



ALIANZA
POR
EL AGUA

[3]

MONOGRÁFICOS AGUA EN CENTROAMÉRICA

MANUAL DE DEPURACIÓN DE AGUAS RESIDUALES URBANAS

Con la colaboración:



MONOGRÁFICOS AGUA EN CENTROAMÉRICA [3]

MANUAL DE DEPURACIÓN DE AGUAS RESIDUALES URBANAS



CON LA COLABORACIÓN



© Secretariado Alianza por el Agua /
Ecología y Desarrollo

EDICIÓN

Ideasamares

DEPÓSITO LEGAL

Z-2802/08

ÍMPRIME

ARPIrelieve

IMPRESO EN PAPEL CYCLUS PRINT
100% RECICLADO Y LIBRE DE CLORO

MONOGRÁFICOS AGUA EN CENTROAMÉRICA [3]

MANUAL DE DEPURACIÓN DE AGUAS RESIDUALES URBANAS





ÍNDICE

13	A INTRODUCCIÓN
15	1 INTRODUCCIÓN
17	2 LAS AGUAS RESIDUALES URBANAS
17	2.1 Definiciones
17	2.2 Procedencia y contaminantes
18	2.3 Características de las aguas residuales urbanas
18	2.3.1 Caudales de las aguas residuales urbanas
21	2.3.2 Calidades de las aguas residuales urbanas.
24	2.4 El concepto de habitante equivalente
25	3 LA DEPURACIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES URBANAS
25	3.1 Necesidad de depuración de las aguas residuales urbanas
26	3.2 Fundamentos básicos del tratamiento de las aguas residuales urbanas
26	3.2.1 Recogida y conducción
26	3.2.2 Tratamiento
27	3.3 La línea de agua
28	3.3.1 Pretratamiento
33	3.3.2 Medición de caudal
34	3.3.3 Tratamientos primarios
35	3.3.4 Tratamientos secundarios
37	3.3.5 Tratamientos terciarios
39	3.4 Línea de lodos
40	3.4.1 Espesamiento
40	3.4.2 Estabilización
41	3.4.3 Acondicionamiento
42	3.4.4 Deshidratación
43	3.5 Tratamiento de aguas de tormenta
43	3.6 Evacuación
45	4 EL TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES EN LAS PEQUEÑAS AGLOMERACIONES URBANAS: LAS TECNOLOGÍAS NO CONVENCIONALES
45	4.1 Características de las aguas residuales urbanas en las pequeñas aglomeraciones
46	4.1.1 Caudales

46	4.1.2	Calidades.
47	4.2	Seguimiento de las instalaciones de depuración.
49	4.3	Las tecnologías no convencionales para la depuración de las aguas residuales de las pequeñas aglomeraciones urbanas.
50	4.3.1	Gasto energético mínimo.
51	4.3.2	Simplicidad de mantenimiento y explotación.
51	4.3.3	Garantía de funcionamiento eficaz frente a grandes oscilaciones de caudal y carga en el influente a tratar.
52	4.3.4	Simplificación del manejo de los lodos.

BIBLIOGRAFÍA

B TRATAMIENTOS POR APLICACIÓN AL SUELO

57	1	INTRODUCCIÓN
59	2	FUNDAMENTOS
61	2.1	Sistemas de Aplicación Superficial al Terreno.
61	2.2	Sistemas de Aplicación Subsuperficial al Terreno.
64	3	ESQUEMAS DE FUNCIONAMIENTO
68	3.1	Sistemas de aplicación superficial: filtros verdes.
68	3.2	Sistemas de aplicación subsuperficial.
69	4	MECANISMOS DE DEPURACION
70	4.1	Eliminación de sólidos en suspensión.
70	4.2	Eliminación de materia orgánica.
71	4.3	Eliminación de nutrientes.
72	4.4	Eliminación de organismos patógenos.
72	4.5	Eliminación de metales.
72	4.6	Eliminación de trazas de compuestos orgánicos.
73	5	RENDIMIENTOS DE DEPURACIÓN
74	6	DISEÑO DE LOS SISTEMAS DE TRATAMIENTO POR APLICACIÓN AL TERRENO
74	6.1	Aplicación superficial: Sistemas de Baja Carga tipo I.
80	6.2	Aplicación superficial: infiltración rápida.
81	6.3	Sistema de aplicación subsuperficial.
84	7	CONSTRUCCIÓN DE LOS SISTEMAS DE TRATAMIENTO POR APLICACIÓN AL TERRENO
84	7.1	Sistemas de Aplicación Superficial: filtros verdes.
92	7.2	Sistemas de Aplicación Subsuperficial.
96	8	PUESTA EN SERVICIO DE UNA INSTALACIÓN DE APLICACIÓN AL TERRENO
97	9	MANTENIMIENTO Y EXPLOTACIÓN DE SISTEMAS DE APLICACIÓN AL TERRENO
97	9.1	Mantenimiento del pretratamiento y tratamiento primario.



97	9.2	Mantenimiento del tratamiento secundario.
99	9.3	Seguimiento del proceso.
100	9.4	Anomalías más frecuentes y su solución.
102	10	VENTAJAS E INCONVENIENTES DE LOS SISTEMAS DE APLICACIÓN AL TERRENO
102	10.1	Ventajas.
102	10.2	Inconvenientes.
103		BIBLIOGRAFÍA
105	C	FILTROS DE TURBA
107	1	INTRODUCCIÓN
108	2	FUNDAMENTOS
109	3	ESQUEMAS DE FUNCIONAMIENTO
109	3.1	Tratamiento primario.
110	3.2	Tratamiento secundario.
112	3.3	Tratamiento terciario.
114	4	MECANISMOS DE DEPURACIÓN
114	4.1	La turba: origen, características y propiedades.
118	4.2	Mecanismos de depuración en el tratamiento mediante filtros de turba.
121	4.3	Eliminación de los contaminantes presentes en las aguas residuales.
123	5	RENDIMIENTOS DE DEPURACIÓN
123	5.1	Esquema I: Desbaste-tamizado-desengrasado-filtros de turba.
124	5.2	Esquema II: Desbaste-lagunaje anaerobio-filtros de turba.
125	5.3	Esquema III: tanque Imhoff (fosa séptica)-filtros de turba.
126	6	DISEÑO DE LOS FILTROS DE TURBA
127	7	CONSTRUCCIÓN DE LOS FILTROS DE TURBA
127	7.1	El confinamiento.
128	7.2	El drenaje de los efluentes depurados.
129	7.3	La ventilación del sustrato filtrante.
130	7.4	Las capas de áridos.
131	7.5	La turba.
133	7.6	El sistema de reparto del agua a tratar sobre la turba.
134	8	PUESTA EN SERVICIO DE UNA INSTALACIÓN DE FILTROS DE TURBA
135	9	MANTENIMIENTO Y EXPLOTACIÓN DE UNA INSTALACIÓN DE FILTROS DE TURBA
135	9.1	Operaciones de explotación.
137	9.2	Seguimiento del proceso.
138	9.3	Anomalías más frecuentes y su solución.

140	10 MEJORAS EN EL COMPORTAMIENTO DE LOS FILTROS DE TURBA
140	10.1 Modificaciones en el diseño de los filtros de turba.
141	10.2 Modificaciones en el régimen de operación.
143	10.3 Otras posibles aplicaciones de los filtros de turba.
146	11 VENTAJAS E INCONVENIENTES DE LOS FILTROS DE TURBA
146	11.1 Ventajas.
146	11.2 Inconvenientes.
147	BIBLIOGRAFÍA
149	D LAGUNAJE
151	1 INTRODUCCIÓN
152	2 FUNDAMENTOS
154	3 ESQUEMA DE FUNCIONAMIENTO DE LA DEPURACIÓN MEDIANTE LAGUNAJE: TIPOS DE LAGUNAS
154	3.1 Lagunas anaerobias.
155	3.2 Lagunas facultativas.
159	3.3 Lagunas de maduración.
160	4 MECANISMOS DE DEPURACIÓN
160	4.1 Lagunas anaerobias.
163	4.2 Lagunas facultativas y de maduración.
170	5 FACTORES QUE INFLUYEN EN EL PROCESO DE LAGUNAJE
170	5.1 Radiación solar.
170	5.2 Temperatura.
171	5.3 Nutrientes.
172	5.4 Viento.
173	5.5 Profundidad de las lagunas.
173	5.6 Evaporación y precipitación.
174	5.7 Presencia de sulfatos en las aguas residuales.
175	6 MICROBIOLOGÍA DEL LAGUNAJE
175	6.1 Bacterias.
179	6.2 Fitoplancton.
181	6.3 Zooplancton.
183	6.4 Benthos.
184	7 RENDIMIENTOS DE DEPURACIÓN
184	7.1 Eliminación de materia orgánica.
184	7.2 Eliminación de sólidos en suspensión.
184	7.3 Eliminación de nutrientes.
185	7.4 Eliminación de patógenos.
188	8 DISEÑO DEL LAGUNAJE
188	8.1 Lagunas anaerobias.



189	8.2	Lagunas facultativas.
196	8.3	Lagunas de maduración.
198	9	CONSTRUCCIÓN DE UNA INSTALACIÓN DE LAGUNAJE
203	10	PUESTA EN SERVICIO DE UNA INSTALACIÓN DE LAGUNAJE
203	10.1	Lagunas anaerobias.
203	10.2	Lagunas Facultativas.
204	10.3	Lagunas de Maduración.
205	11	MANTENIMIENTO Y EXPLOTACIÓN DE UNA INSTALACIÓN DE LAGUNAJE
205	11.1	Lagunas anaerobias.
206	11.2	Lagunas facultativas y de maduración.
207	11.3	Seguimiento del proceso.
209	11.4	Anomalías más frecuentes y su solución.
211	12	MEJORA DE LA CALIDAD DE LOS EFLUENTES DE LOS LAGUNAJES
211	12.1	Filtros de piedra.
212	12.2	Filtros intermitentes de arena.
214	13	VENTAJAS E INCONVENIENTES DEL LAGUNAJE
214	13.1	Ventajas.
214	13.2	Inconvenientes.
217		BIBLIOGRAFÍA
219	E	HUMEDALES ARTIFICIALES
221	1	INTRODUCCIÓN
223	2	FUNDAMENTOS
224	3	TIPOS DE HUMEDALES ARTIFICIALES
224	3.1	Humedales artificiales de flujo superficial (HAFS).
225	3.2	Humedales artificiales de flujo subsuperficial (HAFSS).
227	4	ESQUEMAS DE FUNCIONAMIENTO
227	4.1	Humedales artificiales de flujo superficial.
227	4.2	Humedales artificiales de flujo subsuperficial.
228	4.3	Otros esquemas.
230	5	MECANISMOS DE DEPURACIÓN
230	5.1	Eliminación de sólidos en suspensión.
231	5.2	Eliminación de materia orgánica.
233	5.3	Eliminación de nutrientes.
236	5.4	Eliminación de metales pesados.
236	5.5	Eliminación de patógenos.
238	6	RENDIMIENTOS DE DEPURACIÓN
238	6.1	Humedales artificiales de flujo superficial.
239	6.2	Humedales de flujo subsuperficial.

240	7 DISEÑO DE LOS HUMEDALES ARTIFICIALES
240	7.1 Método de Reed y colaboradores.
241	7.2 Método de Kadlec y Knight.
243	7.3 Combinación de hafss verticales sin tratamiento primario (Método SINT).
244	8 CONSTRUCCIÓN DE LOS HUMEDALES ARTIFICIALES
244	8.1 El confinamiento.
245	8.2 La evacuación de los efluentes depurados.
247	8.3 La ventilación del sustrato filtrante.
247	8.4 Las capas de áridos.
249	8.5 El sistema de reparto de agua.
251	8.6 La plantación.
253	9 PUESTA EN SERVICIO DE UNA INSTALACIÓN DE HUMEDALES ARTIFICIALES
254	10 MANTENIMIENTO Y EXPLOTACIÓN DE UNA INSTALACIÓN DE HUMEDALES ARTIFICIALES
254	10.1 Mantenimiento de los humedales artificiales.
256	10.2 Seguimiento del proceso.
257	10.3 Anomalías más frecuentes y su solución.
258	11 VENTAJAS E INCONVENIENTES DE LOS HUMEDALES ARTIFICIALES
258	11.1 Ventajas.
258	11.2 Inconvenientes.
260	BIBLIOGRAFÍA



MANUAL DE DEPURACIÓN
DE AGUAS RESIDUALES URBANAS

A. Introducción



1 INTRODUCCIÓN

La generación de aguas residuales es una consecuencia inevitable de las actividades humanas. Estas actividades modifican las características de las aguas de partida, contaminándolas e invalidando su posterior aplicación para otros usos. Así, por ejemplo, la Ley de Aguas de 1985 —y sus posteriores modificaciones— define la contaminación del agua como «la acción y el efecto de introducir materias o formas de energía, o introducir condiciones en el agua que, de modo directo o indirecto, impliquen una alteración perjudicial de su calidad en relación con los usos posteriores o con su función ecológica», definición coherente con la mayoría de las que se pueden encontrar en las legislaciones propias de muchos países del mundo.

Es un hecho que el vertido de aguas residuales sin depurar ocasiona daños, en ocasiones irreversibles, al medio ambiente, afectando tanto a ecosistemas acuáticos como riparios. Por otro lado, el vertido de aguas residuales no tratadas supone riesgos para la salud pública, como podemos comprobar a diario a través de los medios de comunicación. Es por esto por lo que es preciso el tratamiento de estas aguas antes de su vertido.

En el tratamiento de las aguas residuales éstas se someten a una serie de procesos físicos, químicos y biológicos que tienen por objeto reducir la concentración de los contaminantes y permitir el vertido de los efluentes depurados, minimizando los riesgos tanto para el medio ambiente, como para las poblaciones.

En las grandes y medianas aglomeraciones urbanas el procedimiento más habitual para el tratamiento de los vertidos líquidos se conoce como «lodos activos», en sus distintas modalidades, que desde sus primeras aplicaciones a principios del siglo xx se ha convertido en el tratamiento mundialmente más extendido.

Por lo general, en las pequeñas aglomeraciones urbanas (zonas rurales, aisladas, desfavorecidas económicamente, etc.), la escasez de recursos técnicos y económicos hace necesario abordar la depuración de las aguas residuales con premisas diferentes a las que se adoptan en las grandes urbes, buscando soluciones de depuración que presenten el mínimo coste energético, un mantenimiento simple y una gran robustez de funcionamiento. A este tipo de tecnologías se las conoce como tecnologías no convencionales.

Las tecnologías no convencionales son una alternativa viable para el tratamiento de aguas residuales en pequeñas entidades de población. Su versatilidad y adaptabilidad, su integración en el entorno y su menor coste de implantación y explotación las hacen especialmente indicadas para la depuración de los vertidos de aguas residuales en el medio rural, en el que las limitaciones técnicas y económicas pueden comprometer seriamente la eficacia del tratamiento de las aguas residuales.

Como ejemplo, tras diecinueve años de la puesta en marcha del Plan Director de Tecnologías No Convencionales desarrollado por la Junta de Andalucía (España), que se inició con la construcción de la Planta Experimental de Tratamiento de Aguas Residuales de Carrión de los Céspedes en 1990, más del 50% de las instalaciones de tratamiento de aguas residuales urbanas existentes en la Comunidad Autónoma de Andalucía (que en el año 2006 eran aproximadamente 720) operan bajo los principios de este tipo de tecnologías.

