriores.

Los aspectos más importantes a tener en cuenta son:

- Equilibrio entre desmonte y terraplén para minimizar los transportes vertedero o bien la tierra de aportación.
- Adecuada compactación con la maquinaria acorde con las características del terreno y con el grado de compactación recomendada.
- Dar la pendiente adecuada a los taludes según la definición del proyecto.

b) Conducciones

Las conducciones junto con las unidades de entrada y salida y arquetas de reparto, constituyen el sistema hidráulico de la planta. Su función es transportar el agua entre las diferentes lagunas o procesos. En general, salvo excepciones

funcionan en lámina libre por gravedad. Por ello se suelen utilizar tuberías convencionales de saneamiento (P.V.C., fibrocemento, hormigón) cuidando la estanqueidad de las juntas para evitar que las fugas pongan en peligro la estabilidad de los taludes.

Deben ponerse pozos de registro en los cambios de dirección y a distancias no mayores a 50 m.

c) Unidades especiales

En este concepto se engloban las arquetas de reparto y las unidades de entrada y salida de las diferentes balsas.

Las arquetas de reparto tienen como función dividir el caudal de entrada entre las diferentes lagunas de un mismo proceso. Se suelen ejecutar con hormigón armado y el reparto se realiza con vertederos rectangulares de acero inoxidable o aluminio.

Las unidades de entrada a las diferentes lagunas constan en general de una arqueta receptora y una tubería que conduce el agua hasta el fondo de la laguna siguiendo el talud.

La arqueta se suele realizar en hormigón o fábrica de ladrillo y la tubería con cualquiera de los materiales utilizados para agua a presión pero con el timbraje más bajo.

Las unidades de salida para todas las lagunas constan de una arqueta a la cual se le acopla una chapa deflectora para evitar que salga la capa de agua superficial, ya que en el caso de las lagunas anaerobias es recomendable impedir que desaparezca la costra superficial formada, y en el de las lagunas facultativas y de maduración evitar la salida de algas que proliferan más en la capa superficial. **Se pueden poner salidas a diferentes alturas** (la menor a 2,5 m y la mayor a 5 m.), con el fin de tener la posibilidad de manejar distintos volúmenes en una misma laguna.

Estas arquetas se suelen realizar en hormigón y la chapa deflectora en acero inoxidable.

Es muy importante la adecuada disposición de las unidades de entrada y salida en las lagunas, para evitar zonas muertas en las mismas que reducen el volumen operativo de éstas y por tanto provocan sobrecargas.

d) Impermeabilización

Salvo cuando el terreno donde se construyan las balsas sea muy impermeable y la población a la que sirva de pequeñas dimensiones, es aconsejable impermeabilizar todas las lagunas con láminas artificiales.

Existen diferentes tipos de láminas aplicables a esta finalidad. Las más utilizadas son las de polietileno de alta densidad (con espesores de 1 – 1,5 mm) y las de P.V.C. armado con fibra de vidrio o poliéster con los mismos espesores.

Es muy importante que la ejecución de esta unidad se realice de forma muy cuidadosa fundamentalmente en las uniones entre los diferentes paños y en la unión de éstos con las obras de fábrica, pues una pequeña fuga puede causar la ruina de la obra. Hay que perfilar muy bien los taludes y se suele poner una capa de geotextil para evitar roturas en la lámina.

e) Varios

En este concepto se engloba todas las unidades complementarias de urbanización de la instalación, como caseta de servicio, cerramiento, caminos de coronación, alumbrado y jardinería

A continuación y a modo de resumen se adjunta las siguientes tablas, donde se establecen las recomendaciones más características para el diseño de un lagunaje completo.

Para el diseño de una planta de tratamiento mediante lagunas de estabilización hay que tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

Pretratamiento:

Aliviadero de crecidas con By-pass general.

Dimensionamiento para el caudal punta de la reja de desbaste de gruesos y finos (tamiz), con sistema de limpieza y reserva.

Dimensionamiento amplio del desarenador con una unidad de reserva para la limpieza.

Disponer de un medidor de caudal.

Lagunas:

Ajustarse al máximo a las curvas de nivel para optimizar el movimiento de tierras. Equilibrar el desmonte con el terraplén.

Evitar la excesiva regularidad en la forma de las lagunas.

Disponer de una total flexibilidad de la instalación mediante By-pass y tuberías de interconexión entre las lagunas.

Considerar un volumen o número adicional en la primera laguna por acumulación de fangos, así como dispositivos de retención de flotantes.

Pendientes de taludes 3/1 ó 2/1 con protección mediante escolleras y resguardo mínimo de 0'5 m.
 Salvo cuando el terreno donde se construyan las balsas sea muy impermeable y la población a la que sirva sea pequeña, es aconsejable impermeabilizar todas las lagunas con láminas artificiales.

Otros servicios:

- Prever accesos para las tomas de muestras.
- Zanjas para la recogida de aguas pluviales.

1.6. Esquemas de funcionamiento y rendimientos

Dado que los tres tipos de lagunas (anaerobias, facultativas y de maduración) requieren niveles decrecientes de carga orgánica para funcionar correctamente, las plantas de tratamiento suelen estar constituidas por los tres tipos de estanque operando en serie, es decir, uno después de otro. De esta forma se alcanza una mayor calidad en el efluente final del sistema.

A continuación se muestran las disposiciones más comunes de las lagunas en plantas de tratamiento.

POSIBLES DISPOSICIONES DE LOS TIPOS DE TRATAMIENTO EN EL LAGUNAJE.

FACULTATIVA			
FACULTATIVA	AEROBIA		
ANAEROBIA	FACULTATIVA		
FACULTATIVA	AEROBIA	AEROBIA	
ANAEROBIA	FACULTATIVA	AEROBIA	AEROBIA

De estas disposiciones cabe destacar:

- El incremento de lagunas en el total del proceso conduce a vertidos de mejor calidad y a más versatilidad en el sistema.
- El establecimiento de más de una laguna de cada tipo es interesante en el caso de que existan una fuerte variación estacional de población o para prever las operaciones de limpieza de fangos de las lagunas anaerobias.

Un esquema típico de una instalación de lagunaje consistirá en:

1. ALIVIADERO Y BY-PASS GENERAL.
2. REJAS DE DESBASTE.
3. DESARENADO.
4. MEDIDOR DE CAUDAL.
5. LAGUNAS ANAEROBIAS FUNCIONANDO EN PARALELO.
6. LAGUNAS FACULTATIVAS FUNCIONANDO EN PARALELO.
7. LAGUNAS DE MADURACIÓN O AEROBIAS FUNCIONANDO EN SERIE.
8. MEDIDOR DE CAUDAL.

Los rendimientos de depuración que se alcanzan en las diferentes etapas aparecen en la siguiente tabla.

PARÁMETRO ELIMINADO	LAGUNAS ANAEROBIAS	LAGUNAS FACULTATIVAS	LAGUNAS AEROBIAS
DBO ₅ :	50-75%	75-95%	100%
Sólidos en suspensión:	50-80%	80-95%	100%
N-amoniaco:	0-15%	30-60%	35-80%
Fosfatos:	0-30%	0-30%	10-60%

1.7. Puesta en marcha y mantenimiento de las lagunas de estabilización

a) Puesta en marcha.

El comienzo del funcionamiento del lagunaje es problemático dado que los microorganismos responsables de la depuración no aparecen instantáneamente, sino que necesitan un período de tiempo más o menos largo, dependiendo de las condiciones ambientales.

Recomendaciones generales:

- Tratar de poner en marcha la planta durante la primavera o inicio del verano. La velocidad de crecimiento de los microorganismos es mayor en esta época.
- Poner en marcha sólo las lagunas necesarias, en función de las bases de partida del proyecto.

Lagunas anaerobias:

- Deben llenarse y comenzar a utilizar en continuo desde el principio, respetando el tiempo de retención indicado en el proyecto.
- Durante la primera época debe controlarse la evolución del pH, que debe mantenerse por encima de 7. De no ser así el funcionamiento no es correcto. Como medidas correctoras se pueden tomar las siguientes:
 - Si existe una E.D.A.R. convencional cerca, realizar una siembra de bacterias metanógenas procedentes de las digestiones anaerobias.
 - Corregir el pH de la balsa a añadiendo lechada de cal.

Lagunas facultativas:

- Llenado de la laguna hasta 1 m. de profundidad y dejar en reposo de 15 a 30 días hasta que aparezcan la coloración verde intensa; después ya puede funcionar en continuo.
- Si hay más de una laguna facultativa, hacer este proceso alternativamente; si no by-pasear el efluente de las lagunas anaerobias hacia la salida de la planta.

Lagunas de maduración:

- Una vez que las lagunas facultativas están operando en continuo, llenar las lagunas de maduración y comenzar el funcionamiento en continuo.

Mantenimiento, problemas de funcionamiento y soluciones.

El mantenimiento se basa en dos aspectos fundamentales:

- Cuidado de la obra civil (sistema hidráulico, jardinería, etc.).
- Detección de problemas de funcionamiento y adopción de medidas correctoras.

Lagunas anaerobias:

Indicadores de buen funcionamiento:

- Coloración gris.
- Burbujeo continuo en la superficie.
- Formación de costra superficial sólida compuesta por grasas, aceites y materias flotantes.
- Taludes interiores libres de vegetación.

Problemas de funcionamiento y medidas correctoras.

1. Aparición de malos olores:

Causas:

- Baja o alta carga.
- Desajuste del caudal de entrada.
- Caída repentina de la temperatura.
- Variación de la composición del agua residual de entrada: conviene realizar algún tipo de analítica para determinar:
- pH.
- Presencia de sustancias tóxicas.

Medidas correctoras:

- Para la sobrecarga:
 - Disminuir el caudal de entrada.
 - Aumentar el número de lagunas en funcionamiento.
 - Aumentar el volumen operativo de la laguna.
 - Introducir una siembra de bacterias "metanógenas".
 - Ajustar el pH.
- Defecto de carga o caudal: disminuir el volumen operativo o el número de lagunas funcionando. Abrir salidas a diferentes alturas.
- Caída brusca de la temperatura ambiente: tratar de aislar la superficie con paja o poliestireno para formar una costra aislante en la superficie de la laguna.
- Presencia de tóxicos o valores anormales de pH: by-pasear la planta hasta detectar el vertido causante.

2. Aparición de coloraciones rosáceas:

Causas:

- Desarrollo de bacterias fotosintéticas del azufre, síntomas de falta de carga.

Medidas correctoras:

- Las mismas que para esta causa se han indicado anteriormente.

3. Desarrollo de mosquitos y otros insectos:

Causas:

- Crecimiento de plantas acuáticas o en el borde de las lagunas.
- Medidas correctoras:
- Mantener libre de plantas los taludes que están en contacto con el agua.

Lagunas facultativas y de maduración.

Indicadores de buen funcionamiento:

- Coloración verde intensa del agua y ausencia de sólidos sedimentables.
- Superficie del agua libre de toda materia sólida.
- Ausencia de plantas acuáticas y hierbas en los taludes.

A continuación se adjuntan unas tablas con los problemas y posibles soluciones para cada tipo de lagunas.

PROBLEMAS DE FUNCIONAMIENTO Y MEDIDAS CORRECTORAS

LAGUNAS ANAEROBIAS		
Síntoma	Causa	Solución
Malos olores	Carga orgánica excesiva.	Puesta en servicio de nuevos módulos By-pass Aumentar la profundidad de trabajo Siembra de bacterias metanógenas Ajuste del pH.
	Carga orgánica demasiado baja	Reducción nº de módulos en servicio Disminuir la profundidad de trabajo Siembra de bacterias metanógenas.
	Caída brusca de la temperatura ambiente Tóxicos o valores anormales de pH en la alimentación	Promover la formación de costra superficial con paja o poliestireno By-pass temporal de la planta hasta que se localice el vertido responsable.
Color rosa o rojo	Bacterias fotosintéticas del azufre, defecto de carga orgánica	Reducción nº de módulos en servicio Disminuir la profundidad de trabajo Siembra de bacterias metanógenas.
Presencia de mosquitos u otros insectos	Crecimiento de plantas acuáticas	Eliminación de todas las plantas acuáticas u otros posibles soportes para las larvas.
	Larvas en la costra superficial	Remover la costra para que las larvas se desprendan y sedimenten. Utilización local de insecticidas ecológicos.
Crecimiento de plantas acuáticas y malas hierbas en los taludes		Eliminación de todas las plantas, en los taludes internos; eliminar o recortar las malas hierbas en los taludes externos.

LAGUNAS FACULTATIVAS		
Síntoma	Causa	Solución
Acumulación de materias flotantes en superficie	Formación de costras debida a la acumulación de algas en superficie, especialmente después de épocas muy calurosas.	Promover la sedimentación de los agregados de algas o el fango usando una manguera, si hay agua corriente, o un rastrillo una vez que el viento haya arrastrado los sólidos hacia las orillas. Eliminar los agregados o los fangos mediante una red de limpieza de piscinas.
	Flotación del fango del fondo en épocas muy calurosas.	
	Acumulación de papeles, plásticos o grasas que no hayan sido retirados en el pretratamiento.	Eliminar todas las materias flotantes mediante red.
Color rosa o rojo (bacterias de azufre)	Sobrecarga	Aumentar el número de módulos en servicio Mejorar la distribución de caudales en las arquetas de reparto Si la sobrecarga se debe a un diseño deficiente, recircular parte del efluente.
	Sobrecarga por vertidos estacionales incontrolados (alpechines, vinazas)	Paralizar la planta hasta que cese el vertido (by-pass) Renovar el agua de cada laguna mediante la introducción de todo el caudal de entrada a la planta durante un tiempo equivalente al doble del tiempo de residencia hidráulico.
Olores desagradables	Tóxicos en el agua residual	Paralizar la planta hasta que se localice el vertido responsable (by-pass)
	Períodos prolongados de mal tiempo	Poner más módulos en servicio
	Reducción en la mezcla inducida por el viento	Eliminar todos los obstáculos (vallas de obra, árboles) Si los obstáculos no son eliminables (montes, edificios), considerar la instalación de aireadores.
	Cortocircuitos	Identificar las causas. Aplicar siguiente tabla.

LAGUNAS FACULTATIVAS Y DE MADURACIÓN

Síntoma	Causa	Solución
Anomalías de flujo	Localización deficiente de entradas y salidas	Rediseñar las entradas y salidas, teniendo en cuenta el régimen de vientos. Instalación de entradas y salidas múltiples Colocación de alimentación y desagüe de forma que los vientos dominantes sean perpendiculares al eje principal de flujo.
	Morfología deficiente de las lagunas	
	Corrientes inducidas por el viento	
	Desarrollo estacional de estratificación térmica	Colocación de entradas y salidas a varias profundidades para romper la estratificación térmica.
	Presencia de plantas acuáticas	Eliminación de todas las plantas acuáticas
	Acumulación de fangos en lagunas facultativas primarias	Retirar los depósitos de fangos del fondo
Presencia de mosquitos u otros insectos	Crecimiento de plantas acuáticas	Eliminación de todas las plantas acuáticas u otros posibles soportes para las larvas
		Cría de peces en lagunas de maduración
Crecimiento de plantas acuáticas y malas hierbas en los taludes.		Eliminación de todas las plantas en los taludes internos; eliminar o recortar las malas hierbas en los taludes externos.

1.8. Ventajas e inconvenientes de las lagunas de estabilización

- **Ventajas:**

- Bajo coste de implantación.
- Bajo coste de explotación.
- Personal de mantenimiento no especializado.
- Admite variaciones importantes de carga y caudal.
- No existen períodos de no funcionamiento.
- Reducción importante de gérmenes patógenos.
- Fácil integración paisajística.

- Rendimientos adecuados incluso con temperaturas muy bajas.
- Efluente rico en nutrientes, muy adecuado para su reutilización en regadío.
- **Inconvenientes:**
 - Necesita una gran superficie.
 - Recuperación lenta cuando se produce el deterioro del sistema biológico.
 - Efluente con gran cantidad de algas.

2. Lechos de turba

2.1. Objetivos de los lechos de turba

La aplicación de la depuración mediante filtración en lechos de turba respecto a las tecnologías tradicionales, basadas en procesos de autodepuración natural, consigue la reducción de la carga contaminante de las aguas residuales con unos costes de operación inferiores y con unas necesidades de mantenimiento menores a los de la depuración tradicional.

2.2. Fundamentos de la depuración por lechos de turba

La depuración se realiza, en primer lugar, por retención de los materiales en suspensión y por adsorción en el seno del tejido vegetal fibroso. Además la turba puede ser considerada como un medio vivo en evolución y en ella se mantiene y desarrolla una actividad bacteriana que da lugar a la digestión biológica de la materia orgánica.

El elemento esencial de una instalación de depuración de este tipo es un lecho de turba a través del cual circula el agua residual. Dicho lecho descansa sobre una delgada capa de arena, soportada a su vez por una capa de grava; un dispositivo de drenaje recoge el efluente en la base del sistema que puede realizarse, simplemente, practicando una excavación que en caso necesario se aísla del terreno circundante mediante una lámina impermeable o cualquier otro método adecuado.

Por otra parte, el sistema puede funcionar como lecho inundado o como lecho de percolación (lecho de turba aerobio), lo que depende de la utilización que resulte más eficaz. El lecho inundado no es muy recomendable pues puede entrar en anaerobiosis. En todo caso, se distribuye el agua sobre la superficie del lecho

mediante un dispositivo de reparto, a efectos de evitar caminos preferentes de circulación que reducirían, notablemente, el rendimiento de depuración.

Los lechos de turba participan de las ventajas de los lagunajes de pequeño caudal y poco tiempo de retención, y de los filtros bacterianos donde tienen lugar fenómenos físicos de filtración y de absorción, químicos de oxidación-reducción y biológicos por desarrollo de la biomasa en un soporte fijo; así la turba actúa como un gran catalizador donde el agua residual, sufre un proceso de estabilización biológica y de reducción de sólidos en suspensión.

El lecho de turba, o el lagunaje sobre turba, constituye un filtro bacteriano con pequeñas cargas de agua residual y ciclos operativos largos y periódicos de inundación y descanso-aireación y en el que se producen fenómenos biológicos de síntesis-estabilización biológica, de tipo físico con filtración-retención y físico-químicos de adsorción, por las peculiares características que el medio filtrante, compuesto de turba, tiene en relación con las materias coloidales y disueltas.

La acción depuradora se basa, en síntesis esquemática, en la infiltración del agua residual a través de la turba, que sirve de soporte físico para el desarrollo de bacterias y microorganismos y pone en contacto esta masa microbiana con los compuestos y elementos que el agua residual lleva disueltos, produciéndose reacciones de tipo físico-químico y de síntesis y estabilización biológica a través de las cuales, las materias en suspensión e incluso un gran porcentaje de las disueltas, son retenidas y transformadas por oxidación-reducción de tipo aeróbico o facultativo, en compuestos más simples o naturales.

La turba, por sus características físico-químicas, constituye un excelente soporte para la fijación y crecimiento de las colonias bacterianas y un medio de filtración de sólidos en suspensión.

En el ciclo de descanso, las labores de rastrillado y volteo de la capa de turba favorecen la digestión aerobia, restituyendo las condiciones básicas de filtrabilidad y capacidad de adsorción del material.

Además de la reducción de la contaminación física y orgánica se produce una reducción de la concentración de contaminación bacteriana (expresada en "colis").

2.3. Tipos y características de las turbas

La turba es el resultado de la acumulación de materia vegetal y de su mayor o menor degradación biológica en condiciones de exceso de agua y de falta de oxígeno.

Este material, abundante en Europa y en América del Norte, se utiliza corrientemente en jardinería y para la corrección de suelos.

Según la calidad de las aguas en las que se desarrolla y acumula la vegetación que origina la turbera, es decir según el lugar de formación, se distinguen dos tipos principales de turba: oligotrópicas y eutrópicas.

Las turbas oligotrópicas son las formadas en los pantanos con agua de aporte pobre en calcio y en elementos minerales nutrientes, (aguas "blandas"). Predominan, por tanto, las especies vegetales Estangíneas, y, en menor proporción, las Polytrices y las Hinaigrettes. Son las denominadas turbas de mesetas o altas en la clasificación alemana. En su formación, en condiciones generalmente muy ácidas, clima frío y medio poco nutriente, no se produce una descomposición suficiente y por ello no se realiza la síntesis de ácidos húmicos.

Se las conoce como turbas claras, su acidez es elevada, entre 4,5 y 2,5 y su contenido en CaO es inferior a 0,5%.

Su baja descomposición hace que su densidad aparente sea también baja, entre 46 y 88 gr/l mientras que su porosidad es elevada, entre el 94 y el 98% en volumen, predominando además la microporosidad.

Desde el punto de vista hidrodinámico, las turbas claras tienen características favorables; sin embargo, desde el punto de vista de la depuración o capacidad de cambio, esta se ve disminuida por la escasa presencia de ácidos húmicos como consecuencia de la baja descomposición.

Las turbas eutrópicas denominadas de valles o bajas se han formado en presencia de aguas duras, ricas en calcio y en elementos minerales nutrientes, predominando en su composición las especies vegetales cañas, Fragmitas, Carex y residuos leñosos (Alisos y sauces). Sus condiciones de formación favorecen el desarrollo de microorganismos con los que tiene lugar la síntesis de ácidos húmicos, a cuya presencia se debe la coloración característica por la que se denominan turbas pardas. Su contenido en CaO supera normalmente el 2,5% y su pH es neutro o ligeramente ácido.

Su acusada descomposición da lugar a una densidad relativamente elevada, entre 100 y 174 gr/l, mientras que la porosidad está entre 85 y 94% en volumen, predominando la microporosidad, por lo que sus características hidráulicas son menos favorables que las de turbas claras. Sin embargo, su capacidad de cambio, debido a la presencia de ácidos húmicos puede llegar a ser el doble del de las turbas oligotrópicas en un grado de evolución equivalente. La capacidad de cambio puede sobrepasar los 100 meqv. por 100 gr. de turba seca, superior a la de una arcilla.

2.4. Parámetros de diseño de los lechos de turba

2.4.1. Introducción

El diseño de los lechos de turba se ha llevado a cabo tradicionalmente mediante el caudal de percolación del agua residual a través de la turba. Existen otros de métodos de diseño basados en la superficie, en m² disponible de lecho, por habitante equivalente. Generalmente se utiliza el primer método debido a la fiabilidad que se obtiene de la analítica de la turba que se vaya a utilizar.

2.4.2. Diseño de los lechos de turba

El diseño de los lechos de turba se establece mediante el caudal de percolación del agua residual a través de la turba en litros hora por metro cuadrado de superficie del lecho.

En España se utilizan los siguientes parámetros de diseño:

- Percolación turba clara	40-70 l/hora m ²
- Percolación turba parda	20-45 l/hora m ²
- Profundidad lecho	40 cm
- Funcionamiento varios lechos	en paralelo

Si el caudal es importante, utilizar preferentemente turba "clara", si bien también es posible emplear mezclas de turbas de distintos tipos.

2.5. Construcción de los lechos de turba

Tal y como se estableció en el apartado anterior los ensayos realizados y la experiencia a escala industrial han permitido establecer que los caudales específicos a través de un lecho inundado de 40-50 cm de espesor, en funcionamiento normal, oscilan entre los valores siguientes:

- Turba clara: 40 a 70 l/h m² superficie lecho.
- Turba parda: 20 a 45 l/h m² superficie lecho.

Hay que tener en cuenta el disponer de un 50% o por lo menos un tercio más de superficie de lecho, para poder realizar las labores de rastrillado y reposo de los lechos sin interrumpir el proceso de depuración.

Las consideraciones de carácter constructivo a tener en cuenta son las siguientes:

- Alimentación del agua al lecho lo más sencilla posible, pero poniendo especial cuidado en evitar la formación de pasos preferentes (chimeneas); por ejemplo, instalando una placa de reparto sobre la turba de manera que favorezca la laminación del agua en la superficie del lecho. Por otra parte, la alimentación deberá ser lo más continua posible, sobre todo en invierno.
- Para evitar su arrastre, separar la turba del sistema de drenaje por una capa filtrante, la mitad superior de arena y la inferior de grava.
- Impermeabilizar la excavación practicada del terreno circundante, bien mediante una lámina de plástico o capa de arcilla compactada o bien realizando la obra en hormigón.
- Para conseguir un buen caudal de percloración, el espesor del lecho de turba no debe exceder de 50 cm.
- Subdividir la superficie total necesaria en varios lechos, a efectos de poder dejar periódicamente fuera de servicio cada uno de ellos.
- El tamaño máximo recomendable en cada lecho es de 200 m².
- Una sección típica de un lecho de turba sería:
 - 0,40 cm de espesor de turba, mezcla de parda y clara
 - Lámina de geotextil
 - 0,10 cm de espesor de arena fina
 - 0,10 cm de espesor de gravilla
 - 0,30 cm de espesor de grava
 - Lámina de P.A.D.(polietileno de alta densidad)

En la superficie del lecho se distribuye la tubería que repartirá el agua residual sobre la turba.

2.6. Esquemas de funcionamiento y rendimientos

El esquema básico de funcionamiento de una EDAR por lechos de turba es el siguiente:

1. OBRA DE LLEGADA
2. BY-PASS
3. PRETRATAMIENTO
4. ARQUETA DE REPARTO
5. LECHOS DE TURBA
6. DESINFECCIÓN
7. CAUDALÍMETRO

Los lechos de turba se pueden combinar con otros métodos no convencionales como el lagunaje, o los filtros verdes, según la tabla siguiente.

LECHOS TURBA	FILTRO VERDE		
LECHOS TURBA	AEROBIA		
ANAEROBIA	LECHOS TURBA		
ANAEROBIA	LECHOS TURBA	FILTRO VERDE	
ANAEROBIA	LECHOS TURBA	AEROBIA	FILTRO VERDE

Las aguas residuales, antes de pasar a los lechos de turba, se someten a un tratamiento primario, cuyo objeto es eliminar, en todo lo posible, las materias en suspensión, grasas, etc. para retardar la colmatación de los lechos de turba.

Los rendimientos de depuración pueden oscilar entre ciertos límites, dependiendo de las características del agua residual y de la turba empleada, caudal específico, condiciones ambientales, etc. pero unos valores alcanzables, por lo general son los siguientes:

Después del pretratamiento:

Materias en suspensión (MES)	30%
Demanda química de oxígeno (DQO)	30%
Demanda bioquímica de oxígeno, 5 días DBO ₅	10%

A la salida del lecho de turba:

M.E.S.	90%
D.Q.O.	80%
D.B.O ₅	85%

En cuanto a la descontaminación bacteriana se consiguen unos factores de reducción del número de bacterias de contaminación fecal entre 10^3 y 10^4 , lo que depende de la calidad de turba y de la carga bacteriana.

Respecto a elementos como el nitrógeno y el fósforo hay poca información, pero se estima que para un contenido a la entrada de 200 mg/l, el nitrógeno experimenta una reducción superior al 80% y el fósforo se reduce en un 20% a 40% para una carga a la entrada de 50 mg/l.

Por otra parte, la turba presenta propiedades particularmente interesantes en cuanto a la absorción de metales pesados y da buenos resultados en la eliminación de materias colorantes.

2.6.1. Evolución de los lechos de turba. Mejoras. Nuevos esquemas de funcionamiento

El principal problema que plantean los lechos de turba es la rápida colmatación de la superficie del lecho por la presencia de sólidos en suspensión y grasas en el influente, al no ser lo suficientemente eficaces los sistemas de pretratamiento utilizados.

Otro problema importante es el ocasionado por las puntas de caudal, que aunque hidráulicamente son absorbidos por los lechos, pueden provocar arrastres de material y microorganismos reduciendo la efectividad del proceso.

Para solucionar básicamente estos problemas, surgidos en las primeras instalaciones existentes, se propuso la combinación de dos tecnologías blandas, surgiendo así el proceso de lagunas anaerobias + lechos de turba.

La principal ventaja de este proceso es eliminación de los dos problemas antes enunciados, con la consiguiente reducción del consumo de turba.

El sistema garantiza un mejor rendimiento, pero a costa de un incremento en los costes de primera instalación.

2.7. Puesta en marcha y mantenimiento de los lechos de turba

a) Puesta en marcha

El comienzo del funcionamiento de los lechos de turba es inmediato debido al proceso físico de la filtración, si bien se logrará un óptimo rendimiento dependiendo de la proliferación de los microorganismos responsables de la depuración ya que éstos no aparecen instantáneamente, sino que necesitan un período de tiempo más o menos largo, en función de las condiciones ambientales.

Recomendaciones generales:

- Tratar de poner en marcha la planta durante la primavera o inicio del verano, ya que la velocidad de crecimiento de los microorganismos es mayor en esta época.
- Poner en marcha los lechos de turba en continuo, dejando al menos uno de los lechos en reposo, para los procesos de mantenimiento y conservación.

Para que el lecho de turba mantenga su efectividad es esencial que se produzca un reparto adecuado del caudal de agua residual, sin que tengan lugar caminos preferenciales. Por otra parte, el caudal de reparto debe ser el adecuado, fijado por el proyectista para las condiciones propias de la planta.

b) Problemas de funcionamiento

Los problemas de funcionamiento más comunes derivan de las situaciones siguientes:

1. Deficiente eliminación de materias en suspensión durante el pretratamiento.

Cuando la etapa de pretratamiento presenta un mal rendimiento, los sólidos que deberían haber sido eliminados en esta se retienen íntegramente en el lecho de turba, ocasionando la sobrecarga de la instalación, que se manifiesta principalmente por la acumulación de materiales en la parte superior del lecho, colmatación de este, formación de caminos preferenciales y pérdida de calidad del efluente.

En este sentido, la sustitución del desbaste tradicional mediante tamices por lagunas anaerobias mejora sustancialmente la instalación, ya que estas lagunas presentan una extraordinaria fiabilidad en la retención de sólidos en suspensión, que se mantiene siempre en torno al 75-80%. Otras ventajas de las lagunas ana-

erobias residen en que su mantenimiento no requiere una eliminación diaria de los sólidos retenidos, y en su capacidad para encajar puntas de carga manteniendo un nivel constante de calidad del efluente.

2. Sobrecarga de la instalación.

Esta puede tener carácter temporal (avenida después de lluvias) o permanente (crecimiento de la población servida). Puesto que el método presenta sensibilidad a los aumentos de caudal, es necesario establecer medidas preventivas que los eviten. En este sentido, el aumento del número de lechos de turba permite disponer de un sistema flexible, que se adapta fácilmente a las oscilaciones estacionales de carga, y permite efectuar ampliaciones de capacidad rápida y económicamente.

3. Deficiente mantenimiento de los lechos.

Aunque el mantenimiento de los lechos es muy sencillo, si no se realiza el rastreado regularmente y se eliminan las partes colmatadas la permeabilidad del lecho disminuye, se forman caminos preferenciales y disminuye la eficacia del tratamiento.

c) Mantenimiento

El mantenimiento de los lechos requiere las actividades siguientes:

1. Rastrillado quincenal de los lechos.

Para ello se deja fuera de funcionamiento el lecho que se va a rastrillar, haciendo uso de la tajadera correspondiente. Debe tenerse en todo momento un lecho inactivo, de forma que se puedan poner en funcionamiento de forma rotatoria. Se hace pasar el agua residual por el lecho que estaba inactivo hasta ese momento, y se procede al rastrillado del lecho que ha estado en funcionamiento durante dos semanas. El objetivo de esta operación es restablecer la estructura porosa uniforme original de la turba, rompiendo los agregados que hayan podido formarse. De esta forma se asegura un reparto homogéneo del agua residual a través de los lechos.

2. Eliminación de la capa colmatada.

En la zona superficial de los lechos tiende a formarse una costra impermeable formada al colmatarse la turba con las materias sólidas que hayan permanecido en el agua residual después del pretratamiento. Cuando esta capa no pueda re-

generarse por la acción de rastrillado debe procederse a su eliminación. Esta operación es muy sencilla, y puede practicarse a la misma vez que el rastrillado normal, arrastrando la capa colmatada y sacándola finalmente de los lechos mediante una pala. Debe evitarse la acumulación de estos materiales en la planta, ya que aparte de ofrecer una imagen de desidia pueden convertirse en criaderos de ratas e insectos.

3. Reposición de la turba.

Puesto que las sucesivas eliminaciones de la capa superficial de los lechos conducen a una disminución en la altura total de los lechos, es necesario reponer con frecuencia aproximadamente trimestral la turba para restablecer la altura original de los lechos. Por lo tanto, la planta debe surtirse con la turba necesaria para efectuar estas reposiciones. Es importante tener en cuenta que el almacenamiento al aire libre de la turba puede dar lugar a que esta se seque, lo que provoca su contracción y pérdida de capacidad de retención de agua. Debe pues evitarse su almacenamiento prolongado en condiciones que favorezcan su desecación.

2.8. Ventajas e inconvenientes de los lechos de turba

a) Ventajas:

- Sin consumo de energía.
- Ausencia de elementos electromecánicos.
- Fácil adaptación en el entorno.
- Explotación y mantenimiento por personal no cualificado.
- Adaptable a variaciones de carga y caudal.
- Menor superficie que las lagunas de estabilización.
- Ausencia de olores.

b) Inconvenientes:

- Rendimiento menor que en los sistemas convencionales.
- Mayor superficie que en los sistemas convencionales.
- Gastos en la compra de turba por necesidad de reposición, debido a las operaciones de limpieza.

3. Filtro verde

3.1. Objetivos de los filtros verdes

La aplicación de la depuración mediante filtros verde respecto a las tecnologías tradicionales, basadas en procesos de autodepuración natural, consigue la reducción de la carga contaminante de las aguas residuales con unos costes de operación inferior y con unas necesidades de mantenimiento menores a los de la depuración tradicional.

3.2. Fundamentos de la depuración por filtro verde

Un filtro verde es un sistema formado por terreno cubierto de cultivos agrícolas o plantaciones forestales (generalmente esta última), sobre el que se distribuyen periódicamente aguas residuales procedentes de núcleos urbanos, con el fin de conseguir su depuración mediante la acción conjunta del suelo, microorganismos y plantas, con una triple acción física, química y biológica.

El suelo no sólo actúa como un filtro físico, sino que también trabaja biológicamente produciendo una oxidación bioquímica sobre buena parte de las sustancias contenidas en suspensión de las aguas residuales, de manera que sean asimilables por la vegetación y las que no lo sean pasen al acuífero de forma y proporción que no supongan peligro de deterioro para el mismo.

La depuración de las aguas residuales aplicadas al suelo tiene lugar en los horizontes superiores de éste, en una capa biológicamente activa cuya profundidad no puede rebasar 1,20 metros. En este suelo vivo las aguas que lo atraviesan lentamente al percolar, sufren dos procesos simultáneos:

- a) un filtrado mecánico que retiene los sólidos en suspensión no degradables
- b) una oxidación bioquímica bacteriana que mineraliza la materia orgánica.

El oxígeno necesario para esta mineralización de la materia orgánica proviene del aire contenido en esta capa activa del suelo en la que ocupa del orden del 50% de su volumen lo que equivale a un contenido de unos 600 Kg de oxígeno por Ha, que se renueva naturalmente por difusión cada 75 minutos.

La oxidación de la materia orgánica es producida por bacterias anaerobias que se hallan en el suelo formando una tenue película que envuelve las partículas de éste, que son capaces de entrar en acción a partir de 0°C de temperatura en

presencia de agua y de materia orgánica adherida a la película que forman. En suelos de textura no gruesa la superficie de esta película está evaluada en cifras del orden de 5.000 m² por metro cuadrado de superficie de terreno.

La descomposición bacteriana de la materia orgánica da lugar a que el nitrógeno pase de formas amoniacales a nitritos y nitratos. Este efecto se hace patente en la vegetación espontánea de los campos de aplicación que se compone casi exclusivamente de plantas nitrófilas y en la ausencia de las leguminosas capaces de fijar el nitrógeno atmosférico en los módulos de sus raíces.

El fósforo se oxida y genera con las bases, fosfatos que por una parte se inmovilizan y son retenidos por la vegetación y por otra parte percolan. Este fósforo en presencia de cal queda inmovilizado, y es preciso abonar los cultivos con fósforo a partir de la aportación del contenido en las aguas residuales.

La flora intestinal que transportan las aguas residuales domésticas encuentra en el suelo condiciones hostiles de variaciones de temperatura y abundancia de oxígeno que le son nocivas; sus relaciones con la población bacteriana del suelo no son bien conocidas, pero los análisis de las aguas de percolación por debajo de suelo activo muestran, que a efectos sanitarios la depuración natural producida por éste pueden ser similares a los logrados por un tratamiento secundario convencional.

Con las altas temperaturas se intensifica la actividad vegetativa y bacteriana. La temperatura de las aguas residuales, más elevada de la del terreno en invierno, debe producir un alargamiento de la actividad vegetativa. Todo ello contribuye a incrementar la extracción de nutrientes aportados por las aguas residuales.

Los estudios ya realizados sobre la composición de las aguas residuales urbanas dan como resultado su posible utilización para el riego de choperas, una vez eliminados los sólidos más gruesos y algunas sustancias fácilmente separables.

3.3. Parámetros de diseño de un filtro verde

Los parámetros de diseño van en función del caudal disponible y tipo de filtro verde que se vaya a utilizar. Las necesidades de agua de un cultivo varían a lo largo del período de crecimiento del cultivo y del tipo de cultivo que se plante. El objeto de estos apuntes no es hacer un tratado de agronomía, no obstante uno de los cultivos más característicos en un filtro verde es una choperas que tiene

unas necesidades de agua de unos 2.500 mm de pluviometría anual lo que supone unos 25.000 m³ por hectárea y año.

3.4. Esquemas de funcionamiento y rendimientos

El esquema básico de funcionamiento de una EDAR por filtro verde es el siguiente:

1. OBRA DE LLEGADA
2. BY-PASS
3. PRETRATAMIENTO
4. CAUDALIMETRO
5. ARQUETA DE REPARTO
6. FILTRO VERDE

Los filtros verdes se pueden combinar con otros métodos no convencionales como el lagunaje y los lechos de turba, suelen formar parte final de éste método cuando hay terreno suficiente según la tabla siguiente.

FILTRO VERDE		
LECHOS TURBA	FILTRO VERDE	
LECHOS TURBA	AEROBIA	FILTRO VERDE
ANAEROBIA	LECHOS TURBA	FILTRO VERDE
LECHOS TURBA	FILTRO VERDE	
ANAEROBIA	AEROBIA	FILTRO VERDE

Las aguas residuales, antes de pasar al riego en el filtro verde, se someten a un tratamiento primario, cuyo objeto es eliminar, en todo lo posible, las materias en suspensión, grasas, etc

Los rendimientos de depuración pueden oscilar entre ciertos límites, dependiendo de las características del agua residual y del tipo del terreno sobre el que se realiza el filtro verde, caudal específico, condiciones ambientales, etc. pero unos valores alcanzables, por lo general son los siguientes:

Después del pretratamiento:

Materias en suspensión (M.E.S.)	30%
Demanda química de oxígeno (D.Q.O.)	30%
Demanda bioquímica de oxígeno, 5 días DBO5	10%

En el filtro verde:

M.E.S.	90%
D.Q.O.	80%
D.B.O ₅	85%

En cuanto a la descontaminación bacteriana se consiguen unos factores de reducción del número de bacterias de contaminación fecal entre 10^5 y 10^6 , lo que depende del tipo de filtro verde y de la carga bacteriana.

Respecto a elementos como el nitrógeno y el fósforo ya se ha comentado que se produce una reducción interesante debido a la asimilación de los nutrientes por el propio terreno y el filtro verde.

3.5. Puesta en marcha y mantenimiento de un filtro verde

Las aguas que lleguen a las choperas, deberán estar desprovistas de los elementos sólidos que queden retenidos por las rejillas, que se colocarán con esta finalidad y en la medida de lo posible desarenadas y desengrasadas.

El mantenimiento se basa fundamentalmente en la limpieza con rigor del pretratamiento y en el adecuado riego del cultivo que se esté utilizando como filtro verde.

Las aguas residuales urbanas pretratadas o depuradas deben ser distribuidas en riego por gravedad a lo largo del año sobre un terreno nivelado y compartimentado en la forma denominada en agricultura riego a manta por pie. Las cargas de riego anuales pueden variar si la vegetación a establecer es arbórea para producción de madera, de 500 a 2.800 mm de agua residual, lo que supone riegos semanales de 10 a 50 mm. La práctica de este riego no difiere de las que se practica en cultivos agrícolas de regadíos más que en los riegos que se mantienen durante todo el año. No implica consumo de energía si no se precisa bombeo desde el colector al campo de aplicación.

Las recomendaciones para la utilización de este sistema son:

- Población con un límite no mayor de 20.000 habitantes.
- Efluentes que no contengan sustancias nocivas para los cultivos.
- En Municipios en los que existen superficies de terreno del orden de 1 Ha. para cada 200 habitantes, pueden ser susceptibles económicamente de transformación en regadío.

- En cuanto a características granulométricas de los terrenos, lo suelos arcillosos, arenosos o muy arenosos no son recomendables.

3.6. Ventajas e inconvenientes de un filtro verde

a) Ventajas:

- Sin consumo de energía.
- Ausencia de elementos electromecánicos.
- Extraordinaria integración en el entorno.
- Explotación y mantenimiento por personal no cualificado.
- Adaptable a variaciones de carga y caudal.
- Menor superficie que las lagunas de estabilización.
- Ausencia de olores.
- Obtención de un rendimiento económico por la venta del cultivo.

b) Inconvenientes:

- Rendimiento menor que en los sistemas convencionales.
- Mayor superficie que en los sistemas convencionales.
- Mantenimiento no técnico, pero si elevado en cuanto al número de horas empleadas en el riego y en la recolección, al tratarse de un cultivo.

4. Biodiscos

4.1. Objetivo de la depuración mediante biodiscos

La aplicación de la depuración mediante biodiscos respecto a las tecnologías tradicionales, basadas en procesos de autodepuración natural, consigue la reducción de la carga contaminante de las aguas residuales con unos costes de operación inferior y con unas necesidades de mantenimiento menores a los de la depuración tradicional.

4.2. Fundamentos de la depuración por biodiscos

Los biodiscos son un proceso biológico de tratamiento de aguas residuales que se caracteriza por presentar más del 95% de la biomasa activa en forma fija a un soporte.

El medio soporte o biodisco está constituido por un conjunto de placas de material plástico de diseño especial, ensambladas en un eje horizontal, formando un conjunto cilíndrico, girando lentamente sobre dicho eje, y permaneciendo un 40% de su superficie sumergida en el agua a tratar.

La película de microorganismos fijado en el material plástico alcanza concentraciones de hasta 50.000 mg/l de sólidos en suspensión, que equivale a un reactor biológico con biomasa en suspensión del orden de 15.000 mg/l. Esta elevada concentración de microorganismos permite alcanzar altas eficacias de tratamiento con tiempos de retención mínimos.

Mediante el movimiento giratorio del biodisco, la película de microorganismos alterna su contacto con el agua residual a tratar y con el oxígeno del aire. Cuando la película está en contacto con el aire absorbe oxígeno del mismo, mientras que cuando está sumergida absorbe el contenido en materia soluble a degradar.

El rozamiento de la biomasa fijada en el biodisco cuando éste se desplaza en el agua residual favorece el desprendimiento del exceso de biomasa formada, mantiene su espesor constante y evita el taponamiento del biodisco.

Así mismo, la mezcla ocasionada en el agua residual por el movimiento giratorio del biodisco, mantiene la biomasa desprendida en suspensión.

Aplicaciones

Es un proceso biológico aerobio que se puede emplear para:

- Eliminación de DBO_5 .
- Nitrificación biológica del nitrógeno amoniacal.
- Desnitrificación biológica del nitrógeno nítrico en ambiente carente de oxígeno (biodiscos sumergidos).

Funcionamiento

Los biodiscos se instalan en tanques de hormigón o metálicos en los que se dispone de un nivel constante de agua y en los cuales giran con lentitud.

Debido a la rotación, los discos, entran y salen del agua llevando consigo parte del agua misma y formando en la superficie de los discos una película biológica o biofilm, que aparece de forma natural al crearse las condiciones óptimas para su desarrollo. Esto es, la presencia de comida y abundante oxígeno.

El crecimiento biológico en las superficies va aumentando hasta que, debido al crecimiento de microorganismos y a la rotación de los discos, se efectúa el desprendimiento de la biomasa pasando a estar en suspensión en el agua, en forma de fango biológico. Una vez que la capa se ha desprendido, empieza el crecimiento de una nueva capa y así sucesivamente.

De esta manera, se consigue la captura de sustancias orgánicas solubles y su transformación en materia sólida que puede ser separable por procedimientos físicos, tales como la decantación o el microtamizado.

4.3. Parámetros de diseño de los biodiscos

4.3.1. Fundamentos

Tanto en los lechos bacterianos como en los biodiscos, suceden los siguientes fenómenos:

1. Difusión de oxígeno atmosférico al líquido:

El oxígeno penetra en el vertido que moja las superficies de contacto y produce una variación en la concentración de oxígeno disuelto.

La velocidad de difusión viene dada por la ley de Fick:

$$dN/dt = D * A * dC/dZ$$

siendo:

N = número de moles de sustancia transferidos

t = tiempo, s

D = coeficiente de difusión, cm^2/s

A = área de contacto, cm^2

C = concentración, moles/ cm^3

Z = distancia en la dirección en que se produce la difusión, cm

La aportación de oxígeno al agua se efectúa por contacto íntimo entre el aire y el agua. La capa límite monomolecular se satura y el oxígeno viaja hacia zonas más profundas.

En el caso de los biodiscos, y en el de lechos bacterianos con una carga hidráulica adecuada, al ser la capa de agua que está en movimiento sobre las superficies de muy poco espesor, alcanza valores cercanos a los de saturación.

La siguiente tabla refleja los valores de saturación de oxígeno atmosférico en el agua a diferentes temperaturas:

TEMPERATURA (°C)	VALOR DE SATURACIÓN (gr/m ³)
7	14,6
10	11,24
11	11
13	10,53
15	9,3
25	8,48

2. Difusión del sustrato y del oxígeno disuelto al interior de la película biológica:

Debido a que las bacterias que pueblan la película biológica están constantemente consumiendo oxígeno y sustrato, la concentración de estos elementos en el interior de la misma es menor que la existente en el vertido. Esta diferencia o gradiente de concentraciones provoca la continua difusión de oxígeno y de sustrato al interior de la película biológica, según puede deducirse de la ley de Fick.

La tabla adjunta muestra que el coeficiente de difusión D depende del tamaño de las partículas:

COEFICIENTES DE DIFUSIÓN Y DIÁMETROS MOLECULARES DE NO ELECTROLITOS

PESO MOLECULAR	D CM ² /S X 10 ⁵	DIÁMETRO MOLECULAR (A)
10	2,2	2,9
100	0,7	6,2
1.000	0,25	13,2
10.000	0,11	28,5
100.000	0,05	62
1.000.000	0,025	132

Como consecuencia, las partículas orgánicas disueltas o de menor tamaño son las que más intensamente se difunden en la película biológica.

En un vertido de agua residual urbana, y en la mayor parte de vertidos industriales, existe una amplia variedad de componentes orgánicos. Los sólidos orgá-

nicos de mayor tamaño pueden ser separados mediante procedimientos físicos tales como decantación, flotación o filtración, pero aún en los sólidos de tamaño pequeño que no pueden separarse por estos procedimientos.

Igualmente, a nivel molecular, un componente orgánico sencillo se difunde en la película biológica con más facilidad que una gran cadena orgánica.

Cuando en un vertido existen elevadas concentraciones de DBO_5 , se produce una asimilación más rápida de los sólidos de menor tamaño por parte de la película, así como un mayor poder de penetración del substrato a consecuencia del mayor gradiente de concentraciones.

Este mayor poder de penetración del substrato origina un aumento de espesor en el tejido celular que compone la película biológica que puede llegar a colapsar el reactor biológico, por lo que los reactores deben diseñarse para que las superficies trabajen con una adecuada concentración del substrato.

Otra consecuencia del crecimiento de la biomasa es que las capas más profundas de la película reciben menos cantidad de oxígeno, lo que llega a ocasionar un crecimiento de bacterias anaerobias y el debilitamiento de la película biológica. Este hecho unido al efecto de rotación del biodisco, motiva el desprendimiento periódico de la película y un reajuste automático de la población bacteriana del biodisco.

3. Eliminación del substrato:

Del mismo modo que sucede en otros procesos de absorción biológica, en un biodisco podemos distinguir dos zonas de trabajo.

Para concentraciones de S bajas, la tasa de eliminación de la DBO soluble se determina por la difusión del substrato de la película biológica.

En esta zona se produce una reacción de primer orden en la que la rotación del biodisco proporciona aire más que suficiente como para cubrir las necesidades respiratorias de los cultivos aerobios desarrollados sobre las superficies, por lo que el factor que limita el crecimiento de la biomasa es la concentración S de DBO soluble en el reactor. (Sobra aire pero escasea la comida).

Se considera que esta región de primer orden se mantiene en agua residual urbana hasta concentraciones de DBO soluble de 50 mg/l.

Para concentraciones de DBO soluble más elevadas, la curva converge hacia una asíntota, entrando en una región de orden 0, por lo que la DBO soluble eliminada por metro cuadrado alcanza un máximo.

Esto se debe a que, con concentraciones de $SDBO_5$ por encima de un cierto valor, el oxígeno atmosférico suministrado a la película biológica alcanza únicamente para una población tope de bacterias por metro cuadrado de superficie, por lo que llega un punto en el que la eliminación de $SDBO_5$ es máxima por metro cuadrado, y únicamente puede mejorarse por medio de recursos auxiliares, como pueden ser hacer girar el equipo a mayor velocidad o añadir aireación sumergida.

Los valores de saturación de oxígeno fijan de por sí un límite para el mantenimiento de la respiración de la población activa de bacterias aerobias que pueblan las superficies, las cuales actúan sobre la DBO soluble oxidándola biológicamente. No obstante, un incremento de la temperatura del proceso conlleva habitualmente un mejor rendimiento del mismo. Esto puede parecer una paradoja si pensamos que un aumento de la temperatura del vertido provoca una disminución en la concentración de oxígeno disuelto.