No obstante, en muchas ocasiones se ha confundido simplicidad de mantenimiento y explotación con simplicidad de diseño y de construcción, por lo que no se ha prestado la suficiente atención al proceso de dimensionamiento de los sistemas de tratamiento no convencionales, ni a la posterior etapa constructiva. Este error conceptual ha tenido su reflejo en instalaciones en las que no se alcanzan los resultados esperados como consecuencia de diseños y/o construcciones inapropiados lo que, desafortunadamente, ha provocado que en muchas ocasiones se culpase del mal funcionamiento a las propias tecnologías no convencionales, sin llegar a realizar un análisis detallado de las causas de este deficiente comportamiento.

La Planta Experimental de Carrión de los Céspedes ha jugado un papel clave en el estudio y posterior diseminación de conocimientos de estas tecnologías en la Comunidad Autónoma de Andalucía y puede considerarse hoy como punto de excelencia para el estudio de este tipo de sistemas. Por ello, y fruto de la extraordinaria labor realizada, en la actualidad es considerada como Centro de Referencia por Naciones Unidas para la consecución de los Objetivos del Milenio en materia de saneamiento y depuración de aguas.

Esta "GUÍA DE TECNOLOGÍAS NO CONVENCIONALES PARA LA DEPURACIÓN DE AGUAS RESIDUALES" es una compilación de información y experiencias acumuladas sobre este tipo de tecnologías, tanto en los años de funcionamiento de la Planta Experimental de Carrión de los Céspedes como en el seguimiento de estaciones no convencionales por todo el territorio andaluz y en el estudio de la situación de este tipo de tecnologías a nivel mundial.

El objetivo básico de este documento es aportar la información necesaria sobre los fundamentos, parámetros de diseño, características constructivas, labores de explotación y mantenimiento y sobre los rendimientos que alcanzan las distintas tecnologías no convencionales existentes, para el tratamiento de las aguas residuales generadas en las pequeñas aglomeraciones urbanas.



2 LAS AGUAS RESIDUALES URBANAS

2.1 Definiciones

El Real Decreto-Ley 11/95 de 28 de Diciembre, que transpone la Directiva 91/271/CEE, relativa al tratamiento de las aguas residuales urbanas (ARU), establece las siguientes definiciones:

- **Aguas residuales urbanas:** las aguas residuales domésticas, o la mezcla de éstas con aguas residuales industriales o con aguas de escorrentía pluvial.
- **Aguas residuales domésticas:** las aguas residuales procedentes de zonas de vivienda y de servicios, generadas principalmente por el metabolismo humano y las actividades domésticas.
- **Aguas residuales industriales:** todas las aguas residuales vertidas desde locales utilizados para cualquier actividad comercial o industrial, que no sean aguas residuales domésticas ni aguas de escorrentía pluvial.

De los tres posibles componentes de las aguas residuales urbanas:

- Las aguas residuales domésticas siempre estarán presentes.
- La incidencia de las aguas residuales industriales dependerá del grado de industrialización de la aglomeración urbana y de la cantidad y características de los vertidos que las industrias realicen a la red de colectores municipales.
- Las aguas de escorrentía pluvial tendrán su influencia en las aglomeraciones con redes de saneamiento unitarias (lo más frecuente) y en los momentos en que se registren lluvias.

2.2 Procedencia y contaminantes

La procedencia de los tres posibles componentes de las aguas residuales urbanas y los principales contaminantes que éstas que aportan, son los siguientes:

- Aguas residuales domésticas, que están constituidas a su vez por:
 - Aguas de cocina: sólidos, materia orgánica, grasas, sales.
 - Aguas de lavadoras: detergentes, nutrientes.
 - Aguas de baño: jabones, geles, champús.
 - Aguas negras, procedentes del metabolismo humano: sólidos, materia orgánica, nutrientes, sales, organismos patógenos.
- Aguas residuales industriales: resultantes de actividades industriales que descargan sus vertidos a la red de alcantarillado municipal. Estas aguas presentan una composición muy variable dependiendo de cada tipo de industria.

- Aguas de escorrentía pluvial: en la mayoría de las ocasiones (sistemas de alcantarillados unitarios), las aguas de lluvia son recogidas por el mismo sistema de alcantarillado que se emplea para la recogida y conducción de las aguas residuales domésticas e industriales. Las aguas de lluvia no son puras, dado que se ven afectadas por la contaminación atmosférica y por los arrastres de la suciedad depositada en vales, tejados, etc. Se caracterizan por grandes aportaciones intermitentes de caudal y por una importante contaminación en los primeros 15-30 minutos del inicio de las lluvias.

2.3 Características de las aguas residuales urbanas

Cada agua residual es única en sus características aunque en función del tamaño de la población, del sistema de alcantarillado empleado, del grado de industrialización y de la incidencia de la pluviometría, pueden establecerse unos rangos de variación habituales, tanto para los caudales como para las características fisicoquímicas de estos vertidos.

El conocimiento de los caudales y características de las aguas residuales generadas en las aglomeraciones urbanas es básico para el correcto diseño de los sistemas de recogida, tratamiento y evacuación de las mismas.

Las estaciones depuradoras de aguas residuales (EDAR), deben concebirse para poder hacer frente a las variaciones diarias de caudal y carga que experimentan estas aguas.

2.3.1 Caudales de las aguas residuales urbanas

La cantidad de aguas residuales que se genera en una aglomeración urbana está en proporción directa con el consumo de agua de abastecimiento, y este consumo viene relacionado con el grado de desarrollo económico y social, puesto que un mayor desarrollo trae consigo un mayor y más diverso uso del agua en las actividades humanas.

Entre los factores que influyen en la cantidad de aguas residuales que se genera en una aglomeración urbana destacan el consumo de agua de abastecimiento, la pluviometría (en el caso de redes de saneamiento unitarias), las pérdidas, que pueden deberse a fugas en los colectores o a que parte de las aguas consumidas no llegan a la red de alcantarillado (como por ejemplo el riego de jardines) y las ganancias, por vertidos a la red de alcantarillado o por intrusiones de otras aguas en la red de colectores.

Según las instrucciones para la redacción de proyectos de abastecimiento y saneamiento del agua, dictadas en el contexto geográfico español por el Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente (MOPTMA), las dotaciones de abastecimiento para los distintos rangos poblacionales se muestran en la Tabla 1.

Tabla 1. Dotaciones de abastecimiento.

Población (habitantes)	Consumos urbanos en litros por habitante y día, según usos				TOTAL
	Doméstico	Industrial	Servicios municipales	Fugas de redes y varios	
Hasta 1.000	60	5	10	25	100
1.000 – 6.000	70	30	25	25	150
6.000 – 12.000	90	50	35	25	200
12.000 – 50.000	110	70	45	25	250
50.000 – 250.000	125	100	50	25	300
Más de 250.000	165	150	60	25	400

En la práctica, entre el 60 y el 85% de del agua de abastecimiento consumida se transforma en aguas residuales, dependiendo este porcentaje del consumo de agua en actividades particulares como el riego de zonas verdes, de la existencia de fugas, del empleo del agua en procesos productivos, etc.

Como consecuencia de las características y variaciones en las descargas de las aguas residuales a la red de saneamiento, del tipo de alcantarillado usado, de las diferencia en las costumbres de la comunidad aportante, del régimen de operación de las industrias servidas, del clima, etc., los caudales de las aguas residuales oscilan durante el año, cambian de un día a otro y fluctúan de una hora a otra.

Los caudales de aguas residuales siguen una variación diaria que es fiel reflejo de la actividad de la población del lugar (Figura 1). Durante la noche y primeras horas del día, en las que los consumos de agua son mínimos, también son mínimos los caudales de aguas residuales, estando estos caudales compuestos fundamentalmente por aguas infiltradas y por pequeñas cantidades de aguas residuales domésticas.

La primera punta de caudal se alcanza cuando llega a la estación depuradora el agua correspondiente al consumo punta, aproximadamente a media mañana. La segunda punta de caudal suele tener lugar a últimas horas de la tarde, entre las 19 y las 21 horas.

Por lo general, las curvas que representan las oscilaciones diarias del caudal de aguas residuales que llega a las estaciones de tratamiento son similares a las curvas de consumo de agua de abastecimiento, pero con un cierto retraso, como consecuencia del discurrir de las aguas por las conducciones de saneamiento, y que será tanto mayor cuanto más lejos se encuentre la EDAR de la aglomeración urbana a la que da servicio.

La evolución diaria del caudal de aguas residuales urbanas presenta un comportamiento similar al de la demanda de energía eléctrica, dado que ambos son reflejo de las actividades humanas que se van desarrollando a lo largo del día. (Figura 2).

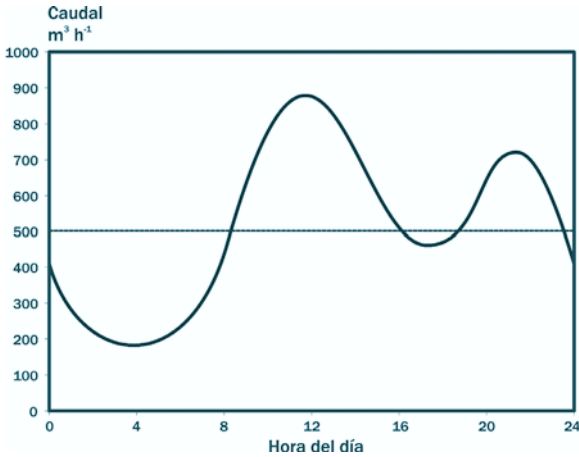


FIGURA 1. Evolución diaria de los caudales de aguas residuales urbanas.

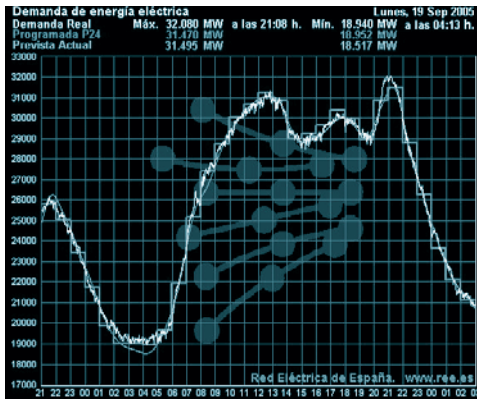


FIGURA 2. Evolución diaria del consumo de energía eléctrica. Fuente: Red Eléctrica de España.

Las variaciones de los caudales de las aguas residuales afectan en gran medida al diseño hidráulico tanto de las redes de alcantarillado, como de las propias instalaciones de tratamiento.

Para las unidades de proceso que se dimensionan según los tiempos de retención (relación volumen/caudal) o cargas superficiales (caudal por unidad de superficie), es preciso tener en cuenta los caudales punta y mínimo para lograr su correcto funcionamiento.

Para las grandes y medianas aglomeraciones urbanas, los caudales mínimos de aguas residuales pueden estimarse en torno al del 50% del caudal medio diario.

Los caudales punta pueden estimarse a partir de los caudales medios haciendo uso de la siguiente expresión empírica:

$$Q_p = Q_m \left(1,15 + \frac{2,575}{Q_m^{0,25}} \right)$$

Siendo Q_p el caudal punta y Q_m el caudal medio, medidos ambos en m^3/h .

En lo referente a la relación entre el caudal punta y el caudal medio (factor de punta F_p), la Figura 3 presenta los valores de esta relación en función de los distintos valores de Q_{med} .

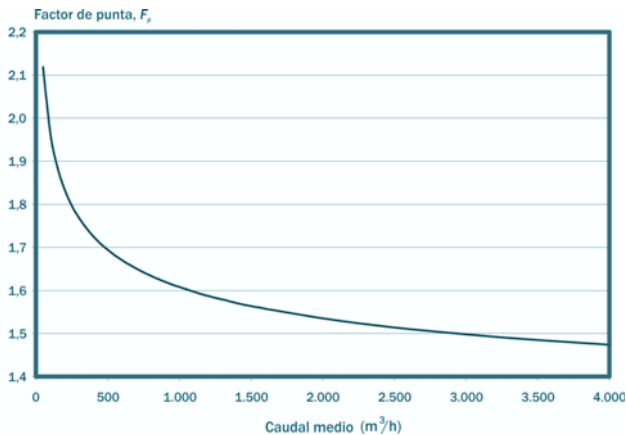


FIGURA 3. Relación entre el caudal medio y el factor de punta.

2.3.2 Calidades de las aguas residuales urbanas.

Los principales contaminantes que aparecen en las aguas residuales urbanas son:

- Objetos gruesos: trozos de madera, trapos, plásticos, etc., que son arrojados a la red de alcantarillado.
- Arenas: bajo esta denominación se engloban las arenas propiamente dichas, gravas y partículas más o menos grandes de origen mineral u orgánico.
- Grasas y aceites: sustancias que al no mezclarse con el agua permanecen en su superficie dando lugar a natas. Su procedencia puede ser tanto doméstica como industrial.
- Sólidos en suspensión: partículas de pequeño tamaño y de naturaleza y procedencia muy variadas. Aproximadamente el 60% de los sólidos en suspensión son sedimentables y un 75% son de naturaleza orgánica.
- Sustancias con requerimientos de oxígeno: compuestos orgánicos e inorgánicos que se oxidan fácilmente, lo que provoca un consumo del oxígeno presente en el medio al que se vierten.

- **Nutrientes (nitrógeno y fósforo):** su presencia en las aguas es debida principalmente a detergentes y fertilizantes. Igualmente, las excretas humanas aportan nitrógeno orgánico.
- **Agentes patógenos:** organismos (bacterias, protozoos, helmintos y virus), presentes en mayor o menor cantidad en las aguas residuales y que pueden producir o transmitir enfermedades.
- **Contaminantes emergentes o prioritarios:** los hábitos de consumo de la sociedad actual generan una serie de contaminantes que no existían anteriormente. Estas sustancias aparecen principalmente añadidas a productos de cuidado personal, productos de limpieza doméstica, productos farmacéuticos, etc. A esta serie de compuestos se les conoce bajo la denominación genérica de *contaminantes emergentes o prioritarios*, no eliminándose la mayoría de ellos en las plantas de tratamiento de aguas residuales urbanas.

En el tratamiento convencional de las aguas residuales urbanas, la reducción del contenido en los contaminantes descritos suele hacerse de forma secuencial y en el orden en que estos contaminantes se han enumerado anteriormente.

Parámetros empleados para caracterizar las aguas residuales urbanas

Para caracterizar las aguas residuales se emplea un conjunto de parámetros que sirven para cuantificar los contaminantes definidos en el apartado anterior. Los parámetros de uso más habitual son los siguientes:

- **Aceites y grasas:** el contenido en aceites y grasas presentes en un agua residual se determina mediante su extracción previa, con un disolvente apropiado y la posterior evaporación del disolvente.
- **Sólidos en suspensión:** se denomina de este modo a la fracción de los sólidos totales que quedan retenidos por una membrana filtrante de un tamaño determinado (0,45 μm). Dentro de los sólidos en suspensión se encuentran los sólidos sedimentables y los no sedimentables.
- **Sustancias con requerimiento de oxígeno:** para la cuantificación de estas sustancias los dos parámetros más utilizados son:
 - **Demanda Bioquímica de Oxígeno a los 5 días (DBO₅):** es la cantidad equivalente de oxígeno (mg/l) necesaria para oxidar biológicamente los componentes de las aguas residuales. En el transcurso de los cinco días de duración del ensayo (cinco días) se consume aproximadamente el 70% de las sustancias biodegradables.
 - **Demanda Química de Oxígeno (DQO):** es la cantidad equivalente de oxígeno (mg/l) necesaria para oxidar los componentes orgánicos del agua utilizando agentes químicos oxidantes.
- La relación DBO₅/DQO indica la biodegradabilidad de las aguas residuales urbanas:

}	$\geq 0,4$	Aguas muy biodegradables
	$0,2 - 0,4$	Aguas biodegradables
	$\leq 0,2$	Aguas poco biodegradables

- **Nitrógeno:** se presenta en las aguas residuales en forma de nitrógeno orgánico, amoníaco y, en menor cantidad, de nitratos y nitritos. Para su cuantificación se recurre generalmente a métodos espectrofotométricos.
- **Fósforo:** en las aguas residuales aparece principalmente como fosfatos orgánicos y polifosfatos. Al igual que las distintas formas nitrogenadas, su determinación se realiza mediante métodos espectrofotométricos.
- **Organismos patógenos:** los organismos patógenos se encuentran en las aguas residuales en muy pequeñas cantidades siendo muy difícil su aislamiento, por ello, se emplean habitualmente los coliformes como organismo indicador.

Los rangos habituales de estos parámetros en las aguas residuales urbanas procedentes de grandes y medianas aglomeraciones urbanas se recogen en la Tabla 2.

Tabla 2. Valores típicos de los principales contaminantes de las aguas residuales

Parámetro	Rango habitual
Sólidos en Suspensión (mg/l)	150 – 300
DBO ₅ (mg/l)	200 – 300
DQO (mg/l)	300 – 600
Nitrógeno (mg N/l)	50 – 75
Fósforo (mg P/l)	15 – 20
Grasas (mg/l)	50 – 100
Coliformes Totales (UFC/100 ml)	$10^6 - 10^7$

Elaboración propia a partir de datos bibliográficos.

De manera similar a la forma que en que fluctúan a lo largo del día los caudales de las aguas residuales que llegan a las estaciones depuradoras, fluctúan también sus componentes (Figura 4).

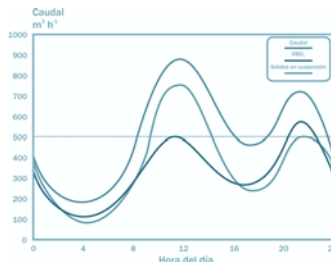


FIGURA 4. Evolución diaria del caudal, de los sólidos en suspensión y de los DBO₅ en las aguas residuales urbanas.

Dada la variación a lo largo del día de las características de las aguas residuales urbanas, para su correcta caracterización se precisa que la toma de muestras sea representativa. Por ello, lo correcto en una campaña de muestreo es proceder a la toma de muestras a intervalos regulares de tiempo a lo largo de todo un día, procediendo a determinar los caudales en el momento de la toma de muestras individuales. En estas muestras individuales se determinarán los parámetros que deben medirse in situ: pH, conductividad, oxígeno disuelto y temperatura.

Una vez tomada la serie de muestras horarias, se procede habitualmente a la integración de las mismas en una única muestra compuesta, elaborada de forma ponderada a los caudales horarios correspondientes.

La muestra compuesta así confeccionada se remitirá, convenientemente conservada, lo más rápido posible a laboratorio, para la realización de las pertinentes determinaciones fisicoquímicas y microbiológicas. Una descripción exhaustiva de los procedimientos normalizados para la toma de muestras, conservación de las mismas y realización de análisis físicos, químicos y biológicos se encuentra en «Métodos normalizados para el análisis de aguas potables y residuales» (APHA, AWWA, WPCF, 1992).

2.4 El concepto de habitante equivalente

De forma similar a la definición de patrones para la determinación de longitudes, pesos, tiempos, etc., se ha adoptado un patrón para la medición de la contaminación biodegradable presente en las aguas residuales. Este patrón se conoce con el nombre de habitante equivalente y relaciona caudales y calidades de las aguas residuales

La Directiva 91/271/CEE define el concepto de habitante equivalente (h.e) como «la carga orgánica biodegradable con una demanda bioquímica de oxígeno de 5 días (DBO₅) de 60 g de oxígeno por día». El concepto de habitante equivalente, por tanto, permite comparar cargas contaminantes independientemente de su origen y naturaleza.

Conocido el caudal de aguas residuales (Q) generado por una aglomeración urbana y su valor de DBO₅, la población equivalente se determina mediante la expresión:

$$\text{Población equivalente} = \frac{\text{Caudal (md}^3\text{d}^{-1}) \times \text{Concentración DBO}_5 \text{ (mg DBO}_5\text{ L}^{-1})}{60 \text{ (g DBO}_5\text{ d}^{-1})}$$

En aquellas aglomeraciones en las que los aportes de vertidos biodegradables distintos a los de procedencia doméstica sean nulos, o de escasa importancia, la población equivalente será muy similar a la población de derecho de la aglomeración. Se estima como valor habitual de la relación población equivalente/población de derecho un factor de 1,5 – 2.



3 LA DEPURACIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES URBANAS

3.1 Necesidad de depuración de las aguas residuales urbanas

El vertido de aguas residuales urbanas sin depurar ejerce sobre los cauces receptores toda una serie de efectos negativos, de entre los que cabe destacar:

Aparición de fangos y flotantes. La fracción sedimentable de los sólidos en suspensión origina sedimentos en el fondo de los cauces. Además, la fracción no sedimentable da lugar a la acumulación de grandes cantidades de sólidos en la superficie y/o en las orillas de los cauces receptores formando capas de flotantes.

Los depósitos de fangos y flotantes no sólo son provocan un desagradable impacto visual, sino que, debido al carácter reductor de la materia orgánica, se puede llegar a provocar el agotamiento del oxígeno disuelto presente en las aguas y originar el desprendimiento de malos olores.

Agotamiento del contenido de oxígeno presente en las aguas. Los componentes de las aguas residuales fácilmente oxidables comenzarán a ser degradados vía aerobia por la flora bacteriana de las aguas del cauce, con el consiguiente consumo de parte del oxígeno disuelto en la masa líquida. Si este consumo es excesivo, el contenido en oxígeno disuelto descenderá por debajo de los valores mínimos necesarios para el desarrollo de la vida acuática. Consumido el oxígeno disponible, los procesos de degradación vía anaerobia generarán olores desagradables, al liberarse gases que son los causantes de estos olores.

Aportes excesivos de nutrientes. Las aguas residuales contienen nutrientes (N y P principalmente) causantes del crecimiento descontrolado de algas y otras plantas en los cauces receptores (eutrofización). Este crecimiento excesivo de biomasa puede llegar a impedir el empleo de estas aguas para usos domésticos e industriales.

Daños a la salud pública. Los vertidos de aguas residuales sin tratar a cauces públicos pueden fomentar la propagación de organismos patógenos para el ser humano (virus, bacterias, protozoos y helmintos). Entre las enfermedades que pueden propagarse a través de las aguas contaminadas por los vertidos de aguas residuales urbanas, destacan: el tifus, el cólera, la disentería y la hepatitis A.

Las estaciones depuradoras van a eliminar una elevada proporción de los contaminantes presentes en las aguas residuales, vertiendo efluentes depurados, que puedan ser asimilados de forma natural por los cauces receptores.

Puede, por tanto, considerarse a las estaciones de tratamiento como un «complemento artificial» de los procesos naturales que se dan en las masas acuáticas al haberse sobrepasado ampliamente su capacidad de autodepuración.

3.2 Fundamentos básicos del tratamiento de las aguas residuales urbanas

Las instalaciones para el tratamiento de las aguas residuales urbanas constan de tres elementos principales:

- **Recogida y conducción** de las aguas residuales hasta la estación de tratamiento.
- **Tratamiento** propiamente dicho de las aguas residuales.
- **Evacuación** de los productos resultantes del tratamiento: efluentes depurados y lodos.

3.2.1 Recogida y conducción

La recogida y conducción de las aguas residuales desde donde se generan hasta la estación depuradora se realiza a través de una compleja red de tuberías (alcantarillado, colectores). Dependiendo de la topografía, las aguas discurrirán por gravedad o será necesario recurrir a su bombeo.

Normalmente, los sistemas de recogida son unitarios. Es decir, la red de saneamiento recoge tanto las aguas residuales, como las de lluvia. En otros casos, aunque aún en baja proporción, los colectores que llegan a la estación de tratamiento transportan tan sólo aguas residuales, mientras que las aguas de lluvia se recogen en colectores independientes (sistemas separativos).

Con el objetivo de que a la estación depuradora no llegue más caudal del proyectado, en los colectores y/o en las obras de llegada a las EDAR se instalan aliviaderos, que permiten derivar los excesos de caudal. Esta situación tiene lugar principalmente en períodos en los que se registran fuertes lluvias.

Igualmente, para poder derivar todo el agua residual antes de su entrada a la depuradora, en caso de problemas de funcionamiento, se instala a la llegada de los vertidos un «bypass» general.

También, se disponen bypass parciales detrás de cada etapa del tratamiento de las aguas, para poder proceder al vertido de los efluentes de estas etapas sin pasar por la fase siguiente, en caso de que se registren incidentes operativos. Estos bypass suelen descargar en una misma línea, junto con el bypass general y los efluentes depurados.

3.2.2 Tratamiento

El tratamiento de las aguas residuales consta de un conjunto de operaciones físicas, biológicas y químicas, que persiguen eliminar la mayor cantidad posible de contaminantes antes de su vertido, de forma que los niveles de contaminación que queden en los efluentes tratados cumplan los límites legales existentes y puedan ser asimilados de forma natural por los cauces receptores.

En las depuradoras convencionales de aguas residuales se distinguen dos líneas de tratamiento:



FOTOGRAFÍA 1. Colector y aliviadero en la obra de llegada a la EDAR.

- **Línea de agua:** incluye los procesos o tratamientos que permiten reducir los contaminantes presentes en las aguas residuales.
- **Línea de lodos:** en ella se tratan la mayor parte de los subproductos que se originan en la línea de agua.

3.3. La línea de agua

La Figura 5 muestra los distintos tratamientos englobados en la línea de agua, el objeto de estos tratamientos y la naturaleza de los procesos que en ellos tienen lugar.

PRETRATAMIENTO	TRATAMIENTO PRIMARIO	TRATAMIENTO SECUNDARIO	TRATAMIENTO TERCIARIO
Objetivo Eliminación de objetos gruesos, arenas y grasas	Objetivo Eliminación de materia sedimentable y flotante	Objetivo Eliminación de materia orgánica disuelta o coloidal	Objetivo Eliminación de sólidos en suspensión, materia orgánica residual, nutrientes y patógenos
Operaciones básicas - Desbaste - Tamizado - Desarenado - Desengrasado	Operaciones básicas - Decantación primaria - Tratamientos físico-químicos (coagulación-floculación)	Procesos básicos - Degradación bacteriana - Decantación secundaria	Procesos básicos - Floculación - Filtración - Eliminación de N y P - Desinfección
Procesos físicos	Procesos físicos y químicos	Procesos biológicos	Procesos físicos, químicos y biológicos

FIGURA 5. Etapas de la línea de agua, ordenadas secuencialmente de izquierda a derecha, en el tratamiento de las aguas residuales urbanas.

3.3.1. Pretratamiento

Las aguas residuales antes de su tratamiento, propiamente dicho, se someten a un pretratamiento, que comprende una serie de operaciones físicas y mecánicas, que tienen por objetivo separar del agua residual la mayor cantidad posible de materias, que, por su naturaleza o tamaño, pueden dar lugar a problemas en las etapas posteriores del tratamiento.

El correcto diseño y posterior mantenimiento de la etapa de pretratamiento son aspectos de gran importancia, pues cualquier deficiencia en los mismos repercutirá negativamente en el resto de las instalaciones originando obstrucciones de tuberías, válvulas y bombas, desgaste de equipos, formación de costras, etc.

Dentro del pretratamiento se incluyen las operaciones de separación de grandes sólidos, desbaste, tamizado y desarenado—desengrase.

Separación de grandes sólidos

Cuando en las aguas residuales a tratar se prevea la presencia de sólidos de gran tamaño, o una excesiva cantidad de arenas, se recurre a ubicar en cabecera de la instalación de depuración un pozo de gruesos, que permita la separación de estos elementos.

El pozo de gruesos se sitúa a la entrada del colector a la EDAR, presentando su parte inferior forma de tronco de pirámide invertido, de paredes muy inclinadas, al objeto de concentrar los sólidos a eliminar en una zona específica, desde la que sea fácil su extracción.

La retirada de los sólidos depositados se efectúa mediante una cuchara anfibia, con movimientos de desplazamiento vertical y horizontal mediante polipasto y grúa pórtico.

Los residuos extraídos por la cuchara se depositan en contenedores, como paso previo a su envío a vertedero.



FOTOGRAFÍA 2. Pozo de gruesos y cuchara bivalva.

Desbaste

El objetivo del desbaste es la eliminación de los sólidos de pequeño y mediano tamaño (trozos de madera, trapos, raíces, etc.) que de otro modo podrían deteriorar o bloquear los equipos mecánicos y obstruir el paso de la corriente de agua.

El procedimiento más usual consiste en hacer pasar las aguas a través de rejas que, de acuerdo con la separación entre los barrotes, pueden clasificarse en:

- Desbaste de gruesos: el paso libre entre los barrotes es de 50 a 100 mm.
- Desbaste de finos: el paso libre entre los barrotes es de 10 a 25 mm.

En función de su geometría, las rejas pueden ser rectas o curvas y, según como se ejecute la extracción de los residuos retenidos en los barrotes, se distingue entre rejas de limpieza manual y rejas de limpieza automática.

En grandes instalaciones de depuración se hacen pasar los residuos extraídos de las rejas por mecanismos de compactación, con objeto de reducir su volumen antes de ser depositados en contenedores.



FOTOGRAFÍA 3. Desbaste de gruesos seguido de desbaste de finos, empleando rejas rectas de limpieza manual.



FOTOGRAFÍA 4. Reja curva de accionamiento automático.

Tamizado

Tiene por objeto la reducción del contenido en sólidos en suspensión de las aguas residuales, mediante su filtración a través de un soporte delgado dotado de ranuras de paso. Se distingue entre tamices estáticos autolimpiantes, tamices rotativos y tamices deslizantes.

Los tamices estáticos autolimpiantes constan de un enrejado, constituido por barras horizontales de acero inoxidable, rectas o curvadas, de sección triangular, orientadas de tal forma que la parte plana se encara al flujo. La inclinación de este enrejado dismi-

nuye progresivamente de arriba abajo, entre 65° y 45° aproximadamente. Con ello se consiguen, de forma sucesiva, los efectos de separación, escurrido y evacuación, de las partículas de mayor tamaño que la luz de paso del tamiz.

El agua a tratar se alimenta por la parte superior del tamiz, los sólidos de tamaño superior a la luz de paso quedan retenidos por el enrejado y, debido a la inclinación de éste, ruedan hasta un contenedor situado en la parte inferior. Por su parte, la fracción líquida, conteniendo los sólidos de tamaño inferior al tamaño de paso, atraviesa el enrejado y se recoge en una tubería situada en la parte inferior del tamiz.