La explicación a este hecho es la siguiente: La temperatura incide en el grado de crecimiento de las bacterias. Se utiliza una mayor proporción del substrato en producir nuevos microorganismos y se consume menos substrato en la respiración de microorganismos. Adicionalmente, un aumento de temperatura provoca un aumento del flujo del agua sobre la membrana biológica, debido a un aumento de la permeabilidad de la misma y una disminución en la viscosidad del agua.

4.3.2. Dimensionamiento de los biodiscos

La formulación cinética del proceso cuando se ha estabilizado el proceso de crecimiento de la biomasa es:

$$Q S = Q S_0 - R_c A$$

siendo:

$Q =$ caudal medio de entrada, $m^3/día$.

$S_0 =$ $(SDBO_5)_E$ en entrada

$S =$ $(SDBO_5)_S$ en salida

$R_c =$ *substrato específico consumido en gr/m² día, calculado por la expresión de Monod aplicable a aguas residuales urbanas*

$$R_C = 19,4 S / (15,1 + S)$$

Para otro tipo de aguas sería necesario hallar la cinética de la reacción mediante pruebas de laboratorio.

$A =$ *superficie de los biodiscos en m²*

Esta ecuación se modifica introduciendo dos factores correctores, uno de temperatura y otro del estado de aireación del agua. Es la siguiente:

$$A = Q (S_0 - S) T_c P / R_c$$

siendo:

$$T_c = 1,0537^{(12,7-T)}$$

Válida para $T < 12,7$ C

Este factor corrige la disminución de actividad de las bacterias responsables de la oxidación de la materia orgánica, a bajas temperaturas, aumentando ligeramente la superficie del biodisco.

Para $T \geq 12,7^\circ\text{C}$ $T_c = 1$

$P = 1$, para aguas no tratadas previamente, o pretratadas aerobicamente

$P = 1,5$, para aguas tratadas anaerobicamente, según criterio de los suministradores de biodiscos. En cualquier caso parece excesivo incrementar un 50% la superficie por el hecho de tener un tratamiento anaerobio en cabecera, por lo que hay autores que no lo aplican

Determinación de la $(SDBO_5)_D$ función de la $(DBO_5)_E$

$$SDBO_5 = DBO_5 \text{ TOTAL} - DBO_5 \text{ SUSPENDIDA}$$

$$DBO_5 \text{ SUSPENDIDA} = K (\text{sólidos en suspensión})$$

Siendo:

$K = 0,5$ (Para vertidos urbanos con $SST > DBO_5$)

$K = 0,6$ (Para vertidos urbanos con $SST \leq DBO_5$)

Para determinar la DBO_5 efluente = $SDBO_5 + 0,5 (S.S)$

La superficie obtenida del cálculo hay que situarla en una etapa o en dos etapas, comprobando que en la primera etapa la carga en SDBO₅ no sobrepasa el valor de 24,4 gr/m²·día y en la segunda de 12,4 gr/m²·día, considerando que en la primera etapa se elimina alrededor del 60% de la (SDBO₅)E.

4.3.3. Dimensionamiento del clarificador secundario

Dado que en este proceso, no llega al decantador secundario un licor mezcla, sino un efluente que contiene flóculos en una concentración muy inferior, por lo que no se forma un manto de fangos significativo, siendo la velocidad ascensional el factor fundamental para el diseño.

En la tabla adjunta se fijan los parámetros de diseño aconsejados, válidos para una punta de caudal igual a 2,5 Qmedio.

S.S. efluente (mg/l)	V. ascensional (m/h)	DBO5 salida(mg/l)	DBO soluble Diseño (mg/l)
35	1,53	35	17,5
30	1,36	30	15
25	1,19	25	12,5
20	0,94	20	10
15	0,85	15	7,5

Las alturas cilíndricas habituales están comprendidas entre 2,20 y 3 m.

La superficie del decantador, una vez conocida la velocidad ascensional, será:

$$A = Q/V$$

siendo:

$A =$ superficie en planta del decantador, m²

$Q =$ caudal medio, m³/h

$V =$ velocidad ascensional, m/h

Para efluentes con un contenido en sólidos en suspensión por debajo de los 15 mg/l, hay autores que optan por un microtamizado sustituyendo la decantación secundaria, en nuestro parecer no somos partidarios. En ningún caso un microtamiz puede sustituir a un decantador en un proceso de fangos activados debido a la alta concentración de sólidos.

4.3.4. Producción de fangos

Los sólidos en suspensión existentes a la entrada del biodisco son incrementados por la DBO soluble que se transforma en DBO suspendida durante el proceso de biofloculación.

$$S_{Se} = S_{Si} + K \cdot S_{DBO_5}$$

Siendo:

S_{Se} = sólidos en suspensión en el efluente, mg/l

S_{Si} = sólidos en suspensión en el influente, mg/l

K = constante de transformación

La constante K depende del grado de digestión aerobia al que se haya sometido el fango, lo cual está relacionado con la DBO soluble del efluente de los biodiscos.

DBO5 SOLUBLE EFLUENTE (MG/L)	K
7,5	0,08
10	0,1
12,5	0,15
15	0,2
17,5	0,3
20	0,4
25	0,5
30	0,6
40	0,8
50	0,96

La producción de fangos en el decantador será:

$$P_x = (Q S_{Se})/1000$$

Siendo:

P_x = Producción de fangos, Kg/d

Q = Caudal, m³/d

S_{Si} = sólidos en suspensión en el influente, mg/l

S_{Se} = sólidos en suspensión en el efluente, mg/l

4.4. Esquemas de funcionamiento y rendimientos

El esquema básico de funcionamiento de una EDAR con biodiscos es el siguiente:

1. OBRA DE LLEGADA
2. BY-PASS
3. PRETRATAMIENTO
4. ARQUETA DE REPARTO
5. DECANTADOR - DIGESTOR IMHOFF
6. BIODISCOS
7. DECANTADOR SECUNDARIO
8. ESPESADOR
9. SECADO DE FANGOS
10. DESINFECCIÓN
11. CAUDALIMETRO

Los biodiscos se pueden combinar con otros métodos no convencionales como el lagunaje, o los filtros verdes, según la tabla siguiente.

BIODISCOS	FILTRO VERDE		
BIODISCOS	AEROBIA		
ANAEROBIA	BIODISCOS		
ANAEROBIA	BIODISCOS	FILTRO VERDE	
ANAEROBIA	BIODISCOS	AEROBIA	FILTRO VERDE

Las aguas residuales, antes de pasar por los biodiscos, se someten a un tratamiento primario o pretratamiento, cuyo objeto es eliminar, en todo lo posible, las materias en suspensión, grasas, residuos sólidos etc. En general un adecuado pretratamiento es la clave para el buen funcionamiento de una depuradora.

Los rendimientos de depuración pueden oscilar entre ciertos límites, dependiendo de las características del agua residual, caudal específico, condiciones ambientales, etc. pero unos valores alcanzables, por lo general son los siguientes:

Después del pretratamiento:

Materias en suspensión (M.E.S.)	30%
Demanda química de oxígeno (D.Q.O.)	30%
Demanda bioquímica de oxígeno, 5 días DBO ₅	10%

A la salida del biodisco:

M.E.S.	95%
D.Q.O.	99%
D.B.O ₅	99%

4.4.1. Nitrificación-desnitrificación

El sistema de biodiscos puede conseguir la nitrificación-desnitrificación del vertido aumentando el número de elementos y con una disposición adecuada de etapas.

NITRIFICACIÓN

Se denomina nitrificación al proceso biológico aerobio por el cual el nitrógeno amoniacal se oxida transformándose en nitrito (por las Nitrosomonas), y posteriormente en nitrato (por las Nitrobacter).

La nitrificación del efluente, tanto en el proceso de biodiscos como en el de lechos bacterianos, no se produce de modo apreciable con valores de DBO soluble superiores a los 15 mg/l (30 mg/l de DBO₅).

Por encima de este valor, las bacterias aerobias responsables de la eliminación de DBO prevalecen sobre las bacterias nitrificantes.

Estudios realizados por la E.P.A. revelan con claridad un funcionamiento en el proceso de nitrificación con dos zonas muy definidas:

- Región de orden 1:

Para concentraciones bajas de nitrógeno amoniacal, la nitrificación está determinada por la concentración de sustrato que penetra al interior del biofilm.

El límite en el que esta región concluye y comienza la región de orden 0, puede determinarse teniendo en cuenta la reacción química simplificada que traduce el proceso:



La relación estequiométrica para la oxidación será:

$$\text{NH}_3/\text{O}_2 = 17/64 = 0,2656$$

Si el valor de saturación del oxígeno a 11°C es de 11 mg/l, esto implica que para los nitratos, a esta temperatura, la región de orden 1 se produce por debajo de 2,92 mg/l, y 3,89 mg/l para los nitritos.

– Región de orden 0:

Las curvas de la E.P.A. muestran que, a partir del punto de inflexión de la función, se produce una reducción estabilizada y prácticamente constante del nitrógeno amoniacal. Este punto de inflexión es de 1,46 gr. de $\text{NH}_4/\text{m}^2/\text{día}$, válido para una temperatura de 12,7°C, y se suele dar cuando la concentración de NH_4 en el efluente es de 2,6 gr/m^3 ,

SUPERFICIE NECESARIA PARA NITRIFICAR

Para el cálculo de la superficie necesaria para nitrificar, calculamos previamente la instalación para una salida de 15 mg/l en DBO soluble, y hallamos posteriormente la superficie adicional necesaria para obtener el adecuado nivel de nitrificación. Para ello empleamos la siguiente ecuación:

$$A = Q (S_0 - S) / RN$$

siendo:

$A =$ superficie requerida (m^2)

$S_0 =$ concentración de NH_4^+ en el influente (gr/m^3)

$S =$ concentración de NH_4^+ en el efluente (gr/m^3)

$Q =$ caudal (m^3/d)

$RN =$ gr NH_4^+ eliminados/ $\text{m}^2/\text{día}$

El valor hallado en la gráfica de RN es de 0,55 gr NH_4^+ eliminados/ $\text{m}^2/\text{día}$ para concentraciones de NH_4 de 1 gr/m^3 y de 1,2 gr NH_4^+ eliminados/ $\text{m}^2/\text{día}$ para concentraciones de NH_4 de 2 gr/m^3 , se corrige en función de la temperatura y el pH del efluente, puesto que ambos factores inciden en el grado de crecimiento de las nitrosomas:

$$RN (T) = RN (12,7 C) Kc$$

$$Kc = 1,0725^{(T-12,7)} - 0,8 (7,2 - \text{pH})$$

DESNITRIFICACIÓN

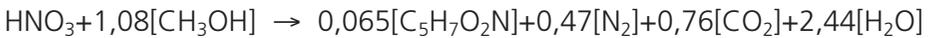
La desnitrificación en los biodiscos se produce mediante el contacto del efluente nitrificado con una fuente de carbono orgánico soluble en condiciones anóxicas.

La desnitrificación se realiza actualmente mediante dos procedimientos diferentes:

– Desnitrificación con adición final al carbono:

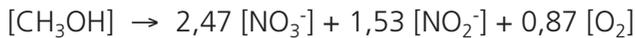
Hasta el momento, el sistema habitual de este procedimiento consiste en la adición de metanol previo a la etapa final de desnitrificación.

La reacción química empírica para la eliminación total del nitrato mediante metanol sería la siguiente:



No obstante, en la realidad, un agua residual sometida a un proceso biológico que tenga que ser nitrificada, puede contener algo de nitrito y de oxígeno disuelto.

La necesidad de metanol en aquellos casos en que se hallen presentes nitrato, nitrito y oxígeno disuelto, puede estimarse según la siguiente fórmula:



En la práctica, se emplean de 2,5 a 3,5 gr de CH_3OH por gr de NO_x eliminado.

Al ser el metanol una molécula orgánica muy pequeña, se difunde magníficamente en el biofilm, consiguiéndose asimilaciones de nitrato de hasta 12,2 gr/m²/día y efluentes con concentraciones de nitratos inferiores a 1 mg/l.

Para una salida de NO_x igual o menor a 4 mg/l, se recomienda emplear con este procedimiento una carga de 4,4 gr NO_x /m²/día, con una etapa aeróbica posterior para eliminar DBO residual.

– Desnitrificación mediante recirculación del efluente nitrificado:

El proceso consiste en recircular habitualmente un 200% del caudal a una etapa anóxica en cabecera, que puede ser un biodisco sumergido o provisto de una cubierta especial que impida el paso del aire.

Los rendimientos que habitualmente pueden obtenerse en este proceso oscilan entre el 50% y 70%, dependiendo de las características del vertido.

Al recircular a cabecera de biológico un porcentaje de caudal tratado, se produce una disminución en la concentración de DBO soluble de entrada al biodis-

co a unos límites que el agua residual urbana están ya próximos a la región de orden 1.

La concentración de NO_x , por el contrario, es habitualmente mayor en la entrada que el posible valor de saturación de oxígeno disuelto a la temperatura de trabajo, y se difunde con mayor facilidad en el biofilm.

Como consecuencia, al actuar el biodisco como reactor de mezcla completa, se produce un valor de equilibrio en la concentración de DBO soluble y de NO_x , dependiente de la superficie sumergida.

Este valor de equilibrio está condicionado por la concentración de DBO soluble que se difunde al biofilm.

Por otra parte, si recordamos que la DBO nos indica directamente las necesidades respiratorias de las bacterias en el proceso de depuración podemos conocer inmediatamente la cantidad de oxígeno contenido en NO_x que hemos de aportar para efectuar la desnitrificación, puesto que lo que realmente respiran las bacterias es este oxígeno contenido en NO_x .

Obvia decir que de ningún modo se eliminan 2,4 Kg de DBO_5 o DBO soluble por Kg de NO_x . (Esto es únicamente para desnitrificación con metanol). Han de aportarse en este proceso 1,3 Kg de NO_3 ó 1,44 Kg de NO_2 por Kg de DBO.

En consecuencia, el valor de la recirculación debe seleccionarse para proporcionar suficiente oxígeno al proceso.

La forma más fiable de diseñar el proceso de desnitrificación con biodiscos es efectuar un balance de masas de los elementos que intervienen en el proceso de desnitrificación, teniendo siempre como indicador el oxígeno que se aporta al proceso.

Una vez que hemos determinado la cantidad de oxígeno que hemos reoportado al proceso, y conocemos la DBO que somos capaces de eliminar, hemos de calcular la superficie sumergida.

Al hallarse la DBO diluida debido al efecto de la recirculación, y haber aportado suficiente oxígeno, dependemos de las características de la membrana biológica y del comportamiento de las bacterias.

Las constantes de corrección por temperatura engloban una serie de ecuaciones del tipo Arrhenius, que reflejan el comportamiento de la película biológica,

su permeabilidad, la variación de la viscosidad del agua con relación a la temperatura y la velocidad de crecimiento de la biomasa.

La constante para eliminar DBO en presencia de aire es:

$$T_c = 1,0537^{(T_1 - T_2)}$$

Y la constante de corrección para la desnitrificación:

$$T_d = 1,06^{(T_1 - T_2)}$$

Estos valores nos indican la gran similitud existente entre ambas membranas biológicas en lo referente a fenómenos de difusión y a la velocidad de crecimiento de las bacterias. Esta similitud es lógica si pensamos que las bacterias capaces de desnitrificar son bacterias aerobias que probablemente también son capaces de respirar oxígeno atmosférico. (Fenómeno de desnitrificación en el decantador secundario).

Por tanto, el cálculo de la superficie necesaria para desnitrificar se efectúa en función de la DBO soluble, siguiendo el mismo procedimiento que el empleado para el cálculo habitual del biodisco, y con el límite de eliminación marcado por el oxígeno disponible.

No obstante, a la hora de proyectar la instalación, es conveniente emplear un sistema que permita ajustar la recirculación de efluente nitrificado. Una presencia de NH_3 en el influente menor que la prevista puede dar lugar a una insuficiencia de oxígeno demandado por la desnitrificación. Esto puede solventarse regulando la recirculación.

También es importante que la instalación sea capaz de autoarrancarse. Es decir, la etapa aerobia considerando la recirculación, debe ser capaz de producir una nitrificación parcial sin contar con la eliminación de DBO de la etapa de desnitrificación.

4.5. Puesta en marcha y mantenimiento de los biodiscos

a) Puesta en marcha

El comienzo del funcionamiento de los biodiscos es inmediato, si bien el rendimiento óptimo dependerá de la proliferación de los microorganismos responsables de la depuración ya que éstos no aparecen instantáneamente, sino que ne-

cesitan un período de tiempo más o menos largo, dependiendo de las condiciones ambientales.

Recomendaciones generales:

- Tratar de poner en marcha la planta durante la primavera o inicio del verano. La velocidad de crecimiento de los microorganismos es mayor en esta época.
- Poner en marcha el biodisco evitando vertidos con cargas distintas para las que han sido calculados.
- Utilizar biomasa procedente de otros biodiscos similares para favorecer el crecimiento de los microorganismos.

b) Mantenimiento

La sencillez del manejo de un biodisco se ve contrarrestada por la imposibilidad de hacer frente a vertidos incontrolados, que originan una disminución del rendimiento, salvo que la inercia de la masa biológica absorba el impacto.

Las operaciones de mantenimiento más comunes en un biodisco son las siguientes:

1. Engrase y equilibrado de los brazos de distribución y de todos los elementos móviles.
2. Limpieza y retirada de los fangos de las cubetas y canaletas de recogida de fangos.
3. Mantener una adecuada ventilación a través de las ventanas.
4. Con carácter general para todas las depuradoras mantener adecuadamente el pretratamiento y la recogida de residuos.

4.6. Ventajas e inconvenientes de los biodiscos

a) Ventajas:

- Relativa estabilidad frente a sobrecargas orgánicas e hidráulicas.
- Bajo mantenimiento y control del proceso. (Sólo hay que controlar los grupos de accionamiento).
- No necesita recirculación. (Salvo en el caso de nitrificación-desnitrificación).
- Posibilidad de nitrificación y desnitrificación.

- No requiere personal especializado para el mantenimiento que controle las constantes del proceso, ya que este se autorregula automáticamente.
- No es necesario controlar el oxígeno disuelto en el depósito de tratamiento, ni la concentración del licor de mezcla.
- El nivel de ruidos es muy bajo.
- Hay ausencia de olores y aerosoles.
- Las dimensiones de los depósitos de oxidación son menores que los utilizados por otros procesos, y debido a esto, los costes de la instalación se abaratan considerablemente.
- El rendimiento del proceso es más estable en épocas frías debido al hecho de permanecer cubiertos los tanques.
- El consumo energético es muy reducido y a igualdad de resultados, comparándolo con un sistema de fangos activos el consumo resulta ser la tercera parte.
- Ocupan poco espacio.
- Facilidad de ampliación.

b) Inconvenientes:

- Inversión elevada respecto de los otros sistemas no convencionales o blandos.
- Necesita algún proceso de tratamiento de fangos.
- Equipos específicos sujetos a patentes.

Capítulo XII: Lodos activos

El proceso de lodos o fangos activos fue desarrollado en Inglaterra en 1914 por Andern y Lockett y llamado así porque suponía la producción de una masa activa de microorganismos capaz de estabilizar la materia orgánica biodegradable de un agua residual por vía aerobia. En la actualidad se utilizan diferentes versiones del proceso original, pero todas tienen el mismo fundamento.

Dentro de los diferentes procesos biológicos utilizados en el tratamiento de aguas residuales, el de lodos activos es el generalmente utilizado en todas las plantas depuradoras de aguas residuales urbanas, así como en aquellas industriales con contaminación por materia orgánica biodegradable.

1. Objetivos

El objetivo fundamental del proceso de fangos o lodos activos es la eliminación de la materia orgánica biodegradable presente en el agua residual.

El vertido de un agua residual con materia orgánica biodegradable, supone que la reacción bioquímica va a tener lugar en el cauce receptor, lo que va a suponer el consumo del oxígeno disponible, afectando de forma importante al ecosistema.

De acuerdo con lo anteriormente indicado, las funciones más importantes asignadas a este proceso, al igual que al resto de los procesos biológicos son.

- Eliminación de la materia orgánica biodegradable.

- En determinados procesos específicos, la eliminación de compuestos de nitrógeno y fósforo vía bioquímica.
- Cumplir la normativa legal referente a la concentración de DBO.
- Evitar la disminución de la cantidad de oxígeno en el cauce, por el gran impacto que se genera sobre la fauna y flora en el mismo. En aquellos procesos que eliminan compuestos de nitrógeno y fósforo, evitan la eutrofización del cauce receptor.

2. Fundamentos del proceso

En el proceso de fangos activos se lleva a cabo la eliminación de la materia orgánica biodegradable presente en el agua residual, de igual forma que tiene lugar en la naturaleza, a través de una biomasa o conjunto de microorganismos que la utilizan como sustrato o fuente de alimentación, descomponiéndola vía aerobia.

La reacción bioquímica que tiene lugar es la siguiente:



A diferencia de lo que ocurre en la naturaleza, la población de biomasa que se utiliza en este proceso es elevada, lo que conlleva que en unos tiempos reducidos, tenga lugar la eliminación de cantidades importantes de DBO.

Las unidades básicas de que se compone el proceso de lodos activos son:

- Reactor o balsa biológica
- Decantador secundario.
- Recirculación del lodo activo

El proceso de lodos activos que tiene lugar es el siguiente:

- El agua residual que llega al sistema es introducida de forma continua en el reactor donde se mantiene una concentración elevada de microorganismos en suspensión.

En esta etapa los microorganismos capturan la materia orgánica biodegradable presente, utilizándola como sustrato o alimentación, provocando su eliminación a través de reacciones bioquímicas de oxidación y síntesis.

El oxígeno preciso para los microorganismos se introduce mediante el empleo de difusores, aireadores mecánicos u otros sistemas que aportan el aire para el proceso (el 23% en peso del aire es oxígeno), al mismo tiempo que provocan la agitación suficiente para mantener la biomasa en suspensión y en mezcla íntima con el agua a tratar.

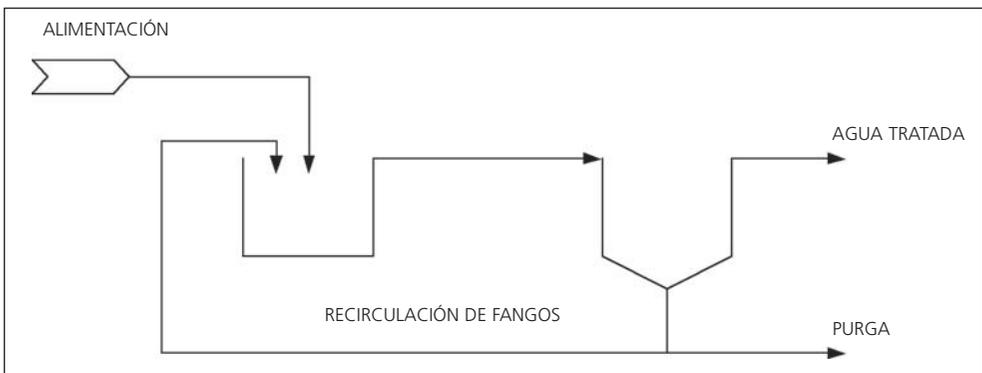
- El agua que llega al reactor provoca el desplazamiento de la mezcla agua-biomasa a un decantador instalado a continuación.

En el decantador, los microorganismos se aglomeran sobre pequeñas partículas en suspensión, generando unos flóculos de varios milímetros fácilmente decantables, que sedimentan en el fondo del equipo. Este fango decantado está compuesto fundamentalmente por microorganismos, que han escapado del reactor biológico.

Para mantener la concentración en el reactor, estos lodos decantados son recirculados de nuevo al reactor y así mantener la población necesaria.

- En el proceso de síntesis que tiene lugar en el reactor, se están formando continuamente nuevos microorganismos, que es preciso purgar y extraer del sistema para trabajar con una población de microorganismos fija.

El agua que sale por el vertedero del decantador, ya se encuentra tratada y es adecuada para su vertido, en el caso de que no disponga de algún otro tipo de contaminación.



De acuerdo con lo indicado anteriormente, en el proceso de fangos activos es de gran importancia, no solo que los microorganismos asimilen en el menor tiempo posible la materia orgánica, sino que formen unos buenos flóculos fácilmente decantables.

El nivel de población o concentración de microorganismos que se debe mantener en el reactor va a depender, entre otros factores de los siguientes:

- Concentración de materia orgánica biodegradable en la alimentación.
- Tipo de proceso a utilizar.
- Rendimiento que se desee obtener.

Cuando en un proceso de fangos activos, desaparece la materia carbonosa, y se dan las condiciones adecuadas, como temperatura, tiempo de retención, etc., tiene lugar la oxidación por vía bioquímica del nitrógeno amoniacal, transformándolo en un primer paso en nitrito y posteriormente a nitratos.

En la práctica, la nitrificación puede conseguirse en el mismo reactor utilizado en el tratamiento de la materia orgánica carbonosa o bien en un reactor separado dispuesto a continuación de un proceso convencional de fangos activos.

3. Tipos de procesos de lodos activos

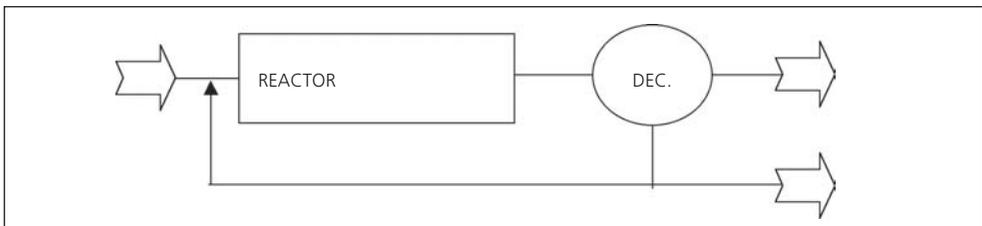
Del proceso de lodos activos comentado anteriormente, existen una serie de variantes o alternativas, indicando a continuación las más importantes:

3.1. Proceso convencional

El proceso convencional, corresponde con un modelo de flujo tipo pistón con recirculación de fangos, siendo estos reactores de forma rectangular alargados.

En este caso, el agua residual y los lodos recirculados entran en el reactor biológico por uno de sus extremos saliendo por el opuesto, de tal forma que el agua sale del reactor en la misma secuencia que entró, y en consecuencia el agua y los lodos introducidos conjuntamente están el mismo tiempo en el equipo, existiendo teóricamente mezcla lateral y en profundidad, pero no longitudinal.

Un flujo pistón puro, en el que no exista mezcla longitudinal es muy difícil de conseguir debido al efecto mezcla que producen los sistemas utilizados para la introducción de aire en el reactor.

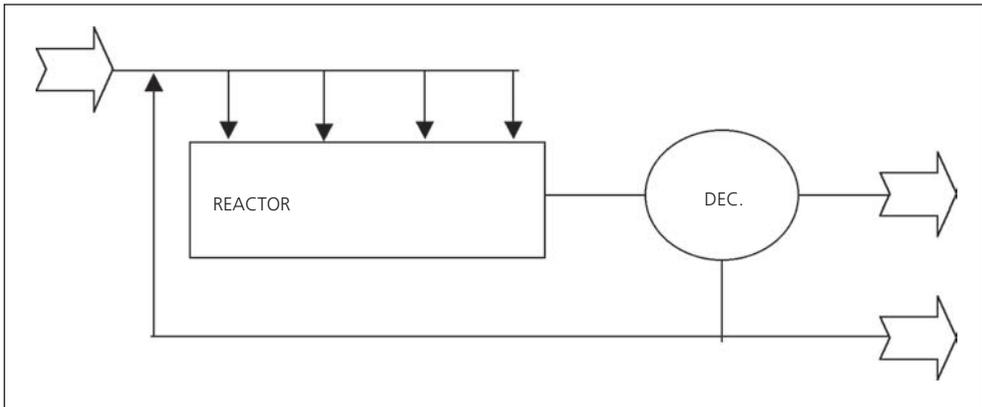


Al ser la concentración de biomasa constante a lo largo del reactor, al principio del reactor la carga másica será elevada y va disminuyendo hacia el final.

3.2. Reactor de mezcla completa

Se basa en la mezcla completa y uniforme, a lo largo de todo el reactor, manteniéndose unas condiciones de concentración constantes a lo largo del mismo. Para ello el agua de alimentación y el fango de recirculación, se introduce a lo largo del reactor y se dispone de una agitación adecuada.

La característica más importante de este sistema, es que la carga masica, la concentración de biomasa y la demanda de oxígeno es constante a lo largo de todo el reactor.

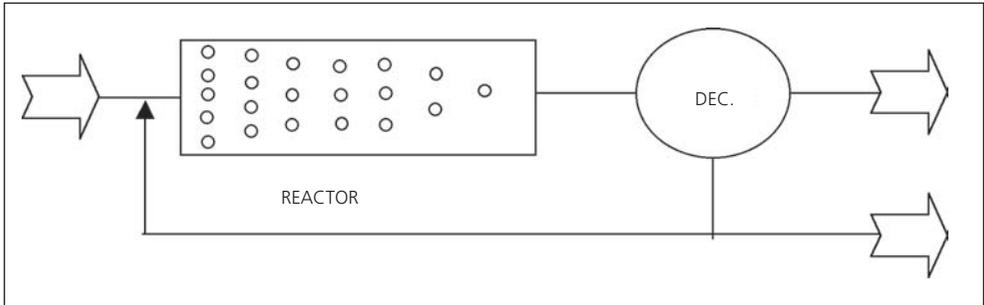


Este sistema de trabajo, tiene como ventaja que se adapta muy bien a variaciones de caudal y/o contaminación en la alimentación.

3.3. Aeración graduada

En el proceso convencional, la demanda de oxígeno es más elevada a la entrada del tanque, donde el agua y el fango recirculado entran en contacto por primera vez, disminuyendo progresivamente a medida que el agua avanza a lo largo del mismo.

El proceso de aeración graduada pretende ajustar el oxígeno introducido en el sistema a las necesidades reales en cada zona del mismo, variando a lo largo de la unidad, evitando una sobre-aeración al comienzo y consiguiendo en consecuencia un ahorro energético.



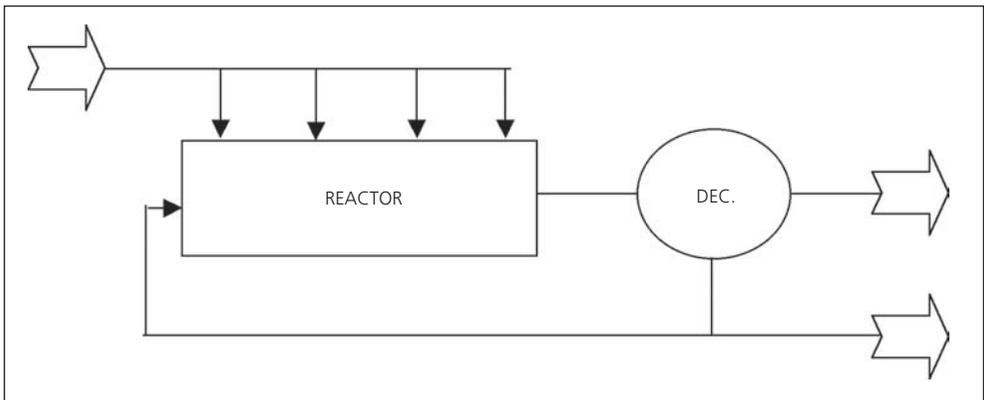
Este modo de operación se realiza fácilmente si el elemento primario de aireación son difusores, instalando mayor densidad de los mismos al principio del reactor y disminuyendo a medida que se va avanzando en el reactor hacia la salida.

Este tipo de reactores trabajan en régimen tipo pistón.

3.4. Alimentación escalonada

Es básicamente un proceso de flujo pistón, en donde el agua residual se introduce en varios puntos a lo largo del reactor con el fin de uniformizar la demanda de oxígeno dentro del reactor.

En este sistema la carga másica permanece constante a lo largo de todo el reactor.



3.5. Contacto estabilización

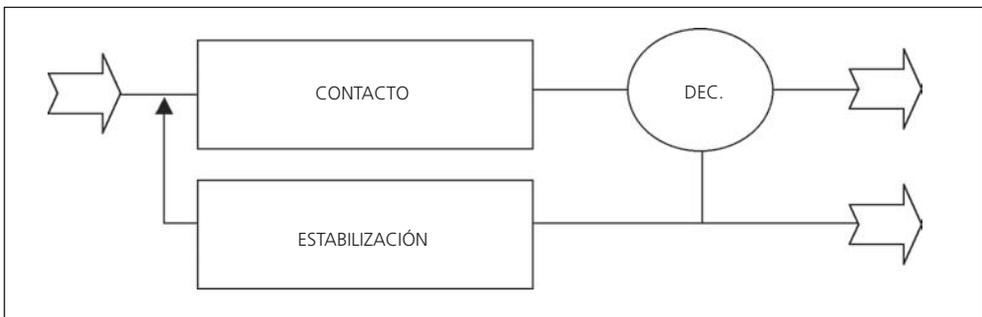
La eliminación de la DBO en los procesos biológicos tiene lugar en dos etapas.

- Adsorción de la mayor parte de la materia orgánica por la biomasa.
- Oxidación y síntesis de la materia orgánica adsorbida en la fase anterior.

La primera etapa es relativamente rápida, entre 30 y 40 minutos, mientras que la segunda lleva varias horas.

Basándose en lo anteriormente indicado, en el proceso de contacto – estabilización, el influente al sistema biológico, se mezcla con el lodo activo recirculado y aireado en un tanque (de contacto) durante un tiempo reducido donde tiene lugar la adsorción de la materia orgánica por la biomasa, pasando a continuación a la decantación secundaria, donde se separa el agua tratada de la biomasa.

El fango a recircular, antes de su mezcla con el agua bruta, se introduce en un segundo tanque denominado de estabilización, durante 2 – 3 horas, produciéndose la síntesis y oxidación de la materia orgánica adsorbida.



Con este proceso se obtienen muy buenos resultados en el tratamiento de aguas residuales urbanas, asimilando fácilmente puntas de caudal y composición.

3.6. Aeración prolongada / oxidación total

En este proceso la aeración se prolonga en el reactor biológico durante al menos 24 horas (en aguas residuales urbanas), trabajando en fase de respiración endógena y con cargas másicas muy bajas, obteniéndose en consecuencia rendimientos elevados, produciendo una menor cantidad de fangos muy mineralizados, lo que simplifica de forma importante la línea de tratamiento de lodos.

La concentración de biomasa en el reactor biológico suele ser más elevada que en los procesos indicados anteriormente.

Al trabajar con cargas másicas muy bajas en este proceso se va a producir una nitrificación muy importante del nitrógeno amoniacal presente en el agua residual.

Como contrapartida, el consumo energético es elevado, al precisar de 2 a 3 Kg O₂/Kg DBO eliminada, por lo que este sistema sólo se utiliza en plantas de bajo caudal.

Debido a que una parte importante de la biomasa entra en respiración endógena se obtienen menores volúmenes de fangos a purgar, y como estos se encuentran muy mineralizados, el tratamiento de lodos se reduce a un mínimo.

Este tipo de sistema se utiliza fundamentalmente en plantas pequeñas, adaptándose muy bien a las variaciones de caudal y composición.

Este sistema de tratamiento se conoce también con el nombre de *oxidación total*.

3.7. Empleo de oxígeno

En los procesos anteriormente indicados, el aporte de oxígeno al reactor biológico se lleva a cabo por introducción de aire atmosférico en la balsa mediante diferentes sistemas. Ahora bien, solo una cierta cantidad del aire es oxígeno (23% en peso), habiéndose desarrollado sistemas que introducen oxígeno puro o mezclas enriquecidas de aire en oxígeno al sistema.

Entre las ventajas que presenta este proceso destacan:

- Debido a la baja presión parcial del oxígeno, la cantidad que se puede introducir de este elemento es superior a otros procesos, lo que permite trabajar con concentraciones de biomasa elevadas.

Esta forma de operar redundan en balsas reducidas y tiempos de retención bajos.

- Trabajan con poblaciones de biomasas más elevadas que otros sistemas, variando entre 6.000 y 10.000 ppm de MLSS.
- La concentración de oxígeno, en el reactor puede alcanzar valores de hasta 6 ppm.
- Se adapta muy bien a cargas estacionales de DBO más elevadas.
- Mejora de forma notable la floculación y decantación de los fangos ya que al existir una concentración alta de este elemento, los microorganismos no tienen tendencia a dispersarse en su búsqueda.

Como contrapartida a las ventajas enunciadas anteriormente, el empleo de oxígeno supone un extra-costo de operación de la planta.

Una de las formas más generalizadas de introducir el oxígeno en este sistema es mediante la utilización de un equipo de bombeo para recirculación del agua del reactor biológico. En la descarga de las bombas, se lleva a cabo la inyección del oxígeno a través de un venturi, ayudando a su disolución con el empleo de mezcladores gas-agua.

3.8. Tratamiento biológico en doble etapa A-B

El sistema A-B es un proceso biológico de dos etapas con dos reactores de fangos activos en el que la primera etapa (A) opera con carga másica muy alta y en consecuencia bajo rendimiento, mientras que la segunda etapa (B) lo hace con media o baja carga, dependiendo de la calidad del efluente que se pretenda conseguir.

Por lo que respecta a la etapa "B", se trata de un proceso biológico convencional con carga dependiente de los resultados a obtener y que puede ofrecer la ventaja de una gran estabilidad en función del efecto tampón conseguido en la fase "A".

Este sistema es adecuado cuando la concentración de materia orgánica en la alimentación es elevada y en una sola etapa no se conseguiría el rendimiento preciso.

3.9. Canales de oxidación

Este proceso se desarrollo en Holanda consiste en un canal, donde se instalan unas turbinas de eje horizontal o rotores, colocadas de forma transversal al flujo, de tal forma que al girar producen la circulación y la aireación del agua.

En otros casos se instalan turbinas verticales o difusores para la introducción del oxígeno, provocando el desplazamiento del agua mediante agitadores sumergidos.

El sistema de aireación utilizado va a condicionar la profundidad del canal, encontrándose entre 1,0 y 2,0 m cuando se utilizan rotores.

Estos reactores son de tipo flujo pistón y trabajan con cargas másicas bajas lo que supone tiempos de retención elevados.

En algunas variantes, en la zona de alimentación no se introduce aire de tal forma que se crea un sistema anóxico y consiguiéndose llevar a cabo la desnitrificación del agua recirculada.

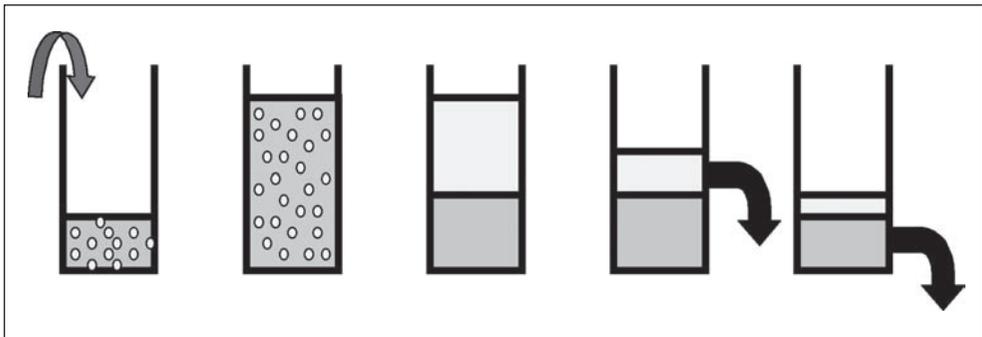
Dentro de este grupo se encuentran con diferentes variantes los canales de oxidación como el proceso Carrusel desarrollado por Pasveer, Kraus, Orbal, etc., ampliamente recogidos en la bibliografía y con gran número de plantas en funcionamiento.

3.10. Proceso secuencial discontinuo (SBR)

Este proceso consiste básicamente en un sistema de mezcla completa, que dispone de un reactor sin decantación secundaria, ya que lleva a cabo todas las etapas en el propio reactor, trabajando por cargas o en discontinuo.

La forma de operar de este sistema es el siguiente:

- Llenado del reactor con agua residual bruta, que supone aproximadamente entre el 20 y el 25% del tiempo total del proceso.
- Aireación, un 30 – 40% del tiempo total.
- Parada del sistema de aireación, lo que supone la decantación de la biomasa, 20% tiempo.
- Extracción del agua clarificada sobrenadante del reactor.
- Purga de los fangos.



PROCESO SBR.

Al trabajar por cargas, se van a precisar dos unidades en paralelo, o bien un tanque de acumulación previo al sistema biológico.

3.11. Nitrificación - desnitrificación

En las aguas residuales urbanas el contenido de nitrógeno total se encuentra comprendido entre 40 y 60 ppm. De esta cantidad se consigue eliminar entre el 20 y el 30% en una depuradora convencional. Parte de dicha eliminación tiene lugar en la decantación primaria como sólidos en suspensión, y otra parte en el sistema biológico al ser incorporado en la biomasa formada y purgada posteriormente en forma de lodos.

La presencia en los vertidos de compuestos de nitrógeno junto con los de fósforo, va a originar eutrofización de los cauces receptores, sobre todo si se realiza en aguas con poca renovación como lagos, pantanos, estuarios, etc. Como consecuencia de este problema las diferentes legislaciones han ido incorporando a su normativa, la limitación de estos compuestos en el vertido sobre todo cuando vierten a cauces receptores sensibles de sufrir eutrofización.

Esto queda reflejado en la Directiva 271/91/CEE ya transpuesta a la legislación española.

En aguas industriales, los límites de vertido de sales de nitrógeno serán establecidos por la Confederación correspondiente.

Una forma de eliminar los compuestos de nitrógeno en las depuradoras es mediante el proceso biológico de nitrificación - desnitrificación.

En los reactores biológicos, si se dan las condiciones adecuadas, tiene lugar la oxidación del nitrógeno amoniacal y orgánico a nitratos a través de dos etapas.

1ª ETAPA

Tiene lugar la oxidación del nitrógeno orgánico y amoniacal a nitrito. Esta reacción es llevada a cabo por bacterias del género nitrosomas.



Como puede observarse esta reacción genera una acidulación del medio.

2ª ETAPA

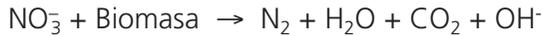
En una segunda fase y mediante bacterias del genero nitrobacter, tiene lugar la oxidación del nitrito a nitrato.



Para que estas reacciones ocurran, se tienen que dar una serie de condiciones como:

- Temperatura adecuada (por debajo de 10 - 12°C no tiene lugar el proceso)
- pH
- Carga másica baja
- Concentración de oxígeno en el reactor de 1,5 a 2,0 ppm
- Otros

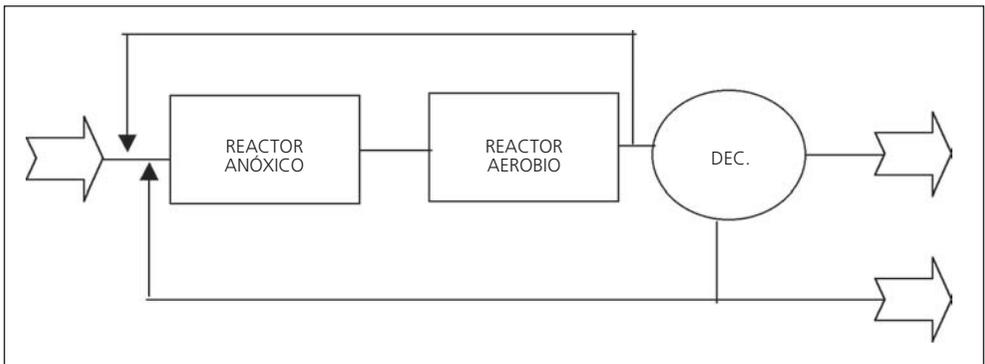
El proceso de desnitrificación ocurre cuando la cantidad de oxígeno en el medio es mínima, y por tanto las necesidades de este elemento por la biomasa son solventadas por el oxígeno disponible en la molécula de nitrato, de forma que:



Este proceso es llevado a cabo por un grupo numeroso de bacterias heterótrofas facultativas, como pseudomonas, archromobacter, etc.

En la desnitrificación se genera alcalinidad, que no llega a compensar la acidez generada en el proceso de nitrificación.

Existen diferentes configuraciones para llevar a cabo el proceso, siendo las más conocida y de la que se derivan las demás, la formada por dos reactores biológicos, uno trabajando en régimen anóxico en cabeza y posteriormente un segundo reactor aerobio, de acuerdo con lo mostrado en la figura adjunta.



En el reactor aerobio, si se dan las condiciones adecuadas indicadas anteriormente, se produce la nitrificación.

Al reactor anóxico, llegará:

- El agua residual a tratar
- La recirculación de los lodos
- La recirculación del licor mezcla desde la salida del reactor aerobio

Este equipo no está aireado, aunque dispone de agitadores de fondo para mantener una mezcla íntima entre el agua residual y la biomasa.

En este reactor al no estar aireado, hay un déficit de oxígeno obteniéndolo la biomasa del nitrato que aporta la corriente de recirculación desde el reactor aerobio.

Este proceso de nitrificación - desnitrificación puede llevarse a cabo igualmente en la variante tipo canal de oxidación, mediante el establecimiento de zonas anóxicas, así como por modificación de las condiciones de operación en los sistemas SBR.

3.12. Eliminación de fosfatos vía biológica

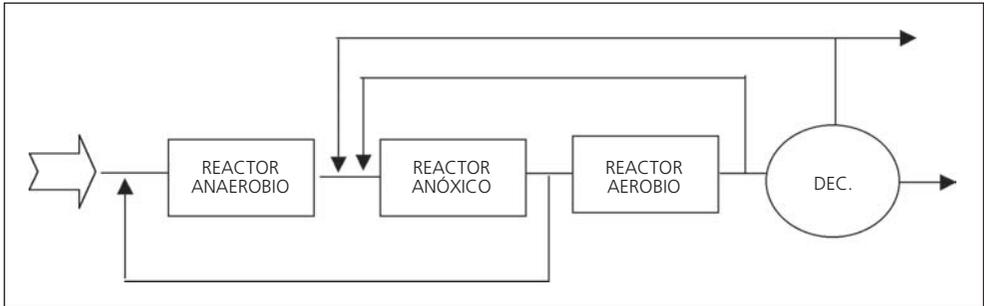
En las EDAR urbanas, es habitual la presencia de sales de compuestos de fósforo, procedentes de los desechos humanos, así como de diferentes productos químicos empleados en los hogares. La concentración de compuestos de fósforo en este tipo de aguas oscila entre 15 y 20 ppm.

De esta cantidad, entre el 8 y el 10% es insoluble por lo que, se elimina en el sistema de decantación primaria y otra pequeña parte en los procesos de síntesis del sistema biológico. La cantidad de fósforo utilizado por la biomasa en los procesos de síntesis dependerá del tipo de sistema biológico empleado.

Por las mismas razones indicadas en el proceso de nitrificación – desnitrificación, aquellas depuradoras urbanas que viertan a zonas sensibles deberán eliminar las sales de fósforo presentes.

Los compuestos de fósforo solubles, se pueden eliminar vía química por precipitación con cal o sales de hierro y aluminio o bien a través de procesos biológicos.

Existen diferentes configuraciones de llevar a cabo la eliminación de este compuesto mediante un sistema biológico. En el diagrama adjunto se muestra una de ellas.



Como se observa en esta configuración, se ha añadido un reactor anaerobio antes de la típica configuración de nitrificación – desnitrificación, comentada en el punto anterior. Al reactor anaerobio le llega una recirculación procedente de la salida del anóxico (proceso UCT, Universidad de Capetown), mientras en otros procesos a este reactor se recirculan también los fangos del decantador secundario.

La base de este proceso es que en el reactor anaerobio se generan por medio de bacterias facultativas una producción de ácidos grasos, acetatos y otra serie de compuestos intermedios, así como una hidrólisis de los polifosfatos presentes en la estructura de la biomasa, que es liberada al medio.

En el reactor aerobio hay una reabsorción de los compuestos de fósforo para llevar a cabo los procesos de síntesis de la nueva biomasa, pero en unas cantidades superiores a las de un proceso convencional como mecanismo de defensa para su uso posterior.

Este fósforo acumulado en los microorganismos es eliminado del sistema en la purga de fangos.

3.13. Biorreactores de membrana (BMR)

Los sistemas tradicionales de lodos activos, se componen básicamente de dos unidades, el reactor biológico y la decantación posterior.

En los biorreactores de membrana el decantador es sustituido por un sistema de filtración sobre membranas.

Se podría considerar este sistema como la combinación de un proceso de biodegradación y separación por membrana en un proceso único, donde los sólidos en suspensión y la biomasa son separados del agua por filtración.

Estos procesos aparecieron en los años noventa, encontrándose en la actualidad en pleno desarrollo, siendo esencial para su implantación, el desarrollo de membranas con mayor capacidad de filtración y la disminución de costes de las mismas.

En las primeras unidades, el agua con la biomasa se enviaba desde el reactor hasta la unidad de filtración, donde tenía lugar la separación de la biomasa que se devolvía al reactor y en agua filtrada que se evacuaba de la instalación.

Como alternativa a la circulación exterior y más utilizada en la actualidad, las membranas se instalan dentro del reactor, provocando por depresión la salida del agua tratada, permaneciendo toda la biomasa en el reactor.

Gracias al empleo de membranas de ultrafiltración y microfiltración, se pueden llegar a retener sólidos disueltos de alto peso molecular.

Entre las ventajas que presenta este sistema se encuentran:

- Utilización de elevadas concentraciones de biomasa, lo que conlleva unos tamaños del reactor más pequeños y unos rendimientos superiores a los obtenidos en los procesos clásicos.
- Tratar influentes con cargas de DBO superiores a las de los otros procesos.
- Baja generación de lodos.
- El efluente se encuentra libre de sólidos en suspensión (menor de 5 ppm) y desinfectado.
- Absorben fácilmente variaciones importantes de composición.
- Optimiza la retención de la biomasa en el reactor.
- No se ve afectado por los problemas de operación de otros sistemas biológicos como: bulking, fango fino, etc.
- Perfecto control de la edad del fango.