Los tamices rotativos están constituidos por un enrejado cilíndrico de eje horizontal, formado por barras de acero inoxidable, de sección trapezoidal. El enrejado gira lentamente accionado por un motorreductor.

La alimentación al tamiz se efectúa por su parte exterior. Los sólidos de tamaño superior a la luz de paso quedan retenidos en la parte externa del cilindro y la eliminación de la capa de sólidos retenidos en la periferia del tamiz se logra mediante la acción de una cuchilla y del propio giro de la unidad. La fracción líquida, con los sólidos de tamaño inferior a la luz de paso, atraviesa el enrejado cilíndrico y se conduce hacia la zona de evacuación.

Los tamices deslizantes son de tipo vertical y continuo, su luz de paso oscila entre los 0,2 y 3 mm y se suelen emplear en la operación de desbaste de finos.



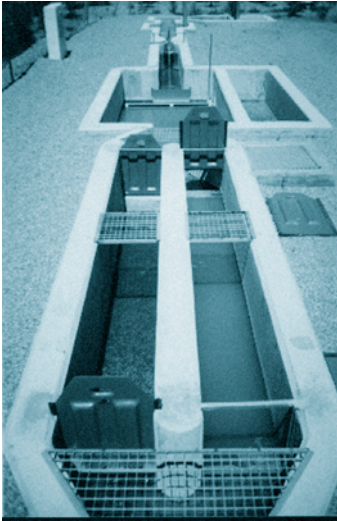
FOTOGRAFÍA 5. Tamiz estático autolimpiante.



FOTOGRAFÍA 6. Tamiz rotativo.

Desarenado

Tiene por objetivo la eliminación de materias pesadas de tamaño superior a 0,2 mm, para evitar que sedimenten en canales y conducciones y para proteger a las bombas y otros elementos de la abrasión.



FOTOGRAFÍA 7. Desarenador de doble canal.

Aparte de las arenas propiamente dichas, en esta operación se eliminan también gravas y partículas minerales, así como elementos de origen orgánico, no putrescibles (granos de café, semillas, huesos, cáscaras de frutas y huevos, etc.). Los canales desarenadores pueden ser de flujo variable o de flujo constante.

Los canales desarenadores de flujo variable se emplean en pequeñas instalaciones de depuración, y en ellos las arenas se extraen manualmente de un canal longitudinal, con una capacidad para el almacenamiento de arenas de 4-5 días.

Los canales desarenadores de flujo constante mantienen una velocidad de paso fija, en torno a 0,3 m/s, independientemente del caudal que los atraviesa, con lo que se logra que sedimente la mayor parte de las partículas de origen inorgánico y la menor parte posible de las de origen orgánico (< 5% de materia orgánica).

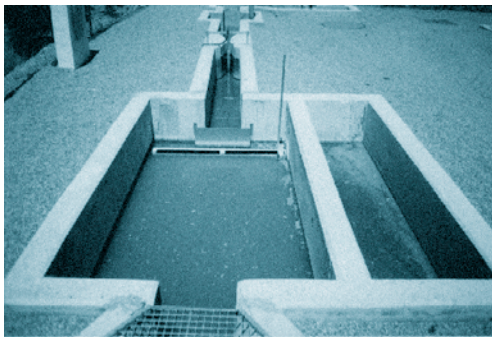
Desengrasado

En esta etapa se eliminan las grasas y demás materias flotantes más ligeras que el agua. Dentro de los desengrasadores se distingue entre los desengrasadores estáticos y los aireados.

En los desengrasadores estáticos se hacen pasar las aguas a través de un depósito dotado de un tabique, que obliga a las aguas a salir por la parte inferior del mismo, lo que permite que los componentes de menor densidad que el agua, queden retenidos en la superficie. La retirada de las grasas se lleva a cabo de forma manual, haciendo uso de un recoge hojas de piscina.

En los desengrasadores aireados se inyecta aire con objeto de desemulsionar las grasas y lograr una mejor flotación de las mismas.

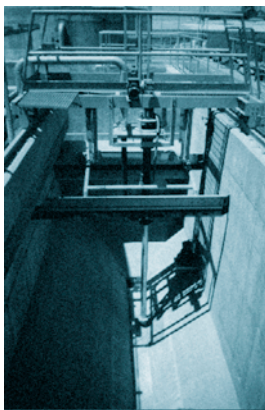
En plantas de tamaño medio-grande las operaciones de desarenado y desengrasado se llevan a cabo de forma conjunta en unidades de tratamiento conocidas como desarenadores-desengrasadores aireados.



FOTOGRAFÍA 8. Desengasador estático.



FOTOGRAFÍA 9. Desarenador-desengasador aireado.



FOTOGRAFÍA 10. Detalle interno de un desarenador-desengasador aireado.



3.3.2 Medición de caudal

Aunque los dispositivos que se emplean para la medición de los caudales no ejercen ningún efecto de depuración sobre las aguas residuales, juegan un papel muy importante en el global del proceso pues permiten la determinación de los caudales de aguas a tratar y los realmente tratados. Esto posibilita, a su vez, ajustar las condiciones operativas de las distintas etapas del tratamiento, así como obtener el coste del tratamiento por unidad de volumen tratado.

La ubicación de los medidores de caudal tras el pretratamiento pretende minimizar los problemas asociados a obturaciones, desgastes, formación de depósitos de grasas, etc.



FOTOGRAFÍA 11. Caudalímetro electromagnético.



FOTOGRAFÍA 12. Medición de caudal en vertedero triangular.

3.3.3 Tratamientos primarios

El Real Decreto-Ley 11/95 define al tratamiento primario como «el tratamiento de aguas residuales urbanas mediante un proceso físico o fisicoquímico que incluya la sedimentación de sólidos en suspensión, u otros procesos en los que la DBO_5 de las aguas residuales que entren, se reduzca, por lo menos, en un 20% antes del vertido, y el total de sólidos en suspensión en las aguas residuales de entrada se reduzca, por lo menos, en un 50%».

El principal objetivo de los tratamientos primarios se centra en la eliminación de sólidos en suspensión, consiguiéndose además una cierta reducción de la contaminación biodegradable, dado que una parte de los sólidos que se eliminan está constituida por materia orgánica. Los tratamientos primarios más habituales son la decantación primaria y los tratamientos fisicoquímicos.

- **Decantación primaria:** su objetivo es la eliminación de la mayor parte posible los sólidos sedimentables, bajo la acción exclusiva de la gravedad. La retirada de estos sólidos es muy importante ya que, en caso contrario, originarían fuertes demandas de oxígeno en el resto de las etapas de tratamiento de la estación.
- **Tratamientos fisicoquímicos:** en este tipo de tratamiento, mediante la adición de reactivos químicos, se consigue incrementar la reducción de los sólidos en suspensión, al eliminarse, además, sólidos coloidales, al incrementarse el tamaño y densidad de los mismos mediante procesos de coagulación-floculación.

Los tratamientos fisicoquímicos se aplican fundamentalmente:

- Cuando las aguas residuales presentan vertidos industriales que pueden afectar negativamente al tratamiento biológico.
- Para evitar sobrecargas en el posterior tratamiento biológico.
- Cuando se dan fuertes variaciones estacionales de caudal.
- Para la reducción del contenido en fósforo.



FOTOGRAFÍA 13. Decantador primario.



3.3.4 Tratamientos secundarios

El Real Decreto-Ley 11/95 define tratamiento secundario como «el tratamiento de aguas residuales urbanas mediante un proceso que incluya un tratamiento biológico con sedimentación secundaria u otro proceso» en el que se consiga la eliminación de materia orgánica.

El tratamiento biológico se realiza con la ayuda de microorganismos (fundamentalmente bacterias) que en condiciones aerobias actúan sobre la materia orgánica presente en las aguas residuales.

Una parte de la materia orgánica se oxida por la flora bacteriana, que obtiene de esta forma la energía necesaria para el mantenimiento celular. De forma simultánea, otra fracción de materia orgánica se convierte en nuevo tejido celular nuevo (síntesis celular), empleándose para ello la energía liberada en la fase de oxidación.

Oxidación



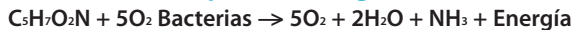
Síntesis



Donde COHNS representa los elementos predominantes en la materia orgánica presente en las aguas residuales y $\text{C}_5\text{H}_7\text{O}_2\text{N}$ representa la composición media de los microorganismos encargados de la biodegradación de la materia orgánica (Hoover y Porges, 1952).

Finalmente, cuando se consume la materia orgánica disponible, las nuevas células empiezan a consumir su propio tejido celular con el fin de obtener energía para el mantenimiento celular. Este tercer proceso se conoce como respiración endógena.

Respiración endógena



El aporte de oxígeno para el mantenimiento de las reacciones de oxidación, síntesis y respiración endógena, se efectúa introduciendo, generalmente, aire en los recipientes en que se llevan a cabo estas reacciones, recipientes que se conocen con el nombre de reactores biológicos o cubas de aireación.

Las nuevas bacterias que van apareciendo en los reactores, como consecuencia de las reacciones de síntesis, tienden a unirse (floculación), formando agregados de mayor densidad que el líquido circundante, y en cuya superficie se va adsorbiendo la materia en forma coloidal.

Para la separación de estos agregados, conocidos como lodos o fangos, el contenido de los reactores biológicos (licor de mezcla), se conduce a una etapa posterior de sedimentación (decantación o clarificación secundaria), donde se consigue la separación de los lodos de los efluentes depurados por la acción de la gravedad.

De los lodos decantados una fracción se purga como lodos en exceso, mientras que otra porción se recircula al reactor biológico para mantener en él una concentración determinada de microorganismos (Figura 6).

El proceso descrito se conoce como «lodos activos». Fue desarrollado en 1914 en Inglaterra por Arden y Lockett y, hoy en día, esta tecnología en sus distintas modalidades (convencional, contacto-estabilización, aireación prolongada, etc.) es la más ampliamente aplicada a nivel mundial para el tratamiento de las aguas residuales urbanas.

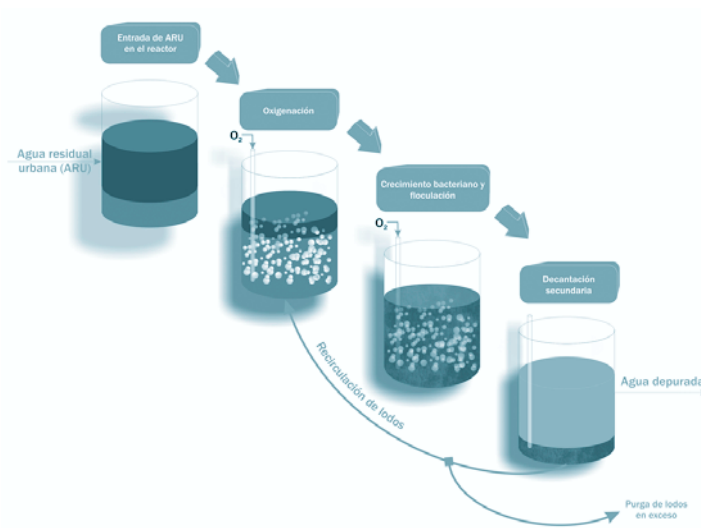
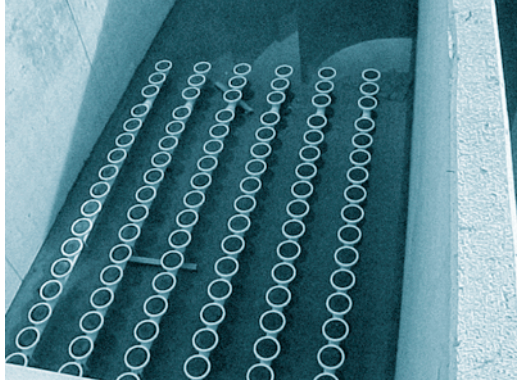


FIGURA 6. Esquema básico del tratamiento secundario.



FOTOGRAFÍA 14. Cuba biológica con aireador mecánico superficial.



FOTOGRAFÍA 15. Detalle de una parrilla de difusores.



FOTOGRAFÍA 16. Decantador secundario.

3.3.5 Tratamientos terciarios

Los tratamientos terciarios (conocidos también como tratamientos avanzados, más rigurosos, complementarios, etc.) permiten obtener efluentes finales de mejor calidad para que puedan ser vertidos en zonas donde los requisitos son más exigentes o puedan ser reutilizados.

La eliminación de materia particulada y coloidal presente en los efluentes depurados, puede lograrse mediante la aplicación de tratamientos fisicoquímicos (coagulación-floculación) y la posterior etapa de separación (decantación, filtración).

Para la eliminación de nutrientes (nitrógeno y fósforo), se recurre cada vez más al empleo de procesos biológicos. No obstante, el caso del de fósforo, los procesos de precipitación química, empleado sales de hierro y de aluminio, continúan siendo los de mayor aplicación.

En la eliminación biológica de nitrógeno se opera de forma secuencial, bajo condiciones óxicas y anóxicas, que dan como resultado final su liberación a la atmósfera, en forma de nitrógeno gaseoso.

Para la eliminación biológica del fósforo se combinan reactores operando bajo condiciones anaerobias, óxicas y anóxicas, quedando el fósforo almacenado en los microorganismos, que posteriormente se extraen como lodos en exceso. Combinando los procesos anteriores también es posible la eliminación conjunta de ambos nutrientes.

Con relación a la desinfección de los efluentes depurados, si bien el cloro ha sido, y continúa siendo, el desinfectante típico en el campo de las aguas residuales, al incrementarse el número de requisitos para lograr bajas o indetectables cantidades de cloro residual en los efluentes tratados, se hace precisa la implantación de procesos posteriores de dechloración, o bien, la sustitución de los sistemas de cloración por sistemas de desinfección alternativos, tales como la radiación UV, el empleo de ozono o el empleo de membranas.



FOTOGRAFÍA 17. Reactores tipo carrusel, con zonas óxicas y anóxicas para la eliminación biológica de nitrógeno.



FOTOGRAFÍA 18. Laberinto de cloración.



Los rendimientos medios de depuración que se alcanzan en función de tipo de tratamiento aplicado a las aguas residuales urbanas se muestran en la Tabla 3.

Tabla 3. Rendimientos medios de depuración, en tanto por ciento, en función de tipo de tratamiento

	SÓLIDOS EN SUSPENSIÓN	DBO5	<i>Escherichia coli</i>
Pretratamiento	5 – 15	5 – 10	10 – 25
Tratamientos primarios	40 – 70	25 – 40	25 – 70
Tratamientos secundarios	80 – 90	80 – 95	90 – 98
Tratamientos terciarios	90 – 95	95 – 98	98 – 99

Elaboración propia en base a datos bibliográficos.

La evolución del número de estaciones depuradoras implantadas en España, clasificadas en función del tipo de tratamiento que llevan a cabo, se muestra en la Figura 7.

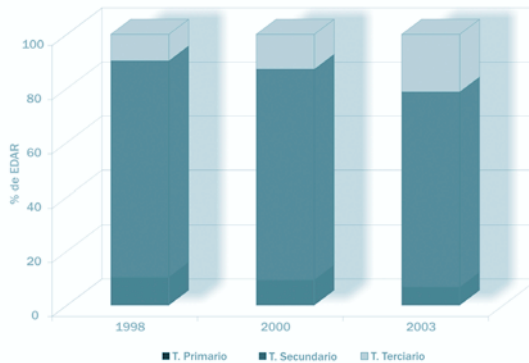


FIGURA 7. Evolución de los tipos de tratamientos de las aguas residuales en España.