4. Bases de diseño

Los parámetros y conceptos mas utilizados en los procesos de fangos activos para su diseño son los siguientes:

4.1. MLSS y MLVSS

En el reactor biológico, se dispone de una mezcla de agua y unos sólidos en suspensión (la mayor parte biomasa).

Los MLSS (sólidos en suspensión en el licor mezcla), es la concentración en ppm de los sólidos en suspensión presentes en el reactor biológico.

MLVSS (sólidos en suspensión volátiles en el licor mezcla) representa la concentración en ppm de los sólidos en suspensión volátiles (orgánicos) existentes en el reactor biológico.

Debido a la mayor facilidad de control de la concentración de biomasa en el reactor, esta se lleva a cabo mediante análisis de los MLSS.

Es de indicar que no todos los MLSS son biomasa, ahora bien como la relación entre Biomasa / MLSS es prácticamente constante en cada instalación, el control de la población se puede llevar a través de la concentración de MLSS.

4.2. Carga másica

Es la relación entre alimentación por día (materia orgánica biodegradable) que entra en el reactor y biomasa que se tiene en el sistema.

La CM viene representada por el cociente entre la cantidad de DBO que se introduce en el sistema por día y la masa de microorganismos existentes en el reactor. Se expresa en Kg de DBO en el influente en un día dividido por los Kg de biomasa en el tanque de aeración.

$$CM = \frac{\text{Kg DBO/d}}{\text{Kg Biomasa}}$$

Siendo:

*CM: Carga másica, Kg/Kg*d*

En la mayoría de las ocasiones se encuentra en la bibliografía datos de carga másica en función de los MLVSS o bien de los MLSS del sistema, en lugar de frente a la biomasa, debido como ya se ha indicado anteriormente a la mayor facilidad de determinación de estos últimos parámetros y en consecuencia una mayor facilidad de control de la instalación, viniendo en este caso expresada en este caso por:

$$CM = \frac{\text{KgDBO/d}}{\text{Kg MLSS}}$$

En función de la carga másica utilizada, los diferentes procesos biológicos se pueden clasificar:

- Alta carga, cuando $CM > 0,5$.
- Media carga, para CM entre $0,5$ y $0,2$.
- Baja carga, cuando $CM < 0,2$.

La relación existente entre la carga másica y el rendimiento del proceso en aguas tipo urbano o similares, viene reflejado en la tabla incluida a continuación.

VALORES DE CM EN FUNCIÓN DEL RENDIMIENTO DEL PROCESO

Rendimiento proceso %	CM (KgDBO/d) / Kg MLSS
87	0,5
88	0,4
90	0,3
92	0,2
93	0,1
94	0,01

4.3. Carga volumétrica

Viene indicada por la relación existente entre los Kg de DBO que se introducen en el tanque de aireación por día y el volumen del tanque de aeración.

$$CV = \frac{\text{KgDBO/d}}{V(\text{m}^3)}$$

Siendo

*CV: Carga Volumétrica, Kg/m³*d*

Este valor es menos representativo que la CM indicada anteriormente, y se utiliza para comprobar el volumen del reactor calculado a partir de la carga másica.

En función de la carga volumétrica utilizada los procesos se pueden clasificar:

- Alta carga, cuando $CV > 1,5$.
- Carga media, entre 1,5 y 0,6.
- Baja carga, entre 0,6 y 0,35.
- Muy baja carga $< 0,35$.

Este ultimo valor, solo se produce en el proceso de oxidación total o aireación prolongada.

5. Dimensionado de equipos

5.1. Volumen del tanque de aireación

El volumen del tanque de aireación se puede determinar a partir de la carga másica del sistema, y de la concentración de MLVSS o MLSS, de acuerdo con la ecuación:

$$V(m^3) = \frac{L(kg/d)}{CM * X(kg/m^3)}$$

Siendo:

V: volumen del reactor, m³

L: DBO en el influente, Kg/d

CM: carga másica, Kg/d/Kg

X: concentración de MLVSS (o MLSS) en el reactor, Kg/m³

Igualmente el volumen del reactor puede determinarse a partir de parámetros cinéticos:

$$X * V = \frac{(S - s) * Y * \theta_c * Q}{1 + \theta_c * K_d}$$

Siendo:

S: concentración DBO en el influente, mg/l

s: concentración de DBO en el efluente, mg/l

Y: coeficiente de transformación Kg/Kg

θ_c : tiempo de residencia celular, días.

Q: caudal, m³/d

K_d : coeficiente de desaparición de microorganismos, d⁻¹

Para el cálculo del volumen mediante este último procedimiento hay que determinar experimentalmente los diferentes parámetros cinéticos incluidos en la expresión. Los valores habituales para Y , oscilan entre 0,4 y 0,8, siendo generalmente próximos a 0,65 para aguas residuales urbanas. K_d varia entre 0,04 y 0,01 y para aguas urbanas está próximo a 0,06.

A partir del volumen obtenido para el reactor, puede determinarse el tiempo de residencia hidráulico, de acuerdo con:

$$T_r (h) = \frac{V(m^3)}{Q(m^3 / h)}$$

Donde:

T_r : tiempo de residencia hidráulico, h

V : volumen del reactor, m^3

Q : caudal, m^3/h

En un proceso de mezcla completa y para un agua urbana típica, el tiempo de retención suele ser próximo a cuatro horas.

Es importante tener en cuenta que en el proceso de fangos activos, el tiempo de residencia hidráulico, es diferente al tiempo de residencia celular, debido a la recirculación de biomasa al reactor, lo que conlleva que los microorganismos estén mayor tiempo en el sistema.

$$\theta_c > T_r$$

Donde:

θ_c : Tiempo de residencia celular, h

T_r : Tiempo de residencia hidráulico, h

La carga volumétrica vendrá dada por:

$$CV (kg/m^3 * d) = \frac{L(kg/d)}{V(m^3)}$$

Siendo:

CV : carga volumétrica, $Kg/m^3 * d$

L : DBO en el influente, Kg/d

V : volumen del reactor, m^3

La CV se utiliza para comprobar que el que el valor obtenido del volumen del reactor en los cálculos a partir de la carga másica este dentro de rango para este parámetro.

PARÁMETROS TÍPICOS DE CÁLCULO PROCESOS DE LODOS ACTIVOS

PROCESO	$CM = \frac{KgDBO/d}{KgMLSS}$	$CV = \frac{KgDBO/d}{m^3}$	MLSS mg/L
Convencional	0,2-0,4	0,3-0,7	1.500-3.500
Mezcla Completa	0,2-0,6	0,6-1,6	2.000-5.000
Aeración Prolongada	0,15-0,05	0,10-0,35	2.500-6.000
Oxígeno	0,2-1,0	1,2-3,5	4.000-8.000

5.2. Necesidades de oxígeno

El oxígeno aportado al sistema para la eliminación de la DBO, se va a utilizar en los siguientes procesos:

- Síntesis del nuevo material celular.
- Respiración endógena de la biomasa presente en la balsa de oxidación.
- Oxidación del nitrógeno amoniacal en aquellos procesos que haya nitrificación.

La cantidad de oxígeno diario preciso para el proceso, puede determinarse a través de las dos ecuaciones siguientes:

$$OR \text{ (kg/d)} = a \times L \times \frac{R}{100} + b \times V \times X$$

o bien:

$$OR \text{ (kg/d)} = a \times L \times \frac{R}{100} + b \times M$$

Siendo:

OR : oxígeno requerido, Kg/d

a : coeficiente de síntesis

L: DBO en el influente, Kg/d

R: rendimiento del proceso

b: coeficiente de respiración endógena.

V: volumen del reactor, m³

X: concentración de MLVSS o MLSS en el reactor, Kg/m³

M: biomasa en el reactor, Kg

El primer término de ambas ecuaciones determina las necesidades de oxígeno para los procesos de síntesis y el segundo las correspondientes a respiración endógena.

Los valores de a y b en función de la carga másica del sistema biológico se indican en la tabla siguiente.

VALORES DE LOS COEFICIENTES DE SÍNTESIS Y RESPIRACIÓN ENDÓGENA

CARGA MASICA	a	b
1	0,500	0,136
0,7	0,500	0,131
0,5	0,500	0,123
0,4	0,530	0,117
0,3	0,555	0,108
0,2	0,590	0,092
0,1	0,652	0,066
0,05	0,660	0,041

En aquellos casos en que en el influente exista nitrógeno amoniacal y que debido al proceso utilizado, tenga lugar una nitrificación del mismo, el oxígeno requerido vendrá dado por:

$$OR(kg/d) = a \times L \frac{R}{100} + b \times M + 4,57 \times L_n$$

Donde:

L_n: nitrógeno amoniacal eliminado en el reactor, Kg/d

El último término corresponde al oxígeno preciso para la oxidación del nitrógeno amoniacal.

La cantidad teórica de oxígeno para la oxidación total del nitrógeno amoniacal es de 4,57 veces la cantidad de nitrógeno oxidado, utilizándose habitualmente el valor de 4,3 puesto que una parte del nitrógeno se emplea en reacciones de síntesis en la formación de nuevos microorganismos y en consecuencia no es oxidado. Igualmente en el proceso de desnitrificación, habrá que tener en cuenta el oxígeno recuperado.

El oxígeno necesario calculado por las fórmulas anteriores, se ha obtenido para valores medios de caudal y DBO (al tratarse de necesidades diarias). Como es conocido, en las plantas residuales urbanas e industriales, hay unas variaciones muy importantes del caudal y de la carga orgánica a lo largo del día, lo que lleva consigo una variación importante de las necesidades puntuales de oxígeno. En el diseño de las unidades biológicas habrá que tener muy en cuenta estas puntas de contaminación.

La corrección del consumo de oxígeno debido a las puntas de caudal y composición, deberá realizarse sobre el primer término de la ecuación, ya que el segundo, al corresponder a la respiración endógena, y ser función de la cantidad de biomasa presente en el reactor, no se verá afectado al permanecer esta constante.

Para un agua residual urbana, el coeficiente corrector utilizado se encuentra entre 1,8 y 2,0, dependiendo el valor real del tamaño de la población, ya que, a medida que aumenta esta, las variaciones de caudal y composición son menores.

5.3. Producción de fangos en exceso

Como ya se ha indicado anteriormente, una parte de la materia orgánica eliminada por el sistema se utiliza en la síntesis de nuevos microorganismos, lo que supone la generación de sólidos en suspensión, eliminados como fangos en la decantación secundaria y que para mantener el sistema en equilibrio hay que purgar del sistema.

Los fangos a purgar diariamente coinciden con la biomasa generada en dicho periodo de tiempo, una vez que el sistema está en equilibrio.

La cantidad de fangos a purgar, puede determinarse mediante la fórmula empírica de Huisken, que se indica a continuación:

$$AS(\text{kg/d}) = 1,2 \times Le \times CM^{0,23}$$

Donde:

AS: Fangos a purgar, Kg/d

L_e: DBO eliminada en el proceso, Kg/d

CM: carga másica, Kg/Kg x d

El volumen de fangos a purgar puede obtenerse a partir de los sólidos a purgar y concentración de los mismos, que varía entre 0,8 y 0,6%, dependiendo del tipo de proceso utilizado.

$$Q_{\text{purga}} \left(\frac{\text{m}^3}{\text{h}} \right) = \frac{AS \text{ (Kg/d)}}{1000 \times X_n \left(\frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} \right) * 24}$$

Donde:

AS: Fangos a purgar, Kg/d

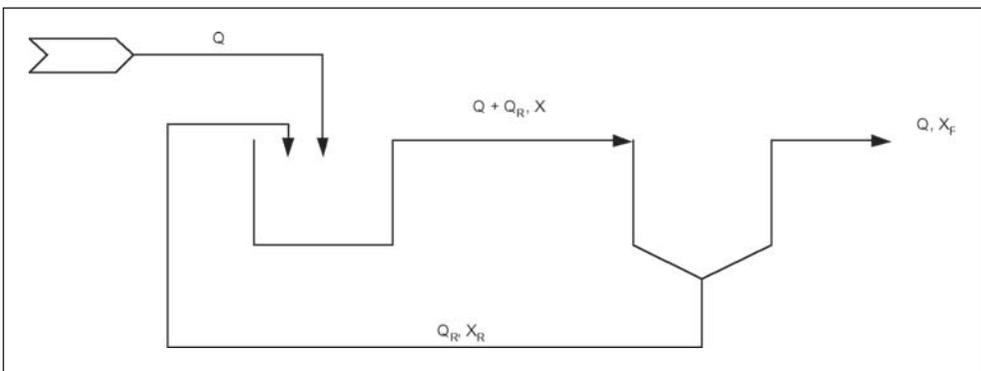
Q_{purga}: caudal de purga, m³/h

X_n: concentración de purga, kg/m³

En la ecuación anterior se ha considerado que la densidad del fango a purgar es prácticamente la misma que la del agua.

5.4. Recirculación de fangos

El agua que está llegando constantemente al reactor biológico, desplaza la biomasa hacia el decantador secundario. Con el fin de mantener una concentración apropiada de biomasa en la balsa biológica, es necesario la recirculación de los fangos (biomasa) separados en el decantador secundario.



El caudal de recirculación, puede determinarse a partir de la realización de un balance de materia en el decantador, resultando:

$$(Q + Q_R) \times X = Q_R \times X_R + Q \times X_F$$

Donde:

Q : caudal influente biológico, m^3/h

Q_R : caudal de recirculación, m^3/h

X : concentración de MLVSS o MLSS en el reactor, Kg/m^3

X_R : concentración de MLSS en la recirculación, Kg/m^3

X_F : concentración MLSS en el efluente, Kg/m^3

Debido al bajo valor de X_F frente a X y X_R , el último término de la ecuación puede despreciarse, quedando la ecuación anterior:

$$Q \times X + Q_R \times X = Q_R \times X_R$$

Desde un punto de vista práctico del control en plantas depuradoras, la determinación del caudal de recirculación, se realiza a partir del índice volumétrico de fangos (IVF), definido como el volumen en ml ocupado por un gramo de MLSS después de un tiempo de decantación de 30 minutos.

En procesos de carga másica media, el valor de la recirculación suele estar comprendido entre el 50 y el 100% del caudal de agua tratada. Para los procesos de baja carga, la recirculación varía entre 100 y 200%.

Debe tenerse muy en cuenta que los fangos biológicos decantados, deben ser recirculados tan pronto como se obtengan, ya que por su naturaleza tienen tendencia a descomponerse si el tiempo de retención es elevado. Debido a que esta descomposición se lleva a cabo de forma anaerobia, hay desprendimientos de malos olores, así como que los gases producidos, al subir hacia la superficie de los decantadores secundarios pueden arrastrar sólidos deteriorando la calidad del efluente final de la planta depuradora.

Igualmente y sobre todo en procesos donde existe nitrificación, puede dar lugar en el fondo de los decantadores al proceso de desnitrificación, con formación de burbujas de nitrógeno que dan lugar a una problemática similar a la indicada anteriormente de flotación de los sólidos.

Es muy importante en la explotación de los sistemas biológicos, el control tanto de la recirculación como de la purga de fangos, con el fin de mantener la concentración precisa de biomasa en el reactor y en consecuencia obtener los resultados previstos.

6. Equipos de aireación

Los sistemas de aireación, son los encargados de introducir el aire (oxígeno) en el reactor con el fin de que el proceso se desarrolle correctamente.

Un mal funcionamiento de estos equipo va a suponer la muerte de los microorganismos y en consecuencia su desaparición.

Los sistemas de aireación deben cumplir entre otras las siguientes misiones:

- Aportar el oxígeno preciso para las reacciones de síntesis.
- Aportar el oxígeno preciso para las reacciones de oxidación.
- Aportar el oxígeno preciso para las reacciones de nitrificación, en aquellos procesos en que estas tengan lugar.
- Mantener una concentración mínima de oxígeno en el reactor.
- Conseguir una agitación lo suficientemente buena en el reactor, para mantener una mezcla íntima entre los microorganismos responsables del proceso y el agua residual.
- Capacidad para asimilar las puntas de contaminación que se generen en el agua residual.

Para suministrar el oxígeno preciso al sistema, se utilizan dos tipos de sistemas diferentes, que son:

- Difusión de aire.
- Mecánicos.

6.1. Difusores

Los difusores utilizados para la aportación de aire a los procesos biológicos pueden dividirse en tres grupos dependiendo del tamaño de las burbujas que se forman:

- Difusores de burbuja gruesa, con un tamaño de burbuja mayor de 6 mm.
- Difusores de burbuja media, de 3 a 6 mm.

- Difusores de burbuja fina, menores de 3 mm.

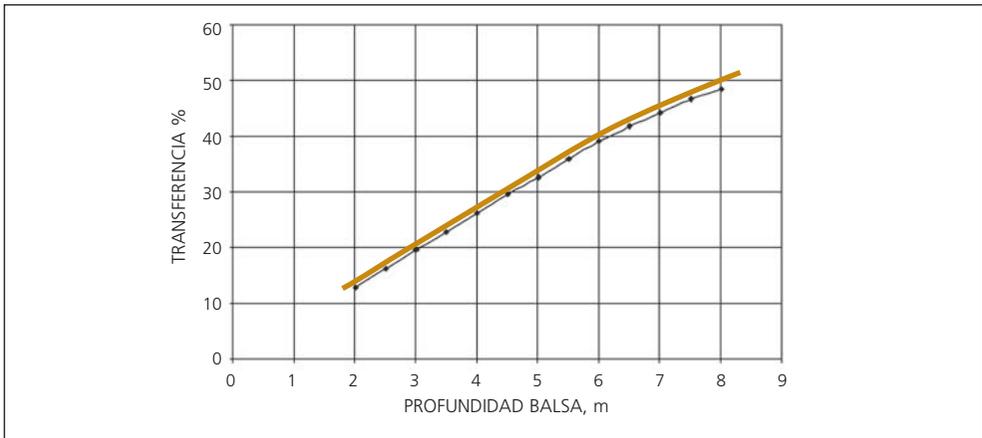
Siendo el rendimiento de transferencia de oxígeno de estos elementos tanto mayor cuanto más fina sea la burbuja formada, debido a que para la misma cantidad de aire, cuanto más fina sea la burbuja mayor será el número de las formadas y en consecuencia la superficie agua-aire, aumentando la transferencia de oxígeno al agua.

Un factor que influye de manera determinante en el rendimiento de transferencia de un sistema con difusores es la profundidad del tanque de la aeración, ya que:

A mayores profundidades aumenta la presión de la lámina de agua y en consecuencia aumenta la solubilidad del oxígeno.

A mayor profundidad, la burbuja tarda más tiempo en alcanzar la superficie, lo que lleva consigo un mayor tiempo de contacto aire - agua y en consecuencia un incremento notable de la cantidad solubilizada.

En la figura adjunta se incluye una curva típica de difusores tipo cerámico, de la variación del rendimiento frente a la profundidad de la balsa.



Dentro de las unidades de burbuja fina, se pueden encontrar en forma de:

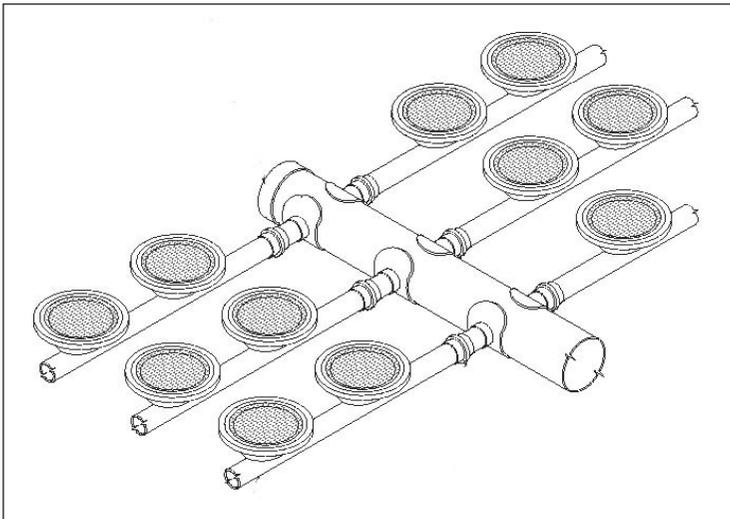
- Domos
- Tubos.
- Disco.
- Membrana.

El aire que es capaz de inyectar cada difusor en la balsa varia de unos suministradores a otros, siendo unos valores medios de 1 a 5 m³ de aire y hora para los de tipo domo, entre 3 y 8 m³ en el caso de las membranas y de 2 a 10 m³ para los tubos.

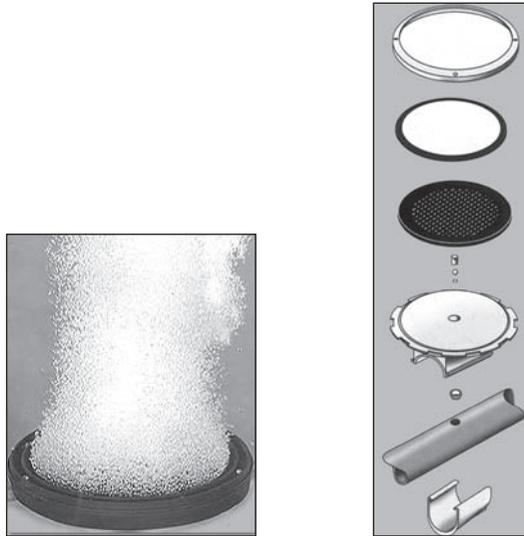
En las figuras se muestran difusores de disco, así como su instalación en el fondo de las balsas.



DISPOSICIÓN DE LOS DIFUSORES EN UNA Balsa.



ESQUEMA DE DISPOSICIÓN DE LOS DIFUSORES.



DIFUSOR.

Los equipos primarios encargados de suministrar el aire a los difusores, suelen ser soplantes tipo rotativo.

En plantas de elevado tamaño, se pueden utilizar turbocompresores de caudal variable de aire, que a pesar de tener un coste de instalación elevado, debido a suministrar en cada momento la cantidad de aire que se precisa llevan consigo un importante ahorro energético, con lo que se amortiza el mayor costo de instalación en un tiempo reducido.

Con el fin de evitar colmataciones en los difusores, es aconsejable la instalación de filtros en la aspiración de las unidades suministradoras de aire.

Los difusores de burbuja fina son los utilizados de forma generalizada, debido a su mayor transferencia de oxígeno.

De acuerdo con el tipo de material de que están contruidos se clasifican en:

- Cerámicos obtenidos por fusión.
- Cerámicos con aglomerante orgánico.
- Plástico.
- Membrana perforada.

Si la planta tiene paradas continuas y prolongadas, puede llevar consigo que la deposición de biomasa sobre los difusores conlleve con el tiempo obturaciones de parte de los poros y, en consecuencia, pérdida de eficacia del sistema. Los difusores cerámicos obtenidos por fusión pueden ser regenerados por tratamiento en horno a alta temperatura o bien por ataque con determinados productos químicos.

Los difusores de membrana perforada tienen la ventaja de que al dejar de inyectar aire al sistema, la membrana se comprime y cierra las perforaciones, lo que presupone que no sufrirán alteración en los poros con el tiempo.

Para mantener una buena mezcla agua biomasa en el reactor, así como para mantener esta última en suspensión, la cantidad mínima de aire precisa para una concentración de MLSS entre 2.500 y 5.000 ppm, debe ser entre 25 y 35 m³ de aire por cada 1.000 m³ de reactor.

6.2. Aireadores mecánicos

Los tipos de aireadores mecánicos normalmente utilizados son de los siguientes:

- Aireadores mecánicos de superficie.
- Rotores o cepillos.
- Aireadores sumergibles.
- Turbinas.
- Otros.

En los tres primeros, el oxígeno introducido proviene de la atmósfera mientras que en las turbinas el aire se introduce tanto desde la atmósfera como por la inyección de aire en el fondo del tanque.

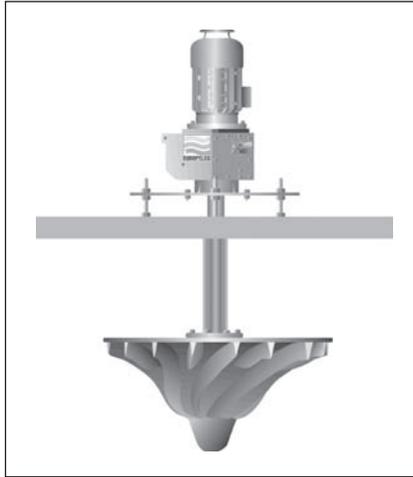
En todos los casos, la acción del equipo ayuda a mantener mezclados los sólidos en el tanque de aireación.

Los sistemas mecánicos, además de suministrar oxígeno al reactor, deben producir una agitación lo suficientemente elevada para mantener los MLSS en suspensión de forma homogénea en el agua. En un reactor con una concentración de MLSS entre 2.500 y 5.000 ppm, la potencia instalada debe ser como mínimo entre 0,5 y 0,75 CV por cada 30 m³ de agua en el reactor.

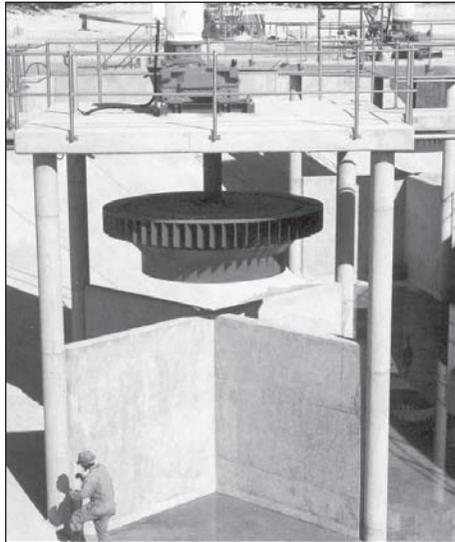
Los aireadores mecánicos pueden clasificarse:

- De baja velocidad.
- De alta velocidad.

Dependiendo la clasificación en uno u otro grupo en función de su velocidad de giro.



AIREADOR MECÁNICO.



AIREADOR MECÁNICO.

Aireadores de superficie: Los aireadores mecánicos de superficie son los más sencillos de los sistemas de aireación mecánicos. Pueden construirse en tamaños de hasta 100 CV.

De forma muy general, la capacidad de transferencia de oxígeno de los aireadores de superficie en función de la potencia del motor se encuentra próxima a los siguientes valores:

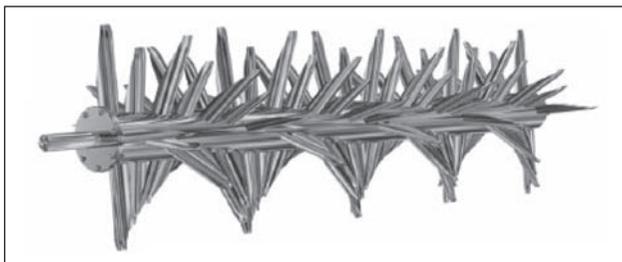
- De 5 a 20 CV 1,4-1,5 KgO₂/CV*h
- De 25 a 50 CV 1,3-1,4 KgO₂/CV*h
- > de 50 CV 1,2-1,3 KgO₂/CV*h

Los valores anteriores son estimativos, pues la transferencia real va a depender entre otros muchos factores del diseño del cuerpo del aireador seleccionado.

Consisten en rotores sumergidos parcialmente, acoplados a motorreductores y se usan para agitar el agua residual vigorosamente, introduciendo aire en la misma y dando lugar a una rápida renovación de las interfases aire-agua para facilitar la disolución del aire.

Aireadores tipo rotor. Los aireadores tipo cepillo, ha sido desarrollados para proporcionar aireación y circulación del agua en los canales de oxidación.

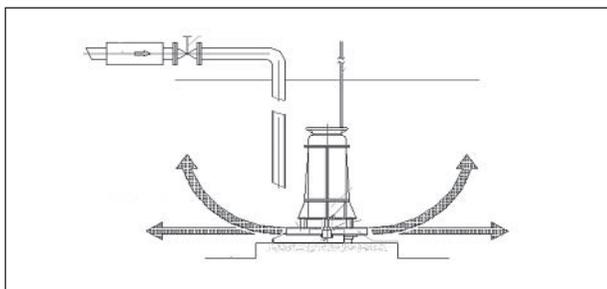
Estos equipos se montan horizontalmente en posición transversal al canal, justo por encima de la superficie del agua de tal forma que una parte del mismo se encuentre sumergido. Consiste en un cilindro que actúa de eje, dotado de unas placas de acero que sobresalen de su perímetro como las púas de un cepillo, que se sumergen parcialmente en el agua residual. El conjunto se hace girar por un motor-reductor, promoviendo la circulación, e introduciendo aire en el agua.



AIREADOR TIPO ROTOR.

Aireadores de turbina: La mayoría de los aireadores mecánicos basan su eficiencia en la agitación violenta de la superficie y en el arrastre de aire. Sin embargo, en los aireadores de turbina, se introduce el aire en el agua residual por difusión debajo del impulsor para dispersar las burbujas de aire y mezclar el contenido del tanque.

Aireadores sumergidos: Consisten básicamente en una especie de bomba sumergida instalada en el fondo del reactor, que toma el agua de la balsa y que realiza la descarga por un conjunto de tubos o troneras radiales en los que se encuentra instalado un venturi conectado mediante una tubería o chimenea con la atmósfera, introduciendo el aire atmosférico por la depresión producida.



AIREADORES SUMERGIDOS.

6.3. Capacidad de oxigenación

Los fabricantes de aeradores mecánicos indican el valor de transferencia de oxígeno que sus equipos son capaces de introducir en el agua, y que viene referido a $\text{KgO}_2/\text{Kw-h}$.

Igualmente, los suministradores de difusores, disponen de gráficas donde viene reflejada la eficacia de transferencia de oxígeno, en función de la profundidad de la balsa.

Ahora bien, en ambos casos la información entregada por los suministradores y los ensayos realizados, están referidos a condiciones normalizadas (agua destilada, nivel del mar, partiendo de una concentración inicial de oxígeno cero, 20°C ., etc.), mientras que los consumos de oxígeno de la planta depuradora van a ser en condiciones completamente diferentes en cuanto a temperatura, presencia de tensoactivos, salinidad, etc. siendo en consecuencia preciso hacer concordantes ambos parámetros.

La fórmula siguiente proporciona el paso de condiciones standard a condiciones reales, de la capacidad de transferencia de oxígeno, de los sistemas de aireación.

$$N = N_0 \times \left(\alpha \times \beta \times \left(\frac{C_w - C_L}{9,17} \right) \times 1,024^{(T - 20)} \right) \times \frac{P_H}{P_0}$$

Donde:

N : transferencia de oxígeno en condiciones reales, Kg O₂/h

N_0 : transferencia de oxígeno en condiciones standard, Kg O₂/h

α : factor de corrección de la transferencia de oxígeno para el agua residual.

β : factor de corrección por salinidad y tensión superficial

C_w : concentración de saturación de oxígeno disuelto en el agua residual a temperatura y altura dados, mg/l

C_L : concentración de oxígeno disuelto en la balsa en condiciones de funcionamiento, mg/l

T : temperatura, °C

P_H : presión atmosférica a la altura sobre el nivel donde esté situada la planta, mm

P_0 : presión atmosférica a nivel del mar, mm

Para un agua residual de tipo urbano, α tiene un valor entre 0,80 y 0,9, mientras que β oscila entre 0,9 y 0,95

La concentración de oxígeno en el reactor biológico debe mantenerse entre unos valores de 1,5 a 2,0 ppm

7. Normas generales de diseño del reactor biológico

- Los reactores biológicos son balsas construidas en hormigón de sección generalmente rectangular.
- La profundidad de los reactores cuando se emplean aireadores mecánicos, varían entre 2,5 y 5,0 m en función de la potencia y del tipo de equipos utilizados.

En el caso de los canales de oxidación la profundidad va a depender del sistema de agitación utilizado, encontrándose entre 1,0 y 2,0 m cuando se utilizan rotores.

La profundidad en el caso de utilizar difusores varía entre 4 y 6 m, con el fin de obtener unos buenos rendimientos de transferencia de oxígeno.

- La salida del reactor debe hacerse a través de un vertedero transversal, que ocupe toda la anchura del reactor, protegido por un deflector, con el fin de que no se escapen las espumas que los sistemas de aireación puedan producir.
- Los difusores se colocan en el fondo de la balsa mediante una red de colectores de aire anclados en la solera.
- Los aireadores mecánicos y turbinas se instalan sobre pasarelas. Debe tenerse en cuenta su colocación de forma simétrica en la balsa.
- En el mercado existen aireadores mecánicos flotantes sobre flotadores, que se deben emplear en todos aquellos casos que el nivel de la balsa pueda variar.
- Es interesante la instalación de medidores de oxígeno en la balsa para conocer el nivel del mismo en el reactor.
- El elemento primario de suministro de aire a los difusores generalmente son soplantes, siendo aconsejable la instalación de tres unidades, de tal forma que cada una suministre el 50% del caudal, y una de ellas sea de reserva.

8. Decantación secundaria

8.1. Fundamentos de la decantación secundaria

Como se ha comentado a lo largo de este tema, en el reactor biológico tiene lugar la eliminación de materia orgánica biodegradable, mediante un proceso de oxidación y un proceso de síntesis, dando lugar este último a un incremento de la biomasa presente en el reactor.

Una característica fundamental de esta biomasa, es que si se introduce en un decantador, se produce una floculación o aglomeración de microorganismos sobre partículas sólidas, de un tamaño identificable visualmente, y con una densidad que permite su sedimentación. Esta característica de la biomasa es fundamental, ya que el fango depositado en el fondo de los decantadores, es extraído y enviado de nuevo al reactor, con el fin de mantener la concentración apropiada o bien es purgado el fango en exceso.

Los equipos de decantación secundaria, se basan en los mismos principios que los decantadores primarios ya estudiados en otro capítulo, variando los pará-

metros de proceso al tratarse de fangos de diferente naturaleza y características a los sólidos eliminados en los tratamientos primarios. Al ser la mayor parte de su composición materia orgánica, su densidad va a ser menor y en consecuencia su velocidad de decantación.

Por otra parte, el sistema de decantación secundaria, es generalmente el último proceso antes del vertido del agua al cauce receptor, lo que lleva consigo que un mal funcionamiento de esta unidad, deteriore la calidad del efluente final. Si se produce fuga de sólidos, no sólo se incrementará este parámetro, sino también la demanda biológica y la demanda química de oxígeno, al tratarse de materiales de naturaleza orgánica.

8.2. Bases de diseño de los decantadores secundarios

Los parámetros más importantes para el diseño de estos equipos son los siguientes:

- *Carga hidráulica:* *0,5-1,5 m³/m² x h (Dependiendo el valor real del proceso utilizado)*
- *Velocidad periférica rasquetas:* *<100 - 120 m/h*
- *Tiempo de retención:* *2,5-5 h (Dependiendo el valor real del proceso utilizado)*
- *Carga sobre vertedero:* *<10 m³/m x h*
- *Diámetro campana central 10-15% diámetro decantador.*

8.3. Dimensionado de los equipos

Los sistemas de decantación secundaria se diseñan de igual forma que los decantadores primarios, incluido en otro capítulo anterior.

8.4. Normas generales de diseño de los decantadores secundarios

- Los equipos normalmente utilizados son de tipo circular, debiendo evitarse unidades de diámetro superior a 40-50 m, por los problemas mecánicos que pueden presentar.
- En unidades de diámetro hasta 30-35 m el sistema de extracción de fangos es mediante rasquetas. En aquellas unidades de mayor diámetro, se deben utilizar unidades de succión, que se caracterizan por extraer los fangos por toda la superficie de fondo de forma radial, lo que da lugar a unos tiempos de retención de fangos menores.

- Los sólidos decantados, forman una especie de capa o manta de fangos en el fondo, con unas alturas variables y por lo tanto si no se da una altura apropiada al decantador, puede dar origen a pérdidas de los sólidos.

Esta capa de fangos es muy sensible a las variaciones de caudal.

- Los decantadores secundarios tienen unas alturas en la parte cilíndrica del equipo que varían entre 3,0 y 4,5 m, no debiendo trabajarse con unidades menores a 2,5 m de altura cilíndrica.
- Un problema importante en los decantadores con vertedero periférico adosado al muro, es el denominado "efecto pared", que da lugar a pérdidas de sólidos y en consecuencia a un deterioro del producto final.

Con el fin de evitar este efecto en aquellas unidades de alta carga sobre vertedero, es conveniente la construcción del vertedero concéntrico. Una separación de 1 m suele ser suficiente.

Capítulo XIII: Filtros percoladores

El sistema de tratamiento biológico mediante filtros percoladores, de desarrollo anterior al de lodos activos, se basa en el proceso que tiene lugar en la naturaleza, consistente en el crecimiento de microorganismos sobre la superficie de rocas presentes en las orillas de los cauces, que llevan a cabo procesos de auto-depuración de las aguas.

A este proceso también se le conoce con los nombres de filtros biológicos o lechos bacterianos.

El primer equipo de este tipo se instaló en 1893, siendo en la planta de Reading (EEUU), donde se utilizaron por primera vez en aguas residuales urbanas.

Este es un proceso de tipo biológico aerobio.

La base fundamental de los filtros percoladores consiste en, disponer de una superficie elevada, de tal forma que la masa de microorganismos que se desarrolle sobre la misma sea muy importante, y en consecuencia disponer de una alta capacidad de eliminación de materia orgánica biodegradable.

Un filtro percolador, básicamente se compone de un tanque o recipiente en el cual se encuentra el relleno apropiado y sobre el que se riega con el agua residual, formándose una fina lámina de agua al caer a través del mismo. Sobre la superficie del relleno, se desarrolla una película de biomasa, que captura la materia orgánica disuelta en el agua a su paso. El oxígeno preciso para el proceso es captado por la biomasa del existente en los huecos que quedan entre el relleno.

Un factor muy importante a tener en cuenta en este proceso es el bajo consumo energético, frente a los fangos activos en cualquiera de sus variantes, ya que el paso de aire a través del filtro, es un movimiento de convección, basado en la diferencia de temperatura entre el aire atmosférico y el agua residual.

En la actualidad y sobre todo con rellenos de material plástico, y de elevados volúmenes se suele utilizar circulación forzada de aire, mediante la instalación de soplantes.

1. Objetivos del proceso

El objetivo fundamental de este proceso al igual que del resto de los procesos biológicos, es la eliminación de la materia orgánica biodegradable presente en un agua residual, ya sea de tipo urbana o industrial, a través de un proceso de biodegradación de tipo aerobio.

Como ya se ha indicado en otros temas, la no eliminación de la materia orgánica biodegradable presente en un agua residual, va a tener como consecuencia un consumo del oxígeno disuelto en el receptor, pudiendo llegar a la desaparición de este elemento y en consecuencia, cualquier forma de vida.

La misión fundamental es la protección de los cauces receptores, mediante la eliminación de la materia orgánica biodegradable presente en el agua residual.

2. Fundamentos del proceso

Un filtro percolador, independientemente de cual sea su relleno, consiste en un recipiente en el cual se encuentra dicho material. El agua residual se distribuye (riega) por la parte superior del relleno mediante un mecanismo giratorio ó mediante boquillas fijas.

El agua residual regada sobre toda la superficie del filtro percolador, forma en su caída una fina lámina de agua sobre la superficie del relleno, generándose una delgada capa de biomasa adherida al mismo.

La capa de biomasa producida sobre la superficie del relleno, capta de la lámina de agua la materia orgánica biodegradable que precise, para llevar a cabo los procesos biológicos de síntesis y oxidación.

El oxígeno necesario para el proceso lo obtiene la biomasa del aire que circula a través de los huecos dejados por el relleno.

El aire a través del filtro circula por corrientes de convección, basadas en la diferencia de temperatura entre el agua residual y el aire atmosférico.

La velocidad de paso del aire viene dada por:

$$v(\text{m/min}) = 0,074 * T(^{\circ}\text{C}) - 0,14$$

Siendo:

v: velocidad del aire, m/min

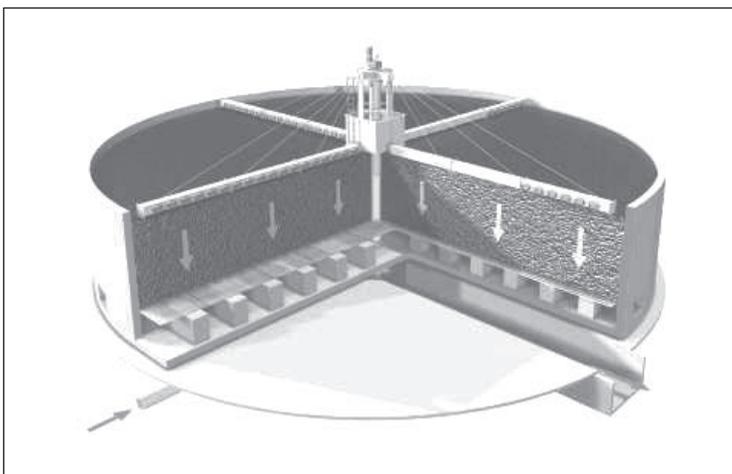
T: Temperatura, °C

De la formula anterior se deduce que con diferencias de temperatura entre el agua y el aire de 2°C ó inferiores, no hay circulación de aire en el filtro.

La ausencia de oxígeno en el filtro, da lugar a descomposición via anaerobia, con la consiguiente generación de malos olores y baja capacidad de tratamiento.

En la actualidad y fundamentalmente en filtros de relleno plástico de gran tamaño, se utiliza circulación forzada de aire, suministrada mediante soplantes, con lo que se obvia la problemática de bajas velocidades del aire y en consecuencia su renovación del filtro.

Los filtros están provistos de un falso fondo, que actúa como drenaje en la parte inferior para recoger el agua depurada, la biomasa desprendida y permitir el paso del aire requerido para el proceso.

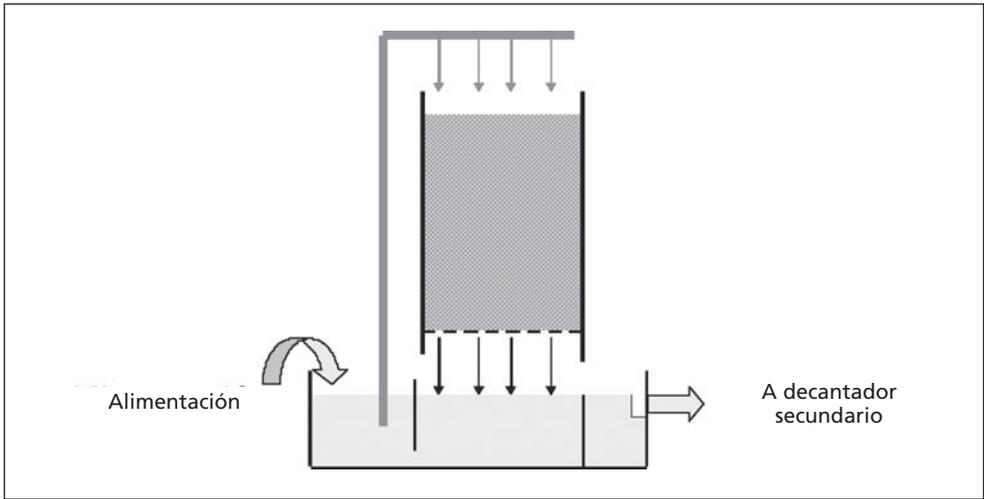


SECCIÓN DE UN FILTRO BIOLÓGICO.

A medida que la biomasa va biodegradando la materia orgánica, se van formando sucesivas capas concéntricas de microorganismos a través de los mecanismos de síntesis, de tal forma que cuando la película aumenta de espesor, la materia orgánica adsorbida es degradada antes de que pueda alcanzar los microorganismos situados en las capas más profundas, cerca de la superficie del medio filtrante. La consecuencia de no disponer de fuente de alimentación conlleva que los microorganismos autoconsumen su propio protoplasma celular, muriendo y en consecuencia perdiendo su capacidad de adherirse a la superficie del relleno, lo que da lugar a su desprendimiento y que el agua a su paso a través del relleno arrastre la película y comienza el crecimiento de otra nueva.

El espesor de la capa activa varía entre 1 y 3 mm.

Los sólidos o biomasa desprendidos del filtro y arrastrados por el agua en su caída, precisan de la instalación de un decantador secundario para su separación del agua tratada. Estos fangos decantados son enviados a tratamiento de lodos.



ESQUEMA DE FILTRO BIOLÓGICO.

3. Características de los rellenos

El relleno ideal para un proceso de este tipo, es un material que sea:

- Lo más uniforme posible, con el fin de que la distribución de agua sea homogénea en toda la unidad.

- Con una elevada superficie por unidad de volumen, lo que conlleva el soportar una elevada población de microorganismos y en consecuencia una capacidad elevada de eliminación de materia orgánica biodegradable.
- Económico.
- Duradero.
- Disponga de mucho volumen hueco, con el fin de que el aire circule con facilidad.

Las dos características más importantes que deben reunir los rellenos son:

- Superficie específica, que viene indicada en m^2 de superficie por m^3 de relleno.
A medida que aumenta el valor de la superficie específica, se incrementa la biomasa por unidad de volumen y, en consecuencia aumenta su capacidad de eliminación de materia orgánica biodegradable.
Para rellenos de piedra la superficie específica varía de $80\text{-}110 \text{ m}^2/\text{m}^3$, dependiendo del diámetro de la piedra.
Este valor oscila entre 150 y $250 \text{ m}^2/\text{m}^3$ en el caso de rellenos plásticos, dependiendo de su diseño.
- Porcentaje de huecos o espacios libres para circulación de aire y agua.
A medida que aumenta el porcentaje de huecos, mayor facilidad hay para el paso del aire a través del relleno y en consecuencia mayor cantidad de oxígeno disponible, elemento fundamental para el proceso al tratarse de un sistema de tipo aerobio.
En los rellenos de piedra este porcentaje es del $40\text{-}45\%$ dependiendo del diámetro de la piedra, mientras que en los sintéticos varía entre el 85 y 95% .

Dentro de los filtros percoladores, pueden distinguirse dos grandes grupos en función del material de relleno utilizado:

- Relleno piedra.
- Relleno plástico.

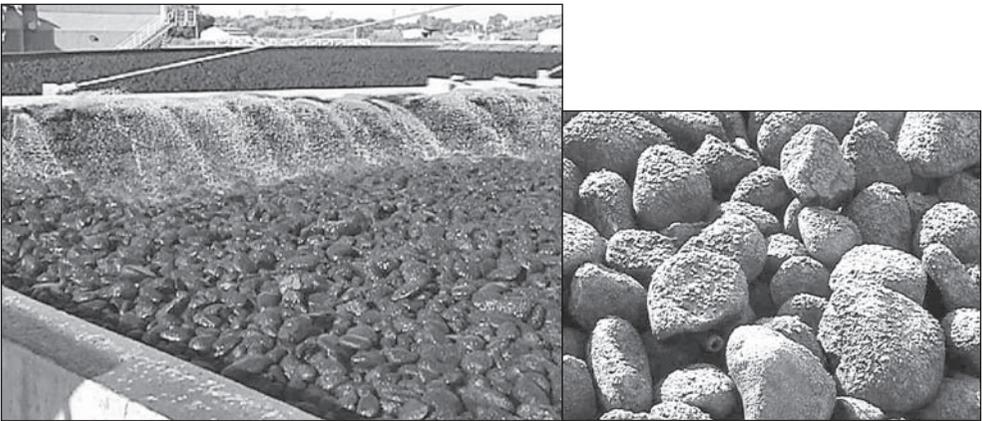
3.1. Relleno de piedra

En los filtros percoladores convencionales el relleno consiste generalmente en piedra mientras que en los filtros modernos el relleno está constituido por elementos o piezas de material plástico.

El material clásico más utilizado suele ser grava o piedra triturada de tamaño uniforme, generalmente de $5,0$ a 10 cm. A la hora de fijar un relleno de este tipo hay que asegurar la uniformidad del mismo, con el fin de conseguir una buena distribución del agua en el equipo así como un paso del aire adecuado.

La utilización de rellenos de menor tamaño, conlleva que los espacios libres sean muy pequeños, con lo que la circulación del agua y el aire se ve dificultada, pudiendo llegar los sólidos a obturar el filtro, teniendo la ventaja de una gran superficie específica.

El empleo de piedra de diámetro elevado evita los problemas indicados con anterioridad, teniendo el agravante de que la superficie disponible es baja y en consecuencia la cantidad de biomasa que soporta el sistema, lo que conlleva una baja capacidad de tratamiento.



RELLENO DE PIEDRA.

3.2. Relleno de material plástico

En la actualidad los lechos son de material plástico, de formas regulares, con gran espacio libre, rígidos y ligeros.

Con el fin de solventar los problemas que presentan los filtros de piedra, se han desarrollado un conjunto de rellenos de material plástico, que reúnen como características más importantes.

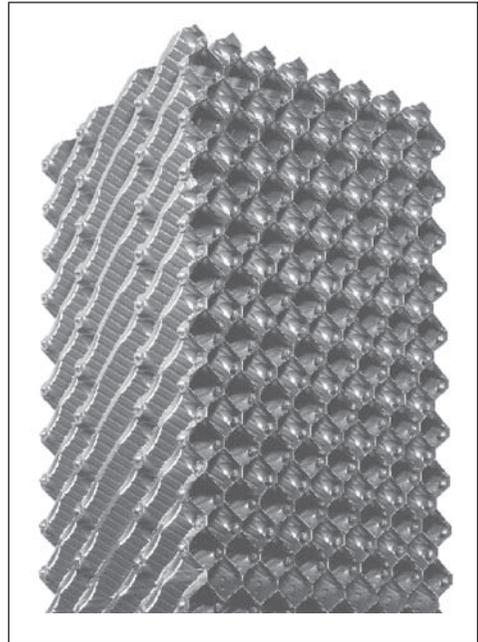
- Poco peso, lo que permite realizar filtros de altura elevada y en consecuencia con unos requerimientos de superficie reducida ($35-45 \text{ Kg/m}^3$).