3.4 Línea de lodos

El tratamiento de las aguas residuales conduce a la producción de unos subproductos conocidos como lodos o fangos.

Cabe distinguir entre «lodos primarios» (sólidos decantados en el tratamiento primario) y «lodos secundarios o biológicos» (sólidos decantados en el clarificador tras el paso de las aguas por el reactor biológico).

La Figura 8 muestra los distintos tratamientos englobados en la línea de lodos, el objeto de estos tratamientos y la naturaleza de los procesos que en ellos tienen lugar.



FIGURA 8 Tratamientos en la línea de lodos.

3.4.1 Espesamiento

Esta etapa del tratamiento incrementa la concentración de los lodos mediante la eliminación de parte del agua que contienen. Los métodos de espesamiento más habituales son por gravedad y por flotación, siendo éste último el más apropiado para el espesamiento de los lodos biológicos.



FOTOGRAFÍA 19. Espesadores de lodos, por gravedad y por flotación.

3.4.2 Estabilización

En esta fase se reduce la fracción biodegradable presente en los lodos, para evitar su putrefacción. La estabilización puede hacerse mediante:



- Digestión aerobia o anaerobia: se elimina en torno al 40-50% de la materia orgánica presente en el lodo.
- Estabilización química, mediante la elevación del pH por adición de cal.
- Tratamiento térmico.



FOTOGRAFÍA 20. Digestor anaerobio para la estabilización de los lodos.



FOTOGRAFÍA 21. Gasómetro para el almacenamiento del biogás generado en la etapa de estabilización anaerobia de los lodos.

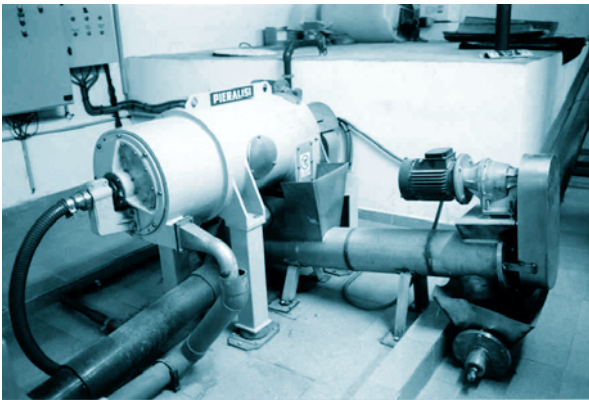
3.4.3 Acondicionamiento

En esta etapa, mediante la adición de productos químicos, se mejora la deshidratación de los lodos facilitando la eliminación del agua.

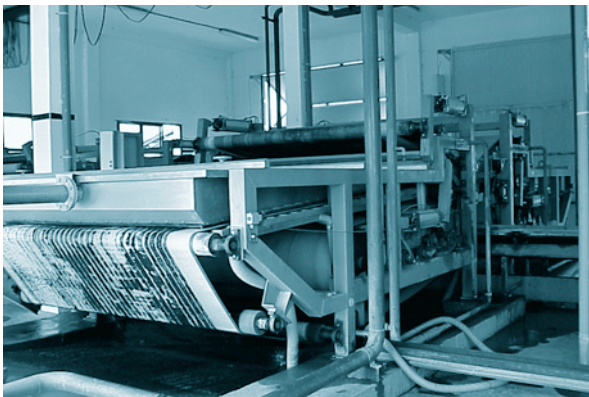
3.4.4 Deshidratación

En esta última fase del tratamiento se elimina parte del agua contenida en los lodos, transformándolos en sólidos fácilmente manejables y transportables. Los lodos deshidratados presentan un 20-25% de materia seca. Los métodos de deshidratación más habituales son:

- Centrifugación.
- Filtros banda.
- Secado térmico.
- Eras de secado.



FOTOGRAFÍA 22. Centrifuga para la deshidratación de los lodos.



FOTOGRAFÍA 23. Deshidratación de lodos mediante Filtro banda.



FOTOGRAFÍA 24. Eras de secado de lodos.

El objetivo último de una estación depuradora de aguas residuales urbanas se centra en «lograr el tratamiento de estas aguas, al objeto de evacuar unos efluentes depurados, que cumplan los requisitos de calidad establecidos en la normativa vigente, con el mínimo coste económico y medioambiental posible».

3.5 Tratamiento de aguas de tormenta

Para prevenir la contaminación de los cauces receptores ocasionada por el desbordamiento de los sistemas colectores unitarios por las aguas de tormenta, se comienzan a acometer actuaciones con un abanico de posibilidades complementarias:

- Implantación de aliviaderos con una relación de dilución más elevada.
- Instalación de equipos de desbaste en el vertido de los aliviaderos, al objeto de separar y retirar los elementos gruesos.
- Construcción de balsas o depósitos de tormentas para almacenar y regular la incorporación de los caudales excepcionales a las instalaciones de tratamiento primario de las depuradoras.

3.6 Evacuación

En una estación depuradora la corriente entrante (aguas residuales urbanas), como consecuencia de los procesos de tratamiento a que se ve sometida, se transforma en dos corrientes salientes (efluentes depurados y lodos). Con la evacuación de ambas corrientes se da por finalizado el tratamiento de las aguas residuales urbanas.

Los efluentes depurados, si han alcanzado el grado de tratamiento requerido en cada caso, pueden ser vertidos a los cauces próximos a la estación depuradora. No obstan-

te, y cada vez con mayor frecuencia, los efluentes depurados se destinan a otros usos como la reutilización en riego agrícola, refrigeración industrial, usos recreativos, recarga de acuíferos, etc.

En mayo de 2006, el Ministerio de Medio Ambiente del Gobierno de España redactó el «Proyecto de Real Decreto por el que se establecen las condiciones básicas para la reutilización de las aguas depuradas y se modifica parcialmente el Reglamento del Dominio Público Hidráulico aprobado por Real Decreto 849/1986 de 11 de abril», en la que se recogen los criterios fisicoquímicos y biológicos que deben cumplir las aguas residuales depuradas para su reutilización en los diferentes usos (urbanos, agrícolas, industriales, recreativos y ambientales).

En el caso de los lodos, como alternativas a su descarga en vertederos, debe contemplarse su uso agrícola y su incineración como otros posibles destinos. Hoy en día comienza a emplearse el término biosólidos para denominar a los lodos procedentes de las estaciones depuradoras de aguas residuales urbanas.

Si bien en el pasado el objetivo básico del tratamiento de las aguas residuales se centraba en la eliminación de sólidos en suspensión, materia orgánica y organismos patógenos, cada vez toma más importancia la eliminación de nutrientes, de compuestos tóxicos y la reutilización de los efluentes depurados.

Las tendencias actuales en el tratamiento de las aguas residuales se orientan a:

- Incrementar la fiabilidad de funcionamiento de las instalaciones de depuración.
- Aumentar el grado de automatización de las instalaciones.
- Potenciar la reutilización de los efluentes depurados.
- Potenciar el empleo de los lodos generados en el proceso de tratamiento.
- Potenciar la recuperación energética.
- Minimizar los impactos olfativos.

4 EL TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES EN LAS PEQUEÑAS AGLOMERACIONES URBANAS: LAS TECNOLOGÍAS NO CONVENCIONALES

En España, unos 6.000 municipios de los más de 8.000 existentes, tienen una población menor de 2.000 habitantes. En el caso de Andalucía, el 41% de los municipios y el 85% de los núcleos de población no superan esta población.

El Real Decreto Ley 11/95 fija el 1 de enero de 2006 como fecha límite para que las aglomeraciones urbanas menores de 2.000 habitantes equivalentes que viertan a aguas continentales o estuarios y que cuenten con red de saneamiento, sometan a sus aguas residuales a un tratamiento adecuado, definido como «el tratamiento de las aguas residuales mediante cualquier proceso o sistema de eliminación, en virtud del cual las aguas receptoras cumplan después del vertido los objetivos de calidad previstos en el ordenamiento jurídico aplicable».

En la actualidad son estas pequeñas aglomeraciones las que presentan más carencias en lo que al tratamiento de sus aguas residuales hace referencia. Por ello, es en este tipo de población rural y dispersa donde deberá hacerse, en un futuro próximo, un gran esfuerzo para corregir sus deficiencias en saneamiento y depuración y poder cumplir la normativa vigente.

Con frecuencia, las plantas depuradoras para el tratamiento de los vertidos generados en las pequeñas aglomeraciones urbanas se han concebido y diseñado como meros modelos a escala reducida de las grandes instalaciones de depuración. Como consecuencia directa de esta forma de actuar, las estaciones de depuración de los pequeños núcleos de población presentan unos costes de explotación y mantenimiento difícilmente asumibles por las administraciones locales (que en España asumen las competencias en materia de saneamiento y depuración de aguas) en las que, en general, los recursos técnicos y económicos son muy limitados.

En materia de tratamiento de aguas residuales, las pequeñas aglomeraciones precisan actuaciones que compatibilicen las condiciones exigidas a los efluentes depurados con técnicas de funcionamiento simple y con costes de explotación y mantenimiento que puedan ser realmente asumibles.

Por otro lado, las aguas residuales procedentes de las pequeñas aglomeraciones presentan características propias (fuertes oscilaciones de caudal y elevadas concentraciones) que deben tenerse en cuenta a la hora del diseño de las soluciones de tratamiento.

4.1 Características de las aguas residuales urbanas en las pequeñas aglomeraciones

Los caudales y calidades de las aguas residuales que se generan en las pequeñas aglomeraciones urbanas difieren notablemente de las que proceden de los grandes núcleos de población, como consecuencia del diferente grado de desarrollo económico y social.

4.1.1 Caudales

Cuanto más pequeño es el núcleo de población, más fuertes son las oscilaciones del caudal de las aguas residuales que en él se generan. El caso más llamativo es el de las residencias individuales: de caudales casi nulos a primeras horas de la mañana, se pasa a caudales punta horarios que superan ocho veces el caudal medio.

En pequeñas comunidades se estima que el caudal mínimo es del orden del 30% del caudal medio, mientras que la relación entre el caudal punta y el caudal medio (factor de punta F_p), puede estimarse haciendo uso de la siguiente expresión empírica:

$$F_p = \frac{5}{P^{1/6}}$$

Siendo P el número de habitantes (en miles). La Figura 9 muestra la relación entre el factor punta y el número de habitantes para aglomeraciones inferiores a 1.000 habitantes.

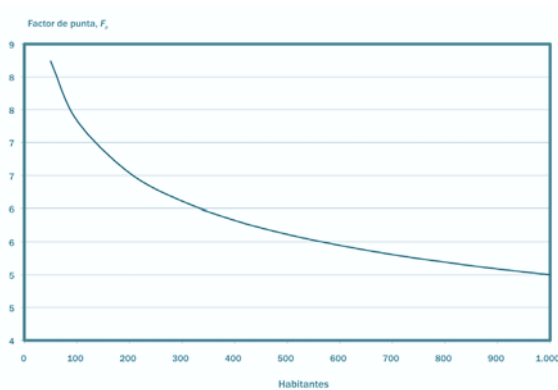


FIGURA 9. Relación entre F_p y el número de habitantes para poblaciones menores de 1.000 habitantes.

4.1.2 Calidades

Las menores dotaciones de abastecimiento que, de forma general, se registran en las pequeñas aglomeraciones urbanas, tiene una traducción inmediata en las concentraciones de las aguas residuales que se generan. La menor dotación de abastecimiento conduce a una menor dilución de los contaminantes generados por la población, lo que se traduce en incrementos de la concentración de los mismos.

La Tabla 4 recoge los rangos medios de los principales parámetros que caracterizan las aguas residuales generadas en pequeñas aglomeraciones, aguas constituidas, predominantemente, por aportaciones domésticas.



Tabla 4. Valores típicos de los principales contaminantes de las aguas residuales urbanas procedentes de pequeñas aglomeraciones urbanas.

Parámetro	Rango habitual
Sólidos en Suspensión (mg/l)	300 – 500
DBO ₅ (mg/l)	400 – 600
DQO (mg/l)	800 – 1.200
Nitrógeno (mg N/l)	50 – 100
Fósforo (mg P/l)	10 – 20
Grasas (mg/l)	50 – 100
Coliformes Totales (UFC/100 ml)	10 ⁷ -10 ⁸

Elaboración propia a partir de datos bibliográficos.

Estos datos deben tomarse a título orientativo, dado que en el caso de las pequeñas aglomeraciones se hace aún más necesaria, si cabe, la realización de campañas de aforo y muestreo para la correcta caracterización de las aguas residuales, como paso previo al diseño de la unidad de tratamiento en cada situación concreta.

4.2 Seguimiento de las instalaciones de depuración

Independientemente del seguimiento rutinario que se haga de las instalaciones, será necesario realizar en laboratorio el control de una serie de parámetros que permitan conocer el nivel de depuración alcanzado, con objeto de poder determinar, en el ámbito geográfico de la Unión Europea, el grado de cumplimiento de la Directiva 91/271.

En el Diario Oficial de las Comunidades Europeas de 30 de Mayo de 1991 se publicó la Directiva del Consejo 91/271, de 21 de Mayo de 1.991, referente al tratamiento de las aguas residuales urbanas. La Directiva contiene estipulaciones relativas al transporte, tratamiento y descarga de las aguas residuales, siendo su objetivo la protección del medio ambiente de los efectos adversos de estos vertidos, estableciendo unos requisitos mínimos para la descarga de dichas aguas residuales.

Para aglomeraciones urbanas entre 2.000 y 9.999 habitantes-equivalentes, la Directiva establece que se efectúen a lo largo del primer año de seguimiento de la EDAR un mínimo de 12 muestreos. Las muestras se tomarán durante períodos de 24 horas, a intervalos regulares y proporcionales al caudal circulante. Del total de muestreos efectuados deberán cumplir los requisitos anteriores, en cuanto a concentración o porcentaje de reducción, un mínimo de 10. Si esto se cumple en años próximos, el número de muestras a tomar será de 4.

La Tabla 5 recoge los parámetros a determinar, los requisitos de vertido (concentración/rendimiento) y los métodos analíticos a emplear.

Tabla 5. Requisitos para los vertidos procedentes de instalaciones de tratamiento de aguas residuales urbanas. Se aplicará el valor de concentración o el porcentaje de reducción.

Parámetros	Concentración	Porcentaje mínimo de reducción ⁽¹⁾	Método de medida de referencia
DBO ₅ a 20°C sin nitrificación ⁽²⁾	25 mg/l O ₂	70-90 (40 a 1500 m por encima del nivel del mar)	Muestra homogeneizada, sin filtrar ni decantar. Determinación de oxígeno disuelto antes y después de 5 días de incubación a 20°C ± 1 °C, en completa oscuridad. Aplicación de un inhibidor de nitrificación
DQO	125 mg/l O ₂	75	Muestra homogeneizada, sin filtrar ni decantar. Digestión ácida con dicromato potásico
Total de sólidos	35 mg/l ⁽³⁾ (más de 10000 hab.-eq.)	90 (más de 10000 hab.-eq.)	Filtración de una muestra representativa a través de una membrana de filtración de 0,45 micras. Secado a 105°C y pesaje en suspensión
	60 mg/l (de 2000 a 10000 hab.-eq.);	70 (de 2000 a 10000 hab.-eq.)	Centrifugación de una muestra representativa (durante 5 minutos como mínimo, con una aceleración media de 2800 a 3200 g), secado a 105°C y pesaje

(1) Reducción relacionada con la carga del caudal de entrada

(2) Este parámetro puede sustituirse por otro: carbono orgánico total (COT) o demanda total de oxígeno (DTO), si puede establecerse una correlación entre DBO₅ y el parámetro sustitutivo

(3) Este requisito es optativo

En el caso de que el vertido final de la estación de tratamiento se realice a una zona catalogada como «sensible», será necesario proceder también a la determinación de los contenidos en nitrógeno y fósforo, de acuerdo con la Tabla 6.