Debido al poco peso, a pesar de realizarlos más altos, la estructura soporte es mucho más liviana que en los de relleno de piedra.

- Gran superficie por unidad de volumen, lo que presupone poder disponer de una población de biomasa importante, lo que lleva consigo una capacidad de eliminación de materia orgánica muy superior al relleno convencional.

- Gran espacio libre, permitiendo el paso de aire con gran facilidad, a la vez que evitan colmataciones por biomasa desprendida.

Por lo indicado anteriormente, el relleno plástico tiene grandes ventajas sobre el relleno de piedra, siendo su principal problema el alto precio de estos productos en el mercado.



RELLENOS PLÁSTICOS.

Las mayores ventajas de los filtros percoladores de relleno plástico estriban en:

Eliminar una mayor cantidad de DBO por unidad de volumen del medio filtrante que los rellenos de piedra, al disponer de gran superficie.

Asegurar un funcionamiento continuo, incluso en situaciones de cargas instantáneas considerables, al disponer de un gran porcentaje de huecos y en consecuencia de las cantidades de oxígeno necesarias

Integrarse en un espacio de terreno reducido, al poderse construir en altura.

Funcionar con una atención y mantenimiento mínimos.

En la actualidad los filtros de relleno plástico se están utilizando entre otras, en las situaciones siguientes:

- Como un tratamiento previo destinado a eliminar cantidades importantes de DBO en el efluente antes de su paso por los procedimientos biológicos convencionales, en aquellas aguas residuales con alta concentración de DBO.
- Para reducir la carga de DBO en plantas municipales o industriales ya existentes, y que por crecimiento de la población o de la contaminación se encuentran con cargas superiores a la diseñada.
- Como forma económica para aumentar la capacidad de una planta de tratamiento ya existente.
- Como tratamiento biológico único en la eliminación de materia orgánica biodegradable.

4. Bases de diseño

4.1. Filtros de relleno piedra

Para el diseño de los filtros percoladores de relleno piedra, existen una serie de formulas de tipo empírico, en función de diferentes parámetros.

Entre los sistemas de cálculo de este tipo de filtros se encuentran:

Fórmula de VELZ

Según Velz, la concentración de materia orgánica, disminuye con la profundidad del lecho.

$$\frac{L_d}{L} = 10^{-KD}$$

Siendo:

L_d : DBO a la profundidad p , mg/l

L : DBO de entrada al filtro, mg/l

K : Constante de Velz

D : Profundidad, m

Si no hay recirculación, L coincide con la DBO del agua a tratar. Si existe recirculación, el valor de L se determina por:

$$L = \frac{L_0 + rL_e}{1 + r}$$

Donde:

L : DBO entrada al filtro, mg/l

L_0 : DBO del agua a tratar, mg/l

r : Recirculación en tanto por uno

R/R : Recirculación (Caudal recirculación / Caudal influente)

L_e : DBO del efluente depurado, mg/l

El valor de K , es 0,1505 para filtros de alta carga a una temperatura de 20°C, debiendo corregirse a la temperatura de diseño, mediante:

$$K_T = K_{20} * 1,047^{T-20}$$

Donde:

K_T : Constante de Velz a una temperatura T

K_{20} : constante de Velz a una temperatura de 20°C

T : Temperatura del agua, °C

El mayor problema que presenta la fórmula de VELZ, es la suposición que la carga hidráulica no le afecta, así como el valor de la constante.

NATIONAL RESEARCH COUNCIL (NCR)

La fórmula desarrollada por el NCR, que procede del estudio de comportamiento de 34 plantas, instaladas en recintos militares es la siguiente para una sola unidad ó primer filtro

$$E_1 = \frac{100}{1 + 0,085 * \sqrt{\left(\frac{W_1}{V.F.}\right)}}$$

El segundo filtro será

$$E_2 = \frac{100}{1 + \left(\frac{0,085}{1 - E_1}\right) * \sqrt{\left(\frac{W_2}{V.F.}\right)}}$$

Siendo:

E_1 : Porcentaje de DBO eliminada, en el primer filtro

E_2 : Porcentaje de DBO eliminada en el segundo filtro, incluido el decantador

W_1 y W_2 : carga de DBO en libras / día, en el primer y segundo filtro, respectivamente, sin incluir recirculación

V : volumen del filtro, m^3

F : número de pasos de la materia orgánica

Los inconvenientes de esta fórmula radican en que la concentración de DBO en instalaciones como las estudiadas es superior a lo normal y, en consecuencia, aplicable con garantía a aguas con altas contaminaciones. No considera el efecto de la temperatura.

Igual que los dos procedimientos anteriormente indicados, existen en la bibliografía, otra serie de métodos de cálculo para este tipo de equipos igualmente empíricos, entre las cuales estarían los de SCHULZER, GERMAIN, ECKENFELDER, GALLER y GOTAAS, etc.

4.2. Filtros con relleno plástico

Existen en el mercado numerosos tipos de rellenos fabricados de diferentes materiales plásticos, específicos para su utilización en filtros percoladores, cada uno de ellos con características distintas de los demás, de acuerdo con su diseño y, por consiguiente, con rendimientos específicos que dependen no sólo del tipo de relleno, sino también del tipo de agua residual a depurar.

Los fabricantes de estos materiales, generalmente disponen de unos gráficos, en los cuales vienen indicadas las cargas de DBO aplicadas al filtro (en Kg DBO por m^3 relleno y día), en función del rendimiento previsto.

Como no todas las aguas residuales tienen el mismo comportamiento en su biodegradación, los fabricantes suministran diferentes curvas o factores de corrección en función del tipo de agua residual a tratar.

FACTORES DE CORRECCIÓN TÍPICOS

FUENTE	FACTOR		FUENTE	FACTOR	
	DBO<400 ppm	DBO>400 ppm		DBO<400 ppm	DBO>400 ppm
Domesticas			Curtido	0,7/0,9	0,7/1,0
20 °C	1,0	1,0	Conservera	1,2	1,3
15 °C	0,85	0,85	Textil	0,7/0,8	0,7/0,8
10 °C	0,72	0,72	Lixiviados	0,7/0,9	0,7/0,9
Láctea	1,0	1,2	Papel	0,6/0,8	-
Cervecera	0,9/1,1	1,0/1,2	Pulpa	0,7/0,9	0,8/1,0
Destilería	0,8	1,2/1,3	Química	0,7/1,1	0,8/1,2
Granja	0,7/0,9	0,7/1,0	Refinería	0,8	-

5. Dimensionado de equipos

5.1. Filtros con relleno piedra

Para el diseño de filtros percoladores con relleno piedra, se utilizan las formulas indicadas anteriormente o cualquier otra de las existentes.

Es aconsejable determinar el volumen de relleno por aplicación de varias de ellas y de los diferentes volúmenes que se van a obtener, seleccionar el mayor de los obtenidos siempre que esté dentro de un rango o bien el mayor una vez depreciado aquel que esté fuera de rango.

La utilización de una profundidad importante conlleva una gran dificultad en la circulación del aire y en consecuencia la posibilidad de que en determinados momentos no haya oxígeno suficiente y en consecuencia entre en digestión anaerobia.

La utilización de alturas bajas supone que el equipo tenga diámetros importantes con el consiguiente coste del equipo de distribución del agua o bien sea necesario de utilizar varias unidades en paralelo. Esto lleva consigo igualmente la necesidad de mayor superficie para la instalación de estas unidades.

5.2. Filtros con relleno plástico

Como se ha indicado anteriormente, los fabricantes de los diferentes rellenos, disponen de unas gráficas en las cuales están representados las cargas del filtro

(CF) aplicadas frente a los rendimientos de eliminación de materia orgánica biodegradable requeridos.

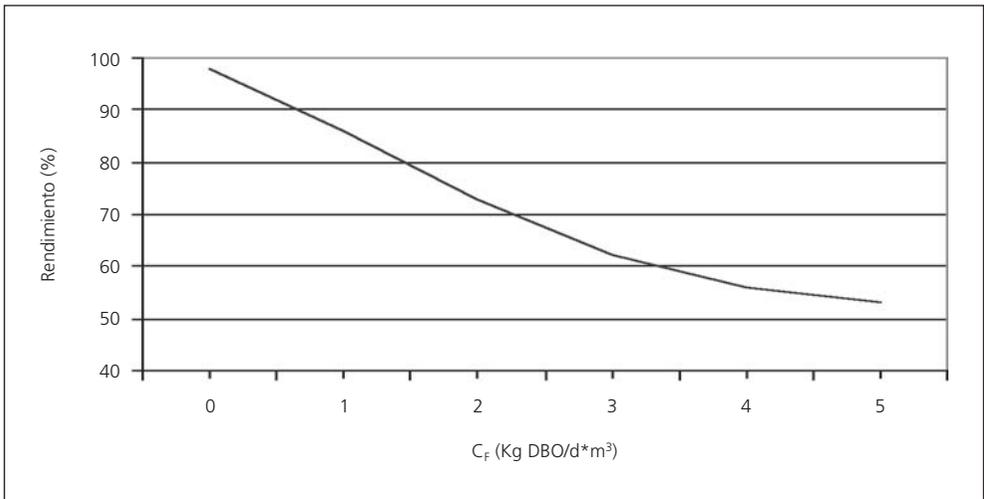
A partir de la DBO de entrada en el filtro y la exigida en la salida, se determina el rendimiento preciso al filtro percolador.

El rendimiento vendrá dado por:

$$R = 100 - \frac{DBO_{out}}{DBO_{in}} * 100$$

Donde:

R: rendimiento, %



CARGA DEL FILTRO EN FUNCIÓN DEL RENDIMIENTO (TÍPICA).

Una vez conocido el rendimiento a obtener debe seleccionarse el tipo de relleno a utilizar, con el fin de utilizar las gráficas y factores de corrección específicas del mismo.

En las mencionadas gráficas del fabricante, a partir del rendimiento solicitado al filtro (representado en el eje de las Y), se determina la carga admisible por el filtro (CF). Debe tenerse en cuenta que la gráfica sea adecuada al tipo de agua a tratar o bien introducir los factores de corrección oportunos.

La carga admisible por el filtro viene indicada por:

$$CF = \frac{\text{Kg DBO alimentación}}{d \times m^3 \text{relleno}}$$

Donde:

*CF: Carga del filtro, Kg DBO/m³*d*

Igualmente se debe aplicar el factor de corrección de temperatura.

Los datos dados por el fabricante, generalmente están determinados a 20°C.

Una vez conocida la carga del filtro, el volumen de relleno de filtro preciso viene dado por:

$$VOL(m^3) = \frac{\text{Kg DBO}_{in}}{CF (Kg/m^3*d)}$$

Siendo:

Vol: volumen, m³

*CF: carga del filtro, Kg/m³*d*

Conocido el volumen, el siguiente paso es fijar una altura del filtro, (D). Normalmente la altura máxima fijada por los fabricantes es alrededor de 8 m.

Debe tenerse en cuenta que a mayor altura (dentro de las permitidas por el fabricante del relleno), menor superficie ocupada, aunque mayor consumo energético para bombear el agua hasta la superficie de la unidad.

A partir del volumen del filtro y de la altura fijada, la superficie del equipo vendrá dada por:

$$S(m^2) = \frac{Vol(m^3)}{D(m)}$$

Donde:

S: superficie del filtro, m²

Vol: volumen, m³

D: profundidad, m

Y conocida la superficie, se obtiene el diámetro de la unidad.

Un factor a considerar es el caudal mínimo de irrigación, o lo que es lo mismo la cantidad mínima de agua por metro cuadrado de superficie del filtro y día.

Este parámetro vendrá dado por:

$$Q_{ir} \text{ (m}^3\text{/m}^2 \text{ * d)} = \frac{Q_{med} \text{ (m}^3\text{/h)} * 24}{S \text{ (m}^2\text{)}}$$

Donde:

Q_{ir} : caudal de irrigación, $m^3/d * m^2$

Dependiendo del fabricante del relleno, el valor mínimo admisible normalmente esta comprendido entre 10 y 15 $m^3/m^2 * d$.

El trabajar con valores inferiores a los recomendados, presupone que el filtro se puede llegar a secar en alguna zona, lo que lleva consigo la destrucción de la biomasa.

6. Normas generales de diseño

- Los filtros con relleno piedra suelen tener una altura media de 1,0 m variando entre 0,8 y 1,5 m, siendo la construcción de la cuba en hormigón.
- El diámetro máximo de los filtros es de 30 – 35 m. No debiéndose hacer mayores por los problemas mecánicos que pueden tener los brazos de distribución del agua residual.
- Los filtros con relleno plástico suelen ser de una altura entre 6 y 8 m (este valor será dado por el fabricante del relleno). Debido al poco peso del relleno, los recipientes pueden ser de chapa metálica.
- En caso de que se utilice aireación forzada mediante soplantes, las necesidades de aire varían de 0,3 a 0,6 $m^3 \text{ aire /m}^2 * h$
- Es practica habitual la utilización de recirculación en este tipo de unidades, sobre todo cuando los rendimientos precisos son altos.
- Cuando los rendimientos exigidos a los filtros de relleno plástico son elevados, puede resultar más económico la construcción de dos filtros en serie, de tal forma que el conjunto de los rendimientos de ambas unidades sea el exigido.

- En el caso de los filtros percoladores, no se precisa recirculación de fangos, como en los procesos de fangos activos.
- En climas muy fríos, los filtros pueden tener problemas por formación de hielo.
- Debe tenerse muy presente que el filtro debe de tener alimentación constante para que no se seque y en consecuencia se destruya la biomasa, debiendo preverse en el diseño la recirculación de agua en el caso de que no haya alimentación.
- El diseño del decantador secundario a instalar a continuación de un filtro percolador es similar a los decantadores secundarios del proceso de lodos activos.

Capítulo XIV: Procesos anaerobios

Los efluentes de determinadas plantas industriales, como pueden ser alcohólicas, azucareras, granjas intensivas de cerdos, cerveceras, etc. generan unas aguas residuales con unas cargas muy elevadas de DBO.

La utilización de procesos aerobios como el de fangos activos, descrito en otro capítulo para la eliminación de la DBO de estas aguas, conllevarían unos consumos energéticos muy elevados y en consecuencia unos gastos de explotación de la instalación muy importantes.

Igualmente en las plantas depuradoras los fangos generados en la decantación secundaria y muchas veces en la primaria (si los sólidos presentes están compuestos de materia orgánica), tienen en su composición unas cargas contaminantes en materia orgánica muy elevadas que hay que estabilizar (eliminar la materia orgánica) previamente a su deshidratación y evacuación de las instalaciones de depuración.

En estos tipos de aguas residuales y en el tratamiento de fangos para la eliminación de la materia orgánica biodegradable, los procesos biológicos utilizados generalmente son por vía anaerobia, es decir en ausencia de oxígeno.

Un problema que surge en los procesos de tipo anaerobio es su baja velocidad. Como ya se ha indicado en otro capítulo, la velocidad de los procesos biológicos es función de la temperatura, de tal forma que dentro de un rango (hasta 40°C), el incremento de este parámetro conlleva una mayor velocidad, (por cada 10°C que se incremente la temperatura, la velocidad de reacción aproxima-

damente se duplica), o lo que es lo mismo menores tiempos de retención y en consecuencia equipos mucho más pequeños.

Como en la digestión anaerobia se genera biogás, con un poder calorífico elevado, este es utilizado como combustible para generar el calor preciso para aumentar la temperatura del agua residual, lo que conlleva un ahorro energético muy importante y, en consecuencia, la viabilidad de este proceso.

En el caso de los lodos de depuradoras o bien de aguas residuales con sólidos en suspensión de naturaleza orgánica, al llevar a cabo el proceso anaerobio, hay una reducción importante de los sólidos en suspensión.

Como el éxito del proceso radica en la autosuficiencia energética para el calentamiento del agua a tratar, este sistema solamente puede ser utilizado en aquellos casos que el agua disponga de un contenido en materia orgánica elevada, de tal forma que las cantidades de gas obtenido sean suficientes para obtener la energía térmica del proceso.

En algunas aguas residuales industriales muy cargadas en materia orgánica, el proceso anaerobio incluso puede exportar biogás a otras dependencias de la fábrica.

1. Objetivos de los procesos biológicos anaerobios

El objetivo fundamental de los procesos biológicos anaerobios, es la eliminación de la materia orgánica biodegradable, en todos aquellos casos en que esta se encuentre en elevadas concentraciones, y en consecuencia no sean de aplicación los procesos aerobios, por el alto consumo energético que estos últimos producirían.

Los fines más importantes a conseguir mediante los procesos anaerobios, son entre otros:

- Evitar el gravísimo impacto que sobre el cauce receptor tendría el vertido de unas aguas residuales con unas elevadas cargas de materia orgánica biodegradable, aunque se tratase de caudales bajos.
- Debido a tratar aguas residuales con una elevada carga orgánica, ser utilizado como una primera etapa de depuración, seguida de un posterior proceso aerobio de afine.

- Estabilización de los fangos generados en las plantas depuradoras, de tal forma que se mineralicen parcialmente y puedan ser evacuados de la instalación sin problemas de fermentaciones posteriores.
- Reducir el contenido de sólidos en suspensión (aquellos de naturaleza orgánica y biodegradable), presentes en el agua residual o fangos a tratar.
- Obtención de energía para la calefacción del proceso con el ahorro económico que conlleva.

En algunas plantas de tratamiento de aguas residuales muy cargadas, es posible la exportación de ciertas cantidades de gas al exterior de la depuradora, como ya se ha indicado.

- En la digestión anaerobia de fangos en las plantas depuradoras urbanas, tiene lugar una importante reducción de gérmenes patógenos.

2. Fundamentos de la digestión anaerobia

2.1. Fases de los procesos anaerobios

La digestión anaerobia de un agua residual, se lleva a cabo a través de una serie de etapas o fases que son las siguientes:

Hidrólisis de los compuestos orgánicos que se encuentren en estado sólido o bien que posean un elevado peso molecular, obteniéndose productos de cadena más corta y fácilmente solubles.

Esta etapa inicial condiciona las siguientes, ya que los microorganismos que actúan en las mismas sólo lo hacen sobre compuestos disueltos, por lo que esta fase es limitante en aquellas aguas residuales con contenidos importantes de sólidos en suspensión.

La velocidad de esta etapa va a venir determinada entre otros factores, por el tamaño de los sólidos en suspensión y de la naturaleza de la materia orgánica.

Acidogénesis, durante esta etapa, los productos generados en la etapa anterior son transformados en CO_2 (el oxígeno procede del disponible en la materia orgánica o en sales inorgánicas), H_2 y una mezcla de ácidos grasos volátiles (orgánicos).

Esta etapa es llevada a cabo por microorganismos de rápido crecimiento, muy resistentes al medio, desarrollando su máxima actividad a valores de pH ligeramente ácidos.

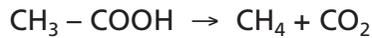
Los ácidos volátiles generados, son una mezcla de acético, propiónico, butírico, valérico, etc., dependiendo la producción de unos u otros de la concentración de hidrógeno en el sistema, de tal forma de que cuando ésta es baja, aumenta la cantidad de acético.

En esta fase de la digestión no hay una reducción importante de DQO.

Acetogénesis, o producción de ácido acético a partir de los ácidos orgánicos generados en la etapa anterior, por la acción de un grupo de bacterias especializadas.

Este metabolismo se para cuando la concentración de hidrógeno en el medio es elevada.

Metanogénesis, en la que se obtiene metano a partir a partir del ácido acético obtenido en la fase anterior, o bien por reacción del hidrógeno con el CO₂ generado en la segunda etapa.



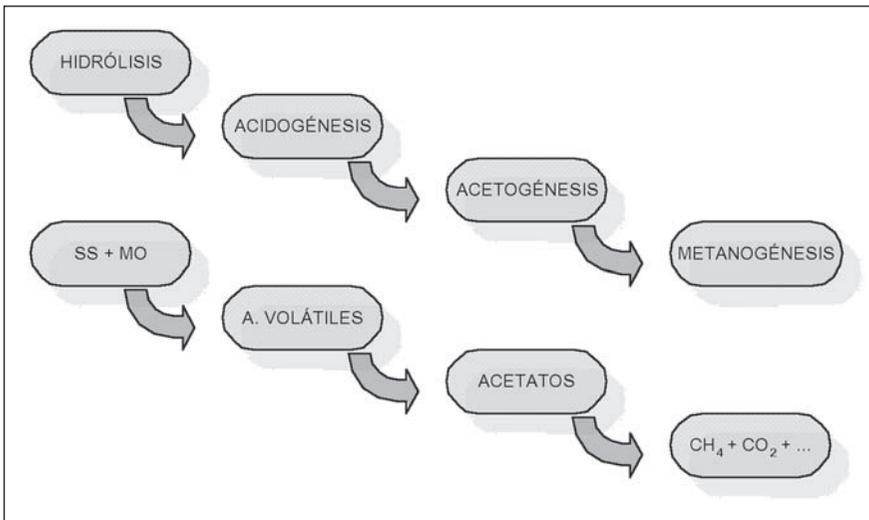
Esta etapa es llevada a cabo por grupo de bacterias compuesto por varias especies diferentes siendo anaerobias estrictas y de crecimiento lento.

El proceso anaerobio se completa por integración de las cuatro etapas indicadas anteriormente, lo que conlleva que el rendimiento y eficacia de cada una de ellas depende de las anteriores.

No solo hay que considerar que los productos finales de una etapa son los substratos de la siguiente, sino que debe tenerse en cuenta que la acumulación de productos intermedios debido a alguna anomalía del proceso pueden actuar como inhibidores de los microorganismos.

Un caso típico de lo indicado con anterioridad puede producirse si la cuarta etapa no asimila a la velocidad de producción del acético de la anterior, esto llevara a una acidulación del medio y en consecuencia el cese de la actividad de todo el sistema.

Como los digestores se alimentan en continuo, las cuatro etapas se desarrollan de forma simultánea, viniendo definida la velocidad del proceso por la etapa más lenta. En aguas sin sólidos en suspensión o bien que estos sean fácilmente hidrolizables, la velocidad de reacción viene marcada por la fase de metanogénesis, mientras que si hay presencia elevada de sólidos y estos son difícilmente hidrolizables, la velocidad vendrá determinada por la fase de hidrólisis.

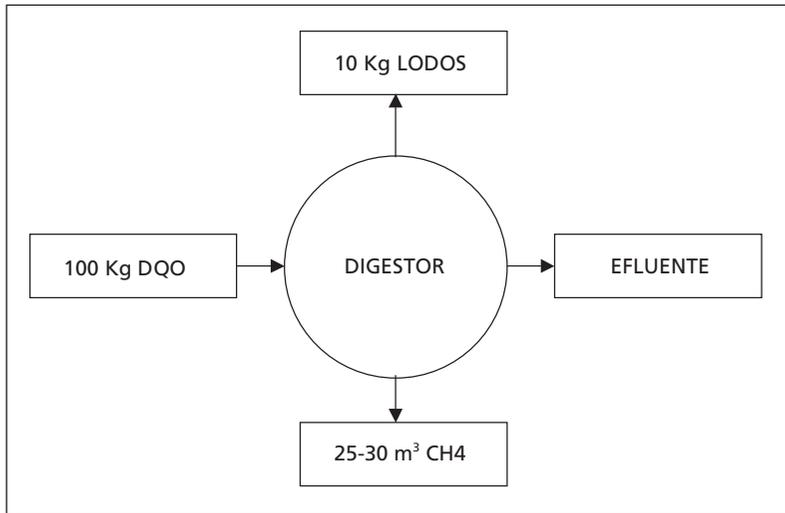


ESQUEMA DE LOS PROCESOS ANAEROBIOS.

La reacción global que tiene lugar en el proceso de digestión anaerobia es la siguiente:



El oxígeno del CO₂ como ya se ha comentado con anterioridad, procede del existente en la materia orgánica o bien de sales inorgánicas como sulfatos, nitratos, etc. que se transforman en sulfuros, nitrógeno, etc.



BALANCE TRATAMIENTO ANAEROBIO.

Una característica muy importante del proceso anaerobio, es la baja generación de lodos, así como de encontrarse estos muy mineralizados.

Igualmente las necesidades de nutrientes son considerablemente menores que en los procesos aerobios.

2.2. Factores que afectan al proceso anaerobio

• *Temperatura*

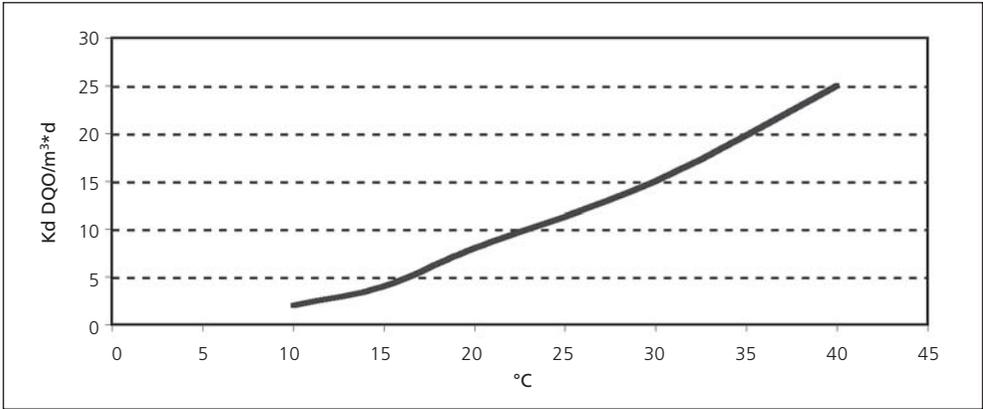
Los procesos anaerobios se caracterizan por una velocidad de reacción muy baja, lo que conlleva unos tiempos de retención muy elevados y en consecuencia unos volúmenes de los equipos importantes.

Por otra parte la velocidad de reacción es función de la temperatura, de tal forma que a mayor temperatura, mayor velocidad de reacción, hasta alcanzar un límite superior, dependiendo del tipo de microorganismos presentes.

Dentro del conjunto de microorganismos capaces de producir la biodegradación anaerobia de la materia orgánica, se encuentran:

- Mesofílicos: con un límite de temperatura superior de supervivencia próximo a 40°C.
- Termofílicos: capaces de operar a temperaturas entre 50-60°C.

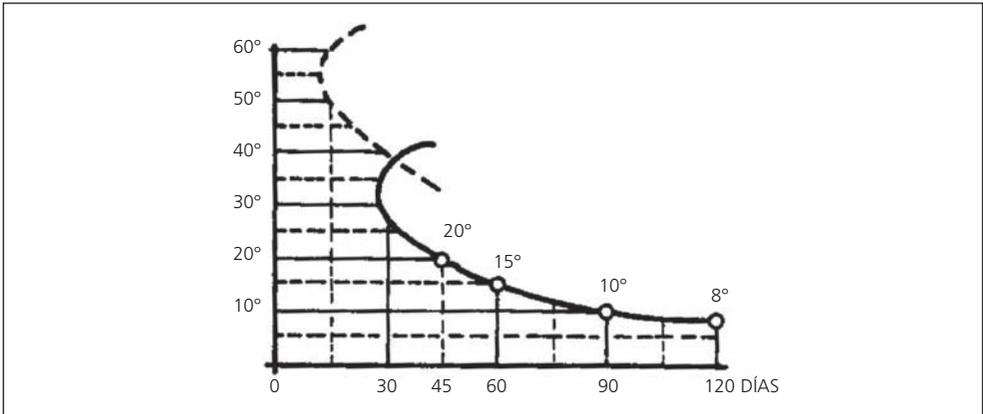
En los procesos anaerobios utilizados en depuración, solo se trabaja en zona mesofílica, debido a que los microorganismos termofílicos son muy sensibles a cualquier variación de temperatura, lo que origina inestabilidad del sistema, así como las mayores necesidades de energía para alcanzar las temperaturas de trabajo.



EFFECTO DE LA TEMPERATURA SOBRE LA CARGA DEL DIGESTOR TIPO UASB.

• *Tiempo de retención hidráulica.*

El tiempo de retención hidráulica en los digestores es función fundamentalmente de la temperatura de trabajo, del tipo de digestor utilizado, de la carga orgánica y características de la materia orgánica presente en el agua a tratar por el sistema.



PERIODO DE DIGESTIÓN DE LODOS DE EDAR.

- *Carga de VSS.*

La carga de VSS (sólidos en suspensión volátiles), va a depender del tipo de digestor utilizado y de la temperatura de trabajo.

TIPO DIGESTOR	CARGA DQO (Kg DQO/m ³ *d)
MEZCLA COMPLETA	1-5
CONTACTO	4-8
UASB	5-25
FILTRO ANAEROBIO	4-15
LECHO FLUIDIZADO	10-30

- *Generación de gas*

El biogás generado en la descomposición anaerobia de la materia orgánica, se compone fundamentalmente de:

- Metano (65-70%)
- Anhídrido carbónico (25-30%).
- Vapor de agua, nitrógeno, y pequeñas cantidades de sulfhídrico, amoníaco, etc.

El volumen de biogas generado en un proceso anaerobio varia entre 600 y 1100 litros de gas por kilogramo de materia orgánica eliminada.

Este gas tiene un poder calorífico entre 5.000 y 5.500 Kcal/m³

- *pH*

En un digestor estabilizado, las diferentes etapas de la digestión tienen lugar de forma simultanea en el tiempo, debiendo mantenerse un pH dentro de un rango comprendido entre 6,8 y 7,6 en el cual la velocidad de la metanogénesis es óptima.

Una disminución del valor de pH por debajo de 6,5 conlleva una disminución en la velocidad de la metanogénesis o incluso su paralización a un valor de 6,0, lo que aumenta la acidulación y puesta fuera de servicio del proceso. De acuerdo con lo indicado es critico mantener el pH dentro del rango establecido.

En un digestor operativo se mantiene un equilibrio entre la concentración de ácidos grasos volátiles formados y la alcalinidad de los bicarbonatos, realizando estos últimos un efecto tampón que conlleva la estabilidad del pH. Si la última etapa no elimina los ácidos volátiles a la misma velocidad que se forman y disminuye el pH, tiene lugar una eliminación de los bicarbonatos, por descomposición a CO_2 e incremento en la concentración de los ácidos orgánicos volátiles y como consecuencia la acidificación del digestor

- *Presencia de compuestos tóxicos e inhibidores*

La presencia en el agua residual de compuestos con carácter tóxico o inhibitorio, como pueden ser metales pesados, compuestos orgánicos clorados, etc., pueden eliminar la actividad biológica y en consecuencia este proceso de tratamiento.

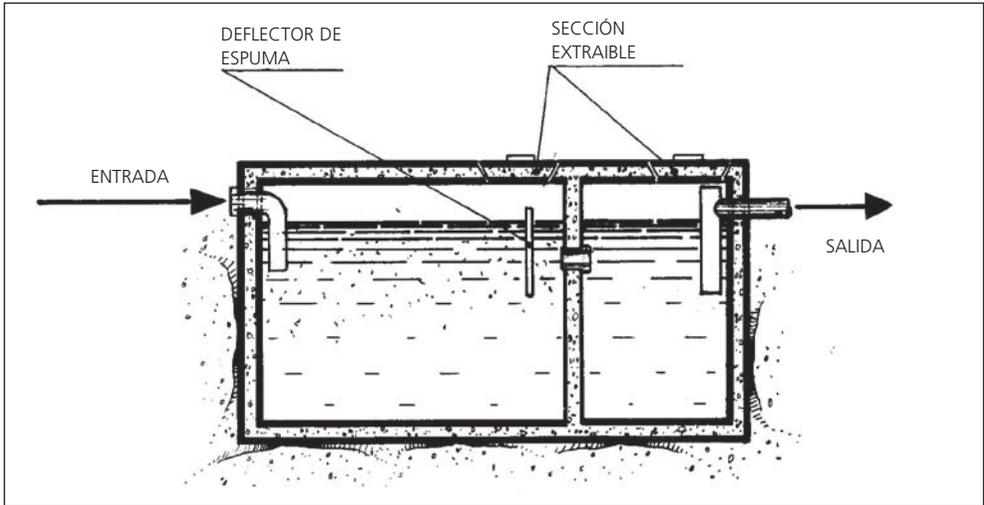
Los procesos anaerobios tienen una capacidad de adaptación a las características del medio, muy superior a los aerobios.

2.3. Tipos de digestores

De forma general y de manera simplificada, un digestor es un depósito o tanque cerrado, con el fin de evitar la entrada del aire y en consecuencia del oxígeno, donde tiene lugar la biodegradación de la materia orgánica y la obtención de unos productos finales.

A medida que se han desarrollado los procesos anaerobios y consecuentemente la utilización de estos en el tratamiento de aguas residuales y de fangos, se ha tratado de optimizar el sistema, desarrollándose tecnologías destinadas a conseguir elevadas concentraciones de biomasa en el interior del tanque (al igual que ocurre en los procesos aerobios) y en consecuencia disminuir el tiempo de residencia.

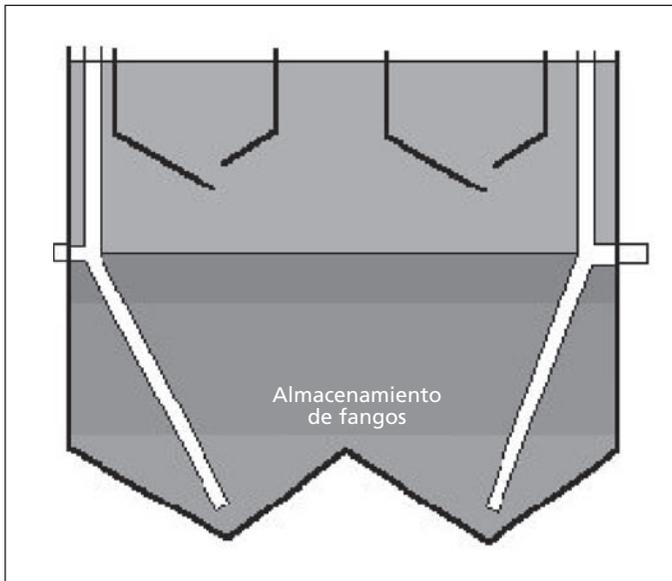
Dentro de los sistemas de digestión, el más simple que existe son las denominadas fosas sépticas, que combinan la decantación y digestión a temperatura ambiente.



ESQUEMA DE FOSA SÉPTICA.

Estas unidades son muy utilizadas para el tratamiento de aguas residuales sanitarias en viviendas aisladas.

Para núcleos de población mayores se utilizan los tanques Imhoff.



ESQUEMA TANQUE IMHOFF.

2.3.1. Digestores de flujo pistón

Consisten básicamente en un canal cerrado, a lo largo del cual fluye el influente, produciéndose la digestión de la materia orgánica.

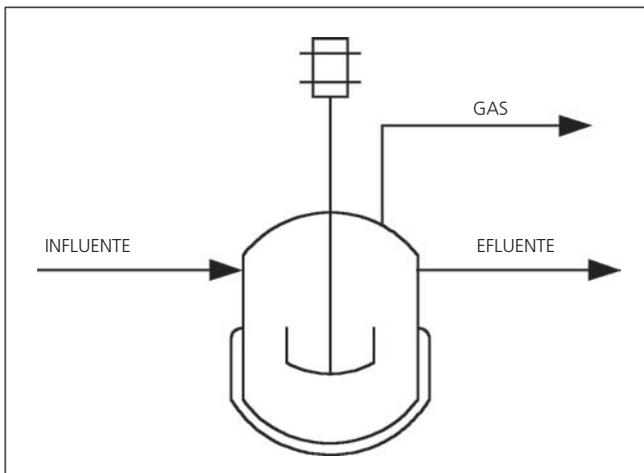
Estos digestores carecen de recirculación, y en numerosas ocasiones no están agitados ni calentados, siendo un problema típico la aparición de costras y sedimentaciones.

Su utilización, se ciñe casi en exclusiva al tratamiento de residuos ganaderos, y en ocasiones son las balsas de evacuación de los mismos, dotados de una cubierta plástica especial que hace de gasómetro.

Su gran ventaja es su sencillez y operatividad, aunque los rendimientos obtenidos no son altos.

2.3.2. Digestores de mezcla completa

Son los más sencillos de todos los utilizados en gran escala, consistiendo en un tanque cerrado, agitado y calentado, donde el tiempo de residencia hidráulico coincide con el tiempo de residencia celular, siendo la concentración de sólidos en el efluente similar a la existente en el digestor.



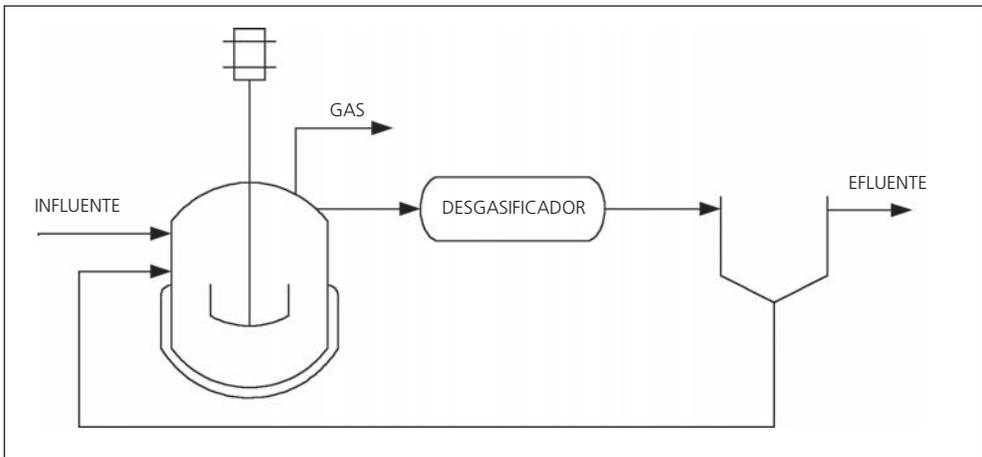
Los rendimientos de estos equipos son buenos, y los tiempos de retención elevados.

Este tipo de digestor es el utilizado en la estabilización de los fangos en las plantas depuradoras urbanas, así como en algunas explotaciones ganaderas.

2.3.3. Digestores de contacto anaerobio

Los digestores de contacto se caracterizan porque los tiempos de residencia celular son superiores a los tiempos de residencia hidráulico, al igual que ocurría en los procesos de fangos activos aerobios. Este efecto se consigue colocando un decantador a continuación del digestor, en el cual tiene lugar la separación de la biomasa por el fondo, que será recirculada al reactor.

Con la disposición indicada anteriormente se consigue tener concentraciones elevadas de biomasa en el digestor, lo que conlleva poder tratar aguas con cargas de DBO elevadas en unos tiempos de retención hidráulicos bajos.



El rendimiento de estos equipos va a depender de la concentración de biomasa en el digestor. El aumento de la biomasa es función de los fangos recirculados desde el decantador.

Con el fin de que la biomasa decante bien, es preciso una desgasificación del efluente del digestor, con el fin de eliminar las burbujas de aire ocluidas en los flóculos y que harían muy difícil la decantación.

El empleo de estos equipos en la industria agroalimentaria está muy extendido.

2.3.4. Digestores de lecho de lodos o UASB (Upflow Anaerobic Sludge Blanket)

El fundamento de estos digestores es la retención de la biomasa favoreciendo la formación de flóculos bacterianos, cuya densidad evita el arrastre hacia el exterior del digestor, manteniéndose en suspensión dentro del digestor.

Para la viabilidad de este proceso, es preciso que el agua a tratar tenga buenas características para formar flóculos, siendo crítica en este sentido la etapa de arranque del equipo.

Los digestores UASB se caracterizan por su particular sistema de recogida de gas, distribución del influente y recogida del agua tratada.

Un digestor de este tipo tiene tres zonas perfectamente diferenciadas:

Zona inferior, por donde se alimenta el digestor a través de un emparrillado de tuberías que distribuyen el agua a tratar uniformemente por todo el fondo del equipo. Una correcta distribución de la alimentación es crítica, con el fin de no crear caminos preferenciales.

En esta zona se forma una capa o manto de fangos, donde se lleva a cabo la captura de la materia orgánica por la biomasa. La concentración de sólidos en suspensión en esta zona es muy elevada.

Al atravesar el agua residual la capa de fangos en su camino ascendente, tiene lugar captura y eliminación de la materia orgánica biodegradable.

La velocidad ascensional del agua es crítica, ya que una velocidad alta conllevaría el arrastre de la biomasa, y una velocidad demasiado lenta provocaría su decantación, siendo la velocidad ascensional función de las características de decantación del fango.

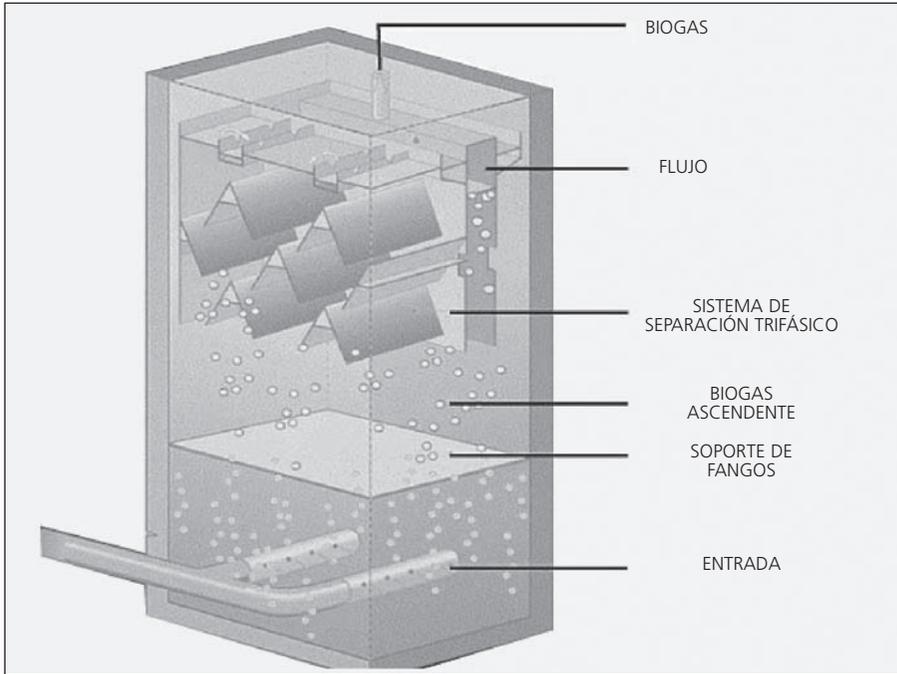
Zona intermedia. Esta zona dispone de altura suficiente para que tenga lugar una floculación natural y la decantación de los sólidos que hayan podido escapar de la zona anterior.

La misión fundamental de esta zona, es evitar la fuga de sólidos en suspensión y asegurar la clarificación del efluente, así como mantener la cantidad de biomasa precisa.

Zona superior, donde tiene lugar la captación del gas mediante unas campanas colectoras y evacuación del efluente a través de vertedero.

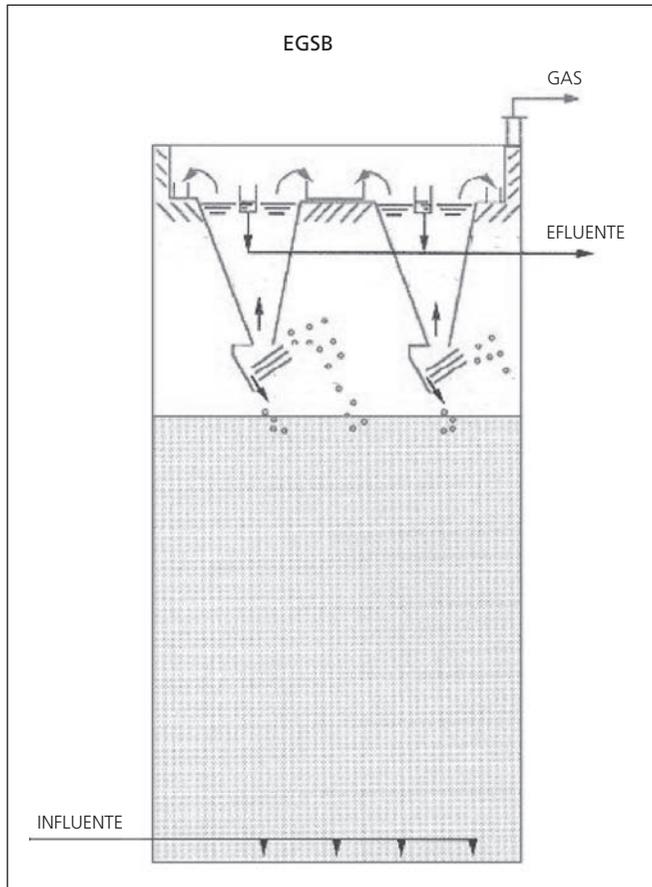
La agitación de estos digestores se produce por las turbulencias que generan las burbujas del biogás en su camino ascendente.

En aquellos casos de concentraciones elevadas de DBO en el agua a tratar, y si se quiere utilizar este tipo de digestores, es preciso rebajar la concentración de la alimentación mediante recirculación de una parte del efluente tratado.



ESQUEMA DIGESTOR UASB.

Similares al UASB, han aparecido otros digestores en el mercado, más evolucionados como el EGSB.

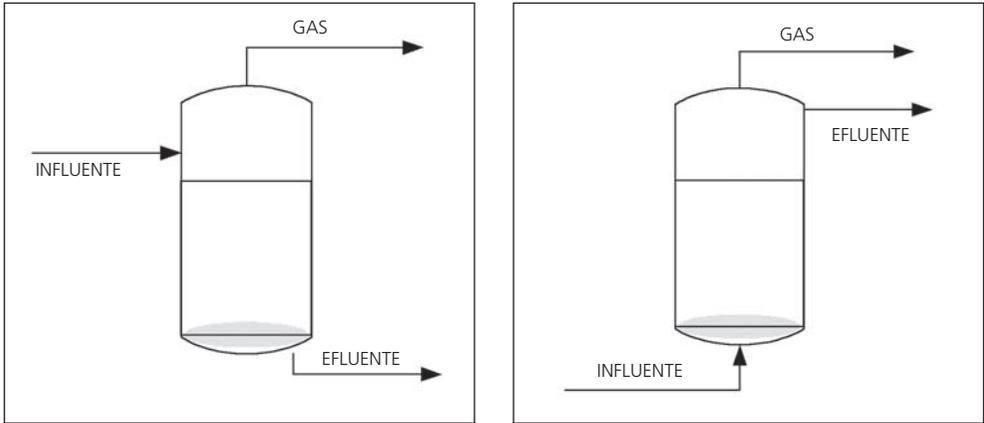


ESQUEMA DIGESTOR EGSB.

2.3.5. Filtros anaerobios o de lecho fijo

Al igual que en los filtros biológicos o percoladores de tipo aerobio, la biomasa del digestor se encuentra fijada sobre un soporte sólido, formando sobre su superficie una película de biomasa de tipo anaerobio, haciendo circular el agua a tratar a través del relleno.

Los rellenos utilizados son de material plástico, caracterizados por disponer de una elevada superficie y un porcentaje de huecos importante, lo que trae como consecuencia disponer de gran cantidad de biomasa y espacio suficiente para una buena circulación del agua, sin que surjan problemas de ensuciamiento o atascamiento.



En este tipo de digestores, el tiempo de retención celular es superior al tiempo de residencia hidráulica.

Debido a las altas concentraciones de biomasa de que disponen estos digestores, los tiempos de retención son bajos.

Al igual que ocurría con los filtros percoladores, la película bacteriana que se desarrolla sobre el relleno, aumenta su espesor a medida que se desarrolla el proceso anaerobio, de tal forma que el sustrato o alimentación no llega a alcanzar las capas más profundas, lo que lleva consigo su muerte y la correspondiente pérdida de adherencia, provocando su desprendimiento y arrastre por el agua y comenzando el crecimiento de una nueva capa.

La circulación del agua a través del digestor, puede realizarse por flujo ascendente o bien por flujo descendente.

Si el flujo es ascendente, el relleno suele ocupar entre el 60 y 70% del volumen del digestor, aumentando aproximadamente en un 10% en el caso de flujo descendente.

Este tipo de digestores tiene como principal característica, ser muy estable frente a cambios en la naturaleza de la materia orgánica en la alimentación, sobrecargas, paradas o tóxicos.

Las características más importantes que deben poseer los rellenos plásticos son:

- Alta superficie específica. A mayor superficie de relleno por metro cúbico, mayor cantidad de biomasa se va a desarrollar y en consecuencia mayor ca-

pacidad de biodegradación de materia orgánica. La superficie específica vendrá definida por el fabricante del relleno, de acuerdo con el diseño del mismo.

- Alta porosidad o huecos, con el fin de permitir una buena circulación del agua y los sólidos desprendidos. Este parámetro varía entre los diferentes suministradores, siendo valores habituales entre el 90 y 95% de espacio libre.
- Alta resistencia al aplastamiento, con el fin de conseguir altura en el digestor y el consiguiente ahorro de espacio que conlleva.
- Mínima biodegradabilidad.

La principal dificultad de estos equipos es la acumulación de sólidos en el relleno, que pueden llegar a obstruir o dificultar el paso del líquido creando caminos preferenciales con la consiguiente pérdida de rendimiento, por lo que no es aconsejable su utilización en aguas residuales con concentraciones altas de sólidos en suspensión, o bien disponer de algún proceso de eliminación de estos contaminantes previamente al digestor.

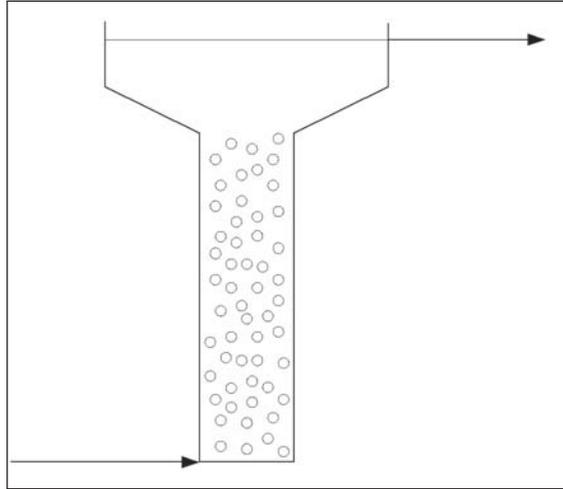
Los sólidos desprendidos del relleno decantan mejor que los obtenidos en otros tipos de digestores.

2.3.6. Digestores de lecho expandido o fluidizado

En estos digestores la biomasa se hace crecer sobre partículas sólidas de material inerte, con tamaño entre 0,2 y 5 mm, lo que supone una superficie específica entre 1.000 y 4.000 m²/m³, lo que supone una elevada cantidad de biomasa y en consecuencia una alta capacidad de eliminación de materia orgánica.

La biodegradación tiene lugar al atravesar el agua el lecho expandido.

La circulación del agua es de abajo arriba y el lecho se mantiene en suspensión mediante el ajuste de la velocidad ascensional del agua, que se consigue con el caudal de alimentación y la recirculación.



DIGESTOR DE LECHO EXPANDIDO.

Estas unidades se construyen de forma cilíndrica, con un ensanchamiento en la parte superior con el fin de reducir la velocidad ascensional e impedir de esta forma la pérdida del relleno.

3. Bases de diseño

- *Temperatura de trabajo* 34-38°C
 - *Generación de gas* 600 – 1.100 l/KgVSS eliminado
El volumen real de gas generado va a depender del tipo de materia orgánica presente en el agua residual y del rendimiento de eliminación de la misma.
 - *Densidad del biogás* 0,8-0,9 Kg/m³
 - *Poder calorífico gas* 5.000 – 5.500 Kcal/m³
 - *Nutrientes: DBO/N/P* 100: 0,5: 0,1
El consumo de nutrientes, va a depender del tipo de proceso utilizado, del rendimiento del equipo y de la concentración de estos elementos en el agua a tratar, siendo los valores indicados anteriormente de tipo orientativo.
Es de señalar, que en el diseño de los digestores y por tratarse de aguas residuales muy cargadas en materia orgánica, los parámetros de diseño se refieren a DQO y no a DBO, debido a los altos errores que se producen en la analítica de este último parámetro con aguas fuertemente cargadas por las grandes diluciones que hay que llevar a cabo.
- Digestores de Mezcla Completa:**
- *Carga Masica* 1 – 5 Kg DQO/m³ * d
 - *Tiempo arranque* 30 – 60 d

Digestores de Contacto Anaerobio:	
• Carga Masica	4 – 8 Kg DQO/m ³ * d
• Tr Hidráulico	1 – 5 d
• Tiempo arranque	20 – 60 d
• Carga hidráulica decantador	0,15-0,35 m ³ /m ² * h
Digestores tipo UASB	
• Carga Masica	5 – 25 Kg DQO/m ³ * d
• Tr Hidráulico	0,5 – 2 d
• Tiempo arranque	45 – 90 d
• Velocidad ascensional	0,5 – 1,5 m ³ /m ² * h
Digestores Filtro Anaerobio	
• Carga Masica	4 – 15 Kg DQO/m ³ * d
• Tr Hidráulico	0,75 – 3 d
• Tiempo arranque	30 – 60 d
Digestores de Lecho Fluidizado	
• Carga Masica	10 – 30 Kg DQO/m ³ * d
• Tr Hidráulico	0,5 – 2 d
• Tiempo arranque	60 – 90 d
• Velocidad ascensional	2,0 – 20 m ³ /m ² * h

4. Dimensionado de digestores

En el caso de digestión de fangos de plantas depuradoras urbanas, el diseño, debido a la gran experiencia existente, se lleva a cabo a partir del tiempo de retención.

En el capítulo correspondiente a tratamiento de lodos se indican los tiempos utilizados.

En el caso de aguas residuales industriales fuertemente cargadas, el diseño se lleva a cabo a partir de la carga orgánica que llega al digestor y la carga masica de diseño.

Para un agua residual, los kilos de DQO que llegan al mismo por día son los siguientes:

$$C.O. \text{ (Kg DQO/d)} = X \text{ (Kg DQO/m}^3\text{)} * Q \text{ (m}^3\text{/d)}$$

Siendo:

C.O.: Carga orgánica, KgDQO/d

X: Concentración de DQO en el agua, Kg/m³

Q: Caudal, m³/d

El volumen del digestor vendrá dado por:

$$\text{Vol (m}^3\text{)} = \text{C.O. (KgDQO/d)} / \text{CM (KgDQO / m}^3\text{*d)}$$

Donde:

Vol: volumen, m³

*CM: Carga másica, KgDQO/m³ * día*

CO: Carga orgánica, KgDQO/d

En aquellos digestores que la velocidad ascensional es crítica, la superficie vendrá dado por:

$$S \text{ (m}^2\text{)} = Q \text{ (m}^3\text{/d)} / V \text{ (m/h)} * 24$$

Donde:

S: superficie, m²

Q: caudal, m³/d

V: Velocidad ascensional, m/h

Y conocida la superficie se determina el diámetro del digestor.

El tiempo de retención hidráulico del agua en el digestor será:

$$\text{Tr (d)} = \text{VOL (m}^3\text{)} / Q \text{ (m}^3\text{/d)}$$

Siendo:

Tr: tiempo de retención hidráulico, d

Vol: volumen, m³

Q: caudal, m³/d

Para el cálculo del decantador de los digestores tipo de contacto, se seguirá el mismo procedimiento indicado en el capítulo de decantación, con los parámetros incluidos en las bases de diseño.

En el caso de los digestores con relleno plástico, la carga masica deberá ser indicada por el suministrador del relleno, pues va a depender del diseño del mismo.

5. Normas generales de diseño

5.1. Equipos utilizados en los procesos anaerobios

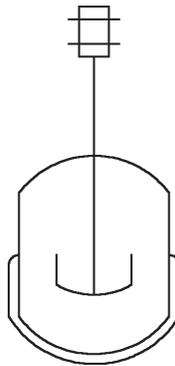
- **Digestores.** Los digestores son tanques cerrados, normalmente de forma cilíndrica, construidos en hormigón.

En los digestores la cubierta puede ser fija o bien disponer de una campana metálica flotante que sirva como gasómetro para la acumulación del gas.

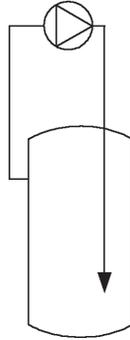
- **Agitación.** Para conseguir una buena digestión es preciso disponer de un sistema de agitación dentro del equipo que facilite la mezcla íntima entre el agua residual en la alimentación y la biomasa presente.

Entre los sistemas utilizados se encuentran:

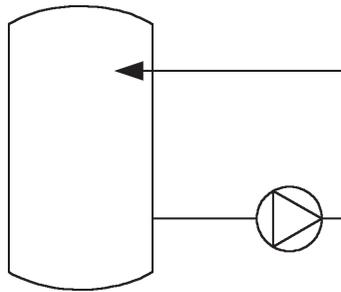
- Agitación mecánica. La potencia necesaria varía entre 5 y 10 CV por cada 1.000 m³ de digestor, dependiendo del diseño del suministrador del equipo de agitación.



- Recirculación del gas producido a través de lanzaderas situadas próximas a la solera del digestor. En este sistema el gas acumulado en la cúpula del digestor, es comprimido y descargado a través de una serie de tuberías.



- Recirculación del agua. Este sistema solo se utiliza en digestores de pequeño volumen.



El caudal de la bomba deberá permitir la renovación del volumen del digestor en un tiempo máximo de ocho horas.

- **Calefacción del digestor.** Para que el proceso se desarrolle en condiciones y velocidad adecuada, este se lleva a cabo a una temperatura entre 34 y 38°C, siendo preciso en consecuencia mantener esa temperatura en el digestor.

La forma de calentar un digestor se realiza:

- **Elevación de la temperatura del agua** de alimentación hasta la temperatura de operación.

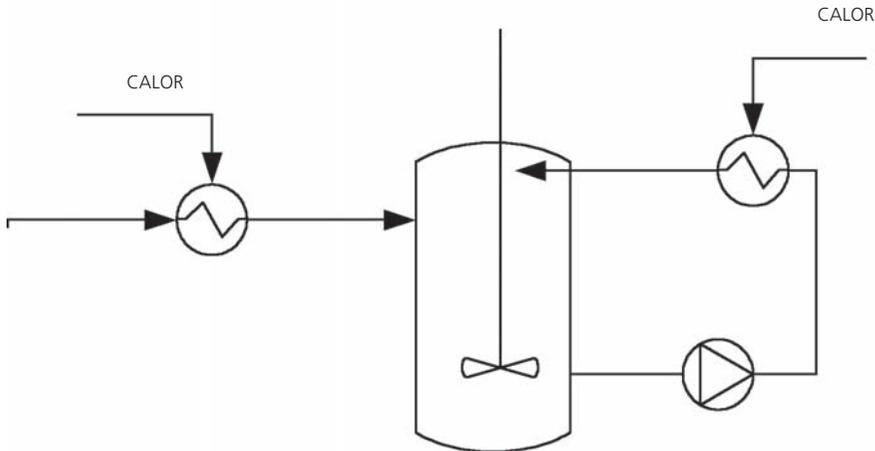
La cantidad de calor para calentar el agua es función del caudal y de la diferencia de temperatura entre el líquido y la temperatura de operación.

Para el calentamiento de la alimentación, se suelen utilizar intercambiadores de calor en espiral a contracorriente, denominándose intercambiador principal.

- **Compensar las pérdidas de calor** que se producen a través de las paredes del digestor, circuitos externos, etc...

El calor perdido a través de las paredes del digestor es función de su superficie, diferencia de temperatura entre el interior y exterior del equipo y del coeficiente de transmisión de calor de la pared.

Para compensar las pérdidas de calor a través del digestor se suelen utilizar intercambiadores de tubos a contracorriente, instalados en el circuito de recirculación del agua.



- **Circuito de gas.** El circuito de gas dispondrá de una antorcha o quemador de gas para la incineración del gas sobrante o aquel que no disponga de la calidad apropiada.

La capacidad de este equipo será como mínimo del doble de la producción de gas prevista y cumplirá todas las normas de seguridad y contaminación atmosférica.

Debido a que la producción de gas y el consumo no tienen lugar de forma constante, es preciso disponer de un almacenamiento de gas intermedio que permita adecuar en el tiempo la producción y la demanda.

Los gasómetros utilizados para almacenamiento del biogás pueden ser los propios digestores mediante campanas flotantes o bien externos ya sean de baja o media presión.

5.2. Recuperación energética en digestores

Como se ha indicado con anterioridad, en el proceso de tratamiento biológico por vía anaerobia se dan las dos características siguientes:

- *Para que el proceso tenga lugar a una velocidad adecuada es preciso trabajar a una temperatura de 34-38°C.*
- *El gas generado en la digestión tiene un poder calorífico de 5.000-5.500 Kcal/m³.*

De acuerdo con esto, la recuperación energética que tiene lugar en las plantas depuradoras se puede llevar a cabo de las siguientes formas:

- Combustión del gas en calderas para obtener el calor preciso para calentar el agua a la temperatura adecuada del proceso.
- En plantas muy grandes o con una generación de gas importante, utilización del gas en motores de combustión interna acoplados a un generador eléctrico, obteniendo una parte de la energía eléctrica precisa para la depuradora. En este caso los digestores se calientan mediante la recuperación del calor de los gases de combustión y del circuito de refrigeración de los motores.
- En los casos que se utilicen motogeneradores, igualmente será preciso la instalación de una caldera auxiliar que permita generar el calor preciso cuando dichos equipos estén fuera de servicio por mantenimiento, reparaciones, etc., así como para la puesta en marcha.
- La caldera utilizada para calentamiento de los diferentes circuitos, deberá disponer de quemadores para un combustible auxiliar, para aquellos casos que no se disponga de gas o este sea de baja calidad.

5.3. Otras normas generales de diseño

- Los digestores son tanques cerrados, cilíndricos contruidos generalmente en hormigón.

Si son de pequeño tamaño se pueden construir en acero al carbono, en este caso deberán disponer de aislamiento para evitar pérdidas importantes de calor.

- La solera tiene forma troncocónica, y la cubierta superior en forma de cúpula o como la solera troncocónica
- Los digestores generalmente se construye ligeramente enterrados en el suelo.

- La parte superior de los digestores debe impermeabilizarse interiormente con pintura epoxi, para evitar fugas de gas por los posibles poros del hormigón.
- El área de los digestores es zona clasificada eléctricamente al poder existir gases explosivos (metano), debiendo utilizar material antideflagrante.
- En zonas frías y una vez realizado el balance de calor correspondiente, en caso de no disponer de gas suficiente, el digestor debe ser aislado.
- Los digestores deben disponer de las conexiones precisas para instrumentación, alimentación, salida de agua en diferentes posiciones y gas, recirculación, extracción rápida, sifón de seguridad, sistema de agitación empleado, etc. Estas conexiones deben realizarse mediante pasamuros estancos.
- Dentro de los parámetros a controlar "in situ" en los digestores se encuentran entre otros el nivel de líquido, presión, temperatura y pH del agua, composición en metano del gas generado, etc. y en el laboratorio alcalinidad, ácidos volátiles, VSS, concentración de sólidos en suspensión, etc.
- Los digestores deberán disponer de una válvula de presión-vacío, para evitar sobrepresiones o vacío en su interior, lo que provocaría su rotura
- El gas debe ser lavado antes de su almacenamiento o empleo para eliminar partículas, vapor de agua, etc.
- En los digestores de fangos de las plantas depuradoras urbanas, junto con el metano se originan cantidades a nivel muy bajo de sulfhídrico, siendo preciso su eliminación antes de su empleo en motogeneradores.
- Antes de poner operativo un digestor es preciso llevar a cabo su inertización, mediante barrido con nitrógeno, para evitar la formación de mezclas explosivas metano-oxígeno.

Capítulo XV: Coagulación – Floculación

El proceso de decantación, consiste básicamente en la separación de los sólidos en suspensión presentes en el agua residual, basándose en la propiedad física de la diferencia de densidad entre las partículas a separar y el agua.

En las aguas residuales pueden existir una serie de partículas que por distintos motivos no es factible separarlas por decantación, debido a su pequeño tamaño, baja densidad o encontrarse cargadas eléctricamente formando coloides.

Igualmente en el proceso de flotación no es posible, además de los coloides, la separación de aquellas partículas de grasas o aceites que se encuentren en emulsión.

Con frecuencia los procesos de coagulación y floculación se confunden, utilizándose uno u otro término de forma indiscriminada, no obstante existe una clara diferencia entre ellos.

El proceso de coagulación es la reacción química que tiene lugar por la adición de determinados productos químicos a una dispersión coloidal, produciendo una desestabilización de las partículas coloidales o emulsionadas, mediante la neutralización de las cargas eléctricas que tienden a mantenerlas separadas.

La formación de partículas fácilmente sedimentables a partir de las partículas desestabilizadas de tamaño submicroscópico por agrupamiento entre ellas y formación de otras de mayor tamaño es lo que se denomina floculación.

Mientras que la coagulación es una reacción de tipo químico, siendo la fuerza primaria de tipo electrostático o interiónico, en el proceso de floculación predominan la formación de puentes o enlaces de tipo físico.

La utilización de un proceso de coagulación-floculación antes de la decantación primaria en una planta de tratamiento de aguas residuales urbanas da como resultado una mejora importante en el rendimiento del mencionado proceso, pudiéndose llegar hasta una eliminación próxima a un 90% de los sólidos en suspensión y de un 70 – 75% de DBO, frente a un 60 – 65% y 30 – 35% respectivamente en un proceso convencional.

A pesar de esta mejora en los resultados, no se utiliza debido a la problemática de preparación de reactivos, coste de los mismos y una mayor generación de lodos.

1. Objetivos del proceso de coagulación-floculación

El objetivo de los procesos de coagulación – floculación es la neutralización de las cargas eléctricas de los coloides y emulsiones presentes en el agua residual, seguido de un reagrupamiento de las partículas, de tal forma que sea factible su separación posterior ya sea por decantación o bien por flotación.

Es de indicar que en el proceso de coagulación – floculación, no tiene lugar separación alguna de contaminantes, sino una adecuación de determinadas partículas para que puedan ser separadas fácilmente a través de otros procesos instalados a continuación, como decantación o de flotación.

Las funciones más importantes del proceso de coagulación – floculación, son las siguientes:

- Neutralizar las cargas eléctricas presentes en partículas coloidales o emulsiones, eliminando las fuerzas de repulsión existentes al ser cargas del mismo signo y que impedían su decantación o flotación.
- Regrupación de partículas de tamaño muy pequeño en otras de mayor tamaño mas fácilmente decantables.

Las partículas de tamaño muy pequeño no decantan con facilidad, debido a las fuerzas de resistencia que se originan al atravesar las partículas el agua en su caída y la poca masa de que disponen, lo que llevaría a utilizar unas velo-

tidades o cargas hidráulicas muy bajas, y en consecuencia unos equipos muy grandes.

- Algunos compuestos orgánicos se eliminan en cantidades variables por adsorción sobre la superficie de los flóculos.
- Adecuar determinadas partículas para que sean eliminadas en procesos posteriores de decantación o flotación.

2. Fundamentos de los procesos de coagulación-floculación

2.1. Coagulación

El proceso de coagulación, como ya se ha indicado anteriormente, consiste básicamente en la neutralización de las cargas eléctricas de los coloides y emulsiones presentes en el agua residual, y que dan origen a unas fuerzas de repulsión, que impiden su separación a través de los procesos de decantación o flotación.

En el proceso de coagulación se consigue la desestabilización o neutralización de las cargas eléctricas presentes en los coloides y emulsiones mediante la dosificación de reactivos químicos y agitación vigorosa, para favorecer la mezcla rápida e íntima entre el agua residual y el reactivo en el menor tiempo posible y que se lleve a cabo la reacción correspondiente.

Cuando la superficie de una partícula adquiere carga eléctrica, algunos iones de carga contraria se adhieren a la superficie y quedan allí retenidos gracias a fuerzas electrostáticas y de Van der Waals. Alrededor de esta capa fija de iones, existe otra capa difusa, que no pueden formar capa compacta debido a la agitación térmica.

Si a un agua residual con materia coloidal se le hace pasar una corriente eléctrica continua, las partículas cargadas eléctricamente serán atraídas hacia uno u otro electrodo de acuerdo con el signo de su carga. Al potencial en la superficie de la nube se le denomina potencial zeta. El valor de este parámetro es limitado ya que varía según la naturaleza de los componentes de la solución.

Cuando se produce la neutralización de las cargas eléctricas por coagulación, el potencial zeta se anula.

El proceso de coagulación se puede realizar por tres vías diferentes:

- Adición de iones que se adsorban o reaccionen con la superficie del coloide y en consecuencia disminuyan su potencial. La dosificación de un electrolito fuerte da lugar a una mejor concentración iónica y en consecuencia a una disminución del potencial.
- Adición de un polielectrolito.

Los polielectrolitos se dividen en dos grandes familias, de acuerdo con su origen:

- Natural, como pueden ser el almidón, la celulosa y los alginatos, etc.
- Sintéticos, formados por monómeros simples que se polimerizan formando cadenas de muy alto peso molecular.

De acuerdo con la carga de los polímeros estos pueden ser aniónicos, catiónicos y no iónicos.

- Adición de sales metálicas:

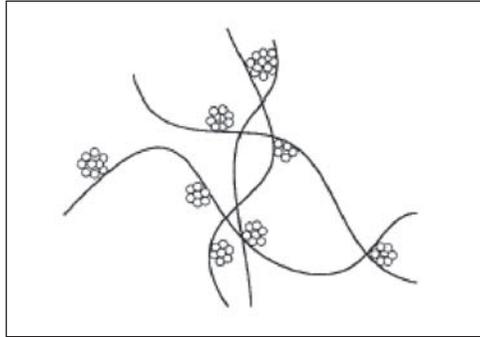
Cuando una sal metálica, fundamentalmente de aluminio o hierro se añade al agua, se originan una serie de reacciones de hidrólisis, formándose un conjunto de sustancias de tipo complejo de cargas multivalentes, que son los responsables del proceso de coagulación.

Los reactivos utilizados generalmente son sales metálicas de cationes con alta carga iónica, de tal forma que cuanto mayor sea la carga del catión y menor el radio iónico mejor será el rendimiento de la operación.

2.2. Floculación

Debido a que las partículas formadas en el proceso de coagulación son de un tamaño muy pequeño su decantación va a ser muy difícil debido a las bajas velocidades de decantación que precisan y a la resistencia que se origina a su paso a través de la masa de agua, siendo necesario su reagrupación en otras de mayor tamaño formando una especie de piña o ristra entre ellas que permita una mayor velocidad de decantación.

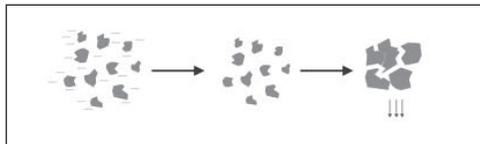
A este proceso de reagrupamiento de las partículas en otras de mayor tamaño se le denomina floculación.



FLÓCULO.

Los hidróxidos metálicos formados en el proceso de coagulación, y con una agitación suave, tienen tendencia a formar unos coágulos que adsorben las partículas en suspensión, formando unos flóculos de tamaño visible y con unas velocidades de decantación aceptables. Los mencionados flóculos son bastante higroscópicos, lo que da lugar a retenciones de moléculas de agua.

Para mejorar de forma notable la formación de flóculos es práctica habitual la dosificación de polielectrolitos orgánicos, consistentes en polímeros de alto peso molecular y larga cadena que fijan las partículas sólidas, formando unas nuevas partículas de mayor tamaño, compactas y fácilmente decantables.



FORMACIÓN DE UN FLÓCULO.

La floculación al no ser una reacción química, tiene lugar en el seno de una agitación moderada que no destruya los flóculos ya formados pero ponga en contacto las partículas con el reactivo, y mantenga los sólidos en suspensión.

2.3. Ensayos de laboratorio

En todos los procesos de coagulación-floculación, es preciso la realización de ensayos en laboratorio con el fin de determinar:

- Reactivos más adecuados.
- Dosis de coagulante.

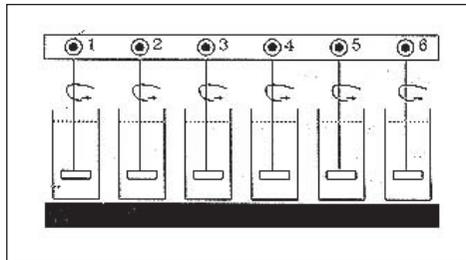
- Dosis de floculante.
- pH óptimo de operación.
- Tiempos de coagulación y floculación.
- Velocidad de sedimentación.
- Volumen de fangos formados.
- Calidad del agua sin tratar y tratada.

El modo de llevar a cabo estos ensayos de laboratorio, pueden ir desde la realización de una serie de ensayos tipo Jar-Test hasta la utilización de una unidad semi-piloto.

El ensayo de Jar-Test se realiza con un agitador múltiple en vasos de precipitados de 1 l en los que se dosifican los reactivos a probar con diferentes dosis y condiciones de operación como pH, nivel de agitación, tiempos de reacción, etc.

El equipo dispone de un variador de velocidad, lo que permite realizar la agitación rápida, lenta y decantación en el mismo recipiente.

Una vez decantada la muestra se sifona parte del sobrenadante para realizar los análisis correspondientes de sólidos en suspensión y comprobar el rendimiento del proceso.



Por otra parte cualquier variación en la composición de las aguas residuales, podrá alterar la eficiencia del proceso, debiéndose tener la facilidad de variar la concentración de dosificación en los equipos de la planta.

2.4. Reactivos utilizados

Los productos químicos normalmente utilizados para la coagulación son:

- Sales de aluminio fundamentalmente el sulfato de aluminio o policloruro de aluminio.

- Sales de hierro como el cloruro férrico, sulfato férrico y sulfato ferroso.
- Agente neutralizante. Con el fin de ajustar el pH de la coagulación al valor idóneo, así como neutralizar la acidez que producen las sales metálicas, se utiliza cal o hidróxido sódico.

En el caso de aguas muy alcalinas y que sea preciso bajar el pH, el reactivo a utilizar será ácido sulfúrico o clorhídrico.

2.4.1. Cloruro férrico FeCl_3

Comercialmente se suministra en forma sólida (cristalina o anhidra) o líquida con concentraciones del orden del 33 al 40%.

Debido a su carácter corrosivo e higroscópico es preciso mantenerlo en envases seguros y bien cerrados.

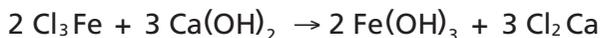
La reacción que tienen lugar entre el cloruro férrico y el agua es la siguiente:



Esto supone que el pH del agua disminuye, pudiendo llegar a que la mencionada reacción no se produzca o bien no tenga lugar de forma correcta al trabajar a un pH inadecuado.

En este proceso con el fin de ajustar el valor idóneo del pH se lleva a cabo la dosificación de un producto alcalino como puede ser sosa o cal.

La reacción en este último caso sería la siguiente:



El hidróxido férrico forma un flóculo de color pardo, gelatinoso.

El cloruro férrico tiene tendencia a dejar en el agua una tenue coloración de color amarillo-pajizo, por lo que no es recomendable su utilización en aguas potables, de aportación o recuperación.

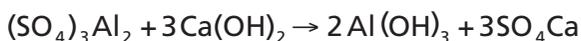
2.4.2. Sulfato de aluminio $(\text{SO}_4)_3\text{Al}_2$

En su forma comercial se le conoce igualmente con el nombre de sulfato de alumina, alumbre, o alumbre de filtro.

El producto comercial no tiene una fórmula exacta, variando el agua de hidratación entre 13 y 18 moléculas.

Igual que el Cl_3Fe se puede encontrar comercialmente en forma líquida con una concentración del 50% o bien en estado sólido.

Al precipitar el hidróxido de aluminio, al igual que ocurría con el cloruro férrico el agua se acidula, siendo necesario ajustar el pH mediante la dosificación de un reactivo alcalino.



Debido al carácter anfótero del hidróxido de aluminio, un exceso de alcalinidad puede producir su redisolución, por la formación del aluminato correspondiente que es soluble.

El sulfato de alúmina no transmite color al agua, al contrario de lo que ocurría con el cloruro férrico, por lo que es un producto idóneo en aguas potables o de aportación.

2.4.3. Sulfato férrico $\text{Fe}_2(\text{SO}_4)_3$

Es un sólido fácilmente soluble en agua y su eficacia es similar a la del Cl_3Fe . La utilización de uno u otro viene dada en gran medida por los aniones que acompañan al Fe^{3+} es decir, por la preferencia en cuanto al aumento de la concentración de sulfatos o cloruros en el agua a tratar.

La reacción que tiene lugar es similar a la del cloruro férrico y al igual que ocurría con dicho compuesto es preciso dosificar un reactivo alcalino para neutralizar la acidez que se origina.

Los coagulantes férricos, tanto del sulfato como del cloruro, tienen un amplio margen de pH para su utilización que va de 5 a 11, con un valor óptimo generalmente entre 7 y 8.

2.4.4. Sulfato ferroso Fe SO_4

Este compuesto es un subproducto obtenido en la fabricación de dióxido de titanio. Es un sólido verdoso en forma granular o cristalizada, fácilmente soluble en agua.

Con el fin de obtener la máxima eficiencia de este compuesto es preciso su oxidación a férrico por aireación. Esta oxidación a pH neutro es muy rápida.

Como en su forma de utilización es oxidado previamente a sulfato férrico, las reacciones que tienen lugar son las mismas que se han indicado con anterioridad.

2.4.5. Policloruro de aluminio

Se presenta comercialmente en varias composiciones y tiene la ventaja respecto al sulfato de alúmina de tener más porcentaje en peso de aluminio por producto dosificado.

Las reacciones son similares a las vistas anteriormente.

2.4.6. Polielectrolitos

Los polielectrolitos son polímeros orgánicos de alto peso molecular y largas cadenas, existiendo en el mercado una gran variedad de marcas que comercializan estos productos.

Las cantidades a utilizar en el proceso de floculación son generalmente bajas, variando entre 1 y 4 ppm, dependiendo de la concentración, tamaño y tipo de sólidos presentes en el agua residual.

2.5. Fases del proceso

La eliminación de sólidos en suspensión a través de un proceso de coagulación floculación se lleva a cabo en tres etapas que son las siguientes:

- *Dosificación al agua residual de determinados productos químicos en un reactor de mezcla vigorosamente agitado donde tiene lugar la neutralización de los coloides y emulsiones a través de una reacción de tipo químico, así como el ajuste del pH al valor óptimo del proceso.*
- *Formación de partículas o agregados de gran tamaño a partir de las partículas submicroscópicas procedentes de la coagulación, con el fin de obtener unas velocidades de decantación o flotación elevadas. Este proceso tiene lugar en un segundo reactor o floculador con tiempos de retención elevados y agitación suave que permita el contacto entre las partículas y el reactivo a la vez que evite la rotura de los flóculos ya formados.*
- *Decantación o flotación de los flóculos formados en la etapa anterior.*

3. Bases de diseño

3.1. Reactor de mezcla

Por tratarse de una reacción de tipo químico de primer orden, la misma tiene lugar de forma prácticamente instantánea, viniendo determinado el tiempo de re-

tención del sistema por el preciso para que el agua residual se mezcle perfectamente con el reactivo.

- *El tiempo de retención para una correcta coagulación, cuando se dispone de agitación vigorosa esta comprendido entre 2 y 3 minutos.*

Los reactores utilizados para llevar a cabo el proceso de coagulación, pueden ser de dos tipos:

Sección circular

En este caso el diámetro y altura del reactor tiene aproximadamente la misma dimensión.

Sección rectangular

Siendo los tres lados de las mismas dimensiones.

3.2. Floculador

Por tratarse de una adsorción de tipo físico, y ser precisa una agitación muy suave, el tiempo de retención en el floculador es superior al caso de la coagulación.

- *El tiempo de retención para floculación, cuando se dispone de una agitación suave, esta comprendido entre 20 y 30 minutos.*

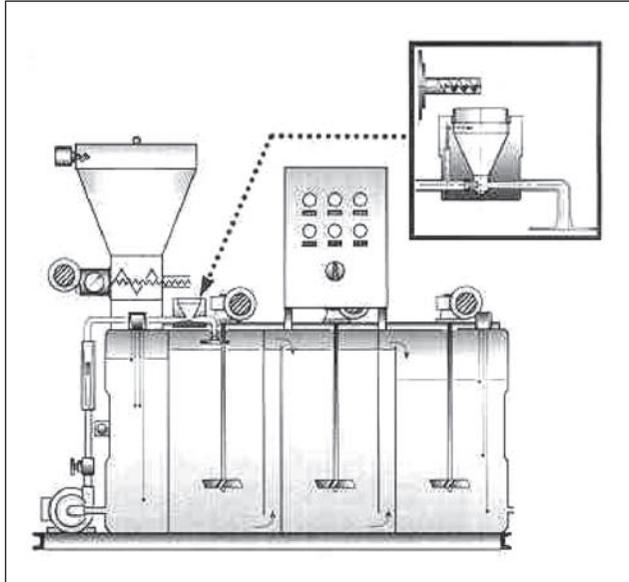
Los floculadores, al igual que los coaguladores son de dos tipos:

Sección circular

En este caso el diámetro y altura de las mismas dimensiones.

Sección rectangular

Siendo los tres lados de las mismas dimensiones.



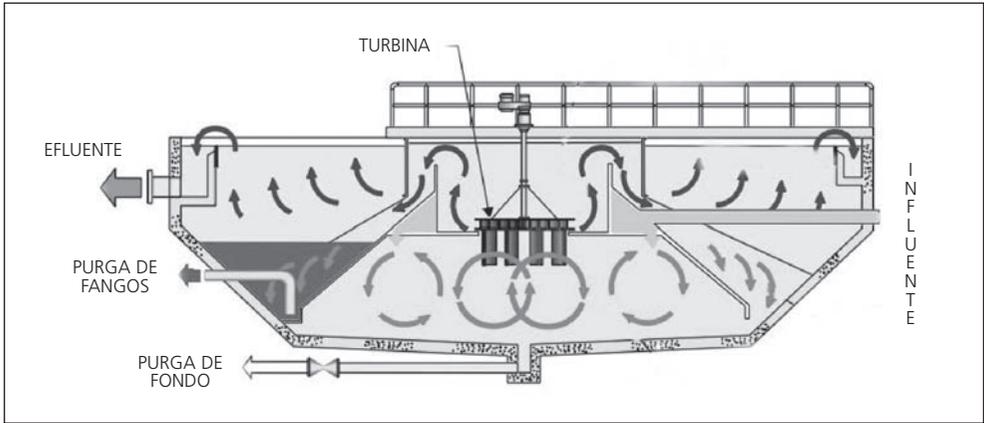
UNIDAD DE PREPARACIÓN DE POLIELECTROLITO.

3.3. Decantador

Los decantadores utilizados a continuación de un proceso de coagulación-floculación, son similares a los empleados en el tratamiento primario convencional.

Si la consistencia del flóculo es buena se puede ir a cargas hidráulicas mayores y por tanto decantadores de menor tamaño, con el consiguiente ahorro de inversión.

En algunas ocasiones y especialmente en potabilización de aguas se utilizan unos decantadores especiales que llevan integradas las cámaras de coagulación y floculación y además proporcionan una recirculación de fangos, ya que la existencia de flóculos ya formados, facilita la agrupación de nuevas partículas. En estas unidades la dosificación de reactivos químicos se suele llevar a cabo en línea.



CLARIFLOCULADOR.

3.4. Flotadores

Dependiendo del tipo de floculo formado, en ocasiones y como alternativa al proceso de decantación, la separación de los mismos puede llevarse mediante un proceso de flotación.

Este sistema es utilizado cuando el agua residual tiene en su composición grasas y aceites.

El proceso de flotación utilizado en este caso sería el de flotación con presurización de aire en la recirculación con el fin de evitar la rotura de los floculos ya formados y el emulsionado de las grasas y aceites desulsionadas previamente.

4. Dimensionado de equipos

4.1. Coagulador

El cálculo del volumen del coagulador, se lleva a cabo a partir del tiempo de retención del agua en el equipo.

El volumen del equipo vendrá dado por:

$$\text{Vol (m}^3\text{)} = \frac{Q(\text{m}^3/\text{h}) * \text{Tr (min)}}{60 \text{ h/min}}$$

Donde:

Q: caudal, m^3/h

Tr: tiempo de retención, min

Vol: volumen del equipo, m³

Este cálculo debe realizarse para el caudal medio y máximo, siendo los tiempos de retención a aplicar, para el caudal medio y máximo, los indicados anteriormente.

El volumen del reactor corresponderá con el mayor de los dos volúmenes obtenidos.

Si el equipo es de sección cuadrada, cada uno de los lados vendrá dado por:

$$L(m) = \sqrt[3]{Vol(m^3)}$$

Donde:

Vol: volumen del equipo, m³

L: lado del equipo, m

Y si la sección es de tipo circular, el diámetro será próximo a la altura, siendo en este caso:

$$H(m) = \sqrt[3]{\frac{Vol(m^3) * 4}{\pi}}$$

Donde:

H: altura del equipo, m

Vol: volumen del equipo, m³

A la altura calculada en cualquiera de ambas opciones, habrá que incrementarla en 40 / 50 cm para evitar las salpicaduras debidas a la agitación vigorosa.

4.2. Floculador

El cálculo del volumen del floculador, se determina a partir del tiempo de retención del agua en el equipo.

El volumen del equipo será:

$$Vol(m^3) = \frac{Q(m^3/h) * Tr(min)}{60 h/min}$$

Donde:

Q: caudal, m^3/h

Tr: tiempo de retención, *min*

Vol: volumen del equipo, m^3

Al igual que en el cálculo del coagulador, el volumen debe determinarse para el caudal medio y máximo.

El volumen del floculador corresponderá con el mayor de los volúmenes determinados.

Los tiempos de retención se encuentran dentro del rango indicado en las bases de diseño, aunque en este caso si las pruebas de laboratorio han demostrado una buena formación de flóculos, los tiempos a utilizar se pueden reducir.

Si el equipo es de sección cuadrada, cada uno de los lados vendrá dado por:

$$L(m) = \sqrt[3]{Vol(m^3)}$$

Donde:

Vol: volumen del equipo, m^3

L: lado del equipo, *m*

Y si la sección es de tipo circular, el diámetro será próximo a la altura, siendo en este caso:

$$H(m) = \sqrt[3]{\frac{Vol(m^3) \times 4}{\pi}}$$

Donde:

H: altura del equipo, *m*

Vol: volumen del equipo, m^3

A la altura calculada en cualquiera de ambas opciones, habrá que incrementar-la en 20 / 30 cm para evitar las salpicaduras debidas a la agitación del agua.

5. Normas generales de diseño

- La agitación en la coagulación se puede llevar a cabo mediante agitadores mecánicos vigorosos o bien por inyección de aire con difusores de burbuja

media o gruesa. En este último caso el aire preciso es del orden de 1 a 1,5 m³ aire /m³ *h

- Si se adopta un coagulador de sección cilíndrica, es preciso la instalación de cortacorrientes, para disminuir el efecto de vórtice generado por el agitador, lo que conllevaría a una pérdida de energía por arrastre del agua.
- Los cortacorrientes en estos reactores, se suelen poner en número de tres o cuatro y su anchura esta comprendida entre el 5 y 10% del diámetro del tanque.
- Debe de tenerse en cuenta que en el proceso de coagulación pueden tener lugar precipitaciones de tipo secundario, correspondiente a compuestos presentes en el agua residual, como pueden ser fosfatos, carbonatos, etc. produciendo la precipitación de los compuestos insolubles correspondientes, que conllevan unos consumos extra de reactivos y una mayor producción de fangos sobre los teóricamente previstos.
- En el caso de utilizar cal como agente neutralizante, al tratarse de una reacción de tipo sólido - líquido los tiempos de retención deben incrementarse, al ser la velocidad de reacción considerablemente menor.
- La agitación en la floculación se puede llevar a cabo mediante agitadores de baja velocidad o bien por inyección de aire con difusores de burbuja media. En este último caso el aire preciso es del orden de 0,5 a 0,75 m³ aire /m³ *h
- En el caso de utilizar agitación mecánica, es importante disponer de un variador de velocidad en el proceso de floculación con el fin de ajustar la velocidad según el tipo de flóculo formado.
- La alimentación y la salida deben situarse en posiciones opuestas.
- Tanto el coagulador como el floculador, suelen sobredimensionarse entre un 15 – 20% del volumen teórico obtenido por cálculo.

Capítulo XVI: Neutralización

Un gran número de aguas residuales industriales contienen en su composición compuestos ácidos o alcalinos que deben ser neutralizados o ajustado su valor de pH antes de su vertido al cauce receptor o bien antes de cualquier tratamiento biológico posterior.

En el primer caso, el ajuste del pH tendrá que estar comprendido entre los límites marcados por la legislación aplicable al vertido, mientras que en el segundo el sistema habrá de ser ajustado a unos valores de pH comprendidos entre 7,0 y 8,0 con el fin de asegurar una actividad biológica en óptimas condiciones.

Por tratarse la neutralización de una reacción química, el proceso tiene lugar de forma muy rápida, precisándose unos tiempos de retención mínimos, ahora y siempre que se disponga de una agitación enérgica que permita que el reactivo y el agua residual entren en contacto en el menor tiempo posible.

En el caso de aguas residuales urbanas, por tener estas un pH comprendido entre 7,5 y 7,6, no es preciso su ajuste, siendo el mencionado valor óptimo para el desarrollo de los procesos de tipo biológico a que serán sometidas.

1. Objetivos del proceso de neutralización

El objetivo del proceso de neutralización, es ajustar el valor de pH del agua residual, de tal forma que esta pueda ser vertida a colector o cauce publico dentro del rango exigido por la normativa legal aplicable, o bien su adecuación a tratamientos posteriores, fundamentalmente los procesos biológicos.

Entre las funciones más importantes asignadas al proceso de neutralización, se encuentran:

- Ajustar los valores del pH del agua residual a los autorizados en el vertido.
- Ajustar los valores de pH a los precisos para tratamientos posteriores.
En el caso de los procesos biológicos, el rango de pH debe encontrarse entre 7,0 y 8,0.
- Evitar ataques químicos, fundamentalmente de las aguas ácidas a las estructuras metálicas, equipos, obra civil, etc. que componen la depuradora.
- Ajustar los valores de pH a los idóneos de otros procesos químicos, como coagulación, precipitación, redox, etc.

2. Fundamentos del proceso de neutralización

Los procesos de neutralización, son reacciones químicas en las cuales un agua ácida reacciona con un reactivo alcalino o bien un agua alcalina reacciona con un reactivo ácido, dando como resultado la sal correspondiente y agua, de tal forma que el pH final del agua residual este dentro del rango previsto.

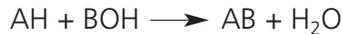
Los compuestos ácidos se caracterizan porque en disolución liberan protones



y los alcalinos por generar grupos hidroxilo



de tal forma que en una reacción de neutralización ocurre:



Un concepto fundamental en estos procesos es el de pH, que representa el logaritmo de la concentración (moles/litro) de protones cambiada de signo.

$$pH = - \log [H^+]$$

igualmente es importante el pOH, siendo en este caso el logaritmo de la concentración (moles/litro) de grupos hidroxilo cambiado de signo.

$$pOH = - \log [OH^-]$$

debido a que la constante de ionización del agua es:

$$[\text{H}^+] \times [\text{OH}^-] = 10^{-14}$$

resultará que:

$$\text{pH} + \text{pOH} = 14$$

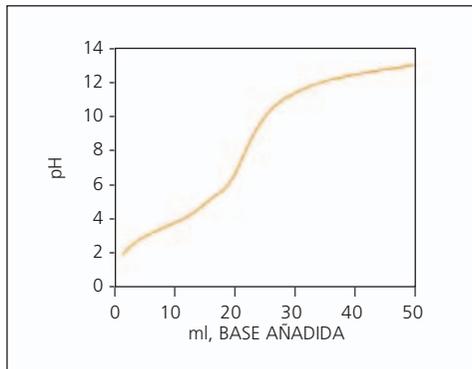
de tal forma que un agua es neutra cuando:

$$[\text{H}^+] = [\text{OH}^-] = 10^{-7}$$

o lo que es lo mismo:

$$\text{pH} = \text{pOH} = 7$$

Si un agua es ácida, significa que tiene un exceso de protones y será preciso la dosificación de una base para su neutralización. En el caso de aguas alcalinas lo que existe es un exceso de grupos hidroxilo, necesitando en este caso la dosificación de un ácido.



CURVA DE VALORACIÓN TÍPICA DE ÁCIDO FUERTE CON BASE FUERTE.

2.1. Ensayos de laboratorio

Debido a la posibilidad de formación de tampones a lo largo de la neutralización o bien reacciones secundarias no previstas, es preciso el realizar una serie de ensayos de laboratorio previos al diseño.

Entre los parámetros a determinar en los ensayos de laboratorio. se encuentran:

- Dosis del agente neutralizante.
- Tiempos de retención reales.
- Posible generación de precipitados en la neutralización y volumen de fangos formados.
- Calidad del agua a tratar y tratada.

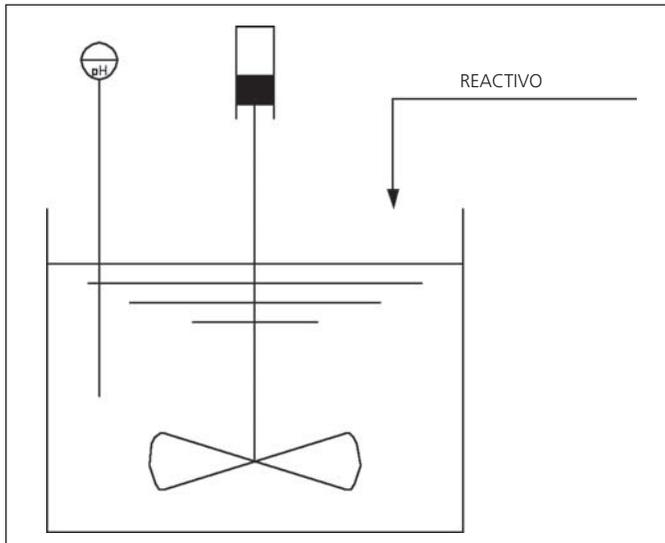
2.2. Forma de operación

2.2.1. Procesos por cargas

En aquellos casos en que la generación de aguas residuales sea discontinua y se trate de pequeños volúmenes, es posible llevar a cabo el proceso de neutralización por cargas.

Dicho proceso consiste básicamente en acumular el agua residual a tratar en un tanque debidamente agitado. Una vez lleno el tanque y mediante un sistema de control de pH comienza la dosificación del agente neutralizante correspondiente, hasta conseguir el valor adecuado de este parámetro.

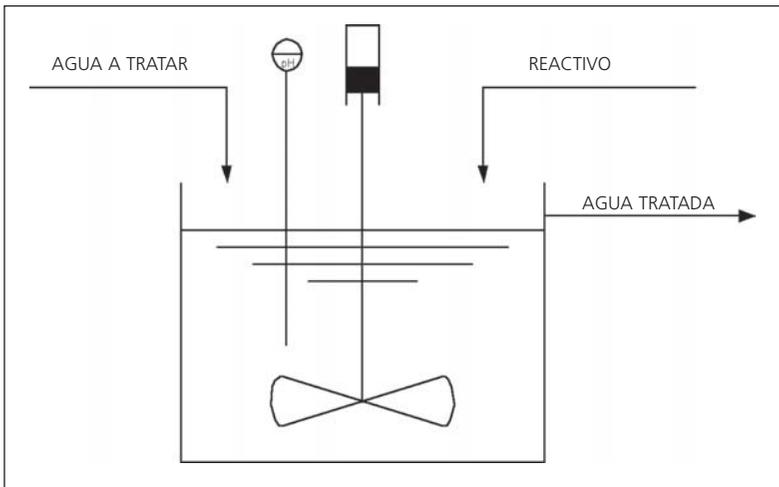
En este caso el sistema de control puede ser todo-nada actuando sobre una bomba dosificadora, o sobre una válvula automática.



2.2.2. Proceso continuo

Cuando se trata de caudales altos, el proceso de neutralización debe ser llevado a cabo de forma continua.

Si las variaciones de caudal o composición son importantes, se hace preciso utilizar una balsa o tanque de homogeneización y regulación del caudal previo al proceso de tratamiento.

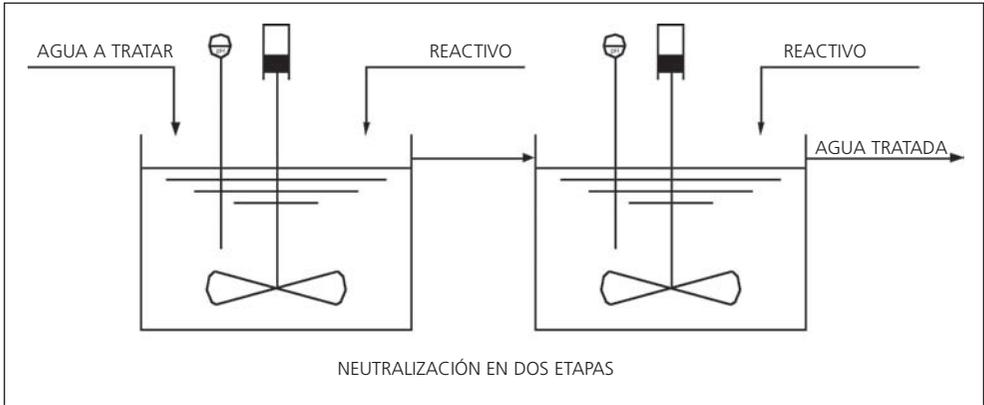


Con esta forma de operación, el agua residual está entrando de forma continua en el reactor en el que está instalado un sistema de control de pH que comanda la cantidad de reactivo preciso a dosificar, actuando sobre la bomba dosificadora correspondiente, siendo la cantidad de reactivo añadido en función de la desviación del punto de consigna preestablecido.

2.2.3. Proceso en dos etapas

Debido a la variación logarítmica del valor del pH, cuando su valor es muy elevado o muy bajo, puede ser preciso llevar a cabo la operación en dos etapas de tal forma que el ajuste del pH se realiza de forma escalonada a través de ellas.

En la neutralización con un ácido (o base) fuerte, un tanque agitado será suficiente si el pH del agua está comprendido aproximadamente entre tres-cuatro (diez-once), y dos tanques en serie para pH más extremos.



2.3. Reactivos utilizados

Los reactivos a utilizar son ácidos o bases fuertes, que se caracterizan por encontrarse totalmente disociados en disoluciones diluidas, favoreciéndose así la reacción.

Los cuatro compuestos generalmente utilizados como reactivos químicos en los procesos de neutralización son: cal y sosa como alcalinos y sulfúrico y clorhídrico como ácidos, debido fundamentalmente a los siguientes factores:

- Facilidad de manejo.
- Bajo precio.
- Inocuidad de los productos finales de la reacción.
- Los cationes o aniones que quedan en el agua carecen de toxicidad.

En determinadas ocasiones se pueden utilizar otros compuestos como puede ser anhídrido carbónico, carbonato sódico, caliza, etc.

2.3.1. Cal

La cal comercial existente en el mercado, procede de la calcinación de la calcita o de la dolomita.

La cal de procedencia dolomítica se caracteriza por la presencia de óxido de magnesio en elevado porcentaje, no siendo recomendable su empleo en los sistemas de neutralización, debido a la baja velocidad de reacción, lo que da lugar a tiempos de reacción más elevados que con cal de procedencia de calcita lo que redundaría en la utilización de equipos de mayor tamaño.

En el caso de utilizar cal procedente de dolomita, por ser la existente en la zona, será preciso aumentar el tiempo de retención en el reactor, con el fin de compensar su menor velocidad de reacción.

La solubilidad de la cal en el agua a 10°C es de 1,131 g / l, aumentando a medida que aumenta la temperatura. Debido a esta baja solubilidad, la dosificación se lleva a cabo en consecuencia en forma de sólido en suspensión, denominada lechada.