Tabla 6. Requisitos para los vertidos procedentes de instalaciones de tratamiento de aguas residuales urbanas realizados en zonas sensibles propensas a eutrofización. Según la situación local, se podrán aplicar uno o los dos parámetros.

Parámetros	Concentración	Porcentaje mínimo de reducción ⁽¹⁾	Método de medida de referencia
Fósforo total	2 mg/l (10 ⁴ – 10 ⁵ hab.-eq.) 1 mg/l (>10 ⁵ hab.-eq.)	80	Espectrofotometría de absorción molecular
Nitrógeno tota ⁽²⁾	15 mg/l (10 ⁴ – 10 ⁵ hab.-eq.) ⁽³⁾ 10 mg/l (>10 ⁵ hab.-eq.) ⁽³⁾	70-80	Espectrofotometría de absorción molecular

(1) Reducción relacionada con la carga del caudal de entrada

(2) Nitrógeno total equivale a la suma de nitrógeno Kjeldahl total (N orgánico y amoniacal), nitrógeno en forma de nitrato y nitrógeno en forma de nitrito.

(3) Estos valores de concentración constituyen medidas anuales. No obstante, los requisitos relativos al nitrógeno pueden comprobarse mediante medidas diarias cuando se demuestre que se obtiene el mismo nivel de protección. En ese caso, la medida diaria no debe superar los 20 mg/l de nitrógeno total para todas las muestras, cuando la temperatura del efluente del reactor biológico sea superior o igual a 12°C. En sustitución del requisito relativo a la temperatura, se podrá aplicar una limitación del tiempo de funcionamiento que tenga en cuenta las condiciones climáticas regionales.

4.3 Las tecnologías no convencionales para la depuración de las aguas residuales de las pequeñas aglomeraciones urbanas

Las pequeñas aglomeraciones urbanas, por su propia localización geográfica y grado de desarrollo, presentan una problemática específica, que dificulta la provisión de los servicios de saneamiento y depuración.

En esta problemática destacan:

- Los efluentes depurados deben cumplir normativas de vertido estrictas.
- El hecho de no poder aprovechar las ventajas que supone la economía de escala como consecuencia de su pequeño tamaño, lo que conduce a que los costes de implantación y de mantenimiento y explotación por habitante sean elevados. Además, en poblaciones dispersas los costes de saneamiento se incrementan notablemente.
- La escasa capacidad técnica y económica para el mantenimiento y explotación de estaciones de tratamiento de aguas residuales.

Por todo ello, a la hora de seleccionar soluciones para el tratamiento de las aguas residuales generadas en los pequeños núcleos de población, debe darse prioridad a aquellas tecnologías que:

- Presenten un gasto energético mínimo.
- Requieran un mantenimiento y explotación muy simples.
- Garanticen un funcionamiento eficaz y estable frente a las grandes oscilaciones de caudal y carga en el influente a tratar.
- Simplifiquen la gestión de los lodos generados en los procesos de depuración.

Las tecnologías de depuración de aguas residuales urbanas que reúnen estas características se conocen con el nombre genérico de «tecnologías no convencionales» (TNC).

Este tipo de tecnologías requiere actuaciones de bajo impacto ambiental, logrando la reducción de la carga contaminante con costes de operación inferiores a los de los tratamientos convencionales y con unas necesidades de mantenimiento sin grandes dificultades técnicas, lo que permite su explotación por personal no especializado.

Los procesos que intervienen en las tecnologías no convencionales incluyen a muchos de los que se aplican en los tratamientos convencionales (sedimentación, filtración, adsorción, precipitación química, intercambio iónico, degradación biológica, etc.), junto con procesos propios de los tratamientos naturales (fotosíntesis, fotooxidación, asimilación por parte de las plantas, etc.), pero a diferencia de las tecnologías convencionales, en las que los procesos transcurren de forma secuencial en tanques y reactores, y a velocidades aceleradas (gracias al aporte de energía), en las tecnologías no convencionales se opera a «velocidad natural» (sin aporte de energía), desarrollándose los procesos en un único «reactor-sistema».

En resumen, los procesos en que se basan las tecnologías convencionales y no convencionales son similares en sus fundamentos, estribando la diferencia en:

- En las tecnologías convencionales los procesos transcurren de forma secuencial en tanques y reactores, y a velocidades aceleradas gracias al aporte de energía.
- En las tecnologías no convencionales se opera a velocidad natural, (sin aporte de energía), desarrollándose los procesos en un único «reactor-sistema». El ahorro en energía se compensa con una mayor necesidad de superficie.

Dado que estos requisitos constituyen el carácter diferenciador de las TNC, se hace preciso profundizar en los mismos.

4.3.1 Gasto energético mínimo

De forma simple, para la depuración biológica es preciso poner en contacto las aguas residuales con bacterias y con oxígeno (aire), y estos tres componentes deben encontrarse en las debidas proporciones. Como resultado final del tratamiento, la corriente entrante (aguas residuales) dará lugar a dos corrientes finales: aguas residuales depuradas y lodos, y en estos últimos se concentrarán la mayoría de los contaminantes eliminados en el proceso depurador.

Las aguas residuales, junto con las bacterias aportadas en las excretas humanas, llegan continuamente a las estaciones de tratamiento, siendo el tercer componente (oxígeno-aire), el más difícil y costoso de aportar.

En las tecnologías convencionales los costes energéticos vienen a suponer del orden de un tercio de los costes totales de explotación y mantenimiento, variando este porcentaje de forma inversamente proporcional al tamaño de la planta, pudiendo ser en plantas pequeñas 6 - 7 veces más importante que en plantas grandes. De estos costes energéticos, el apartado destinado a la aireación de las aguas a tratar (turbinas, compresores), puede llegar a suponer hasta un 75% del total.



Las tecnologías no convencionales se caracterizan por recurrir a métodos naturales para la oxigenación de las aguas residuales a tratar, con lo que los costes asociados a esta operación son nulos o muy reducidos. Entre estos métodos naturales de oxigenación destacan: la fotosíntesis (lagunajes), la difusión de oxígeno por las raíces de plantas emergentes (humedales artificiales) y la alternancia de ciclos encharcado-secado (filtros verdes, humedales artificiales y filtros de turba).

Dado que la velocidad de aporte de oxígeno por métodos naturales es muy baja en comparación a cuando se recurre al empleo de medios electromecánicos, la ventaja que suponen las tecnologías no convencionales en lo referente al consumo energético, se ve contrarrestada por la mayor superficie que precisan para su implantación.

Desde el punto de vista de la superficie necesaria para su implantación, puede decirse que las tecnologías convencionales son soluciones intensivas, mientras que las no convencionales son extensivas, y este carácter extensivo es el que condiciona que el campo de aplicación de las tecnologías no convencionales sean las pequeñas aglomeraciones urbanas.

4.3.2 Simplicidad de mantenimiento y explotación

Mientras que el mantenimiento tiene por objeto asegurar y garantizar el normal funcionamiento de todos los equipos e instalaciones de la estación de tratamiento, la explotación persigue armonizar los medios humanos y materiales, con el objeto de transformar las aguas residuales en efluentes depurados que cumplan la normativa vigente, con un mínimo coste económico y ambiental.

Los costes de personal vienen a suponer otro tercio del coste total de una estación de tratamiento convencional. Las tecnologías no convencionales, recurriendo a procesos de tratamiento muy fáciles de controlar y evitando, en lo posible, la instalación de equipos electromecánicos, permiten que las operaciones de mantenimiento y explotación puedan ser correctamente ejecutadas por personal no especializado, con el correspondiente abaratamiento de costes.

Las mayoría de las operaciones de mantenimiento y explotación de las tecnologías no convencionales son asimilables a labores agrícolas clásicas (rastrillado, cavado, siega, poda, eliminación de malas hierbas, etc.), por los que pueden ser desempeñadas correctamente por los propios habitantes de las zonas rurales.

Por otro lado, la inexistencia, o mínima presencia, de equipos electromecánicos supone eliminar las incidencias por averías, que en muchas ocasiones dejan fuera de servicio las estaciones de tratamiento durante largos periodos de tiempo.

4.3.3 Garantía de funcionamiento eficaz frente a grandes oscilaciones de caudal y carga en el influente a tratar

Como se comentó anteriormente, los vertidos generados en las pequeñas aglomeraciones urbanas presentan a lo largo del día fuertes oscilaciones, tanto de caudal como de carga contaminante. Para hacer frente a este hecho se precisa que las estaciones de

tratamiento presenten la suficiente inercia para que los rendimientos de depuración no se resientan por estas oscilaciones.

El carácter extensivo de las tecnologías no convencionales proporciona a éstas grandes volúmenes y superficies, que actúan a modo de «colchón» amortiguador de las oscilaciones diarias de caudal y carga. Por el mismo motivo, las tecnologías no convencionales están mejor adaptadas para soportar incidencias puntuales de vertidos anómalos a la red de saneamiento.

Esta inercia que presentan las tecnologías no convencionales tiene una contrapartida que no debe obviarse, pues en el mismo modo en que son muy resistentes a los cambios en las condiciones de operación, si se sobrepasa su capacidad de tratamiento son muy lentas en volver a la normalidad.

4.3.4 Simplificación el manejo de los lodos

Los lodos que se generan en los tratamientos de las aguas residuales mediante procedimientos convencionales precisan ser estabilizados, concentrados y deshidratados, antes de su evacuación.

Es un hecho aceptado que la generación de lodos es inherente a los procedimientos biológicos de depuración de las aguas residuales. Ha de tenerse en cuenta que cada habitante equivalente genera al día unos 80 g de lodos (expresados como materia seca). Además, tras la operación de deshidratación los lodos presentan un contenido en humedad del 70-80%, por lo que cada habitante genera al día del orden de 0,3 l de lodos. Por ello, la gestión de estos subproductos supone una porción importante de los costes totales de explotación de una instalación de tratamiento de aguas residuales urbanas.

El problema se agrava en pequeñas instalaciones de tratamiento, en las que el no haber planificado correctamente la gestión de los lodos que se iban a generar es una de las principales causas de su mal funcionamiento.

Las tecnologías no convencionales simplifican la gestión de los lodos mediante mecanismos diferentes:

- En los filtros verdes los sólidos en suspensión, presentes en las aguas a tratar, quedan retenidos en la superficie del terreno y en las proximidades de los puntos de alimentación, mineralizándose y reciclándose de forma natural.
- En los lagunajes los lodos se extraen cada 5-10 años de operación. Estos largos períodos de almacenamiento permiten la estabilización anaerobia de los lodos a temperatura ambiente, con la consiguiente, e importante, reducción de su volumen.
- En los filtros turba no se manejan lodos, sino costras secas, que no precisan estabilización y que son fácilmente manipulables.

Bajo el la denominación «tecnologías no convencionales» se pueden distinguir:

- Las que recurren al empleo del suelo como elemento depurador:

- Sistemas de aplicación superficial: filtros verdes.
- Sistemas de aplicación subsuperficial: zanjas, lechos y pozos filtrantes.
- Las que simulan las condiciones propias de los humedales naturales:
 - Humedales artificiales, en sus distintas modalidades: flujo libre y flujo subsuperficial (vertical y horizontal).
- Las que tratan de imitar los procesos naturales de depuración que se dan en ríos y lagos:
 - Lagunajes.
- Las que se basan en la filtración de las aguas a tratar a través de un carbón natural:
 - Filtros de turba.

En muchas ocasiones, se ha confundido simplicidad de mantenimiento y explotación con simplicidad de diseño y de construcción, por lo que no se ha prestado la suficiente atención a la fase de dimensionamiento de los sistemas de tratamiento no convencionales, ni a su posterior etapa constructiva.

Este error conceptual ha tenido su reflejo en que numerosas instalaciones no alcancen los resultados esperados como consecuencia de diseños o construcciones inapropiados lo que, lamentablemente, ha provocado que en muchas ocasiones se culpase del mal funcionamiento a las propias tecnologías no convencionales, sin llegar a realizar un análisis detallado de las causas de este deficiente comportamiento.

Este documento pretende aportar la información necesaria sobre los fundamentos, parámetros de diseño, características constructivas y rendimientos que alcanzan las distintas tecnologías no convencionales existentes, para que, correctamente diseñadas y ejecutadas, puedan compararse, en pie de igualdad, con las tecnologías convencionales.



FOTOGRAFÍA 25. Sistemas de aplicación superficial al terreno: filtro verde.



FOTOGRAFÍA 26. Digestor anaerobio para la estabilización de los lodos.



FOTOGRAFÍA 27. Humedal artificial.



FOTOGRAFÍA 28. Lagunaje.



FOTOGRAFÍA 29. Filtros de turba.

BIBLIOGRAFÍA

ANQUE (1994). Diseño y explotación de sistemas de depuración de aguas residuales en pequeños núcleos y comunidades. Asociación Nacional de Químicos Españoles, Agrupación Territorial de Castilla la Mancha, Sección Técnica de Medio Ambiente.

Catalán, J. (1997). Depuradoras “Bases Científicas”. Bellisco Librería Editorial (Madrid).

CENTA (2004). II Curso Experto Universitario en “Diseño y Cálculo de Infraestructuras Hidráulicas Municipales. Módulo IV “Depuración de Aguas Residuales. Tratamientos Biológicos III. Tecnologías no Convencionales.”. Universidad Internacional de Andalucía. Sede de Santa María de la Rábida. (Huelva).

Collado, R. (1992). Depuración de aguas residuales en pequeñas comunidades. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Colección Señor nº 12. Ed. Paraninfo. S.A. (Madrid).

Comisión Europea (2003). Procesos extensivos de depuración de las aguas residuales. Adaptados a las pequeñas y medias colectividades (500 – 5.000 H. E.). Oficina de las publicaciones oficiales de las comunidades europeas (Luxemburgo).

Crites, R. y Tchobanoglous, G. (2000). Sistemas de manejo de aguas residuales para núcleos pequeños y descentralizados. McGraw-Hill Interamericana, Santa Fe de Bogotá (Colombia).

Crites, R., Middlebrooks, E. y Reed, S. (2006). Natural Wastewater Treatment Systems. CRC Press, Taylor & Francis Group.

Dirección General de Obras Hidráulicas. Junta de Andalucía. (1997). Planta Experimental de Carrión de los Céspedes, Evolución y Experiencias. Dirección General de Obras Hidráulicas. Consejería de Obras Públicas y Transportes. Junta de Andalucía.

Emasesa (1988). Aplicación de tecnologías blandas en el Centro Experimental de aguas residuales de Ranilla (Sevilla).

Hoover, S. y Porges, N (1952). Assimilation of dairy wastes by activated sludge. II. The equation of synthesis and rate of oxygen utilization. Sewage and Ind. Wastes, **24**, 306-312.

Metcalf&Eddy (2000). Ingeniería de Aguas Residuales. Tratamiento, vertido y reutilización. McGraw-Hill. Inc.

MOPT (Ministerio de Obras Públicas y Transportes (1991). Depuración por lagunaje de aguas residuales. Manual de operadores. Monografías de la Secretaría de Estado para las Políticas del Agua y el Medio Ambiente. Centro de Publicaciones del MOPT (Madrid).

Pietrasanta, Y. y Bondon, D. (1994). Le lagunaje écologique. Ed. Economica (Paris).

Rojo, E. (1988). Aspectos biológicos del lagunaje. Consejería de Política Territorial y Obras Públicas de la Comunidad Autónoma de la Región Murciana.

Romero, J. A. (1999). Tratamiento de aguas residuales por lagunas de estabilización. Escuela Colombiana de Ingeniería. Alfaomega Grupo Editor, S.A. de C.V. (México D.F.).

Tragsatec (1993). Tratamiento de aguas residuales, basuras y escombros en el ámbito rural. Colegio Oficial de Ingenieros Agrónomos de Centro y Canarias. Ed. Agrícola Española S.A. (Madrid).

B. Tratamientos por aplicación al suelo



1 INTRODUCCIÓN

Desde la aparición del hombre, el terreno, junto con las masas de aguas, ha sido uno de los principales receptores de los vertidos líquidos que éste genera. Las reacciones fisico-químicas que tienen lugar en la matriz del suelo, la actividad de los microorganismos presentes en abundancia en el mismo, y la propia acción de la vegetación, permiten la depuración de las aguas en el percolar de las mismas a través del terreno. De forma que puede considerarse al suelo como la “*primera depuradora de aguas residuales*”.

Si bien la aplicación de las aguas residuales al terreno data de la antigüedad, cuando este sistema de tratamiento alcanza sus mayores cotas de aplicación es en la segunda mitad del siglo XIX en Europa. En esos momentos, los niveles de contaminación de numerosas masas de aguas eran ya muy elevados, por lo que se comenzó a emplear el terreno como medio receptor de los vertidos líquidos generados por las poblaciones, como único método factible para su tratamiento. Hacia 1870, esta práctica fue reconocida en Gran Bretaña como una forma aceptable para el tratamiento de los vertidos líquidos urbanos.

En Estados Unidos también se generalizó, a finales del siglo XIX, la aplicación directa de las aguas residuales al terreno, en un primer intento para controlar la contaminación de las masas de agua (*Metcalf&Eddy, 1995*).

La Tabla 1 recoge las primeras instalaciones implantadas para el tratamiento de las aguas residuales basadas en su aplicación directa al terreno.

Posteriormente, hacia la primera mitad del siglo XX, el desarrollo de la tecnología de *lodos activos* para el tratamiento de las aguas residuales urbanas, junto con el crecimiento experimentado por las ciudades, que incrementó notablemente la necesidad de terrenos urbanizables, llevó al abandono de muchas de las instalaciones de aplicación directa de las aguas residuales al terreno, si bien, en algunos casos, continuaron recibiendo los efluentes depurados procedentes de las nuevas instalaciones de tratamiento.

En el caso del tratamiento descentralizado de las aguas residuales, ha sido muy habitual el empleo de pozos ciegos, en los que iban quedando retenidos los sólidos, que se extraían periódicamente, mientras que las aguas clarificadas percolaban en el terreno.

Desafortunadamente, en gran número de ocasiones, la mala elección de la localización de estos pozos, o lo inadecuado del terreno filtrante, provocaban contaminaciones de las aguas subterráneas.

Tabla 1. Primeras instalaciones de depuración de aguas residuales por aplicación al terreno (Metcalf&Eddy, 1995)

Localidad	País	Año	Superficie (ha)
Croydon - Beddington	Gran Bretaña	1860	252
París	Francia	1869	640
Leamington	Gran Bretaña	1870	160
Berlín	Alemania	1874	2.720
Wroclaw	Polonia	1882	800
Reims	Francia	1885	620
Calumet City (Michigan)	Estados Unidos	1888	5
Woodland (California)	Estados Unidos	1889	96
Fresno (California)	Estados Unidos	1891	1.600
Melbourne	Australia	1893	4.160
San Antonio (Texas)	Estados Unidos	1895	1.600
Braunschweig	Alemania	1896	4.400
México DF	México	1900	44.800

En la actualidad, el empleo de fosas sépticas y tanques Imhoff, como paso previo, antes de la infiltración controlada de las aguas en el terreno apropiado, constituye una práctica habitual para el tratamiento de los vertidos de las aglomeraciones urbanas de escaso tamaño.

Por otro lado, en aquellas situaciones en las que no se dispone a una distancia razonable, y con un coste aceptable, de redes de saneamiento para la evacuación de los efluentes depurados, el terreno se suele convertir en el único destino posible de los mismos.

En España las primeras instalaciones de aplicación al terreno, en su modalidad de filtros verdes, datan de la segunda mitad del siglo XX. En Monzón (Huesca), ya en 1957 se regaban unas 200 hectáreas de choperas con aguas residuales, una vez diluidas tras su vertido al río, y en Villarrubia de los Ojos (Ciudad Real, 1978), se alimentaba un filtro verde de unas 100 hectáreas con las aguas procedentes de una población de unos 9.000 habitantes.

La práctica, cada vez más extendida, de reutilizar las aguas residuales una vez depuradas para riego de cultivos, guarda similitudes con los sistemas de aplicación al terreno, dado que estos efluentes experimentan una mejora adicional de su calidad en su discurrir vertical a través del terreno.



2 FUNDAMENTOS

Los sistemas de tratamiento de las aguas residuales mediante su aplicación al terreno se basan en el empleo del suelo como elemento depurador.

En función de cómo se apliquen al terreno las aguas residuales a depurar se distinguen dos tipos básicos de sistemas:

- Sistemas de aplicación superficial.
- Sistemas de aplicación subsuperficial.

2.1 Sistemas de Aplicación Superficial al Terreno

Dentro de estos sistemas se encuadran: los procesos de baja carga, la infiltración rápida y el riego superficial.

2.1.1 Procesos de Baja Carga

En los procesos de baja carga se aplica el agua residual a tratar sobre un terreno con vegetación, con lo que se consigue, de forma conjunta, la depuración de las aguas y el crecimiento de la vegetación implantada.

Una fracción del agua aplicada al suelo se consume por evapotranspiración y la restante percola a través del terreno.

La depuración de las aguas se consigue a medida que estas percolan a través del terreno. En la mayoría de las situaciones, los efluentes filtrados acaban incorporándose a las masas de aguas subterráneas.

La carga hidráulica (caudal aplicado de aguas a tratar por unidad de superficie del terreno), y el tipo de vegetación que se implanta, dependen de los objetivos que se pretendan alcanzar con el sistema de tratamiento y de las condiciones particulares de su emplazamiento.

Los procesos de baja carga se subdividen en:

- **Sistemas Tipo I:** su principal objetivo es el tratamiento de las aguas, por lo que la carga hidráulica no está controlada por la demanda de agua de la especie vegetal implantada, sino por la permeabilidad del terreno. Dentro de este tipo se encuadra la tecnología de filtro verde, que es la más comúnmente utilizada.
- **Sistemas Tipo II:** su objetivo principal se orienta a la reutilización de las aguas residuales mediante la producción de cosechas. En este caso la carga hidráulica viene condicionada por los requisitos concretos de la especie vegetal implantada.

El agua residual se aplica al terreno mediante técnicas superficiales, generalmente mediante riego a manta o a través de surcos.

Con objeto de mantener el terreno al que se aplican las aguas a tratar en condiciones predominantemente aerobias, se recurre a ciclos de aplicación intermitentes, que suelen oscilar entre 4 y 10 días.

Las bajas cargas que se aplican, la presencia de vegetación y del ecosistema asociado al suelo, contribuyen a que los sistemas de baja carga presenten los mayores rendimientos de depuración entre los diferentes sistemas existentes de aplicación al terreno.

La tecnología de depuración de aguas residuales conocida como filtro verde se basa en la utilización de una superficie de terreno, sobre la que se establece una especie forestal y a la que se aplica el agua residual a tratar (Figura 1).

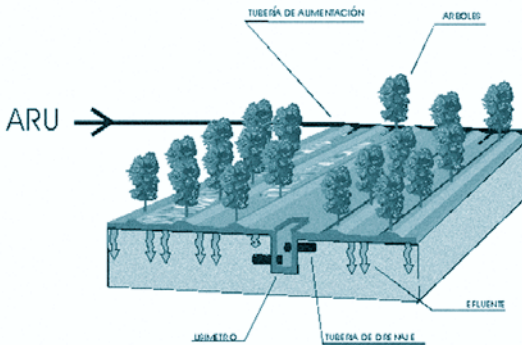


FIGURA 1. Filtro verde.

La depuración de las aguas se consigue por la combinación de una serie de acciones físicas, químicas y biológicas, que tienen lugar en el discurrir de las aguas a través de las capas del terreno.

La especie arbórea más comúnmente empleada en los filtros verdes es el chopo, aunque en la actualidad se comienza a trabajar también con eucaliptos.

El terreno en el que se implanta el filtro verde se subdivide en una serie de parcelas, que se riegan de forma rotativa, generalmente mediante riego a manta o por surcos. Esta rotación en los riegos permite la reoxigenación natural de las parcelas tras los períodos de encharcamiento.

Con esta tecnología de depuración, las aguas depuradas no son reutilizables de forma inmediata, sino que se infiltran en el terreno y se acaban incorporando a los acuíferos.

Para controlar la calidad de las aguas que se infiltran es necesario instalar, dentro la parcela en la que se implanta el filtro verde, una red de lisímetros, que permita la recogida de muestras a diferentes profundidades.

2.1.2 Infiltración rápida

En esta modalidad de tratamiento las aguas residuales pretratadas se aplican intermitentemente al terreno, generalmente mediante balsas de infiltración de poca profundidad. La alternancia de las balsas en operación permite mantener en condiciones de aerobiosis las primeras capas del sustrato filtrante.

Dado que se opera con cargas hidráulicas superiores a las que se emplean en los procesos de baja carga, los sistemas de infiltración rápida precisan terrenos que presenten una mayor permeabilidad.

Al trabajar con cargas hidráulicas elevadas, las pérdidas por evaporación tan sólo suponen una pequeña fracción del agua aplicada, percolando la mayor parte del agua a través del terreno, lográndose en este tránsito la reducción de los contaminantes presentes en las aguas.

Para minimizar los riesgos de colmatación de la superficie inferior de las balsas de infiltración, se precisa que las aguas tras el pretratamiento se sometan a una etapa de tratamiento primario, generalmente en balsas de decantación.

Los sistemas de infiltración rápida alcanzan menores rendimientos de depuración que los procesos de baja carga, como consecuencia de las mayores cargas hidráulicas que se aplican y de la menor capacidad de retención de los suelos permeables que se emplean.

2.1.3 Riego superficial

En este sistema, conocido también como *Escorrentía Superficial*, las aguas residuales a tratar, una vez pretratadas, se distribuyen en la parte superior de terrenos con vegetación y con pendientes adecuadas (1 - 8%), para que las aguas puedan fluir superficialmente hasta unas zanjas de recogida, que se ubican al final de las pendientes (Figura 2).

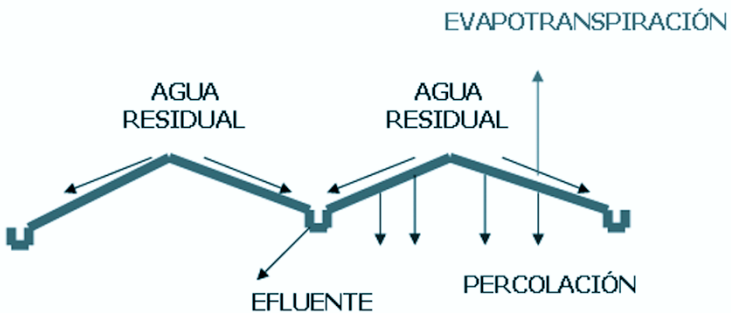


FIGURA 2. Riego superficial

En los sistemas de riego superficial se recurre al empleo de suelos o estratos subsuperficiales relativamente impermeables, por lo que, en este caso, la percolación en el terreno tiene una menor importancia que en los sistemas descritos con anterioridad, recojiéndose la mayor parte del agua aplicada en forma de escorrentía superficial, perdiéndose una menor parte por evapotranspiración, en un porcentaje variable según el clima de la región y la estación del año.

Estos sistemas se explotan alternado las fases de aplicación y de secado, dependiendo la duración de estas fases de los objetivos que se pretendan alcanzar con el tratamiento.

La aplicación de las aguas puede realizarse por aspersion o por métodos superficiales tales como tuberías equipadas con orificios de reparto. Se trata de un sistema de tratamiento poco empleado en Europa, pero que cuenta con numerosas instalaciones en Estados Unidos.

2.2 Sistemas de Aplicación Subsuperficial al Terreno

En los sistemas de aplicación subsuperficial, el agua a tratar se somete a un tratamiento previo, normalmente en una fosa séptica o tanque Imhoff, para posteriormente aplicarla al terreno por debajo de su superficie.

Se pretende lograr la depuración de las aguas residuales mediante el conjunto de procesos físicos, químicos y biológicos, que tienen lugar en su discurrir a través del terreno, siendo su campo habitual de aplicación el tratamiento de las aguas residuales generadas en aglomeraciones urbanas de tamaño muy reducido.

La capacidad de infiltración del terreno es el parámetro clave para el dimensionamiento de este tipo de sistemas de depuración, descartándose aquellos suelos de naturaleza excesivamente permeable o impermeable.

Como tratamiento previo, las aguas se someten a desbaste y a tratamiento primario, recurriendo para ello al empleo de rejillas de limpieza manual y a fosas sépticas o tanques Imhoff, respectivamente.

La aplicación del agua residual al suelo debe realizarse de forma intermitente, para permitir la necesaria aireación del terreno, imprescindible para la degradación bacteriana vía aerobia.

Dentro de los sistemas de depuración mediante aplicación subsuperficial de las aguas residuales, destacan: las zanjas filtrantes, los lechos filtrantes, los pozos filtrantes y los filtros intermitentes de arena enterrados.

2.2.1 Zanjas Filtrantes

El agua a tratar se distribuye subterráneamente a través de tuberías de drenaje, que se disponen en zanjas de profundidad inferior a 1 m y de anchura comprendida entre 0,4 – 0,8 m.

Las tuberías de reparto se recubren con grava y en la parte inferior se dispone un lecho de arena (Figura 3).

La superficie de infiltración está constituida por el fondo de las zanjas filtrantes, pero ante posibles obstrucciones, también las paredes verticales pueden contribuir a la infiltración de las aguas a tratar.

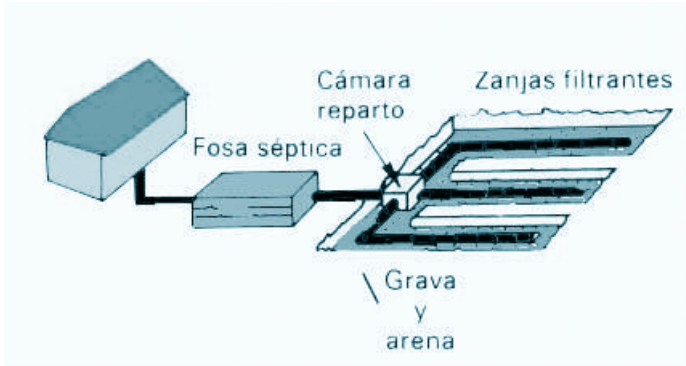


FIGURA 3. Zanjas filtrantes.