Hay que tener en cuenta la posible formación de precipitados de sales de calcio, debido a la gran cantidad de aniones que precipitan con la misma, como fosfatos, sulfatos, carbonatos, etc.

La cal comercial existente en el mercado tiene una riqueza próxima al 92%, siendo las impurezas principales arcilla y arena. En el caso de que tenga un alto contenido en arena, se van a originar problemas de abrasión en equipos de dosificación, líneas, etc.

2.3.2. Sosa cáustica

Este es otro de los agentes neutralizantes de tipo alcalino muy usados en los procesos de neutralización, debido fundamentalmente a su elevada velocidad de reacción, lo que redundaría en equipos más pequeños, así como su gran solubilidad en agua, lo que permite su dosificación en forma líquida a cualquier concentración, siendo en consecuencia su dosificación mucho más simple que en el caso de la cal.

El precio de este compuesto, así como las precauciones de su manejo por las quemaduras que ocasiona en contacto con la piel, son los dos factores más negativos de su utilización.

Igualmente en zonas frías, puede dar lugar a su cristalización.

Los compuestos que se forman en las reacciones de neutralización con sosa son solubles al ser sales de sodio, lo que puede suponer no precisar decantación posterior.

2.3.3. Ácido sulfúrico

El ácido sulfúrico diluido es el compuesto químico más utilizado en la neutralización de aguas residuales alcalinas, debido a su bajo precio, no ser corrosivo concentrado, velocidad de reacción elevada, y que las sales formadas en la

reacción de neutralización son inocuas. El ácido sulfúrico comercial tiene una concentración del 98%.

2.3.4. Otros reactivos ácidos

Ácido clorhídrico

El ácido clorhídrico comercial es más caro y corrosivo en concentrado que el ácido sulfúrico.

Por otra parte, en la dilución del ácido clorhídrico se desprenden gases tóxicos.

La concentración del ácido clorhídrico comercial es próxima al 35%.

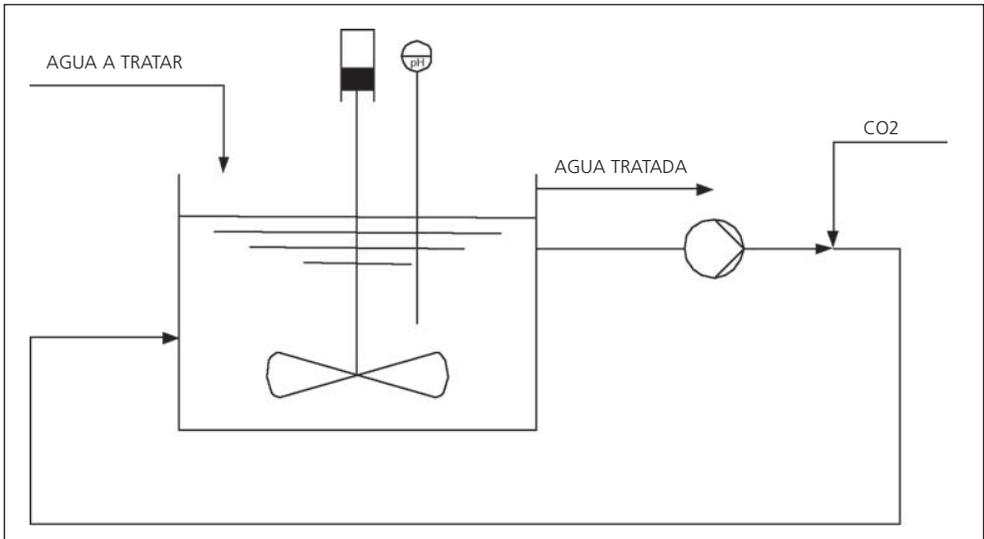
Anhídrido carbónico

Se utiliza en algunas ocasiones y en ciertos casos tiene la ventaja de encontrarse disponible como subproducto de una combustión o reacción.

La reacción que tiene lugar es la siguiente:



Para aplicarlo se burbujea en forma gaseosa a través de difusores en el reactor, o por inyección en la descarga de la bomba de recirculación, siendo su velocidad de reacción rápida.



NEUTRALIZACIÓN CON CO₂.

Entre las características más importantes que presenta este reactivo se encuentran:

- Utilización de un reactivo seguro.
- Un exceso de reactivo no va a acidular el agua de forma notoria.
- Precisa tanques de almacenamiento de producto y el sistema de dosificación es más complejo.

2.3.5. Otros reactivos alcalinos

Carbonato sódico

Este compuesto generalmente no es utilizado, excepto en algún caso concreto en que el ajuste de pH sea del orden de una o dos unidades y al igual que en el empleo de caliza se producirá en la reacción desprendimientos de CO_2 .

Su manejo es sumamente fácil, tanto en estado sólido como en disolución, siendo su precio superior a la cal.

La solubilidad en agua es buena, pudiendo dar reacciones de precipitación secundarias por formación de carbonatos insolubles.

Caliza

Es el más barato de los agentes neutralizantes alcalinos, aunque su utilización tiene serias limitaciones.

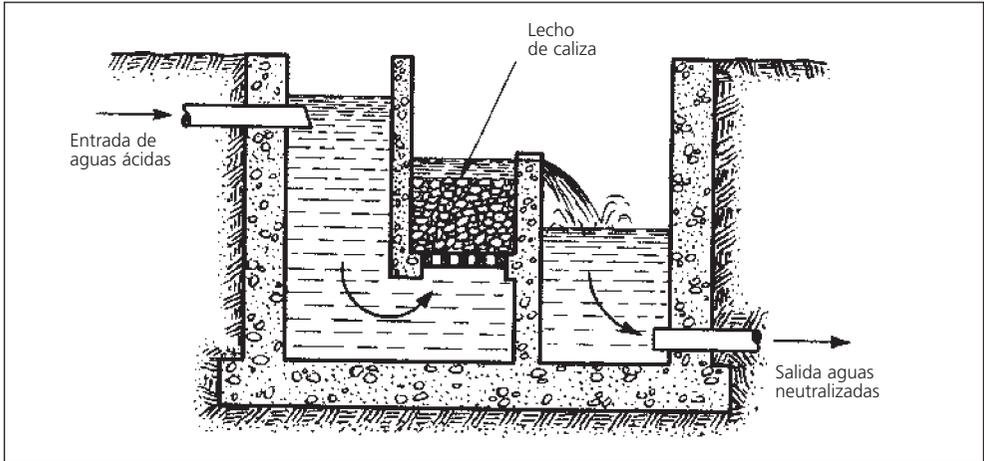
La forma de utilización es por el paso del agua a neutralizar a través de un lecho de este reactivo, siendo el tiempo de retención elevado.

La caliza debe tener un tamaño que permita la circulación del agua a neutralizar a través del lecho.

En la reacción se desprenderá anhídrido carbónico y en la neutralización de aguas conteniendo restos de ácido sulfúrico, fosfórico, fluorhídrico etc., se formarán sales insolubles de calcio sobre la superficie de la caliza, que es preciso eliminar con el fin de que la reacción continúe.

Igual que con el empleo del carbonato sódico, se pueden formar reacciones secundarias de precipitación. Debe tenerse en cuenta las impurezas que lleva consigo la caliza, entre otras la presencia de arena.

Este reactivo suele utilizarse en la neutralización de aguas ácidas de drenaje de minas.



ESQUEMA DE NEUTRALIZACIÓN CON CALIZA.

2.4. Equipos utilizados

El proceso de neutralización se lleva a cabo en una balsa ó reactor de neutralización, de forma cúbica ó cilíndrica, del mismo tipo y forma que los empleados en el proceso de coagulación.

El volumen del reactor de neutralización dependerá de la velocidad de reacción y en consecuencia del agente neutralizante utilizado, de tal forma que con ácidos o bases fuertes en disolución la reacción es prácticamente instantánea, y que con un tiempo de retención bajo es suficiente.

En el diseño de tanques de neutralización debe tenerse muy en cuenta que un tiempo de residencia bajo da lugar a que el pH final de la reacción sea diferente del de salida del reactor, debido a la continuación del proceso fuera del equipo y en consecuencia sin control. Este fenómeno es típico cuando se utilizan tiempos de retención cortos y el agente neutralizante es cal o ácidos y bases débiles.

Con el fin de conseguir una homogeneización total y en consecuencia una neutralización en el menor tiempo posible, es preciso producir en el tanque una agitación vigorosa, pudiendo llevarse a cabo mediante difusores de aire, ó bien con el empleo de un agitador de alta velocidad.

La dosificación del agente neutralizante debe llevarse a cabo de forma automática, mediante control de pH que envíe una señal a una bomba dosificadora o a una válvula automática.

3. Bases de diseño

Por tratarse de una reacción de tipo químico, el tiempo de retención es bajo.

- *El tiempo de retención cuando se utilicen como reactivos ácidos o bases fuertes y dosificados diluidos esta comprendido entre 2 y 3 minutos.*
- *Cuando como agente neutralizante se emplee lechada de cal los tiempos de retención deben incrementarse hasta 5 a 10 minutos.*
- *En el caso de la cal sea de procedencia dolomítica los tiempos de retención a utilizar variaran entre 10 y 15 minutos.*
- *Utilizando cal en polvo directamente, es habitual emplear unos tiempos entre 15 y 20 minutos.*
- *Agitación vigorosa, con las mismas características indicadas para coagulación.*

Los factores a tener en cuenta antes de dar comienzo el diseño de un sistema de neutralización, son entre otros:

- *Análisis del agua (Acidez / Alcalinidad). La determinación del pH no es suficiente por la posible formación de tampones.*
- *Efectos sinérgicos entre diferentes corrientes. Presencia de aguas ácidas y alcalinas en una misma instalación industrial.*
- *Variaciones de caudal.*
- *Valor final del pH necesario, de acuerdo con los procesos posteriores a utilizar o bien la normativa legal vigente aplicable al vertido.*
- *Agente neutralizante a utilizar, consumo del mismo, coste y facilidad de manejo y suministro.*
- *Sistema de dosificación del reactivo a utilizar y control.*
- *Reacciones secundarias previsible.*

Los reactores utilizados pueden ser de dos tipos:

Sección circular

En este caso el diámetro y la altura son aproximadamente de las mismas dimensiones.

Sección rectangular

Siendo los tres lados de las mismas dimensiones

4. Dimensionado de equipos

El cálculo del volumen del reactor de neutralización, vendrá dado por:

$$\text{Vol (m}^3\text{)} = \frac{Q(\text{m}^3/\text{h}) * T_r \text{ (min)}}{60(\text{h/min})}$$

Donde:

Vol: volumen, m³

Q: caudal, m³/h

T_r: tiempo de retención, min

Este cálculo deberá llevarse a cabo para el caudal medio y máximo, siendo los tiempos de retención dependientes del tipo de reactivo a utilizar como se ha indicado con anterioridad y dentro de los rangos indicados en las bases de diseño.

El volumen del reactor adoptado corresponderá con el mayor de los dos volúmenes determinados.

Si el equipo es de sección cuadrada, cada uno de los lados vendrá dado por:

$$L \text{ (m)} = \sqrt[3]{\text{Vol(m}^3\text{)}}$$

siendo:

L: lado del equipo, m

Y si la sección es de tipo circular, el diámetro será próximo a la altura, siendo en este caso

$$H \text{ (m)} = \sqrt[3]{\frac{\text{Vol (m}^3\text{)} * 4}{\pi}}$$

siendo:

H: altura del equipo, m

A la altura en ambos casos habrá que incrementarla en 40 - 50 cm para evitar las salpicaduras debidas a la agitación violenta.

5. Normas generales de diseño

- Los reactivos deben dosificarse diluidos con el fin de controlar fácilmente la reacción. Las concentraciones habituales de dosificación oscilan entre el 5 y el 15%.
- Estos procesos deben realizarse en automático, con el fin de garantizar la calidad del efluente final del proceso, así como que se ajusten automáticamente ante variaciones en la composición del agua de entrada.
- Los tiempos de retención, como ya se ha indicado con anterioridad, van a depender del tipo de reactivo utilizado.
- La agitación en la neutralización se puede llevar a cabo mediante agitadores mecánicos vigorosos o bien por inyección de aire con difusores de burbuja media o gruesa.
- Si se adopta un reactor de neutralización de sección cilíndrica, es preciso la instalación de cortacorrientes, para disminuir el efecto de vórtice generado por el agitador. Los cortacorrientes, se suelen poner en número de tres o cuatro y su anchura esta comprendida entre el 5 y el 10% del diámetro del tanque.
- Con el fin de garantizar el proceso en todas las circunstancias, un sobredimensionado del reactor en un 15-20% es practica habitual.
- La alimentación y la salida deben encontrarse en posiciones opuestas.
- Es de gran importancia tener en cuenta que la variación del pH es una función logarítmica.
- En aquellos casos en que se utilicen grandes cantidades de cal en la neutralización, la dosificación puede llevarse a cabo directamente en forma sólida, precisando en estos casos de un mayor tiempo de retención.
- La reacción de la cal con un gran número de aniones puede dar origen a sales insolubles, como pueden ser carbonatos, fosfatos, sulfatos, fluoruros, etc. lo que obligará a realizar una decantación posterior para la eliminación de los sólidos en suspensión que se originen.

Capítulo XVII: Precipitación

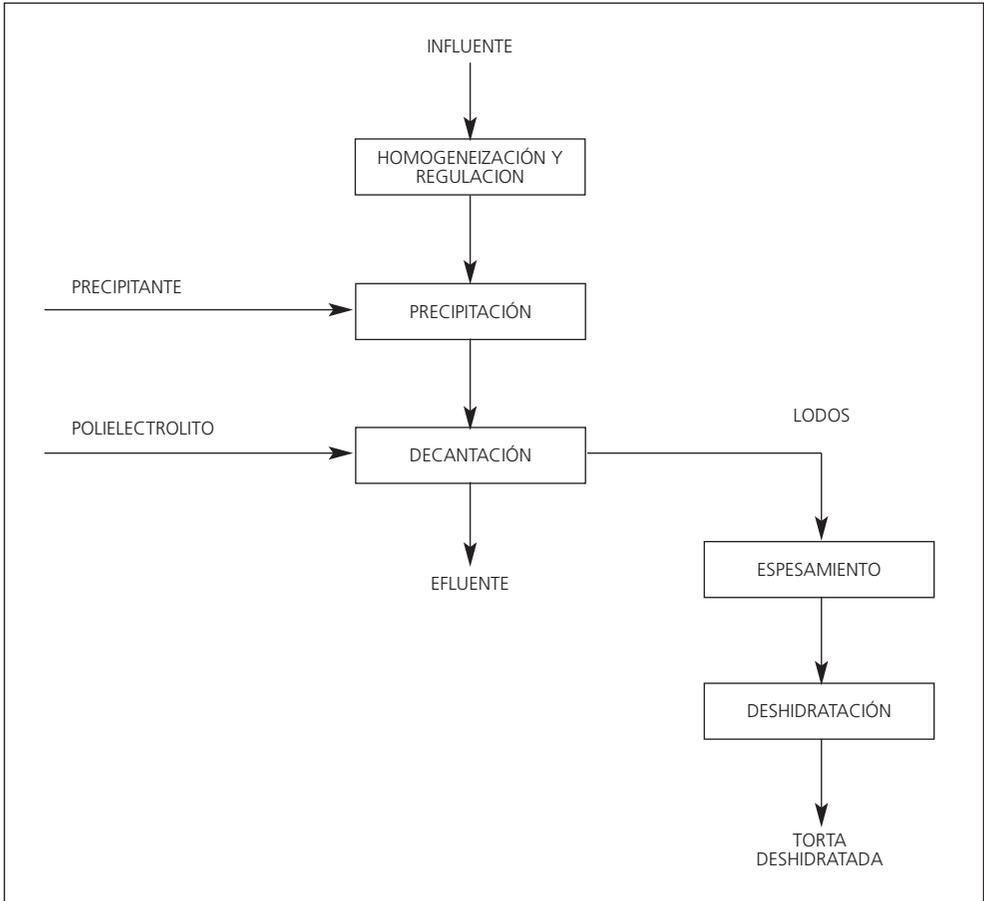
En este tipo de proceso se va a dosificar un reactivo químico determinado al agua residual de tal forma que como consecuencia de la reacción química se produzcan compuestos o sales insolubles del contaminante que se pretende eliminar, y puedan ser separados posteriormente del agua por decantación.

Una de las aplicaciones más importantes de los procesos de precipitación en el tratamiento de aguas industriales, es la eliminación de metales pesados, como pueden ser cromo trivalente, plomo, cadmio, cobre, etc., debido a la gran toxicidad que presentan por los procesos de bioacumulación que tienen lugar a lo largo de la cadena alimenticia y a los gravísimos trastornos que pueden producir a la salud humana.

Este tipo de procesos, son prácticamente exclusivos de aplicación en algunas aguas industriales.

En estos procesos es aconsejable la utilización de una balsa de homogeneización y regulación del influente, con el fin de laminar tanto el caudal como la composición y conseguir que el proceso de precipitación funcione correctamente. Igualmente es imprescindible la segregación de las aguas contaminadas por estos compuestos del resto de corrientes.

Su aplicación en aguas residuales urbanas se limita a la eliminación de fosfatos en las plantas que viertan a zonas sensibles y requieran la eliminación de dicho contaminante.



ESQUEMA DEL PROCESO DE PRECIPITACIÓN.

1. Objetivos del proceso de precipitación

El objetivo del proceso de precipitación, es la eliminación del agua residual de un contaminante o grupo de contaminantes que se encuentren disueltos en el agua, mediante la dosificación de un reactivo químico, que produzca un compuesto insoluble, fácilmente separable posteriormente por decantación.

Entre las funciones de las reacciones de precipitación en el tratamiento de aguas residuales, se encuentran:

- Eliminar de las aguas residuales determinados iones que se encuentran disueltos en el agua residual.

- Adaptar la calidad del agua residual a la normativa legal en el vertido.
- Eliminación de determinados iones presentes en el agua residual y que podrían conllevar toxicidad o inhibición de los procesos biológicos posteriores.

2. Fundamentos del proceso

Las reacciones de precipitación, se basan en la dosificación al agua residual a tratar de un determinado compuesto químico, de tal forma que reaccione con determinados iones presentes en la misma, formándose un nuevo compuesto que sea insoluble en el agua y en consecuencia se genere un precipitado o sólido en suspensión, eliminable posteriormente por decantación.

2.1. Ensayos de laboratorio

Dado lo complejo de la composición de un agua residual, así como las variaciones de pH, presencia de otros compuestos, etc., es muy difícil establecer a priori los consumos reales de reactivos a utilizar, siendo preciso en todos los casos el realizar ensayos de laboratorio para su definición y poder diseñar correctamente tanto los reactores de precipitación, como los sistemas de dosificación y de eliminación de los sólidos generados instalados a continuación.

Los factores a tener en cuenta para los ensayos de laboratorio, son entre otros:

- Análisis del agua, principalmente de los iones a eliminar.
- Reactivos a utilizar.
- Dosis de reactivos.
- Tiempos de retención reales.
- Generación de precipitados y volumen de fangos formados
- Calidad del agua a tratar y tratada
- Características de decantación de los sólidos formados, así como necesidad de floculación, reactivos, dosis y condiciones de este proceso.
- Valor del pH óptimo de la precipitación.
- Reacciones secundarias que puedan tener lugar.

Los reactivos químicos a utilizar por lo indicado anteriormente va a depender del tipo del ion o conjunto de iones a eliminar.

Para la determinación de los mismos se deberá tener en cuenta:

- Los nuevos iones que se introduzcan en el agua a tratar deberán ser inocuos, no produciendo en consecuencia ningún otro tipo de contaminación.
- El producto de solubilidad de la sal formada debe ser lo más bajo posible, con el fin de que la concentración final del contaminante a eliminar sea la mínima.
- Facilidad de manejo.
- Facilidad de compra y suministro.
- Ausencia o mínimas reacciones secundarias.
- Generación de lodos, tanto en la reacción principal como en las secundarias que se pudiesen producir.

2.2. Reacciones típicas de precipitación

Las reacciones de precipitación utilizadas en el tratamiento de algunas aguas industriales, son muy variadas.

A continuación se indican algunas de las más conocidas.

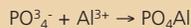
2.2.1. Precipitación de fosfatos

Como se ha indicado con anterioridad, este compuesto es eliminado no sólo en algunas plantas industriales, sino también en aquellas plantas depuradoras urbanas que viertan a zonas sensibles.

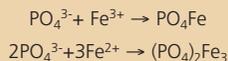
Los compuestos de fósforo, presentes en el agua residual urbana, proceden fundamentalmente de la orina y heces humanas, de los detergentes, y en menor escala, de compuestos utilizados en prevención de la corrosión e incrustación en circuitos de agua, encontrándose en diferentes formas químicas, como polifosfatos, ortofosfatos, compuestos orgánicos de fósforo, etc.

La precipitación de fosfatos puede llevarse a cabo con gran variedad de iones, aunque desde el punto de vista práctico los únicos utilizados son sales de aluminio, hierro y calcio.

La reacción con sales de aluminio es:

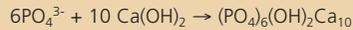


Las reacciones con sales de hierro, tanto ferrosas como férricas son:

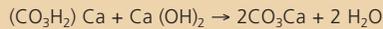


Las sales normalmente utilizadas son los sulfatos y cloruros tanto de aluminio como de hierro.

Cuando el ión precipitante es cal, el producto final de reacción es hidroxiapatito de acuerdo con la siguiente reacción:



Ahora bien, al añadir cal al agua, los iones calcio reaccionarán con la alcalinidad del agua debido a los bicarbonatos para precipitar carbonato cálcico según la reacción:



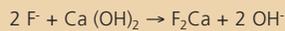
Una vez agotada la precipitación del carbonato, los iones calcio en exceso reaccionarán con el fosfato, por lo tanto la cantidad de cal precisa dependerá de la alcalinidad del agua y de los fosfatos presentes.

En aguas residuales urbanas, debido a la baja concentración de fosfatos, el consumo más importante de cal, vendrá dado por la alcalinidad, siendo en consecuencia el consumo de reactivos y los lodos formados, muy superior a los esperados.

2.2.2. Precipitación de fluoruros

En ciertas aguas residuales industriales, debe ser eliminada la presencia de fluoruros, siendo el método más utilizado la precipitación con cal.

La adición de cal da lugar a la precipitación de fluoruro cálcico, de acuerdo con la reacción:



En el caso de que no interese el incremento del valor de pH que se va a originar al dosificar la cal, se pueden emplear otras sales como cloruro cálcico.

El límite de este proceso viene dado por la solubilidad del fluoruro cálcico, del orden de 4 a 6 ppm (como ión fluoruro). La utilización de cal de alto contenido en magnesio (procedente de dolomita) reduce la solubilidad de los fluoruros y en consecuencia mejora el proceso, o bien la dosificación de algún compuesto de magnesio.

2.2.3. Precipitación de metales pesados

El proceso de precipitación de metales pesados se lleva a cabo de forma generalizada por la formación de los hidróxidos metálicos correspondientes, cuyos productos de solubilidad suelen ser lo suficientemente bajos como para permi-

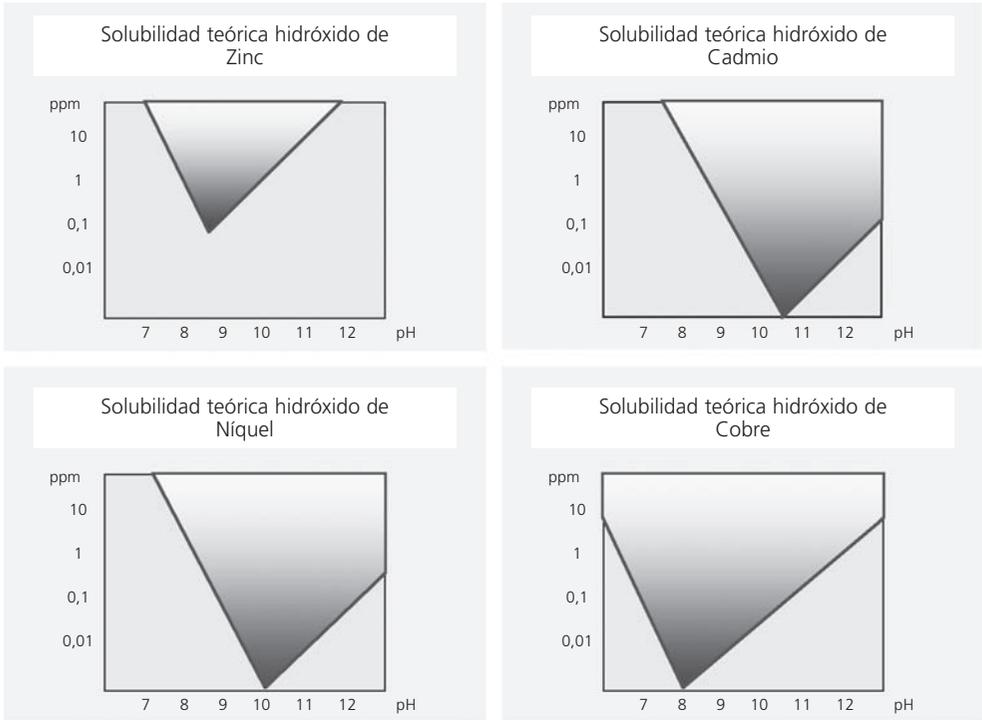
tir el vertido del agua decantada al receptor una vez eliminados los sólidos en suspensión formados en la precipitación.

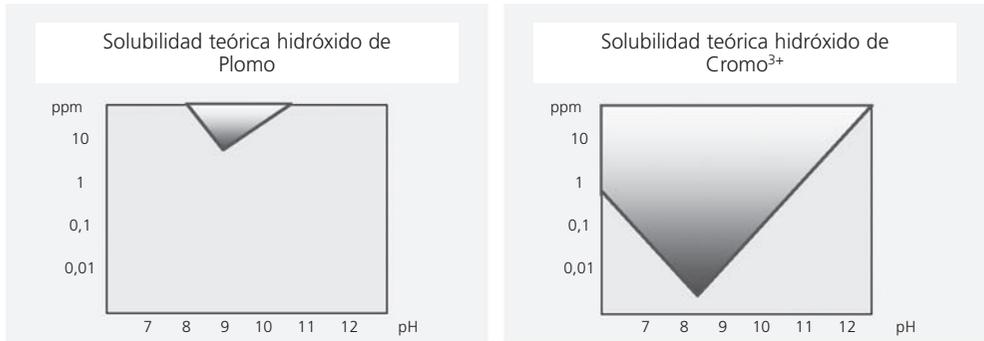
Dependiendo del pH en que tenga lugar la precipitación de los metales pesados, puede ser necesario un reajuste del pH del agua antes de su vertido final o proceso biológico posterior.

Un problema que se presenta es que los diferentes metales pesados al tener unos valores del producto de solubilidad mínimo a valores de pH diferentes, lleva consigo que en la precipitación de los mismos se deba tener muy en cuenta este factor a la hora de fijar el punto final de la precipitación e incluso que esta se lleve a cabo en dos etapas.

Por otra parte algunos de los metales pesados tienen carácter anfótero, lo que supone que a valores de pH elevados den lugar a la redisolución del hidróxido previamente formado.

La velocidad de reacción cuando el agente de ajuste del pH es sosa diluida es muy rápida, precisándose de tiempos de reacción más elevados en el caso de utilizar lechada de cal, como ya se indicó en los procesos de neutralización.





Debido a las concentraciones tan bajas que hay que alcanzar en los vertidos así como las dificultades de tratamiento, en este tipo de procesos es imprescindible la segregación de las corrientes contaminadas con metales pesados, con el fin de realizar su tratamiento independiente. De no llevarse a cabo el proceso de esta forma, aumentaría el consumo de reactivos para subir el pH y posterior re-neutralización, equipos de tratamiento de mayor tamaño y cantidad másica global vertida al cauce mayor.

La dosificación y control del proceso se realiza por medida del pH del reactor.

Igualmente que en forma de hidróxido, los metales pesados pueden ser precipitados en forma de sulfuros o de carbonatos.

La precipitación con sulfuro de hidrógeno o sódico tiene los inconvenientes de dejar iones tóxicos en el agua que además van a consumir oxígeno del receptor en su oxidación a sulfatos, ser más caro y la posibilidad de formar atmósferas insalubres, generando olores intensos y desagradables.

La solubilidad de los sulfuros es menor que la de los hidróxidos, siendo este reactivo adecuado en la precipitación del mercurio, debido a su baja solubilidad y la gran problemática de este elemento.

La concentración de sulfuros en el reactor se controla mediante la utilización de un electrodo específico para este anión.

La utilización de carbonato sódico como agente precipitante, además de un mayor coste del reactivo, el consumo puede ser elevado, por la aparición de numerosas reacciones secundarias, como la precipitación de carbonato cálcico, con la dureza del agua.

La precipitación en forma de carbonato, es la más adecuada para la precipitación de iones plomo, debido a la alta solubilidad de la forma hidróxido.

SOLUBILIDAD DIFERENTES COMPUESTOS DE METALES PESADOS, PPM

Metal	Hidróxido ppm	Sulfuro ppm	Carbonato ppm
Cd ²⁺	$2,5 \cdot 10^{-5}$	$6,7 \cdot 10^{-10}$	$1,0 \cdot 10^{-4}$
Cr ³⁺	$8,5 \cdot 10^{-4}$	No Precipita	
Cu ²⁺	$2,2 \cdot 10^{-2}$	$5,8 \cdot 10^{-18}$	
Pb ²⁺	$2,0 \cdot 10^0$	$4,0 \cdot 10^{-9}$	$7,0 \cdot 10^{-13}$
Hg ²⁺	$4,0 \cdot 10^{-4}$	$9,0 \cdot 10^{-20}$	$4,0 \cdot 10^{-2}$
Ni ²⁺	$7,0 \cdot 10^{-3}$	$7,0 \cdot 10^{-8}$	$2,0 \cdot 10^{-1}$
Zn ²⁺	$1,0 \cdot 10^0$	$2,5 \cdot 10^{-7}$	$7,0 \cdot 10^{-4}$

A comienzos de los años 90, se empezaron a desarrollar diferentes compuestos orgánicos que generaban unos compuestos orgánico metálicos insolubles, hasta unos límites muy bajos, con la capacidad de poder trabajar en un amplio espectro de pH, lo que lleva consigo salvar el problema de la precipitación de metales pesados en forma hidróxido cuando estos lo hacen en rangos diferentes de pH, así como evitar reneutralizaciones posteriores.

Por otra parte una ventaja de estos compuestos es una menor generación de lodos frente a otros reactivos, lo que lleva consigo una disminución importante de los costos de vertedero de seguridad.

Este tipo de reactivos son compuestos orgánicos con azufre muy útiles para la eliminación de metales pesados del agua residual, formando complejos de muy bajo producto de solubilidad de cationes como el cobre, níquel, cinc, cromo, plomo, mercurio, cadmio y plata, alcanzándose concentraciones en disolución por debajo de los límites exigidos en los vertidos.

La formación de los complejos tiene lugar entre la carga negativa del azufre presente en la molécula orgánica y la carga positiva del cation metal pesado, siendo el resultado la formación de un complejo altamente insoluble en agua.

Entre las ventajas que presentan la utilización de compuestos acomplejantes se encuentran:

- Óptima eliminación de diferentes metales de forma conjunta.
- Muy bajos productos de solubilidad, inferiores en muchos casos a los obtenidos por la precipitación en forma hidróxido.
- Menor producción de fangos.

- Mayor seguridad en su manejo.
- Amplio espectro de pH de actuación.

Hasta el momento actual, este tipo de reactivos, no es utilizado de forma habitual en estos procesos.

3. Bases de diseño

Por tratarse de una reacción de tipo químico, el tiempo de retención es bajo, dependiendo este y en consecuencia el volumen del reactor de precipitación, de la velocidad de reacción, los reactivos utilizados y la reacción química que tenga lugar.

- *Los tiempos de retención en el reactor de precipitación utilizando el agente precipitante disuelto, se encuentran entre 5 y 10 minutos, aunque generalmente se utilizan tiempos superiores como garantía de que la precipitación es total.*
- *Los tiempos de retención cuando se utiliza como reactivo lechada de cal o bien reactivos en fase sólida, van a ser más elevados.*
- *Agitación vigorosa.*

Los reactores utilizados para llevar a cabo el proceso de coagulación, pueden ser de dos tipos:

Sección circular

- *En este caso el diámetro y altura del reactor tiene aproximadamente la misma dimensión.*

Sección rectangular

- *Siendo los tres lados de las mismas dimensiones.*

4. Dimensionado de equipos

El cálculo del volumen del reactor de precipitación, se determina igual que los reactores de coagulación o neutralización, vistos en capítulos anteriores:

El volumen del reactor vendrá dado por:

$$\text{Vol (m}^3\text{)} = \frac{Q(\text{m}^3/\text{h}) * T_r \text{ (min)}}{60(\text{h/min})}$$

donde:

Q : caudal, m^3/h

T_r : tiempo de retención, min

Realizándose este cálculo para el caudal máximo y medio, encontrándose los tiempos de retención, dentro del rango indicado con anterioridad.

El volumen del reactor corresponderá con el mayor de los dos volúmenes obtenidos.

Si el equipo es de sección cuadrada, cada uno de los lados vendrá dado por:

$$L (m) = \sqrt[3]{Vol(m^3)}$$

Siendo:

L : lado del equipo, m

Y si la sección es de tipo circular, el diámetro será próximo a la altura, siendo en este caso

$$H (m) = \sqrt[3]{\frac{Vol (m^3) * 4}{\pi}}$$

Donde:

H : altura del equipo, m

A la altura en ambos casos habrá que incrementarla en 40 – 50 cm para evitar las salpicaduras debidas a la agitación vigorosa.

Independientemente de los datos aportados en las bases de diseño, en cada caso, se deberán utilizar los tiempos de reacción obtenidos en los ensayos previos realizados a escala de laboratorio.

5. Normas generales de diseño

- Los reactivos deben dosificarse diluidos con el fin de controlar fácilmente la reacción. Concentraciones habituales de dosificación son entre el 5 y el 15%.
- Estos procesos deben realizarse en automático, con el fin de garantizar la calidad del efluente final del proceso.

- La agitación en la precipitación se puede llevar a cabo mediante agitadores vigorosos o bien por inyección de aire con difusores de burbuja media o gruesa.
- Si se adopta un reactor de sección cilíndrica, es preciso la instalación de cortacorrientes, para disminuir el efecto de vórtice generado por el agitador. Los cortacorrientes, se suelen poner en número de tres o cuatro y su anchura esta comprendida entre el 5 y 10% del diámetro del tanque.
- Con el fin de garantizar el proceso en todas las circunstancias, un sobredimensionado del reactor en un 15 – 20% es práctica habitual.
- La alimentación y la salida deben encontrarse en posiciones opuestas.
- Debe de tenerse muy en cuenta que en muchos casos, los sólidos precipitados, pueden ser clasificados por su composición como residuos peligrosos, lo que conlleva que interese un sistema de deshidratación que obtenga la mayor sequedad posible, con el fin de disminuir de forma importante los costes de vertedero de seguridad.
- En el diseño de los reactores debe tenerse muy en cuenta que un tiempo de residencia bajo o insuficiente da lugar a que el final de la reacción no se finalice antes de la salida del tanque, continuando fuera del reactor y en consecuencia sin control.
- Debido a que en la precipitación generalmente se obtienen sólidos muy finos, puede ser aconsejable un proceso de floculación previo a la decantación.
- Las velocidades de decantación se determinan en ensayos a nivel de laboratorio, ya que las mismas van a depender de la naturaleza del sólido, su tamaño y concentración.
- Es aconsejable disponer de una balsa de regulación y homogenización previa, con el fin de que el agua a tratar sea lo más constante y homogénea posible.

6. Residuos generados

Los lodos obtenidos en la purga de decantación en las reacciones de precipitación, se encuentran a una concentración muy baja, siendo preciso su espesado antes de la deshidratación.

Dentro de los sistemas de filtración existentes, el de filtros prensa es el más utilizado, ya que se obtiene una sequedad de la torta más alta (entre el 40 y 50%). Esta torta deshidratada es el producto final del proceso y enviado a depósito de seguridad, en el caso de que se trate de un residuo peligroso ya que por lixiviación puede liberar los metales pesados u otros elementos tóxicos.

Capítulo XVIII: Reacciones de oxidación-reducción

Las reacciones químicas de oxidación reducción se caracterizan por una transferencia de electrones entre el oxidante y el reductor. Este mecanismo de la reacción conlleva que el proceso tenga lugar entre dos compuestos perfectamente definidos, y no entre familias o grupos de compuestos.

En los tratamientos de aguas residuales, este tipo de procesos se ve limitado casi en exclusiva a la eliminación de cromo hexavalente, cianuros y materia orgánica refractaria.

La presencia de cromo hexavalente es típica de aguas procedentes de la industria de tratamiento de superficies.

La presencia de cianuros en aguas residuales tiene lugar en algunas industrias de tratamiento de superficies, en el lavado de gases de algunos hornos de fundición, etc.

La materia orgánica no biodegradable, entre la que se encuentra aquella que presenta efectos tóxicos e inhibidores, no es eliminada en los procesos biológicos, siendo su oxidación química una vía adecuada para su destrucción, sobre todo cuando se encuentra en altas concentraciones.

Debido a los procesos oxidación-reducción utilizados y a la complejidad del sistema, es totalmente imprescindible la segregación de las corrientes contaminadas y su tratamiento de forma independiente del resto de las aguas residuales que pudiesen producirse en la industria.

Por otra parte, la mayoría de las industrias generadoras de estos contaminantes deben de minimizar el consumo de agua y maximizar la recuperación y reciclado de la misma, mediante controles de las cantidades de agua utilizados.

Con el fin de que la instalación trabaje con la mayor efectividad posible, es norma habitual en estas plantas de tratamiento el llevar a cabo una homogeneización y regulación del caudal como fase previa al tratamiento.

1. Objetivos del proceso redox

El objetivo de los tratamientos basados en reacciones químicas tipo redox, es la eliminación de determinados contaminantes de las aguas residuales.

Dentro de los posibles contaminantes a eliminar, se encuentran como hexavalente, cianuro y materia orgánica refractaria a los tratamientos biológicos.

Entre los fines más importantes de este proceso, se encuentran:

- Eliminación de la gran toxicidad de los contaminantes (cianuros, cromo hexavalente, pesticidas, compuestos fenólicos, etc.) objeto de estos tratamientos.
- Eliminar su vertido a los colectores municipales ya que crearía importantes problemas en los tratamientos biológicos de las depuradoras urbanas.

De no eliminarse el cromo hexavalente previamente a las depuradoras urbanas, este contaminante llegará en parte con el agua residual al cauce receptor al no ser eliminado en las mismas. Otra parte será fijado por los fangos generados en los procesos biológicos, inhabilitándolos para su uso posterior en agricultura, pudiendo llegar a ser clasificados como peligrosos.

- Eliminación de la materia orgánica refractaria o tóxica a los procesos biológicos.

2. Fundamentos teóricos del proceso

Los procesos redox se caracterizan por la existencia de una transferencia de electrones entre los compuestos que intervienen en la reacción, de tal forma que un compuesto los cede y otro los capta.

De lo indicado anteriormente se deduce que este tipo de procesos se limita a la reacción química entre dos componentes, oxidante y reductor, perfectamente

definidos y en consecuencia su aplicación en tratamiento de aguas residuales de algunas industrias queda limitada a la eliminación en cada caso de un compuesto único, en lugar de familias de ellos con características comunes, como ocurre en el resto de los tratamientos, excepto en la oxidación de la materia orgánica.

El control de estos procesos se realiza por la medida del potencial redox del sistema, o lo que es lo mismo su capacidad de transferencia de electrones con respecto a un sistema patrón de referencia, dependiendo su valor del número de electrones que intervienen en la reacción, de las actividades de las formas oxidada y reducida, del medio en que se lleva a cabo el proceso y de la naturaleza del sistema.

El Potencial de oxidación-reducción viene definido por la ecuación de Nernst.

$$E = E_0 + \frac{0,0591}{b} \log \frac{[Ox]}{[Red]}$$

Donde:

E: Potencial de oxidación – reducción, mv

*E*₀: Potencial normal, que depende del sistema de referencia y que es el valor del potencial cuando [Ox] = [Red], mv

[Ox] y [Red]: Actividades de las formas oxidada y reducida respectivamente

b: Valencia

El valor de *E* viene indicado en milivoltios, y normalmente varía entre - 300 y 300 mV

Un sistema se considera oxidante cuando su potencial redox es mayor de 75 mv y reductor para un potencial menor de ese valor. Hay que tener en cuenta que su comportamiento depende en gran medida del medio en que se encuentre, como puede ser el valor del pH, la temperatura y la presencia de otros iones con mayor carácter oxidante o reductor que van a influir en el sistema, inclinándolo hacia uno u otro lado de la reacción.

En la tabla adjunta se incluyen los potenciales Redox relativos de una serie de compuestos frente al Cloro.

Compuesto	Potencial Redox (referido al $\text{Cl}_2 = 1,0$)
Fluor	2,23
Radical hidroxilo	2,06
Oxígeno atómico	1,78
Ozono	1,52
Peróxido de hidrógeno	1,31
Permanganato	1,24
Cloro	1,0
Bromo	0,80

Desde el punto de vista práctico es precisa la determinación en laboratorio del potencial redox del punto final de la reacción, en las mismas condiciones en que se desarrollará posteriormente el proceso en la planta real, ya que por tratarse de aguas residuales, existirán además de los iones a eliminar, otra serie de compuestos que pueden afectar a la actividad de las formas oxidada y reducida, así como introducir algún tipo de interferencias en el equipo de medidas que no pueden ser determinadas de forma teórica.

2.1. Ensayos laboratorio

Es de gran importancia antes de comenzar un diseño, el llevar a cabo ensayos de laboratorio, con el fin de determinar entre otros, los siguientes parámetros de diseño:

- Reactivo o reactivos mas adecuados al proceso.
- Dosis de reactivos a utilizar en la reacción redox.
- Dosis de reactivo para ajuste de pH.
- pH óptimo de reacción.
- Tiempos de retención reales.
- Potenciales redox de comienzo y finalización de la reacción.
- Generación de precipitados y volumen de fangos formados.
- Calidad del agua a tratar y tratada.
- Condiciones de trabajo de presión y temperatura.

2.2. Eliminación de cromo hexavalente

Dentro de los procesos de reducción, el más conocido es el del cromo, de forma hexavalente a trivalente, cuya toxicidad es del orden de 100 veces menor, y la posterior precipitación del hidróxido insoluble, eliminándolo por decantación en forma de lodo.

El cromo, al encontrarse con valencia seis no existe como catión, formando el anión estable cromato, CrO_4^{2-} , de color amarillo. En medio ácido capta otra molécula de CrO_4^{2-} originando el anión dicromato $\text{Cr}_2\text{O}_7^{2-}$, rojo-naranja.

La existencia del cromo hexavalente en forma de cromato o dicromato depende del pH del medio.



La reacción de reducción del cromo hexavalente, tiene lugar a pH bajo, siendo preciso en la mayor parte de los casos, la dosificación de un ácido.

REACTIVOS EMPLEADOS Y pH DE TRABAJO

REACTIVO	pH REACCION
SO_4Fe	2,0
$\text{S}_2\text{O}_5\text{Na}_2$	2,5
SO_2	2,9

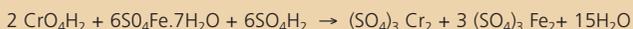
El ácido sulfuroso generado en la hidrólisis del anhídrido sulfuroso generalmente es suficiente para mantener el pH de la reacción.



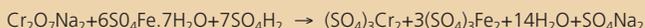
El sulfato ferroso heptahidratado lleva a cabo la reducción del Cromo mediante el paso del ion ferroso a férrico.

Reacción con sulfato ferroso

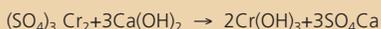
La reacción tiene lugar a velocidad elevada a pH inferior a tres:



y con el dicromato la reacción será:



por posterior neutralización con cal:



La semirreacción del dicromato es:



de donde el potencial redox viene dado por:

$$E = E_0 + \frac{R \cdot T}{n \cdot F} \log \frac{[\text{Ox}]}{[\text{Red}]}$$

Donde:

R: constante de los gases

T: temperatura

n: número de electrones que se transfieren

F: constante de Faraday

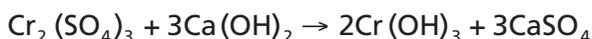
E: potencial Redox

$$E = 0,902 + \frac{0,0591}{6} \log \frac{[\text{Cr}_2\text{O}_7^{2-}][\text{H}^+]^{14}}{[\text{Cr}^{3+}]^2}$$

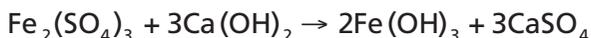
Comprobándose la dependencia del pH en la reacción redox para desplazar el equilibrio.

Una vez reducido el Cromo hexavalente a Cromo trivalente en forma de sulfato de Cromo (III), es necesario precipitar la sal a hidróxido para poderlo eliminar por decantación. Para ello se utiliza cal o sosa como agente precipitante.

De esta manera se obtiene el hidróxido de Cromo según la siguiente reacción.



el principal inconveniente de utilizar una sal ferrosa, radica en la formación del precipitado de hidróxido férrico según la reacción:



por lo que la cantidad de fangos formados es mayor, ya que al alcalinizar precipita además del hidróxido de cromo, el hidróxido férrico. Este es el mayor inconveniente de este reactivo, aunque su uso este generalizado en plantas pequeñas por su facilidad de manejo (en comparación con el bisulfito y el SO_2).

Debe tenerse en cuenta que los lodos generados van a ser clasificados como peligrosos y su destino final es vertedero de seguridad.

También es interesante su empleo si se considera que el ión férrico formado es un buen coagulante y floculante, lo que evita la posterior utilización de otro reactivo.

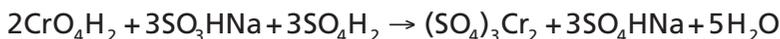
Reacción con bisulfito sódico

Las reacciones redox que ocurren con este reactivo son:

- Hidrólisis del $\text{S}_2\text{O}_5\text{Na}_2$ utilizado como reactivo:



- Reducción del cromo hexavalente:



La ventaja del bisulfito es su menor consumo, y la disminución en la producción de lodos. No conviene prepararlo a altas concentraciones por su facilidad de cristalización y la emanación de gases.

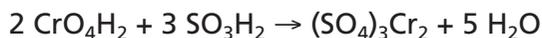
Reacción con dióxido de azufre

Las reacciones redox que tienen lugar, son en primer lugar la formación de ácido sulfuroso por desplazamiento del equilibrio entre el gas y el agua de reacción.



El ácido sulfuroso generado en la hidrólisis del anhídrido sulfuroso, generalmente es suficiente para mantener el pH de la reacción.

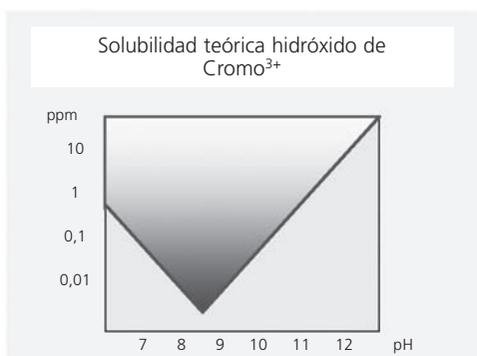
Y posterior reducción del cromo hexavalente:



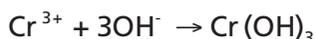
La desventaja del empleo del SO_2 en este tipo de reacciones, es su condición gaseosa que puede dificultar su manejo, además de su toxicidad.

En el caso de que el agua a tratar contenga concentraciones elevadas de ion calcio o bien en el proceso de neutralización posterior se emplee cal, se va a producir una precipitación importante de sulfato cálcico.

Las reacciones de precipitación del hidróxido de cromo trivalente son idénticas en los tres procesos, siendo el valor del pH idóneo próximo a 8.0 – 8.5 para ello se emplea como agente basificante sosa o cal.

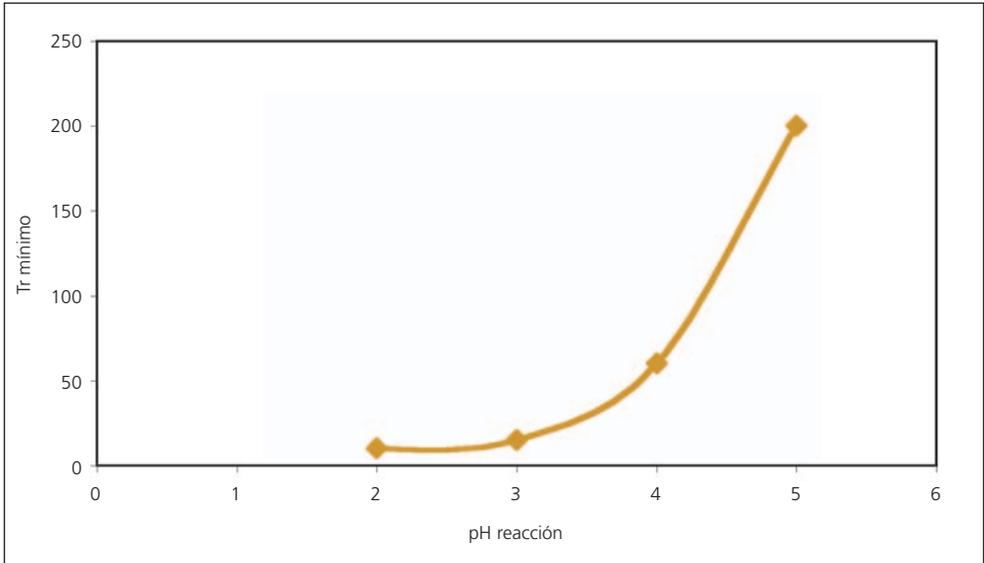


La reacción general de precipitación es:

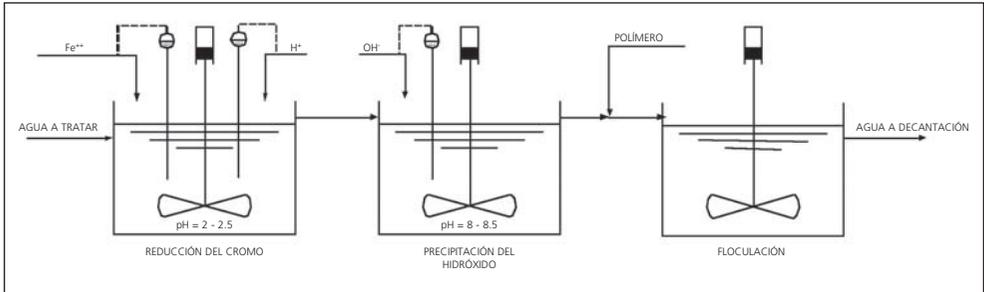


Debido a las bajas velocidades de sedimentación del hidróxido de Cr y a la necesidad de obtener el máximo rendimiento en este proceso, es práctica habitual el llevar a cabo una floculación previa, con el fin de reagrupar las partículas y compactarlas de tal forma que las pérdidas de sólidos de pequeño tamaño sean mínimas y la compactación de los flóculos aumente la velocidad de sedimentación.

Debe tenerse muy en cuenta que los fangos generados en este proceso al contener hidróxido de cromo van a ser clasificados como residuos peligrosos, siendo su destino final el vertedero de seguridad, con los elevados costes que esto conlleva. De aquí la importancia de que la cantidad de fango generado en el proceso sea mínima.



TIEMPO DE LA REACCIÓN DE REDUCCIÓN DEL Cr⁶⁺ EN FUNCIÓN DEL pH.



ESQUEMA DE REDUCCIÓN DE Cr (VI).

2.3. Eliminación de cianuros

Los cianuros son compuestos extremadamente tóxicos, especialmente a pH ácido, donde se encuentran en forma de ácido cianhídrico, el cual puede desprenderse del agua en forma gaseosa debido a su bajo punto de ebullición.

Debido a su carácter fuertemente tóxico, los efluentes que contengan este compuesto deben ser tratados antes de su vertido. Además existe el inconveniente añadido de que el cianuro forma compuestos complejos con los metales que impide que precipiten como hidróxidos.

La destrucción de cianuros es una de las aplicaciones prácticas más importantes de los procesos de oxidación en el tratamiento de aguas residuales.

La reacción de eliminación al igual que la del cromo, consiste en una reacción redox donde inicialmente el cianuro pasa a cianato por oxidación, y posteriormente éste último pasa por una segunda oxidación a anhídrido carbónico.

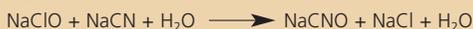
Los agentes oxidantes más comúnmente empleados son el cloro (en medio básico el agente real es el hipoclorito sódico NaClO) y el ozono, y ambas reacciones deben producirse en condiciones alcalinas por ser el valor óptimo de la velocidad de reacción.

A continuación se detallan las dos fases de las que consta el proceso:

1ª Fase

La velocidad de oxidación de cianuro a cianato aumenta con el pH y exceso de cloro.

Las reacciones que tienen lugar son:



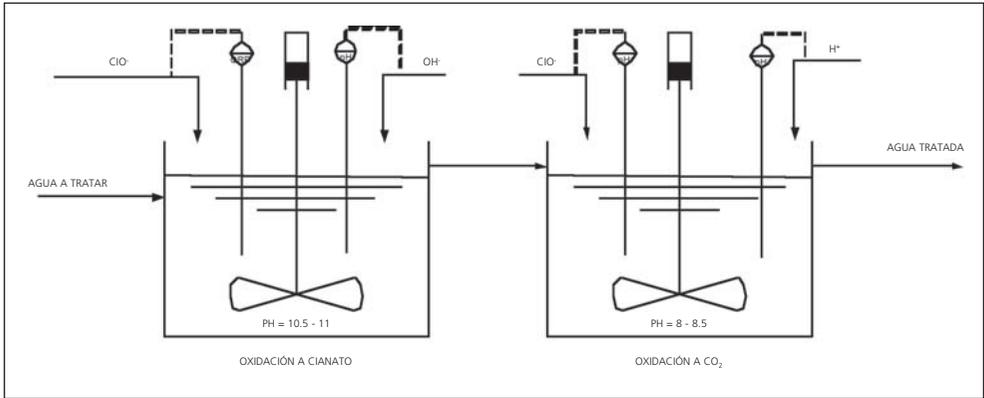
El pH de la reacción debe mantenerse elevado para aumentar la cinética de la reacción y evitar la formación de gases tóxicos como ClCO y CNH.

2ª Fase

La destrucción de los cianatos para dar anhídrido carbónico y nitrógeno, según las reacciones:



Esta segunda reacción depende, asimismo, del pH y del tiempo de reacción. En este caso la cinética de la reacción aumenta según disminuye el pH, llevándose a cabo el proceso a un pH ligeramente alcalino.



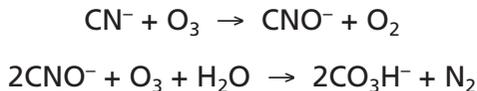
ESQUEMA DE OXIDACIÓN DE CIANUROS.

Además de con cloro, la eliminación de cianuros puede llevarse a cabo con otros oxidantes, como ClOH, ClONa o Cl₂NH₂.

El consumo necesario para el proceso redox es de dos ó tres veces superior al teórico, debido fundamentalmente a la presencia de compuestos orgánicos y a la afinidad del cloro para formar compuestos orgánicos-clorados.

Como reactivo alternativo a la utilización de cloro y sus derivados, puede utilizarse ozono. La reacción se lleva igualmente en dos etapas, siendo la primera de ella muy rápida en este caso mientras que en la segunda, al igual que ocurría con el cloro, el tiempo se incrementa notablemente.

Las dos etapas que tienen lugar son



2.4. Oxidación de materia orgánica

Los compuestos orgánicos no biodegradables y refractarios presentes en las aguas residuales pueden ser eliminados en aquellos casos en que sea preciso fundamentalmente por dos vías:

- Adsorción fundamentalmente con carbon activo.

- Por oxidación, mediante oxidantes como ozono, agua oxigenada, permanganato, directamente con oxígeno o bien con mezclas de dichos reactivos.

Debido a que normalmente no se llega a una depuración tan extrema de las aguas residuales existe un número muy limitado de plantas de estas características.

Como se sabe, el ozono, debido a su elevado potencial de oxidación es muy inestable y por esta característica es preciso su obtención "in situ". La formación de ozono a partir de oxígeno es la siguiente:



La utilización del ozono a continuación de los tratamientos biológicos, además de una desinfección más enérgica y rápida que con el cloro, elimina gran parte de los detergentes, color y olor.

En plantas industriales, el ozono es capaz de oxidar compuestos como fenoles, sulfuros, detergentes, etc.

La concentración de utilización del ozono varía según el agua a tratar, incrementándose notablemente la eficiencia del proceso con la concentración del reactivo, aunque a concentraciones altas además del coste de dosificación pueden presentarse problemas en el vertido.

La velocidad de reacción del ozono generalmente es muy alta, por lo que son suficientes bajos tiempos de residencia.

La concentración normal obtenida de los generadores de ozono, está comprendida entre el 1–2%, precisando tomar las precauciones necesarias ya que una exposición a una concentración de 10 ppm, puede producir la muerte de animales y plantas. En concentraciones muy bajas es perfectamente detectable por irritación de las fosas nasales.

Una aplicación del ozono, es la ozonización previa de determinadas aguas industriales refractarias a los procesos biológicos, de tal forma que se obtengan productos intermedios fácilmente biodegradables en una etapa posterior.

Un proceso que se viene desarrollando en los últimos años, es la denominada oxidación química vía húmeda, que se basa en la utilización de diferentes agentes oxidantes, combinados en algunos casos con sistemas catalíticos e incluso radiación UV, y trabajando a diferentes niveles de presión y temperatura, mos-

trándose como una solución adecuada en la eliminación de compuestos orgánicos no biodegradables y con elevada toxicidad.

Dentro de los reactivos utilizados en este tipo de sistemas se encuentran:

- Oxígeno del aire o aire enriquecido en oxígeno.
- Ozono.
- Agua oxigenada.
- Combinaciones entre ellos.

Entre las ventajas de los procesos de oxidación vía húmeda destacan:

- Mineralización prácticamente completa de la materia orgánica, siendo los productos finales principales anhídrido carbónico y agua.
- No generan lodos.
- Única alternativa válida con materia orgánica refractaria, o de carácter tóxico o inhibidor y que requiera una eliminación importante.
- El rango de concentración del contaminante a eliminar es muy amplio, variando exclusivamente el consumo de los reactivos empleados en el proceso.
- No se forman subproductos en la reacción.

Entre los inconvenientes que tienen estos procesos se encuentran por un lado la complejidad de la instalación lo que repercute en un coste elevado de primera implantación y la problemática de su explotación al trabajar algunos de estos procesos a altas temperaturas y presiones, así como el coste de los reactivos.

Los procesos en que se utiliza como oxidante el oxígeno del aire o bien el aire enriquecido con este elemento pueden llegar a trabajar a unas temperaturas entre 500 y 700°C y unas presiones superiores a 150 bars (oxidación supercrítica), o bien en el rango entre 150 y 300°C y entre 10 y 100 atmósferas (oxidación subcrítica). El tiempo de contacto es mínimo, variando entre 10 y 60 segundos.

Estas condiciones de trabajo, dificultan de forma notable la instalación de estos sistemas, entre los que se encuentra como uno de los más conocidos el proceso Zimmerman.

Si los contenidos en materia orgánica son elevados, el sistema puede llegar a ser térmicamente autosuficiente.

El trabajar en las condiciones indicadas anteriormente requiere grandes inversiones, así como una problemática de operación importante lo que esta provocando su falta de implantación y desarrollo a gran escala.

Uno de los procesos de oxidación vía húmeda es mediante el uso de agua oxigenada con el empleo de algún tipo de sal metálica que actúa como catalizador, potenciando la formación de radicales hidroxilo con un elevado potencial de oxidación, solamente superado por el flúor.

El proceso mas conocido es mediante el empleo de una sal ferrosa como catalizador, conocido como reacción de Fenton, llevando a cabo el proceso en medio ácido y con unas presiones y temperaturas bajas. Este proceso se muestra muy eficaz en la eliminación de hidrocarburos, compuestos clorados, pesticidas, fenoles, restos de explosivos, lixiviados de vertederos, etc.

Como la reacción se lleva a cabo en medio ácido, en la neutralización posterior, se produce la precipitación del catión hierro utilizado como catalizador en forma de hidróxido.

El consumo de agua oxigenada teórico es de 2,2 ppm por cada ppm de DQO a eliminar, siendo habitual el consumo de cantidades algo mayores de las teóricas y precisando 1 ppm de ion ferroso por cada 10-50 ppm de agua oxigenada utilizada, con una concentración mínima del catalizador próxima a 10 ppm.

El pH idóneo de la reacción es de 3,5 ya que a valores inferiores disminuye la velocidad de reacción y a superiores tiene lugar la precipitación del hidróxido metálico.

El tiempo de reacción va a depender de la naturaleza de la materia orgánica, y la presión y temperatura de trabajo, encontrándose en valores entre 30 y 60 minutos.

Esta reacción puede utilizarse igualmente en la eliminación de cianuros, cloro, sulfuros, etc.

En el caso de eliminación de cloro libre, la reacción que tiene lugar es la siguiente:



Esta reacción es muy rápida a pH entre 7 y 9, consumiendo 0,5 Kg de agua oxigenada por cada Kg de cloro eliminado. Este proceso no es recomendable para el caso de que existan cloraminas, por la baja velocidad de la reacción.

Igualmente el agua oxigenada reacciona rápidamente con los aniones sulfuro de acuerdo con la reacción para el sulfhídrico



Esta reacción tiene lugar a pH neutro o ligeramente ácido. Si el pH de la reacción es alcalino, los productos finales de la reacción son



En el caso de eliminación de cianuros, al igual que en el caso de la oxidación con cloro, en una primera etapa a pH alto se genera cianato y en una segunda reacción a pH ligeramente alcalino anhídrido carbónico y agua.

3. Bases de diseño eliminación cromo hexavalente y cianuros

Los procesos de oxidación reducción se llevan a cabo en reactores, de forma cúbica ó cilíndrica, del mismo tipo y forma que los empleados en los otros procesos químicos estudiados anteriormente.

El volumen del reactor dependerá de la velocidad de reacción, que en este tipo de reacciones los tiempos de retención utilizados son considerablemente mayores que en otros procesos químicos.

La dosificación tanto de los reactivos de ajuste de pH como la reacción redox se lleva a cabo de forma automática, mediante medidor de pH y de potencial redox.

3.1. Eliminación de cromo hexavalente

• pH reacción redox:	2,0-3,0
• Tr Redox:	De 15 a 30 min
• Agitación:	Vigorosa
• Tr precipitación:	De 10 a 20 min
• pH precipitación:	8,0-8,5
• Agitación:	Vigorosa
• Decantación, de acuerdo con las bases de diseño de estos procesos estudiadas en otro capítulo y de los resultados de laboratorio correspondientes.	

3.2. Oxidación del cianuro

<i>Primera etapa de la oxidación.</i>	
• pH reacción redox:	10,5-11,5
• Tr reacción redox:	30 a 45 min
• Agitación:	Vigorosa
<i>Segunda etapa de la oxidación.</i>	
• Tr reacción redox:	De 60 a 90 min
• pH reacción redox:	8,0-8,5
• Agitación:	Vigorosa
• Decantación, si fuese preciso porque tuviese lugar algún tipo de precipitado, de acuerdo con las bases de diseño de este procesos estudiado en otro capítulo, y los resultados de los ensayos de laboratorio.	

4. Dimensionado de equipos eliminación cromo hexavalente y cianuros

El calculo del volumen de los reactores redox, se llevara de igual forma que los reactores de otros tipos de reacciones químicas, aplicando en este caso los tiempos de retención apropiados en cada caso indicados en las bases de diseño.

Igualmente en el caso de precisar sistema de decantación, se utilizaran los criterios y los métodos definidos en los temas correspondientes.

5. Normas generales de diseño eliminación cromo hexavalente y cianuros

- El ajuste de pH y la reacción redox tiene lugar en el mismo reactor.
- Los reactivos deben dosificarse diluidos con el fin de controlar fácilmente la reacción. Las concentraciones habituales de dosificación oscilan entre el 5 y el 15%.
- Estos procesos deben realizarse en automático, con el fin de garantizar la calidad del efluente final del proceso. Los sistemas de medida y control serán el pH y el potencial redox.
- La agitación en los diferentes reactores se lleva a cabo mediante agitadores vigorosas.

- Si se adoptan reactores de sección cilíndrica, es preciso la instalación de cortacorrientes, para disminuir el efecto de vórtice generado por el agitador. Los cortacorrientes, se suelen poner en número de tres o cuatro y su anchura esta comprendida entre el 5 y 10% del diámetro del tanque.
- Con el fin de garantizar el proceso en todas las circunstancias, un sobredimensionado del reactor en un 15-20% es práctica habitual.
- La alimentación al reactor y la salida del mismo deben encontrarse en posiciones opuestas.
- Debe tenerse en cuenta que los lodos decantados en la precipitación del cromo trivalente, se encuentran muy diluidos, siendo preciso su espesado y posterior deshidratación.
- Debido a que los fangos deshidratados son residuos peligrosos, el sistema de deshidratación será por filtro prensa, que es el que obtiene mayor sequedad y, en consecuencia, los costes del vertedero de seguridad serán menores.
- Debido a que interesa que la reacción sea completa, en la práctica es preciso dosificar cantidades superiores a las estequiométricas.

Capítulo XIX: Tratamiento de fangos

A lo largo de algunos de los procesos de depuración estudiados con anterioridad, se van a producir unos lodos o fangos con unas concentraciones de sólidos en suspensión muy diluidas, que hay que concentrar y tratar antes de su evacuación de la planta de tratamiento de aguas residuales, dando lugar a una línea de tratamiento específica, que por su complejidad y coste tanto de primera instalación como explotación y mantenimiento van a tener una gran importancia en la depuradora.

Dentro de los procesos generadores de fangos, en las plantas depuradoras de aguas residuales, se encuentran entre otros:

Decantación:

La concentración de estos lodos va a depender del tipo de sólidos, de las características del equipo utilizado, así como de la velocidad de decantación y tiempo de retención utilizados en el diseño.

En plantas de tratamiento urbanas, la concentración de estos fangos primarios varía generalmente entre un 1,5 y un 3,0%, estando constituidos en una parte importante de su composición por materia orgánica biodegradable y en consecuencia van a presentar unos valores de DBO elevados.

Decantación posterior al proceso de coagulación-floculación:

En este caso, la cantidad de fangos a eliminar será mayor que en el caso de la simple decantación, puesto que se van a eliminar además de los sólidos en suspensión presentes en el agua residual, los hidróxidos de los reactivos utilizados como coagulantes. Cabe indicar, que al obtener mejores rendimientos en la decantación, los sólidos en suspensión eliminados son superiores.

Procesos biológicos:

En este tipo de procesos se generan unos fangos compuestos en su mayor parte por la biomasa formada en los mismos.

Dependiendo del tipo de proceso utilizado, así será la cantidad de fangos formados que es preciso eliminar del sistema.

La concentración de estos fangos es muy baja, pues varía desde un 0,8% en un proceso de lodos activos convencional hasta un 0,5-0,6% para oxidación total.

Una característica fundamental de estos fangos es que se trata en su mayoría de materia orgánica fácilmente biodegradable, y en consecuencia presenta unos valores de DBO muy elevados.

Separadores de grasas y aceites:

En estos equipos además de separar grasas y aceites por superficie, se genera una decantación de lodos por el fondo que hay que purgar y tratar adecuadamente.

Una característica de estos fangos es que en su composición se pueden encontrar arenas, sólidos inorgánicos y orgánicos, así como hidrocarburos impregnando a los mencionados sólidos.

Procesos de flotación:

Estos fangos son separados por superficie en forma de espumas y generalmente vienen acompañados de cantidades variables de grasas y aceites, así como de los reactivos o sus derivados utilizados en la coagulación previa generalmente utilizada.

La concentración de estos fangos esta comprendida entre un 3 y 3,5%.

Lodos generados en reacciones químicas de precipitación:

Determinados iones presentes en el agua residual, reaccionan con determinado reactivo, generando una sal insoluble, que es separada posteriormente por decantación, lo que da lugar a la aparición de lodos o fangos.

La composición de estos fangos va a ser de compuestos inorgánicos, que son objeto de la precipitación, a excepción de que el agua residual traiga sólidos en suspensión de tipo orgánico y se decanten conjuntamente.

1. Objetivos del tratamiento de fangos

El objetivo fundamental de los procesos de tratamiento de fangos, es la obtención de un sólido final estable, con un grado de deshidratación adecuado, para que sea fácilmente evacuable de la planta depuradora mediante camión u otro medio de transporte a destino final, a partir de los lodos generados en diversos procesos de la instalación de depuración.

Básicamente, los objetivos que tienen asignados los diferentes procesos de tratamiento de fangos, son los siguientes:

- Concentrar los fangos diluidos obtenidos en diferentes procesos de la planta depuradora, de tal forma que los tratamientos posteriores de fangos, resulten de menor tamaño, al disponer de menor volumen.

- Destruir o estabilizar la materia orgánica biodegradable presente en los fangos espesados, con el fin de conseguir su estabilidad.
- Deshidratar los fangos estabilizados, de tal forma que se obtenga un sólido, fácilmente transportable en la caja de un camión a destino final.

2. Procesos utilizados en tratamiento de fangos

Para llevar a cabo los diferentes objetivos indicados anteriormente, los procesos utilizados habitualmente, son los siguientes:

ESPESADO

- *Los lodos o fangos purgados en los diferentes procesos de la planta depuradora, presentan unas concentraciones muy bajas en sólidos en suspensión, siendo preciso aumentar dicha concentración con el fin de que los equipos de los sucesivos tratamientos de fangos resulten de un menor tamaño.*

Los procesos utilizados en el espesamiento de fangos son normalmente dos:

- **Espesado por gravedad.**
Los equipos son muy parecidos a los decantadores, variando los parámetros de diseño.
- **Espesado por flotación.**
Se utilizan unos equipos similares a los sistemas de flotación utilizados en la eliminación de sólidos en suspensión.
- **Otros.**

ESTABILIZACIÓN DEL FANGO.

- *En la composición del fango, una parte importante del mismo puede ser materia orgánica biodegradable, como ocurre con todos los procedentes de los procesos biológicos o bien cuando los sólidos decantados son materia orgánica y en consecuencia no son estables, siendo imprescindible su estabilización antes de su evacuación de la planta depuradora.*

Se entiende por estabilización la destrucción de la materia orgánica biodegradable presente en los fangos.

Dentro de los sistemas de estabilización utilizados, se encuentran los siguientes:

- Estabilización química.

En este caso la estabilización del fango se consigue mediante la dosificación de determinados reactivos químicos, fundamentalmente cal.

En este caso no tiene lugar una eliminación de la materia orgánica, sino el crear unas condiciones en el fango que no permitan el desarrollo de microorganismos capaces de descomponer la materia orgánica.

- Estabilización biológica.

El mecanismo de destrucción de la materia orgánica en este caso es mediante microorganismos, al igual que en los procesos biológicos utilizados en el tratamiento del agua residual.

Los dos sistemas utilizados son por *vía aerobia* o bien por *vía anaerobia*.

En el caso de estabilización biológica de los fangos, se suele denominar digestión.

DESHIDRATACIÓN.

- *El fango espesado y estabilizado tiene una concentración todavía muy baja, encontrándose en forma líquida y con un volumen importante.*

Con el fin de poderlo evacuar de la depuradora y enviarlo a destino final, el último tratamiento a que se la somete es a un proceso de deshidratación.

Dentro de los procesos de deshidratación utilizados se encuentran:

- Centrifugación.
- Filtración.

Como sistemas de filtración se utilizan eras de secado, filtros a presión y de bandas.

Con los procesos de deshidratación, se obtiene un sólido, con unos grados de sequedad variables entre el 20 y el 50%, dependiendo del tipo de proceso utilizado y del tipo de fangos tratados. Esto hace que sean fácilmente evacuables de la planta depuradora a destino final, puesto que se trata de un producto en estado sólido.

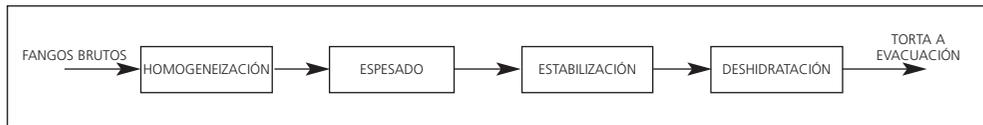
La línea de tratamiento de fangos de una depuradora va a depender entre otros de los siguientes factores:

- Origen y composición de los lodos.
- Destino final de los lodos deshidratados.
- Tamaño de la depuradora.

- Cantidad de fangos generados.
- Espacio disponible para ubicación de esta línea de tratamiento.
- Disponibilidades económicas

De acuerdo con su origen, en las plantas depuradoras urbanas, los fangos tienen la siguiente concentración:

ORIGEN DEL FANGO	% SÓLIDOS	% SÓLIDOS VOLÁTILES
Primario	1,5 – 3,0	60 - 70
Secundario	0,5 – 1,0	70-85
Mixtos	1,0 – 1,5	65 - 75



ESQUEMA BÁSICO TRATAMIENTO FANGOS.

2.1. Espesamiento

2.1.1. Generalidades

Los lodos obtenidos en los diferentes procesos de la depuradora, tienen una concentración muy baja en sólidos en suspensión, siendo preciso su concentración previa a cualquier tratamiento posterior, con el fin de reducir su volumen y facilitar los trabajos posteriores.

Igualmente si el proceso de estabilización va a ser por vía anaerobia, el espesado va a disminuir de forma muy importante las necesidades energéticas para el calentamiento del fango.

Como ya se ha indicado anteriormente, los sistemas de espesamiento utilizados son por gravedad o por flotación, dependiendo la utilización de uno u otro según el tipo de fangos de que se trate. Ambos procesos son próximos a la decantación y flotación usadas para la eliminación de sólidos en suspensión, pero con unos parámetros de diseño diferentes.

En las plantas urbanas de gran tamaño, los fangos procedentes de decantación primaria se espesan por gravedad, mientras que los fangos biológicos lo hacen

por flotación. En instalaciones medias o pequeñas, la mezcla de ambos fangos (mixtos) se concentra exclusivamente por gravedad, por razones de operatividad y económicas.

En las plantas depuradoras industriales el proceso de espesado de fangos a utilizar dependerá de la composición y características de los lodos generados. Al tratarse de cantidades generalmente no demasiado importantes, la forma de espesado habitual es por gravedad.

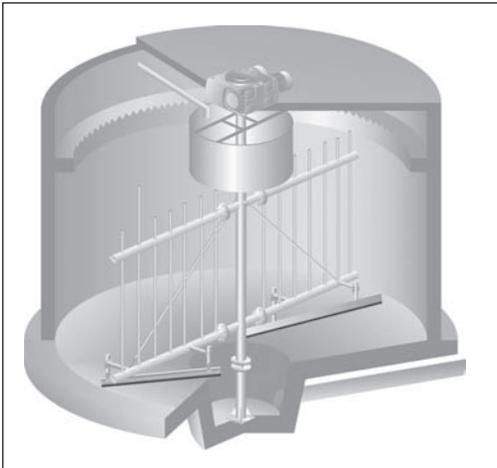
En el caso de que se traten conjuntamente fangos de diferente naturaleza, es conveniente su homogeneización previa, con el fin de que la alimentación al espesador sea lo más constante posible.

2.1.2. Espesado por gravedad

El espesamiento por gravedad se lleva a cabo en unos tanques similares a los utilizados para decantación, obteniéndose por el fondo un fango espesado y por superficie un líquido clarificado que se envía a cabeza de tratamiento.

Este proceso al igual que la decantación, se basa en la diferencia de densidad entre el agua y sólidos en suspensión a espesar, siendo el proceso mas utilizado en espesamiento.

Los equipos muy pequeños son estáticos, de forma cilíndrica y terminados en su parte inferior de forma cónica, con una pendiente próxima a 45°, con el fin de facilitar la descarga del fango espesado.



ESPESADOR POR GRAVEDAD.

Los de mayor tamaño son muy parecidos a los decantadores, disponiendo de un sistema de piquetas instaladas sobre las rasquetas barredoras de fondo que se desplazan suavemente, generando caminos de salida para el agua que se queda ocluida entre el fango espesado.

2.1.2.1. Bases de diseño

- Los parámetros de diseño utilizados en la plantas de tratamiento de aguas residuales de tipo urbano, son los indicados en la tabla adjunta.

TIPO DE FANGOS	CARGA SÓLIDOS Kg/m ² *d	CARGA HIDRÁULICA m ³ /m ² *h
PRIMARIOS	80 – 120	0,6 – 1,0
BIOLÓGICOS	20 – 40	0,20 – 0,40
MIXTOS	30 – 50	0,40 – 0,7
OXIDACIÓN TOTAL	20 – 35	0,20 – 0,40

- Los tiempos de retención están entre comprendidos entre 24 y 36 horas.
- Los fangos espesados por gravedad en las EDAR alcanzan unas concentraciones entre el 5 y el 8%.

La carga de sólidos e hidráulica así como el tiempo de retención y grado de espesamiento en fangos de plantas industriales van a depender del tipo de fango a espesar.

2.1.2.2. Dimensionado de equipos

Para determinar las dimensiones de estos equipos, se parte de la carga hidráulica y carga de sólidos que puede soportar la unidad.

En función del tipo de fangos a espesar, se selecciona la carga hidráulica (CH) y carga de sólidos (CS) a utilizar en el diseño, de acuerdo con la tabla incluida anteriormente.

La superficie del equipo, se determina para ambas condiciones, siendo:

$$S (m^2) = \frac{Q (m^3/h)}{CH (m^3/m^2 * h)}$$

Siendo:

S: superficie, m²

Q: caudal, m³/h

*CH: carga hidráulica, m³/m²*h*

Y para la carga de sólidos:

$$S(m^2) = \frac{A \left(\frac{Kg}{d} \right)}{CS \left(\frac{Kg}{m^2 * d} \right)}$$

Siendo:

A: Kilos de sólido por día, Kg/d

*CS: Carga de sólidos, Kg/m²*d*

De ambas superficies se adopta la mayor obtenida, determinándose a partir de la misma el diámetro del equipo.

El volumen de la unidad vendrá dado por:

$$VOL (m^3) = Q(m^3/h) * Tr (h)$$

Donde:

Vol: volumen, m³

Q: caudal, m³/h

Tr: tiempo de retención, h

Y la altura de la unidad será:

$$H (m) = \frac{Vol (m^3)}{S(m^2)}$$

Donde:

H: altura, m

2.1.2.3. Normas generales de diseño

- A diferencia con los decantadores, los espesadores son siempre de tipo circular y de tracción central.
- Los espesadores de diámetro inferior a 5 m generalmente son estáticos, con una inclinación del fondo entre 60° y 45°.

- Los de mayor tamaño son dinámicos siendo la inclinación del fondo próxima a 1:10, aunque varía de unos fabricantes de equipos a otros.
- Debido al elevado tiempo de retención del fango en los espesadores y su elevada carga orgánica, tienen tendencia a generar olores desagradables, sobre todo en verano, por lo que es práctica habitual utilizar equipos cerrados.
- Debido a la alta carga orgánica y de sólidos en suspensión, el agua sobrenadante se envía a cabeza de tratamiento, presentando un grado de contaminación importante.
- En este tipo de equipos no se utilizan reactivos para mejorar el espesado.
- La línea de descarga de fangos debe ser de diámetro elevado, para evitar posibles problemas de atascamiento.
- En plantas industriales cuyo fango a espesar no contenga materia orgánica, y en consecuencia del espesador se pase directamente a deshidratación de fangos, hay que prever un volumen adicional para almacenamiento de los mismos.

2.1.3. Espesado por flotación

En aquellos casos en que la densidad de los sólidos presentes en los fangos a espesar sea baja, como es el caso de los fangos biológicos, se puede utilizar como sistema de espesamiento el de flotación en la modalidad de aire disuelto en la recirculación.

Como se indicó anteriormente, en plantas urbanas grandes, este proceso se utiliza para el espesado de los fangos generados en los sistemas biológico, mientras que los primarios se espesan por gravedad. Una vez espesados de forma independiente ambos fangos, se juntan para los tratamientos posteriores.

2.1.3.1. Bases de diseño

El sistema de cálculo de los espesadores por flotación mediante aire disuelto en la recirculación, es similar al indicado para el proceso de flotación para separar sólidos en suspensión del agua residual.

• Los parámetros de diseño utilizados en este caso son los siguientes:	
• Necesidades aire	0,01-0,10 Kg/Kg SS
• Carga de sólidos media	4,0 – 5,0 Kg/m ² *h
• Carga hidráulica	2,5-3,5 m ³ /m ² *h
• Tr caudal medio en el tanque de flotación	>1 h
• Tr calderín presurización	>3 min
• Presión de trabajo	4,0-7,0 Kg/cm ²

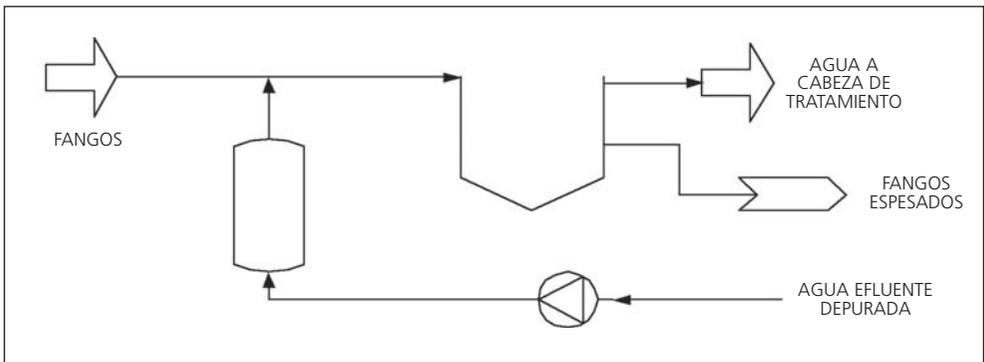
2.1.3.2. Dimensionado de equipos

Los espesadores por flotación para fangos, se calculan de la misma forma que se indicó en el capítulo correspondiente a eliminación de sólidos en suspensión por flotación.

En este caso los parámetros de diseño a utilizar son los indicados en el punto anterior.

2.1.3.3. Normas generales de diseño

- La recuperación de sólidos esta comprendida entre el 85 y el 95%, y la concentración de salida de las espumas entre el 3 y el 3,5%.
- Debido a la fuga de sólidos del tanque de flotación, es aconsejable utilizar como agua a presurizar el efluente final de la depuradora o bien agua de planta, en lugar de agua recirculada.



- La utilización de polielectrolitos mejora la recuperación de sólidos y aumenta la concentración de las espumas entre 0,5 y 1 puntos porcentuales.

- Para la flotación de fangos biológicos es recomendable llevar a cabo la purga del reactor biológico en lugar del decantador secundario.

Al ser la concentración de alimentación al espesador menor y más constante, mejora la captura de sólidos, con lo que mejora el rendimiento del sistema.

- Los espesadores por flotación al estar el agua saturada en aire, tienen menos tendencia a sufrir descomposiciones anaerobias y en consecuencia a generar malos olores.
- Debido a la fuga de sólidos y la elevada carga orgánica que presenta, el agua de rechazo debe ser enviada a cabeza de tratamiento o bien a la entrada del tratamiento biológico.
- A pesar de que los sistemas de flotación son capaces de flotar partículas con mas densidad que el agua, estos equipos no se utilizan para espesar fangos primarios o mixtos.

2.2. Estabilización

Como se ha indicado anteriormente, una parte importante de los lodos (sobre todo los procedentes de los tratamientos biológicos), están compuestos por materia orgánica biodegradable, siendo precisa su estabilización antes de su evacuación final.

Esta operación es práctica habitual en las plantas depuradoras de aguas urbanas, así como en aquellas instalaciones industriales que generen fangos de estas características.

Los sistemas de estabilización pueden ser llevados a cabo por vía:

- **Biológica** (aerobia o anaerobia) que son los generalmente utilizados.
- **Química** (dosificación de reactivos, normalmente cal), de utilización en algunas plantas de tipo industrial.

En los procesos aerobios el agua se introduce en unas balsas con unos tiempos de retención elevados y al igual que en los procesos biológicos se les introduce aire, con el fin de producir su biodegradación, obteniendo unos fangos muy mineralizados y en consecuencia estables. Este proceso es sencillo de operar y mantener. El único inconveniente es su elevado consumo de energía.

En los procesos de tipo anaerobio la estabilización o biodegradación tiene lugar en tanques cerrados, con unos tiempos de retención elevados, y a temperatura alta con el fin de acelerar el proceso.

En los procesos de tipo anaerobio se genera biogás utilizado para producir el calor necesario para la calefacción del digestor. En las instalaciones de gran tamaño es factible la obtención de energía eléctrica con este gas, que se consume en la propia depuradora.

En la tabla incluida a continuación se comparan los dos sistemas de estabilización biológica.

ESTABILIZACIÓN	ANAEROBIA	AEROBIA
Coste implantación	Elevado	Medio
Tiempo Puesta en Marcha	Elevado	Corto
Consumo energético	Genera energía	Elevado
Control	Difícil	Fácil
Operación	Difícil	Fácil

Aunque no hay una norma fija, el proceso de estabilización aerobia de fangos se utiliza en depuradoras urbanas para una población menor de 15.000-20.000 habitantes y la anaerobia para valores mayores de los indicados anteriormente.

En plantas industriales se utiliza con frecuencia la estabilización química, consistente en la dosificación de cal.

2.2.1. Digestión anaerobia

El proceso de digestión anaerobia, cuyos fundamentos teóricos se desarrollan en otro tema, es utilizado para la estabilización o mineralización de la materia orgánica presente en los fangos generados en las plantas depuradoras.

En el proceso de biodegradación anaerobia de la materia orgánica, se obtiene como producto final, además del fango estabilizado, el biogás, compuesto en su mayor parte por metano y con un poder calorífico importante.

El tipo de digestor empleado en la digestión o estabilización de fangos es de mezcla completa y alta carga, llevándose a cabo el proceso generalmente en dos etapas:

- Primera etapa (digestor primario) se utiliza un digestor de mezcla completa, provisto de agitación y calentamiento del fango, en el cual tiene lugar la eliminación del 90% de los VSS eliminados en el proceso de digestión.
- Segunda etapa: Consiste en un digestor secundario, sin agitación ni calefacción, donde tiene lugar además de la finalización del proceso, el espesamiento de los lodos, así como la obtención de un líquido clarificado que se envía a cabecera de planta.

Este segundo digestor sirve además como almacenamiento de fango, y si dispone de techo flotante como almacenamiento de gas.

2.2.1.1. Bases de diseño

En plantas urbanas, las bases de diseño de este proceso son:

• <i>Temperatura.</i>	34 -38°C
• <i>En la información incluida en el tema correspondientes a la digestión anaerobia de aguas, se refleja tiempo de retención y eliminación de VSS frente a la temperatura.</i>	
• <i>Tr hidráulica digestor primario</i>	20d
• <i>Tr hidráulica digestor secundario</i>	6-10 d
• <i>Eliminación VSS</i>	45-50%
• <i>Carga VSS:</i>	1,5-2,5 Kg de VSS/ m ³ *d
• <i>Generación de gas:</i>	0,9 m ³ / Kg de VSS eliminados

• <i>Composición biogás:</i>	
<i>Metano</i>	(65-70%)
<i>Anhidrido carbónico</i>	(25-30%)
<i>Resto (vapor de agua, nitrógeno, y pequeñas cantidades de sulfhídrico, amoníaco, etc).</i>	
• <i>Peso específico del biogás</i>	0,85
• <i>Poder calorífico del biogás</i>	5.000-5.500 Kcal/m ³

2.2.1.2. Normas generales de diseño

- Los digestores son tanques cerrados, en España habitualmente de forma cilíndrica y de mayor diámetro que altura, construidos en hormigón.

Estos equipos en plantas grandes alcanzan diámetros de hasta 35 m y alturas de 20 m.

La solera tiene forma troncocónica, y la cubierta superior puede tener forma de cúpula o como la solera troncocónica.

- En centro Europa es frecuente la utilización de digestores en forma de huevo, teniendo la ventaja de que si el fango arrastra arena, esta se acumula en el centro de la base, y se evacua fácilmente con la purga. Los digestores de esta forma suelen ser metálicos, recubiertos de hormigón u otro material aislante para evitar pérdidas excesivas de calor.
- En los digestores primarios la cubierta es fija, mientras que en los secundarios esta puede ser fija o bien disponer de una campana metálica flotante que sirva para la acumulación del gas.
- Dentro de los parámetros a controlar "in situ" en los digestores se encuentran el nivel de líquido, presión, temperatura y pH del agua, composición en metano del gas generado, etc. y en el laboratorio alcalinidad, ácidos volátiles, VSS, concentración de sólidos en suspensión, etc.
- Como se ha indicado, el tiempo de retención hidráulico para un digestor que trabaje a una temperatura entre 34 y 38°C es de 20 días para el primario (generalmente se construyen dos unidades con un tiempo de retención unitario de 10 días) y de 6 días para el secundario (aunque generalmente se adopta 10 días, con el fin de que las tres unidades sean iguales y compensar de esta forma la falta de agitación y calefacción). Esto supone que la digestión primaria dispone de doble volumen que en la secundaria.

Es práctica habitual el empleo de dos digestores primarios y uno secundario, con lo cual los tres disponen del mismo volumen e instalando en el secundario los sistemas precisos de agitación, calefacción, etc. que permita su utilización como primario en caso de que uno de estos se encuentre fuera de servicio.

- En cada caso concreto, será preciso la realización de los balances energéticos para comprobar si es preciso el aislamiento de los digestores y en consecuencia disminuir las pérdidas de calor de los mismos.
- Debido a que la mezcla de gas-aire es explosiva a determinados porcentajes hay que disponer de los medios para que esto no ocurra. Toda la instalación eléctrica, instrumentos, etc. debe ser antideflagrante.

- En las plantas urbanas, el gas generado en los digestores, se utiliza como combustible en calderas para obtener el calor preciso para la calefacción de los digestores.

Al diseñar la instalación de recuperación de energía hay que tener en cuenta:

- El número de calderas a instalar será de dos y con una potencia calorífica mayorada entre un 20 y un 30% de las necesidades energéticas reales.
- Sistema de utilización de combustible alternativo al biogás para la puesta en marcha o funcionamiento cuando por fallo en el sistema no se genere gas o bien no disponga de la calidad precisa.
- Se utilizará un cambiador de calor principal (para calentamiento del fango de alimentación al sistema de digestión) y tantos intercambiadores secundarios como digestores (para compensar las pérdidas de calor a través de las paredes del equipo y circuitos).
- En plantas muy grandes el gas se puede emplear en motogeneradores, obteniendo energía eléctrica, y aprovechado el calor de refrigeración y de los gases de escape para calefacción de los digestores.
- El efluente del digestor secundario, tratando fangos mixtos, tiene una DBO entre 3.000 y 10.000 ppm y unos sólidos en suspensión próximos a 1.000 ppm

2.2.2. Digestión aerobia

La digestión aerobia es un proceso similar al de lagunas aireadas en oxidación total utilizado en la línea de agua de la planta. En este caso, cuando no hay sustrato disponible, los microorganismos comienzan a consumir su propio protoplasma o lo que es lo mismo se encuentran en fase endógena.

Los productos finales en este proceso son CO_2 , H_2O , NO_3^- , etc.

El proceso básicamente consiste en la introducción de los fangos sin espesar en una balsa o tanque y la aportación de aire mediante turbinas o difusores, manteniéndolos el tiempo adecuado para que la oxidación de la materia orgánica biodegradable tenga lugar.

Este tipo de procesos se emplea principalmente en plantas urbanas de tamaño pequeño (el límite superior suele establecerse entre 15.000 y 20.000 habitan-

tes) debido al elevado consumo energético que conlleva esta forma de estabilización de fangos.

Igualmente es un método utilizado en plantas depuradoras industriales, debido a las cantidades reducidas de fangos que generan.

Entre las ventajas que reporta este sistema de tratamiento se encuentran:

- Muy fácil de operar.
- Menores costes de primera implantación que los sistemas anaerobios.
- No genera olores importantes
- El sobrenadante presenta valores bajos de DBO.

Entre los principales inconvenientes se encuentran:

- Altos consumos de energía eléctrica
- Se ven afectados por la temperatura ambiente
- Menor eliminación de sólidos volátiles que los procesos anaerobios.

2.2.2.1. Bases de diseño

• Eliminación VSS	40 - 45%
• Tr Hidráulico fangos mixtos (20°C)	15 - 20 días
• Tr Hidráulico fangos biológicos (20°C)	12 - 15 días
<i>Un incremento de estos tiempos, continua la eliminación de volátiles, pero la velocidad de eliminación se reduce considerablemente.</i>	
• Carga VSS (fangos biológicos):	1,5- 2,0 Kg /m ³ *d
• Carga VSS (fangos mixtos):	2,0- 3,0 Kg /m ³ *d
• Concentración máxima aconsejable de SS en reactor	<2,5%
• Necesidades oxígeno:	≥ 2,0-2,5 Kg O ₂ / Kg VSS eliminado
• Concentración oxígeno en reactor:	1,0 - 2 ppm
• Energía mínima para mezcla:	25-40 w/m ³ de reactor
<i>Normalmente la energía suministrado para el proceso de oxidación biológica es suficiente para cubrir este requerimiento</i>	

2.2.2.2. Normas generales de diseño

- Los digestores aerobios consisten en balsas de hormigón, de forma rectangular, encontrándose la alimentación y la salida en los dos lados más cortos y opuestos.

- La profundidad viene definida por la potencia y tipo de turbinas de aireación utilizadas, variando entre 3 y 4,5 m.

Los equipos de aeración utilizados en este proceso, son idénticos a los utilizados en los sistemas biológicos de fangos activos ya descritos en dicho tema.

- En este tipo de unidades es preferible utilizar como sistema de aireación sistemas mecánicos, por los problemas de ensuciamiento que pueden presentar los difusores.
- La forma de operación consiste en parar el sistema de aireación durante un cierto tiempo para permitir la decantación del fango, procediéndose a continuación a la alimentación de nuevo fango al reactor. El sobrenadante desplazado se envía a cabeza de tratamiento. La purga del licor mezcla se envía a espesado.
- Al ser los procesos vía aerobia, estos procesos no son generadores de malos olores.
- En este proceso hay una tendencia a disminuir el pH del lodo, por el consumo de alcalinidad en la nitrificación que tiene lugar. Si la alcalinidad inicial del fango es muy baja, puede ser preciso el ajuste del pH, ya que una disminución del mismo, por debajo de 6,5 va a disminuir de forma importante la velocidad de estabilización.
- Si la concentración de los fangos es superior al 3%, se presentan dificultades importantes para una buena homogeneización y distribución del oxígeno. Debido a esta circunstancia, generalmente el espesado tiene lugar después de la estabilización.
- La calidad del efluente del sobrenadante es considerablemente mejor que en los procesos anaerobios.

2.2.3. Acondicionamiento químico del fango

Este proceso consiste en la dosificación de cal al fango no digerido hasta alcanzar un pH próximo a 11,0 – 11,5 valor no adecuado para la supervivencia de los seres vivos, consiguiendo en consecuencia evitar su descomposición al eliminar los microorganismos responsables de la biodegradación. Por la misma razón en la estabilización con cal se obtiene un fango desinfectado.

En principio, el pH a alcanzar debería ser próximo a 12, ahora bien esto conllevaría que el lixiviado de este fango alcanzase ese valor y en consecuencia el clasificar el fango final como residuo peligroso. Con el fin de evitar su clasificación, se trabaja a unos valores menores, como los indicados anteriormente.

El tiempo de retención previo a la deshidratación no debe ser inferior a 2-3 horas, con el fin de asegurar una buena estabilización y una desinfección garantizada.

Por otra parte esta dosificación de cal, permite una buena deshidratación del fango no digerido, sobre todo en aquellos casos en que el sistema de deshidratación tenga lugar mediante filtros prensa.

Es de indicar que la estabilización con cal conlleva la generación de un mayor volumen de lodos producido por la precipitación de sales de calcio.

Este proceso es utilizado en algunas plantas depuradoras de aguas industriales en las cuales la producción de fangos es baja.

Debido a que en este proceso no hay eliminación de materia orgánica, el fango deshidratado debe ser evacuado de la planta, en poco tiempo, antes de que por lixiviación o cualquier otro motivo haya una disminución del pH, y pueda aparecer una cierta población bacteriana teniendo lugar la descomposición biológica de la materia orgánica biodegradable.

La ventaja de este método de estabilización de los fangos es su facilidad de operación.

La cal puede utilizarse como cal viva dosificada en polvo al fango en una unidad de mezcla, o bien como cal apagada en forma de lechada de cal.

2.3. Deshidratación

Los fangos una vez espesados, y estabilizados deben ser deshidratados hasta una concentración que permita su evacuación en fase sólida de la depuradora, mediante camión u otro método de transporte.

Las concentraciones en materia seca de las tortas, deben ser superiores a un 20% para una buena evacuación.

En el caso de lodos procedentes de aguas industriales, que tengan en su composición componentes que determinen su clasificación como residuos peligrosos, es importante conseguir la mayor deshidratación posible, con el fin de re-

ducir a un mínimo los costes del vertedero de seguridad, así como cumplir la normativa de dichos vertederos en cuanto a humedad mínima admisible en sus instalaciones.

Es práctica habitual que los sistemas de deshidratación en las plantas depuradoras no trabajen de forma continua, llevando a cabo los procesos entre 8 y 16 horas diarias y durante 5 o 6 días a la semana, siendo en consecuencia preciso prever algún sistema para la acumulación de fangos.

La elección del sistema adecuado de deshidratación de los fangos, va a venir condicionada entre otros por los siguientes factores:

- Costes de transporte del fango deshidratado. A mayor sequedad de la torta menor peso transportado y en consecuencia menor coste.
- A medida que aumenta la sequedad del fango deshidratado, mayor facilidad de manejo, y menor volumen de lixiviado, tanto si el destino final es vertedero como compostaje.
- Limitaciones fijadas por el vertedero de destino.
- En caso de que el destino final de los fangos sea incineración, es fundamental una buena deshidratación con el fin de reducir los costes energéticos.

Los fangos a deshidratar, tienen en su composición habitualmente un número elevado de partículas coloidales, así como un número importante de finos, lo que da lugar a una mala calidad de las aguas de rechazo, así como a un bajo porcentaje de deshidratación.

Con el fin de mejorar el proceso de deshidratación, es fundamental un acondicionamiento químico previo, que neutralice los coloides presentes así como llevar a cabo una floculación de los finos.

El consumo de reactivos y el tipo de los mismos va a venir condicionado por el tipo de fango a deshidratar, así como el proceso a utilizar.

De forma general, se emplea cal en la deshidratación por filtros a presión, polielectrolitos en filtros banda y centrífugas y sales metálicas con cal en filtración a vacío.

2.3.1. Eras de secado

Las eras de secado son un sistema muy utilizado para la deshidratación de fangos en pequeñas plantas depuradoras urbanas, no siendo de aplicación en las

medianas o grandes por la superficie y mano de obra que requiere su operación. Estas instalaciones no se emplean en España con poblaciones superiores a 15.000 habitantes.

Una era de secado consiste en un lecho de arena sobre el que se vierte el fango, teniendo lugar dos efectos complementarios:

- Primera etapa: deshidratación por filtración del agua sobre la arena. Esta fase suele durar aproximadamente dos días y es en la que se pierde una mayor cantidad de agua.
- Segunda etapa: evaporación de una parte del agua ligada al fango por la acción del sol y del aire. Esta fase es mucho mas lenta y puede tardar entre 15 y 20 días.

Las eras de secado consisten básicamente en un una superficie de arena soportada sobre otros materiales mas gruesos y que dispone en su fondo de una tubería drenante para recogida de líquido filtrado.

En plantas pequeñas, la retirada de la torta deshidratada se hace manualmente, mientras que en instalaciones grandes (no habituales en Europa) se lleva a cabo mecánicamente.

Entre las ventajas de este sistema se incluyen:

- Bajo coste de implantación.
- Bajo mantenimiento.
- Sequedad elevada.

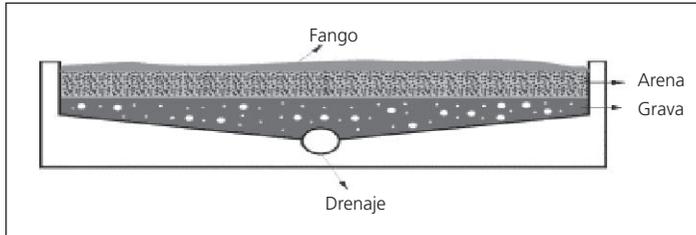
Entre los inconvenientes destaca la mano de obra precisa para la extracción del fango deshidratado.

2.3.1.1. Bases de diseño

• Carga de sólidos (Fangos mixtos digeridos):	60 - 120 MS Kg/m ² *año
• Carga de sólidos (Fangos primarios digeridos):	120 - 160 MS Kg/m ² *año
• Superficie por 1.000 habitantes (Fango primario digerido)	100 - 140 m ²
• Superficie por 1.000 habitantes (Fango mixto digerido)	150 - 250 m ²
• Rotación eras	18 -20 d
• Granulometría capa filtrante:	0,5 - 0,9 mm
• Coeficiente de uniformidad arena	< 4
• Espesor capa filtrante	> 250 mm

2.3.1.2. Normas generales de diseño

- Hay que tener en cuenta la climatología de la zona a la hora de fijar los valores de diseño. Si la climatología es adversa, se utilizan eras cubiertas.
- La superficie teórica calculada, se divide en unidades menores, de tal modo que se llene cada una de ellas con el fango producido en un tiempo de 2 – 3 días.
- La extracción del fango una vez seco en plantas pequeñas es de forma manual, siendo preciso a la hora de definir la implantación de las eras, la facilidad de acceso.
- Debe tenerse en cuenta que en cada limpieza se pierde una cierta cantidad de arena, siendo preciso disponer de reservas para su rellenado.
- Por debajo de la capa de arena se disponen una serie de capas de material de mayor diámetro y en el fondo un tubo drenante. Las capas utilizadas suelen ser las siguientes:
 - 150mm grava gruesa (75 – 150 mm)
 - 100 mm grava media (10 – 20 mm)
 - 100 mm grava fina (4 – 10 mm)
 - 100 mm arena gruesa (2 – 5 mm)
 - > 250 mm arena fina (0,5 – 0,9 mm)
- A medida que se utiliza arena mas fina en la capa superior, la velocidad de filtración es menor.
- El agua evacuada por el tubo drenante, se envía a cabeza de tratamiento.
- En el caso de utilizar eras de secado cubiertas la carga a utilizar en diseño será entre un 25 y un 30% mayor.
- La altura de fango en la era en el momento del vertido será próxima a 30-35 cm.
- Las dimensiones unitarias habituales de las eras son de 6 m de ancho y unas longitudes variables entre 6 y 12 m, no sobrepasando estas dimensiones con el fin de conseguir una buena distribución del lodo sobre toda la superficie.
- El número mínimo de eras es de dos, para tener una en secado y limpieza y otra en carga.



ESQUEMA DE UNA ERA DE SECADO.

2.3.2. Filtros de vacío

Los filtros de vacío consisten en un tambor giratorio, forrado de una tela filtrante y que se encuentra parcialmente sumergido en un depósito en el que se encuentra el lodo.

Interiormente se encuentra dividido en secciones de tal forma que en la parte sumergida se aplica vacío (entre 30 y 60 mm Hg), provocando el paso del agua a través de la tela filtrante, quedando el sólido retenido en la superficie. En la parte exterior del tambor se encuentra una rasqueta que separa el sólido deshidratado de la tela.

Para conseguir un buen filtrado generalmente se lleva a cabo una coagulación – floculación con cloruro férrico y cal, lo que aumenta de forma importante la cantidad de torta obtenida.

La capacidad de filtración de estas unidades es próxima a 30-60 Kg /m²*h y la sequedad final se encuentra entre 30-35%.

Estas unidades han quedado prácticamente en desuso en este campo, por el coste de implantación elevado, la complejidad del sistema sobre todo de vacío, lo que dificulta y encarece su mantenimiento y el consumo de reactivos.

2.3.3. Centrifugación

La deshidratación por centrifugación consiste en la separación de las partículas sólidas de mayor densidad que el agua presentes en el fango, debido a fuerzas de tipo centrífugo, y utilizando una fuerza entre 500 y 3.000 veces la gravedad.

Dentro de los tipos de centrifugas existentes en el mercado, discos, cesta, camisa maciza, etc. es este último tipo el empleado en deshidratación de fangos

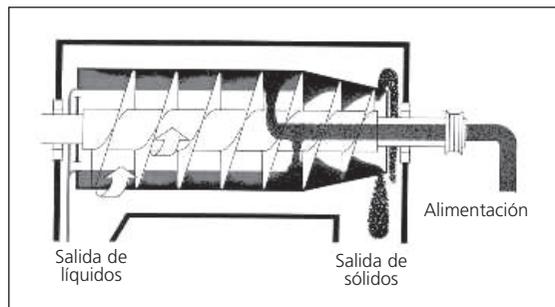
en depuración de aguas. A este tipo de centrifugas se las conoce también como centrifugas decantadoras o “decanter”.

La velocidad de giro depende del tamaño del rotor del equipo, no sobrepasando las 4.000 r.p.m.

Las centrifugas son máquinas que separan las partículas de acuerdo con su densidad y tamaño, de tal forma que las partículas más pequeñas se perderían con el efluente, sin embargo debido a la utilización de polielectrolitos sintéticos, se consigue su floculación y en consecuencia una mayor retención de partículas así como mayor sequedad en la torta.

- El consumo de polielectrolito es del orden de 4,0 a 6,0 Kg/ Tm MS.

Básicamente una centrifuga decantadora consta de un tambor o cuba en posición horizontal que gira sobre dos cojinetes sujetos al bastidor. Su forma es cilíndrica finalizando en forma troncocónica. Montado en el mismo eje se encuentra un sinfín, que gira a menor velocidad para arrastre del fango, denominada velocidad diferencial.



ESQUEMA CENTRÍFUGA.

La velocidad diferencial, en función de las máquinas puede ser variada mecánicamente o electrónicamente. A medida que aumenta la velocidad diferencial la clarificación del efluente mejora, disminuyendo la sequedad de la torta.

El fango se introduce de forma continua por uno de los extremos y por la acción de la fuerza centrífuga los sólidos se concentran en la periferia, siendo arrastrados por el tornillo sinfín hacia el extremo troncocónico, donde son descargados al exterior.

Para fangos procedentes de plantas depuradoras urbanas, la concentración del fango deshidratado que se puede obtener por centrifugación, varía entre el 20 y 25%.

Existen en el mercado y para tratamiento de fangos aceitosos (procedentes de separadores API, Flotadores, etc.) centrifugas de tres fases, de tal forma que se obtiene la torta, la fase acuosa y los aceites por separado. Para que la separación de los aceites sea buena se requiere una diferencia de densidad adecuada. Esto puede conseguirse trabajando a altas temperaturas (90-95°C).

Las bombas de alimentación al sistema de deshidratación, deben ser de caudal variable, con el fin de poder ajustarlo a las necesidades operativas de la centrifuga.

Este sistema de deshidratación trabaja en continuo, es fácil de operar y las necesidades de mano de obra son mínimas una vez ajustado el proceso (velocidad diferencial, caudal de alimentación, dosificación de polielectrolito, etc.).

Su coste de primera instalación es próximo a los filtros de bandas e inferior a la filtración a presión.

Si no hay un buen desarenado y en este hay pérdidas de arena, las centrifugas van a sufrir unos desgastes muy importantes y en consecuencia una reducción de su vida útil.

2.3.4. Filtración a presión

En la filtración a presión la deshidratación se lleva a cabo forzando la eliminación del agua por aplicación de presión sobre un medio filtrante.

Los filtros prensa generalmente utilizados consisten en un conjunto de placas ranuradas de sección cuadrada, colocadas verticalmente y enfrentadas entre sí, sujetas en un bastidor.

Sobre cada una de las caras de cada placa se acopla una tela filtrante de tamaño de poro determinado, las placas se mantienen unidas mediante un pistón, de tal forma que puedan resistir la presión de filtración sin pérdidas de agua.

Durante el proceso de funcionamiento se introduce el fango en la cámara existente entre las telas que cubren dos placas consecutivas y mediante presión conseguir el paso del líquido a través de la tela, dejando sobre la superficie una torta.

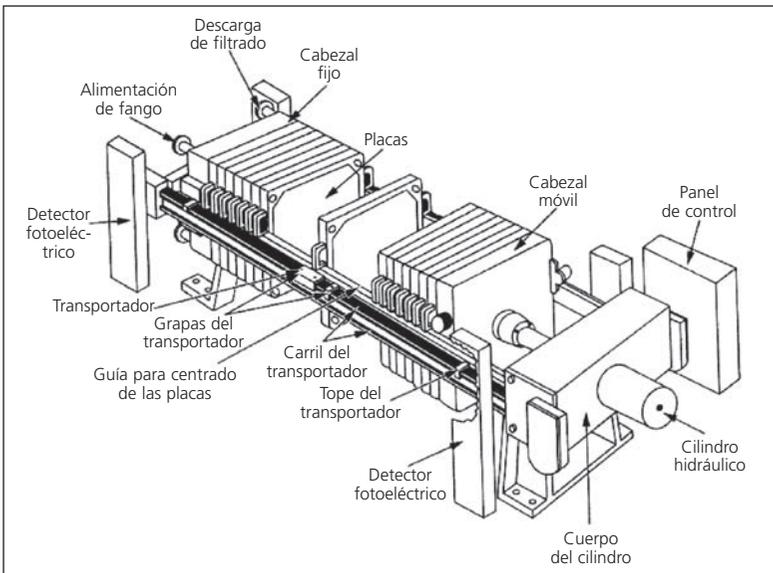
El espesor de la torta que se forma está comprendido entre 25 y 35 mm y una carga de 3 a 4 Kg/m²*h.

Una vez colmatado en filtro, se procede a un soplado con aire, con el fin de aumentar la sequedad y desplazar el líquido de las líneas. Posteriormente se abre el filtro y se extrae la torta deshidratada. Normalmente los equipos que se utilizan hacen los diferentes ciclos y fases del proceso de filtración de forma automática, incluido la descarga de la torta, mediante sistemas de vibración de las placas.

De acuerdo con lo indicado con anterioridad se deduce que la forma de trabajo de estas unidades es por cargas. A pesar de utilizar unidades totalmente automatizadas, requieren una cierta mano de obra de comprobación de la operación, sobre todo en la fase de descarga de la torta.

Para conseguir una buena sequedad, generalmente es preciso la utilización de cal, lo que conlleva una generación de mayor cantidad de fangos.

De todos los sistemas de deshidratación utilizados, la filtración a presión es la que consigue unos grados de sequedad mayor, llegando en determinados casos a superar el 45-50%. Este es el motivo de empleo de este sistema para la deshidratación de fangos en plantas industriales, en los cuales por su composición puedan ser clasificados como residuos peligrosos, debido al elevado grado de sequedad que se obtiene y los costos de vertedero, de seguridad.



ESQUEMA DE FILTRO PRENSA.

De los diferentes procesos de deshidratación generalmente utilizados, este es el de mayor coste de implantación inicial, precisa más mano de obra para la operación y empleo de cal, siendo su gran ventaja sobre el resto de los sistemas de deshidratación el elevado grado de sequedad que se obtiene, así como la obtención de un efluente muy clarificado debido al elevado porcentaje de capturas.

Para determinadas aguas industriales con un tamaño de partícula a separar muy fina, además de la cal (y cloruro férrico en el caso de que haya que coagular), se puede utilizar precapa, que consiste en la utilización al comienzo de la filtración de una suspensión de diatomeas que forman una capa sobre la tela de poro muy fino.

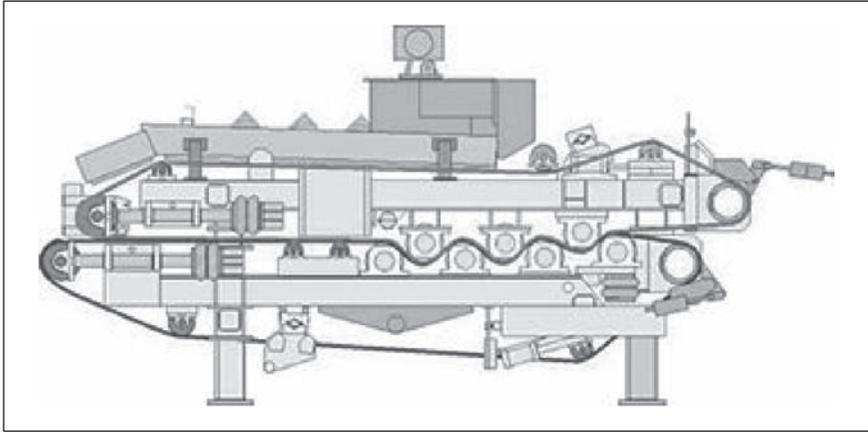
2.3.5. Filtros de bandas

Estos equipos se desarrollaron en la década de los setenta, implantándose en un gran número de depuradoras. En la actualidad, están siendo desplazados por las centrífugas.

Los filtros de bandas consisten en dos bandas de tela filtrante continuas entre las cuales se introduce el fango, siendo la deshidratación una combinación de fuerzas de gravedad y presión.

El fango previamente floculado, a su entrada al filtro es vertido en la banda superior donde tiene lugar una deshidratación por gravedad.

Posteriormente los fangos caen sobre la banda inferior y cogidos entre ambas bandas a través de una zona en forma de cuña donde se continua la deshidratación por compresión. En la última fase de la filtración las dos bandas hacen un recorrido a través de un conjunto de rodillos colocados al tresbolillo y de diámetro descendente, con lo que aumenta la presión del filtrado así como el cambio de posición de las bandas genera un efecto de cizallamiento de la masa del fango, que facilita la evacuación del agua retenida en el mismo. Al final del filtro las dos bandas se separan, desprendiendo el fango deshidratado mediante un rascador.



ESQUEMA DE FILTRO BANDAS.

La capacidad de filtración de una unidad de este tipo viene dada por la anchura de la banda filtrante, existiendo unidades con anchuras entre 1 y 3 m.

La carga hidráulica y másica que puede admitir un filtro bandas va a depender del diseño del fabricante, velocidad de paso, tipo de fango, floculación previa, etc. De forma general la carga hidráulica de un filtro de bandas es próxima a:

• Fangos mixtos digeridos anaerobicamente:	6-8 m ³ /h*m ^l
• Fangos mixtos digeridos aerobiamente:	4-8 m ³ /h*m ^l
• La carga másica:	200 y 350 Kg MS /m*h

La sequedad de la torta en este tipo de unidades es próxima al 25-30%.

La floculación previa es imprescindible, siendo el consumo de polielectrolito entre 3,5 y 4,5 Kg por tonelada de materia seca filtrada.

Debido a la forma de operar, los filtros de banda trabajan en continuo, teniendo unos requerimientos de mano de obra medios.

2.3.6. Sacos filtrantes

En plantas muy pequeñas de aguas industriales y que la producción de fangos es mínima, se pueden utilizar sacos filtrantes, consistentes en bolsas de material poroso y sintético, en los cuales se introduce el lodo, que escurren el agua a través del tejido, quedando en su interior el lodo parcialmente deshidratado. La sequedad obtenida es baja.

3. Destino final de los lodos deshidratados

Los fangos deshidratados en las plantas depuradoras constituyen un residuo que hay que evacuar de la depuradora y darle un destino final.

En las plantas depuradoras industriales cuyos fangos deshidratados contengan elementos que les puedan clasificar como residuo peligroso, su destino final será su retirada de la planta a través de gestor autorizado para su envío a vertedero de seguridad.

3.1. Aplicación directa sobre el terreno

En pequeñas plantas de tipo urbano los fangos líquidos de las depuradoras pueden ser retirados por los agricultores de la zona mediante cubas y esparcidos por el campo. Igualmente pueden ser retirados en forma sólida como fangos deshidratados y esparcidos sobre el terreno.

Esta forma de gestión presenta problemas por la posibilidad de la presencia de gérmenes patógenos si no se da una estabilización previa del fango.

Las ventajas de esta forma de aplicación son:

- Mejora de la porosidad del terreno
- Incorpora al terreno materia orgánica y nutrientes
- Mejora la retención de humedad
- Aumenta la actividad biológica del suelo.

Entre la problemática que puede presentar se encuentra:

- Presencia de metales pesados por bioacumulación en el fango, si llegan a la planta depuradora.
- Presencia de gérmenes patógenos.
- Presencia de semillas indeseables.

Debido a los costes de transporte, la zona de utilización se ve reducida a un radio máximo entre 15 y 20 Km.

3.2. Compostaje

El compostaje de los fangos de depuradora es un proceso biológico a través del cual la materia orgánica de los mismos sufre una biodegradación en condiciones aerobias y termofílicas de tal forma que el producto final sea más estable y

seco que se denomina compost, con emisión de CO_2 y agua. Debido a que el proceso tiene lugar de forma termofílica, el producto final está exento de problemas sanitarios por destrucción de los gérmenes patógenos.

Durante el proceso de compostaje hay una destrucción de los VSS presentes en el fango de aproximadamente el 20 – 30%.

En el compostaje se obtiene un producto final de aplicación agrícola o forestal, como mejorante de las características físicas, químicas y biológicas del suelo y aporte de N y P.

El problema mas serio con que se encuentra el compost en nuestro país es de comercialización, así como la presencia de metales pesados, semillas extrañas, etc.

El compostaje de los fangos puede llevarse a cabo de forma individual o combinado con diferentes productos, como residuos urbanos, serrín, residuos generalmente, paja, etc.

3.3. Vertedero

En España entre un 27 y un 30% de los fangos generados en plantas depuradoras urbanas, son enviados a vertedero, generalmente al mismo que los residuos sólidos urbanos.

3.4. Secado térmico

Esta tecnología esta teniendo un gran desarrollo en los últimos tiempos, consistente en reducir la humedad y en consecuencia el volumen de fangos generados por la aplicación de calor.

La sequedad que se puede llegar a alcanzar es próxima al 90%, lo que permite su peletización para su uso como abono de baja calidad.

El obtener esa sequedad conlleva un grado de salinización importante, lo que puede restringir su uso agrícola posterior.

Capítulo XX: Descripción de una EDAR

Una EDAR o Estación Depuradora de Aguas Residuales Urbanas, se podría comparar con una fábrica en la que, partiendo de una materia prima que en este caso es el agua residual contaminada, se obtendría al final del proceso, un fluido debidamente tratado que sería el agua depurada, junto con una serie de subproductos como fangos, arenas, basuras, biogás, etc.

Generalmente, cuando en los medios de comunicación se habla de fuentes contaminantes, se apunta hacia las actividades industriales, olvidando que los núcleos urbanos poseen una carga contaminante importante.

Con el fin de reducir al mínimo los efectos sobre el cauce receptor, es preciso no sólo la construcción de plantas depuradoras de aguas residuales urbanas, sino un perfecto mantenimiento y explotación de las mismas, de manera que sea posible conseguir los objetivos previstos cuando se llevó a cabo su diseño.

1. Bases de diseño

Un agua residual de tipo urbano contiene fundamentalmente los siguientes contaminantes:

- DBO 300 – 350 ppm
- Sólidos en suspensión 350 – 450 ppm
- NTK 60 – 80 ppm
- Fósforo 20 – 40 ppm

- Grasas y aceites
- Gérmenes patógenos
- Arenas, sólidos de gran tamaño, etc.

El volumen de agua residual producido por un núcleo urbano, oscila entre 150 y 350 litros por habitante y día, dependiendo del tamaño de la población situación geográfica, hábitos, nivel de vida etc.

Conociendo la dotación y la generación de contaminación por habitante y día, se puede determinar la concentración de los sólidos en suspensión y materia orgánica biodegradable.

Los valores generalmente usados como carga por habitante y día son:

- 90 g de SS / hab*d
- 75 g de DBO / hab*d

Los datos anteriormente indicados de caudales y composiciones se refieren a aguas típicamente urbanas, pudiendo resultar más o menos alterados por la presencia de industrias, dependiendo de su tamaño, proceso de fabricación, cantidad y calidad de su vertido.

Un factor a tener en cuenta es la existencia de redes de colectores unitarios; por lo tanto, un mismo colector recoge las aguas residuales domésticas junto con las aguas de lluvia. Esto conlleva a que en épocas de lluvia lleguen volúmenes de agua importantes a la depuradora y ésta pueda ver sobrepasada su capacidad de tratamiento en determinados momentos; siendo preciso su evacuación directa al cauce receptor para no ver alterados gravemente sus procesos de tratamiento, fundamentalmente los biológicos, o bien ser recogidos en tanques de tormentas, fundamentalmente las primeras fracciones, para ser tratadas posteriormente en la planta.

2. Características del agua tratada

Los límites fijados generalmente para el efluente de las plantas depuradoras urbanas son los siguientes:

- DBO 20 – 30 ppm
- Sólidos en suspensión 20 – 40 ppm

Los valores fijados en el vertido serán fijados por la administración, en función del tamaño de la población servida, y las características del medio receptor.

En aquellas plantas que viertan a zonas sensibles (de acuerdo con la directiva 271/91/CE y determinadas por las Comunidades Autónomas), además de los sólidos en suspensión y materia orgánica biodegradable, deberán eliminar los compuestos de nitrógeno y fósforo presentes en las aguas a tratar.

Si el efluente de la depuradora se va a reutilizar, como puede ser para el riego de parques y jardines, será preciso su tratamiento terciario, principalmente su desinfección.

3. Descripción de una EDAR

El número de procesos y forma de los mismos varía considerablemente de unas plantas a otras, fundamentalmente en función del tamaño de la población servida; así en plantas para núcleos urbanos de muy baja población se pueden encontrar sistemas de tratamiento por lagunaje, contactores biológicos, lechos de turba y en general los denominados tratamientos no convencionales o blandos, cuya característica fundamental es su bajo costo de mantenimiento.

En núcleos de población medios es habitual la instalación como proceso biológico del sistema de fangos activos por oxidación total, en el que se penaliza el consumo energético en favor de la simplificación, principalmente de la línea de tratamiento de fangos y en consecuencia de la cantidad y cualificación de los operadores de la instalación. En este tipo de instalaciones no se utiliza decantador primario.

En este capítulo se describe una instalación lo más completa posible para una elevada población, incluyendo recuperación de energía mediante la obtención de electricidad.

3.1. Línea de agua

3.1.1. Pozo de gruesos

En la entrada de la planta es frecuente la instalación de un pozo de gruesos, consistente en un foso donde se retienen los sólidos de gran tamaño que podrían afectar al sistema de bombeo posterior. En este pozo se recogen igualmente una cantidad importante de arenas, utilizando como sistema de limpieza una cuchara bivalva.

Estos materiales son recogidos en contenedor del tipo utilizado para escombros (de 4-6 m³) y evacuados a vertedero de inertes.

Las cantidades separadas son muy variables, incrementándose de forma muy importante en momentos de lluvia.

3.1.2. Rejas de protección del sistema de bombeo

Para protección de los equipos de bombeo de alimentación a la EDAR, se suelen instalar unas rejas manuales, construidas generalmente con carril ferroviario y una separación entre barrotes de 15 a 25 cm, con el fin de eliminar los sólidos más voluminosos que podrían afectar gravemente al bombeo posterior.

Este sistema se instala entre el pozo de gruesos y la cámara de bombeo del agua residual.

Para la evacuación de los voluminosos retenidos se utiliza normalmente la misma cuchara bivalva del pozo de gruesos y el mismo contenedor de acumulación.

3.1.3. Bombeo de entrada

La llegada de agua a la EDAR se efectúa mediante colectores que suelen encontrarse a varios metros por debajo de la cota del terreno, siendo por tanto necesaria su elevación.

Con el fin de evitar bombeos intermedios, esta elevación se realiza hasta una altura suficiente que al final de la EDAR el agua tratada pueda verterse al cauce receptor por gravedad.

Generalmente el tipo de bombeo utilizado es por tornillos de Arquímedes.

Se suelen utilizar varias unidades, además de la de reserva, de tal forma que el número de equipos en funcionamiento se adapte al caudal de agua que está llegando en ese momento por el colector.

3.1.4. Desbaste

Con el fin de eliminar la presencia de sólidos de tamaño elevado que no han sido retenidos previamente y que pudieran interferir con los equipos mecánicos posteriores al agua residual se le hace pasar a través de un sistema de rejas de medios seguidas de unas rejas de finos con sistema automático de limpieza y unas separación entre barras de 15 – 50 mm y 8 – 15 mm respectivamente.

Los sólidos retirados son recogidos mediante cintas transportadoras, y enviados directamente a contenedor, o bien compactados previamente mediante prensa.

El destino final de estos elementos suele ser el vertedero municipal a través del sistema de recogida de basuras urbanas, ya que su composición es parecida a las mismas.

La cantidad de basuras separadas en este proceso es muy variable, en función del tipo y tamaño de la población.

3.1.5. Desarenado

En esta fase de la planta se eliminan no solo las arenas, sino todos aquellos sólidos en suspensión de tamaño superior a 0,2 mm y de densidad mayor a 2,65 g/cm³.

Utilizando dicha densidad como punto de corte, se tiene la seguridad de que todos los sólidos eliminados son de carácter inorgánico y en consecuencia estables, pudiéndose evacuar de la EDAR sin ningún tipo de tratamiento.

El destino final de estos materiales conocidos como arenas es el vertedero de inertes.

Con el fin de garantizar un bajo contenido en materia orgánica arrastrada con las arenas, éstas suelen someterse a un lavado una vez separadas.

En este proceso se utilizan desarenadores aireados, pudiendo separarse por superficie grasas u otros elementos de baja densidad.

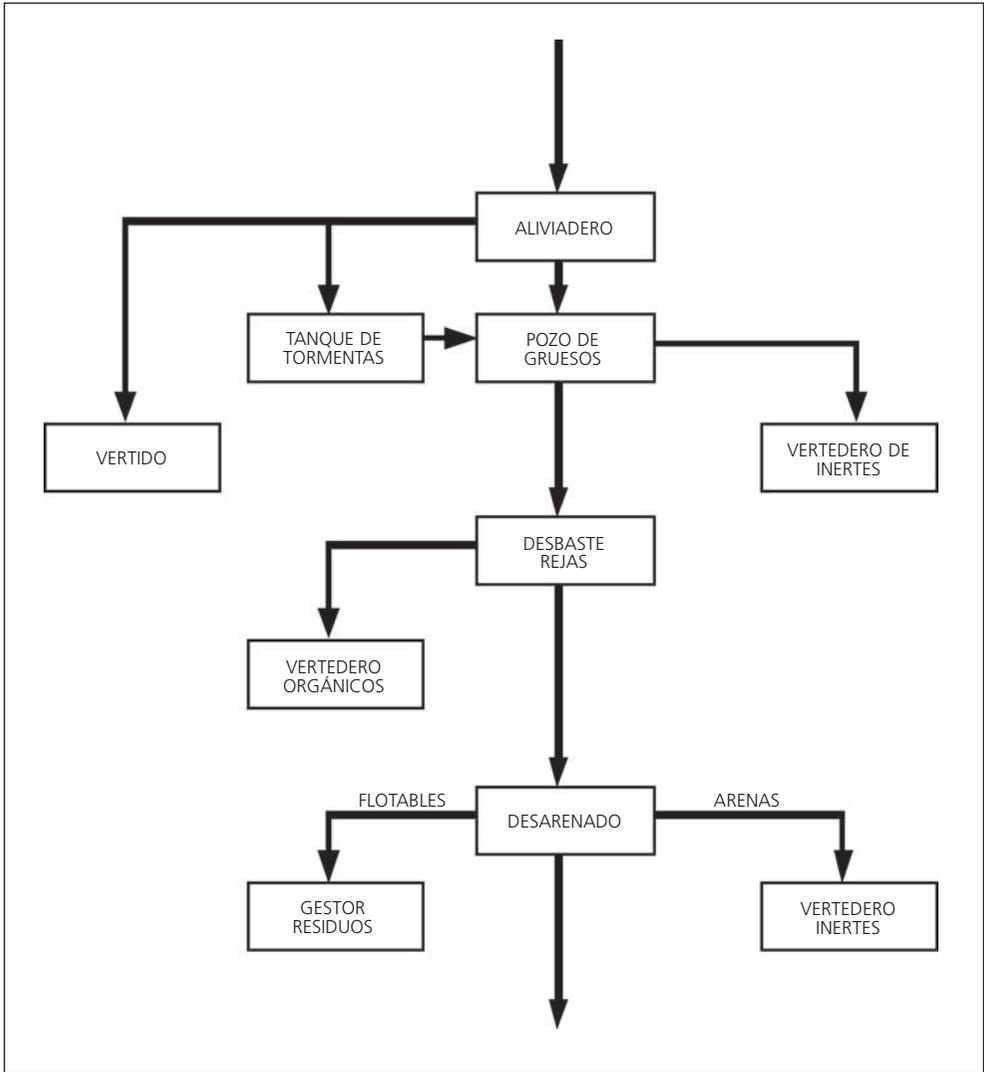
Las grasas y aceites separados en este proceso, son evacuadas de la estación depuradora a través de gestor de residuos, pasando previamente por un concentrador, con el fin de disminuir su volumen.

La razón fundamental de eliminar las arenas al comienzo de la instalación, es evitar posibles abrasiones en los equipos situados aguas abajo, lo que acortaría su vida útil de forma muy importante, o la deposición de las mismas en canales, decantadores, balsa biológica, digestores, etc debido a su elevada densidad.

3.1.6. Decantación primaria

En esta operación se van a eliminar los sólidos en suspensión presentes en el agua residual que no han sido eliminados en fases previas.

Debido a la presencia de sólidos en suspensión de baja densidad, de tamaño muy fino o bien en estado coloidal, que no van a poder ser sedimentados a las velocidades utilizadas, el rendimiento de la eliminación de sólidos en suspensión mediante el proceso de decantación en las depuradoras urbanas es del orden del 65%.



Como una parte de estos sólidos en suspensión eliminados en la decantación primaria son de origen orgánico, esta eliminación conlleva una disminución de la DBO entre el 30 y 35%.

3.1.7. Sistema biológico

Para la eliminación de la DBO no eliminada en la decantación primaria, el proceso universalmente utilizado en este tipo de instalaciones es el de fangos o lodos activos en cualquiera de sus variantes, generalmente la de mezcla completa.

Los elementos encargados de introducir el oxígeno del aire preciso en el agua son fundamentalmente aireadores mecánicos o difusores de burbuja fina.

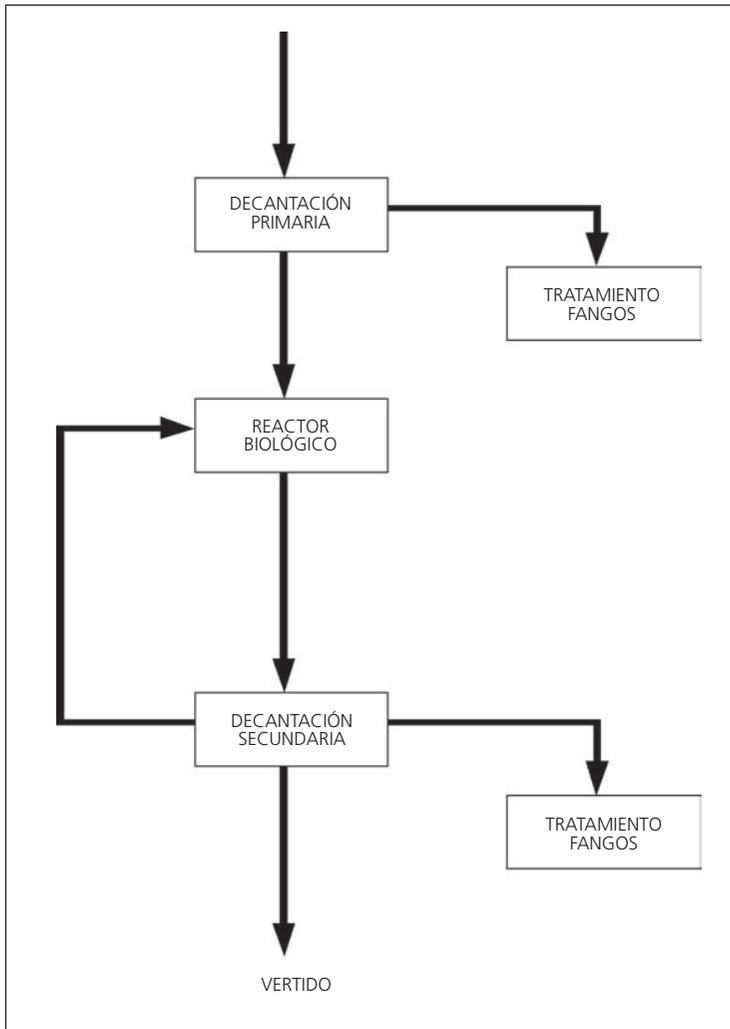
Los tiempos de retención del agua en los reactores biológicos, son próximos a cuatro horas, y por tratarse de grandes caudales, dan origen a que las balsas ocupen unos volúmenes importantes.

Este proceso se completa con la decantación secundaria, diseñada con unas velocidades inferiores a la primaria por tratarse de sólidos biológicos con una densidad baja.

Los lodos o fangos decantados son en su mayor parte biomasa y se recirculan a la balsa biológica con el fin de mantener la población precisa para el proceso.

Una vez estabilizado el proceso y con el fin de mantener la concentración de biomasa en el reactor prevista en el diseño, es preciso la purga de los nuevos microorganismos creados.

El tiempo que se tarda en alcanzar las concentraciones de biomasa precisa para obtener el rendimiento óptimo de la operación está comprendido entre 15 y 20 días, no siendo preciso la siembra previa ya que las aguas residuales urbanas traen en su composición biomasa suficiente para comenzar el proceso.



3.1.8. Desinfección

El último tratamiento que sufrían en el pasado las aguas residuales en las plantas depuradoras urbanas era su desinfección mediante cloro.

En la actualidad este proceso no se utiliza debido a la posible formación de compuestos organoclorados, muy refractarios a su biodegradación, lo que conlleva su no eliminación a través del proceso de autodepuración en el cauce receptor, y su posible acción cancerígena sobre los animales superiores.

Salvo casos muy concretos, como puede ser la reutilización del agua para riego o el vertido en la proximidad de playas, este proceso no se realiza. En aquellos casos de instalaciones construidas hace tiempo, y que en su momento se instalaron los equipos de cloración, se encuentra fuera de servicio.

3.2. Línea de fangos

3.2.1. Espesamiento

Como se ha indicado en otros temas, la concentración de purga de los fangos primarios oscila entre un 1,5 y un 3%, y la de los secundarios de un 0,5% a un 0,8%, lo que supone unos volúmenes de agua retenida muy importantes.

Los fangos primarios se componen de una mezcla de materia orgánica e inorgánica, mientras que en los secundarios la mayoría es orgánica.

En plantas grandes la forma habitual de espesar los fangos es de forma independiente.

Los fangos primarios lo hacen mediante espesadores de gravedad, con unas concentraciones finales entre el 6 y el 8%, mientras que los lodos biológicos se espesan por flotación con presurización de la recirculación, obteniéndose en este caso una concentración final entre 3 y 4%.

En el caso de plantas de menor tamaño, el espesado se lleva a cabo de forma conjunta por gravedad.

3.2.2. Digestión anaerobia

Tanto los fangos primarios y muy especialmente los secundarios tienen en su composición elevadas cantidades de materia orgánica, que es preciso estabilizar o destruir antes de su evacuación de la planta depuradora, pues tendría lugar su descomposición biológica con desprendimiento de gases y olores desagradables.

El sistema utilizado es su biodegradación o digestión en condiciones anaerobias, o lo que es lo mismo, en ausencia de oxígeno.

Los procesos anaerobios son mucho más lentos que los aerobios, siendo preciso para disminuir los tiempos de retención el trabajar a temperatura elevada, entre 34-38°C.

En estas condiciones, los tiempos de retención para la digestión de los fangos son próximos a los 30 días.

Es práctica habitual la utilización de dos tipos de digestores: los primeros con un tiempo de retención de 20 días (dos unidades con 10 días de retención cada uno), calentados y agitados, y los segundos con tiempo de retención de 10 días y sin agitación, con el fin de que se produzca un espesamiento de los sólidos y retirarlos por el fondo con una mayor concentración. Por superficie se obtiene un sobrenadante que se manda a cabeza de la planta depuradora, al tener unas concentraciones de DBO y sólidos en suspensión importantes.

En los procesos de digestión anaerobia, se obtiene un gas (Biogás), en cuya composición se encuentra metano, en una composición entre el 65 y 70%, que dispone de un poder calorífico elevado.

La combustión de este gas en calderas instaladas para tal fin, permite la obtención del calor necesario para mantener los digestores a los 34 – 38°C previstos, del tal forma que excepto en climas muy fríos el proceso es autosuficiente en energía térmica.

La cantidad de gas obtenido en la digestión es próxima a 900 litros por cada kilogramo de materia orgánica destruida y con un poder calorífico entre 5.000 y 5.500 Kcal/m³.

La eliminación de volátiles en esta etapa y mediante digestión anaerobia se encuentra entre 45 y 50%.

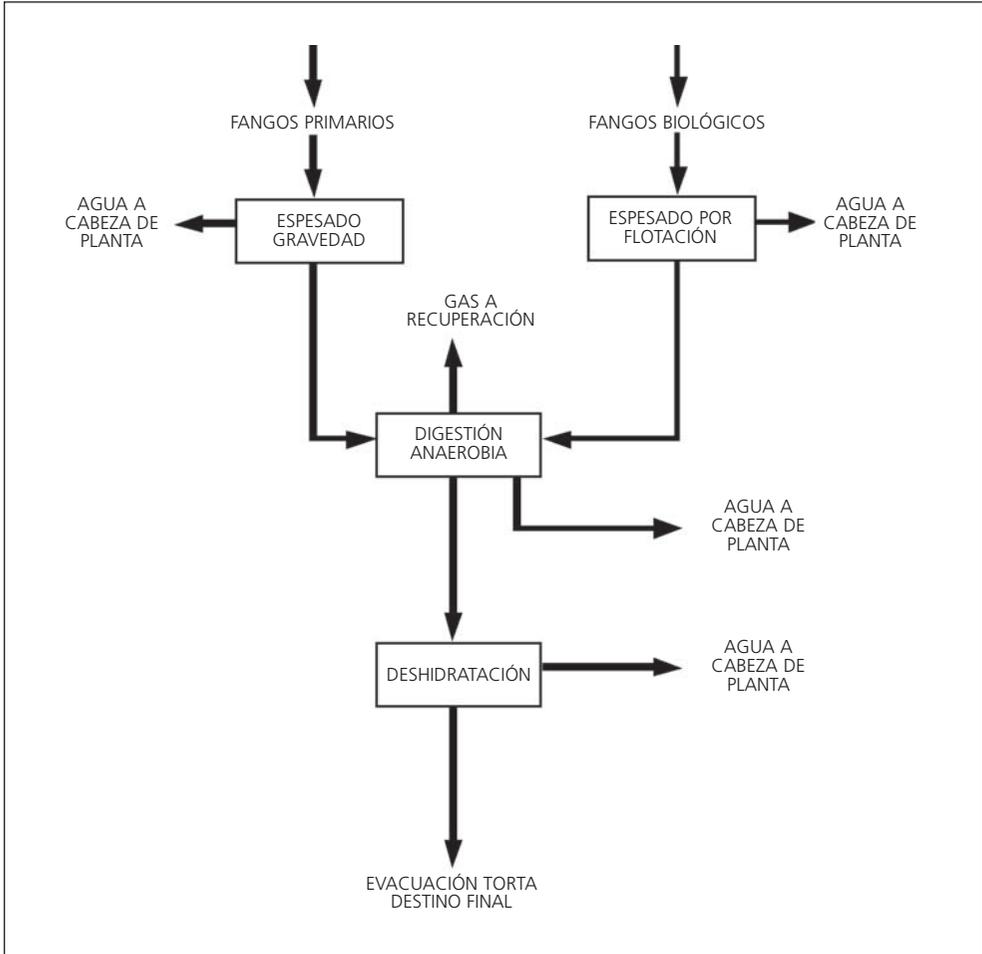
3.2.3. Deshidratación

Los fangos estabilizados en la digestión anaerobia deben ser deshidratados hasta una sequedad tal que permita su evacuación de la depuradora mediante camión y poder ser depositados en vertedero, o utilizados para su utilización en agricultura mediante compost o directamente.

Uno de los sistemas utilizados en la actualidad para la deshidratación de fangos es mediante filtros de bandas, que obtienen unas tortas con una concentración en materia seca entre el 25 y 30%.

Como alternativa, igualmente muy utilizada en la deshidratación de los fangos es mediante centrifugas tipo decantadoras. En este caso la sequedad es inferior a la conseguida por los filtros de bandas, quedándose entre un 20% y un 25%

Los fangos deshidratados son acumulados en una tolva y posteriormente evacuados de la estación depuradora mediante camión.



3.3. Línea de gas

Como se ha indicado anteriormente, en el proceso de digestión se obtiene un gas rico en metano, denominado biogás, y que tiene una capacidad calorífica del orden de 5000 – 5500 Kcal/m³.

La posible primera aplicación de este gas es la agitación de los fangos dentro del digestor. Para ello el gas es tomado de la cúpula del digestor y mediante una so-

plante es inyectado dentro de la masa de fango, produciendo de esta forma una agitación de todo el conjunto, facilitando la mezcla íntima de los fangos.

El gas es acumulado en primera instancia en la cúpula del digestor, montándose con frecuencia en los secundarios techos flotantes, utilizados como almacenamiento.

Este gas se consume generalmente en calderas para proporcionar el calor preciso para mantener la temperatura de los digestores entre 34 y 38°C.

En determinadas instalaciones, el gas es quemado en motores de gas acoplados a un alternador con el fin de obtener energía eléctrica para consumir en la EDAR. En estos casos es preciso realizar una recuperación del calor de los gases de combustión y del circuito de refrigeración del motor para ser utilizado en la calefacción de los digestores.

La energía eléctrica obtenida no sobrepasa el 40 – 45% de la precisa en la EDAR.

En el caso de utilizar motores de gas, es preciso igualmente la instalación de calderas para los momentos de arranque, o bien para cuando la calidad del gas no sea lo suficientemente aceptable para los motores.

Las calderas deben disponer de un combustible alternativo, de manera que se pueda obtener energía calorífica en cualquier momento.

Además de todos los elementos de seguridad en los circuitos de gas como apaga llamas, válvulas de seguridad, purgas, etc, es preciso la instalación de una antorcha, con el fin de quemar el gas sobrante o aquel que no alcance la calidad mínima precisa.

En el caso de utilizar el gas para combustión en motores, y dependiendo del tipo de éstos, puede ser precisa la instalación de un sistema de eliminación del sulfhídrico presente en el biogás con el fin de evitar corrosiones muy graves en estas instalaciones.

Bibliografía

- AGAMIT S.A. *“Depuración por Lagunaje de Aguas Residuales”*. Manual de Operadores MOPT. Madrid. 1991.
- AGAMIT S.A. *“Curso Básico para Operadores de Estación de Agua Residual”*. Dirección Regional de recursos Hidráulicos, Gobierno Autónomo de la Región de Murcia. 1987.
- Americam Petroleum. *“Monographs on Refinery Environmental of Water discharges. Design and Operation of oil-water Separator”*. API publication 421. Febrero 1990.
- APHA, AWWA, WEF. *“Standard methods for the examination of water and wastewater”*. Washinton 1995.
- Asociación Nacional De Químicos de España. Agrupación de Castilla la Mancha. *“Diseño y explotación de sistemas de depuración de aguas residuales en pequeños núcleos y comunidades”*. 1994.
- AUXINI. *“Tratamiento de Aguas Residuales Urbanas por Percolación a Través de Lechos de Turba”*. 1988.
- AWWA. *“Tratamiento de agua por procesos de membranas”*. Mac Graw Hill 1999.
- Ayres Davis M, Davis Allen P., Gietka Paul M. *“Removing Heavy metals from Wastewater”*. University of Maryland. 1994.

- Bela G. Liptak. *“Environmental engineering handbook”*. Ed Chilton Book Company.
- Bueno J.L., Sastre H., Lavin A.G. *“Contaminación e ingeniería ambiental”*. Oviedo. 1997.
- Catalán Lafuente José. *“Química del Agua”*. 1981.
- California State University, Sacramento. *“Operation of Wastewater treatment plants. Vol4 Treatment of wastewater from electroplating, metal finishing and printed circuit board manufacturing”*. 1986.
- CEDEX. *“Documentación curso Tratamiento de Aguas Residuales y Explotación de Estaciones depuradoras”*. 1996.
- *“Ciencias de la Tierra y del medio ambiente”*. Libro electrónico: www1.ceit.es
- Degremont. *“Manual Técnico del Agua”*.
- US Army corps of engineers. *“Department of the army Engineering and design precipitation, coagulation and flocculation”*. Manual 1110-1-4012. Noviembre 2001.
- Díaz Lazaro J.A. *“Depuración de aguas residuales”*. MOPU 1988.
- Eckenfelder W. Wesley Jr. *“Industrial water pollution control”*. Third edition. Mc Graw hill International Editions. 2000.
- Environmental Protection Agency U.S. *“Performance evaluation and troubleshooting at municipal wastewater treatment facilities”*. EPA 430/9-78-001.
- *“Process control manual for aerobic biological wastewater treatment facilities”*. EPA 430/9-77-006.
- Environmental Protection Agency U.S. *“Sludge Handling and conditioning”*. 1978.
- EOI. *“Documentación modulo de contaminación del agua del Master de Ingeniería y Gestión medioambiental”*. 2003.
- EOI. *“Documentación modulo de contaminación del agua del Master profesional en Ingeniería y Gestión medioambiental”*. 2003.
- Gloyna, E.F. *“Estanques de Estabilización de Aguas Residuales”*. Monografía núm 60, Organización Mundial de la Salud. Ginebra. 1973.

- Hernández Muñoz Aurelio. *“Depuración de aguas residuales”*. Servicio publicaciones de la escuela de Ingenieros de Caminios Canales y Puertos. 1996.
- Hernández Muñoz Aurelio, Hernández Kehmann Aurelio, Galán Martínez Pedro. *“Manual de depuración Uralita”*. Ed Paraninfo. 1996.
- Itsemap Ambiental. *“Manual de contaminación ambiental”*. Fundación MAPFRE. 1994.
- Kemira Kemi AB. *“The hanbook on water treatment”*. 1990.
- Kiely G. *“Ingeniería ambiental”*. Mc Graw Hill. 1999.
- Lora Federico et al. *“Técnicas de defensa del medio ambiente”*. Labor 1978.
- Meinck F. et al. *“Les eaux residuales industrielles”*. Ed Masson. 1978.
- Nemerow N.L. *“Aguas residuales industriales”*. Blume. 1997.
- Metcalf & Eddy. *“Ingeniería sanitaria. Tratamiento, evacuación y reutilización de aguas residuales”*. Labor 1985.
- Metclaf & Eddy. *“Ingenieria de aguas residuales. Tratamiento, vertido y reutilización”*. Mc Graw Hill 1995.
- Middlebrooks, E.J., C.H.Middlebrooks, J.H. Reynolds, G.Z. Watters, S.C. Reed y D.B. George. *“Wastewater Stabilization Lagoon Design, Perfomance and Upgrading”*. Macmillan Pub. Co., Nueva York 1982.
- Perry Green. *“Manual del ingeniero químico”*. MacGraw Hill 2001.
- Ramalho. R.S. *“Tratamiento de aguas residuales”*. Ed Reverte. 1996.
- Ronzano E., Dapena JL. *“Tratamiento biológico de las aguas residuales”*. Diaz Santos. 1995.
- Rojo Blanco, E. *“Aspectos biológicos del lagunaje. Cuadernos Técnicos”*. Consejería de Política Territorial y Obras Públicas. Comunidad Autónoma de Murcia. Murcia. 1988.
- Sainz Sastre J.A. *“Separacion de aceites de efluentes industriales”*. Ingeniería Química Enero 2004.
- Santaolalla, J. et al. *“Directorio de enlaces de Medioambiente”*. EOI. 2000.

- University of Maryland. Engineering Researc Center Report. *“Removing Heavy metals from waste water”*. 2002.
- Water Pollution Control Federation. *“Nutrient control. Manual of practice No FD-7”*. Facilities Development. 1983.
- Water Pollution Control Federation. *“Pre-treatment of Industrial wastes. Manual of practice No FD-3”*. Facilities Development. 1994.
- *“Waste water treatment facilities for sewerred small communities”*. Process design manual EPA.
- W.H.O., *“Wastewater Stabilization Ponds. Principles of Planning and Practi-ce”*. WHO EMRO Technical Publication no 10, World Health Organization, Regional Office for the Eastern Mediterranean, Alejandría. 1987.
- WW Control Federation. *“Operation of Wastewater treatment Plants”*. Manual of practice N° 11.

DIRECCIONES DE INTERNET

- www.cepis.ops-omg.org
- www.epa.gov/owm/mtb
- www.geocities.com
- www.geoscopio.org
- www.hispagua.cedex.es
- www.milliarium.com
- www.mma.es



UNION EUROPEA
Fondo Social Europeo



eoi | escuela
de negocios

www.eoi.es