2.2.2 Lechos Filtrantes

En este caso la superficie de filtración presenta una anchura mayor (0,9 - 2 m), dando lugar a lechos de grava que se alimentan mediante varias tuberías perforadas (Figura 7). Con esta disposición la superficie filtrante está constituida únicamente por el fondo del lecho y, si bien pueden ser más sensibles a las obstrucciones que las zanjas filtrantes presentan, frente a éstas, la ventaja de una menor necesidad de superficie para su implantación.

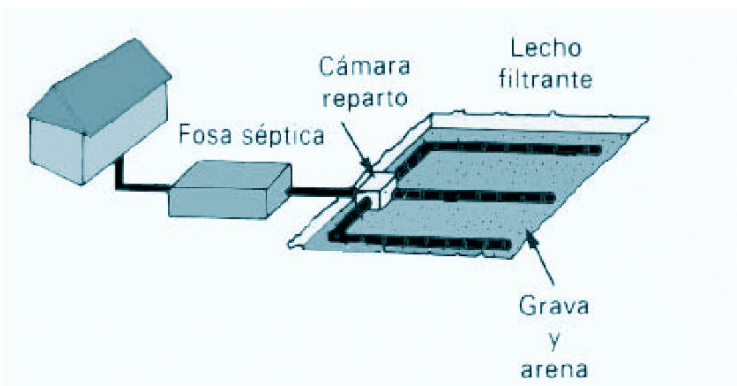
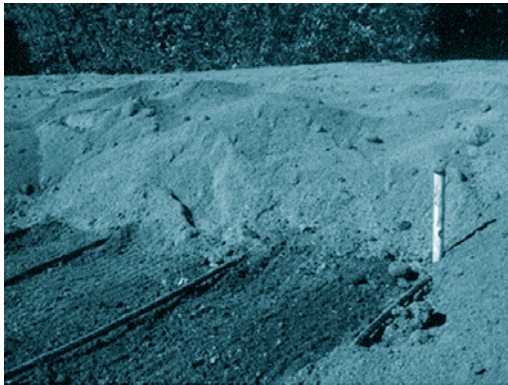


FIGURA 4. Lecho filtrante.

Dentro de la modalidad de los lechos filtrantes pueden englobarse los sistemas de riego subterráneo, en los que se emplean tuberías enterradas (aproximadamente unos 20 cm), que cuentan con goteros especiales para minimizar los problemas de obstrucción (Fotografía 1).



FOTOGRAFÍA 1. Detalle de las tuberías de riego subterráneo.

2.2.3 Pozos Filtrantes

En aquellos casos en los que el nivel freático es profundo (> 4 m), pueden construirse pozos (Figura 5), en los que la superficie vertical filtrante es mucho mayor que la horizontal, por lo que este tipo de sistema precisa una menor superficie para su implantación con relación a las zanjas y a los lechos filtrantes.

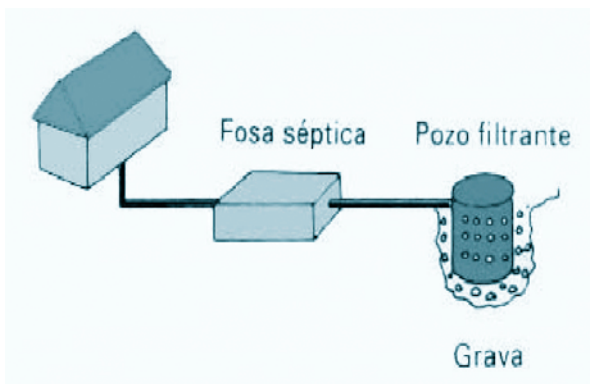


FIGURA 5. Pozo filtrante.



2.2.4 Filtros Intermitentes de Arena Enterrados

Cuando la naturaleza del terreno disponible para la implantación del proceso depurador (permeabilidad excesiva o impermeabilidad), imposibilita la aplicación de los sistemas habituales de aplicación subsuperficial, puede recurrirse a un sistema artificial de infiltración mediante el empleo de filtros de arena intermitentes enterrados.

En estas unidades el lecho de arena filtrante presenta un espesor que oscila entre 0,6 y 1,0 m y descansa sobre una capa de grava, en la que se ubican las tuberías de recogida del efluente depurado.

Los filtros se disponen excavados en el terreno y en su parte superior se extiende una capa de tierra vegetal, por lo que la integración ambiental es máxima. Las aguas residuales pretratadas se reparten sobre la superficie del filtro mediante el empleo de tuberías perforadas.

3 ESQUEMAS DE FUNCIONAMIENTO

3.1 Sistemas de Aplicación superficial: filtros verdes

El influente que se aplica a un filtro verde debe someterse previamente, como mínimo, a un proceso de desbaste mediante rejillas, generalmente de limpieza manual, de forma que se eviten obstrucciones en las tuberías de conducción y reparto. Tras dicho desbaste, el agua residual podrá someterse, o no, a otras técnicas de pretratamiento (desarenado, desengrasado) y de tratamiento primario (decantación-digestión), si bien, en la mayoría de los filtros verdes implantados el pretratamiento se limita básicamente a la eliminación de los elementos más groseros.

El empleo de tratamientos previos más o menos completos vendrá exigido por las características propias de las aguas residuales a tratar en cada caso concreto.

El tratamiento secundario está constituido por el propio discurrir de las aguas a tratar a través de un terreno de características adecuadas.

En el paso de las aguas a través del terreno, no sólo se eliminan sólidos en suspensión y materia orgánica, sino que también se obtienen importantes reducciones de nitrógeno, fósforo y de organismos patógenos, por lo que puede decirse, que en cierto modo los efluentes percolados han experimentado procesos propios de los tratamientos terciarios.

3.2 Sistemas de Aplicación subsuperficial

En el caso de los tratamientos depuración mediante aplicación subsuperficial en el terreno de las aguas a tratar, el esquema habitual consta de pretratamiento, tratamiento primario y tratamiento secundario.

El tratamiento secundario está constituido por el propio paso de las aguas a tratar a través del terreno. En este discurrir subterráneo de las aguas tienen lugar, igualmente, procesos asimilables a tratamientos terciarios.

En resumen, los tratamientos mediante sistemas de aplicación subsuperficial están compuestos por pretratamiento (desbaste), fosa séptica o tanque Imhoff como tratamiento primario y el propio sistema de aplicación subsuperficial como secundario.

4 MECANISMOS DE DEPURACION

En los sistemas de depuración de las aguas residuales mediante su aplicación al terreno, el suelo constituye el núcleo central. En el ecosistema suelo-agua-plantas tiene lugar una serie de procesos físicos, químicos y biológicos, mediante los que es posible eliminar casi todos los contaminantes presentes en las aguas residuales urbanas: sólidos en suspensión, materia orgánica, nutrientes (N y P), metales, compuestos orgánicos a nivel de traza y microorganismos patógenos (Figura 6).

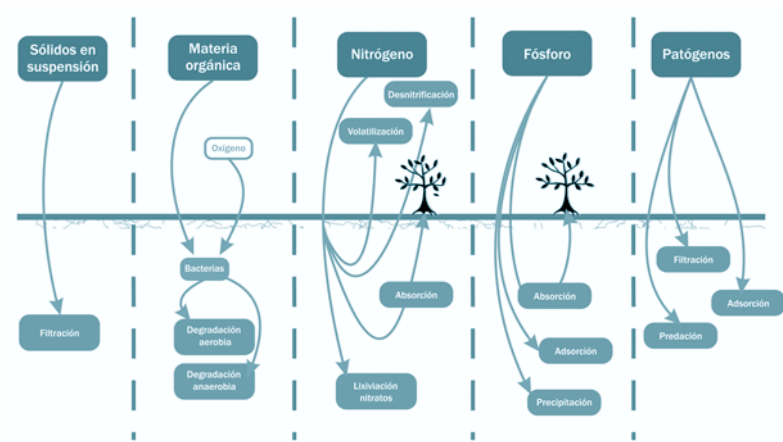


FIGURA 6. Transformaciones que sufren los «contaminantes» del agua residual a través del suelo.

Los principales procesos, que tienen lugar en los horizontes superiores del terreno, donde se encuentra una capa biológicamente activa, son:

- **Procesos físicos:** lo principal de estos procesos es la filtración, a través de la cual los sólidos en suspensión, presentes en las aguas residuales a tratar, quedan retenidos en los primeros centímetros del terreno.
 - La capacidad de filtración depende de la granulometría y textura del suelo. En un terreno arcilloso, de granulometría fina, la filtración será muy efectiva pero excesivamente lenta, mientras que en un terreno arenoso ocurrirá lo contrario, alta velocidad de paso pero escasa retención de sólidos y baja depuración. Es, por tanto, conveniente disponer terrenos de permeabilidad media y textura franca.
- **Procesos químicos:** en estos procesos juega un papel muy destacado la capacidad de cambio iónico que tenga el suelo, así como su pH y las condiciones de aireación/encharcamiento, que afectan a los procesos de óxido/reducción.

- En función a todo ello, los componentes aportados por las aguas residuales podrán encontrarse en formas asimilables por las plantas, se inmovilizarán en el subsuelo, o se perderán por percolación, siendo arrastrados hasta los acuíferos.
- **Procesos biológicos:** dentro de este grupo de acciones puede diferenciarse entre las inherentes a las actividades radiculares de las plantas (establecidas en algunas de las modalidades de esta tecnología de tratamiento), y las producidas por los microorganismos del suelo.
 - Las raíces de las plantas actúan a modo de bombas aspirantes, extrayendo del suelo el agua y las sales minerales necesarias para su desarrollo. La mayor parte de estos aportes procederá de las aguas residuales a tratar.

En cuanto a los microorganismos del suelo, las acciones más importantes se deben a bacterias (fundamentalmente), hongos, algas y protozoos. Estos microorganismos intervienen tanto en la descomposición de la materia orgánica aportada por el agua residual, como en el reciclaje de los nutrientes.

Por otra parte, la conversión de una superficie de terreno en filtro verde, originará unas condiciones ambientales típicas, que darán origen a una biocenosis, en la que se establecerán, entre otras, interacciones de "competición" y "antagonismo". Como consecuencia de estas interacciones se logra una elevada tasa de eliminación de los organismos patógenos aportados por el agua residual.

Los mecanismos básicos implicados en la eliminación de los principales contaminantes presentes en las aguas residuales urbanas son los siguientes.

4.1 Eliminación de sólidos en suspensión

En los sistemas de tratamiento por aplicación de las aguas residuales al terreno la eliminación de sólidos en suspensión, orgánicos e inorgánicos, transcurre, principalmente, por filtración a través del suelo y, en menor medida, por filtración a través de las formas vegetales vivas y de los propios desechos vegetales.

Dado que la mayor parte de los sólidos en suspensión se eliminan en la superficie del terreno, es preciso diseñar los sistemas de tratamiento de forma que se minimice la pérdida en su capacidad de filtración.

4.2 Eliminación de materia orgánica

La materia orgánica presente en las aguas residuales se elimina en el terreno mediante degradación bacteriana. Los microorganismos que llevan a cabo esta biodegradación se suelen encontrar asociados a biopelículas, que se desarrollan sobre la superficie de las partículas del suelo, de la vegetación y de los desechos vegetales.

Los sistemas de tratamiento por aplicación al terreno se diseñan y explotan de forma que se mantengan, en lo posible, condiciones aerobias en los perfiles superiores del terreno

filtrante, al objeto de que la degradación de la materia orgánica transcurra por esta vía, que es más rápida y completa que la vía anaerobia. Para ello, los sistemas de tratamiento deben dimensionarse de forma que la demanda de oxígeno para la degradación de la materia orgánica sea inferior a la velocidad de transferencia de oxígeno al suelo.

Una hectárea de suelo seco puede llegar a contener 600 kg de oxígeno, que se van reduciendo al aumentar el contenido en agua (MOPU, 1982).

La renovación del aire contenido en el terreno se logra mediante la alternancia, en los periodos de alimentación y secado, de las parcelas que reciben las aguas residuales objeto de tratamiento.

A medida que los efluentes percolan en el terreno, se van encontrando con concentraciones menores de oxígeno, llegándose a dar, en profundidad, condiciones de anaerobiosis.

4.3 Eliminación de nutrientes

- Nitrógeno:

Los mecanismos implicados en la eliminación del nitrógeno presente en las aguas a tratar varían en función de la forma en que este nutriente esté presente: nitrógeno orgánico, amoníaco o nitrato.

- *Nitrógeno orgánico*: la fracción que se encuentra asociada a los sólidos en suspensión presentes en el agua residual se elimina por filtración, pudiéndose incorporar directamente al humus del suelo. En el caso de la fracción soluble, parte de la misma se hidroliza dando lugar a aminoácidos, que pueden a su vez descomponerse en iones amonio.
- *Nitrógeno amoniacal*: el amoníaco en forma soluble se puede eliminar por volatilización directa a la atmósfera en forma de amoníaco gas (10%), si bien, la mayor parte del amoníaco influente (y del convertido) se adsorbe, de forma temporal, mediante reacciones de intercambio iónico, sobre las partículas del suelo y sobre las partículas orgánicas cargadas eléctricamente. Este amoníaco adsorbido puede ser captado por la vegetación y por los microorganismos presentes en el suelo y, también, puede ser transformado en nitratos mediante reacciones de nitrificación biológica.
- *Nitrógeno nítrico*: esta forma del nitrógeno no experimenta reacciones de intercambio iónico como consecuencia de su carga negativa, por lo que permanece en solución y escapa en el agua percolada. La vegetación puede asimilar los nitratos, pero esto tan sólo ocurre en las proximidades de sus raíces y durante los periodos de crecimiento.
- *Desnitrificación biológica*: los nitratos pueden eliminarse mediante desnitrificación biológica y liberación de nitrógeno gaseoso y de óxido nítrico a la atmósfera. Este mecanismo constituye la principal vía de eliminación de nitrógeno en los sistemas de aplicación al terreno.

La desnitrificación la realizan bacterias facultativas bajo condiciones de anoxia, no siendo necesario que todo el sistema sea anóxico. Para ello, es preciso que la relación carbono/nitrógeno sea suficientemente elevada, al menos 2:1, (COT : N).

- Fósforo:

Este nutriente se elimina fundamentalmente por adsorción y por precipitación química en la matriz del suelo, y, en menor medida, por la propia captación por parte de las plantas para cubrir sus necesidades.

En las aguas residuales urbanas el fósforo se encuentra normalmente como ortofosfato, que es adsorbido por los minerales arcillosos y ciertas fracciones orgánicas de la matriz del suelo. La fracción adsorbida de fósforo suele permanecer retenida, siendo resistente al lixiviado.

Menor importancia que los fenómenos de adsorción en la eliminación del fósforo tienen las reacciones de precipitación química con calcio (a pH neutro o alcalino), o con hierro o aluminio (a pH ácidos).

4.4 Eliminación de organismos patógenos

Los mecanismos de eliminación de organismos patógenos (bacterias, protozoos, helmintos), incluyen: sedimentación, retención, depredación, radiación, desecación y adsorción. En el caso de los virus, estos se eliminan, casi de forma exclusiva, por adsorción y muerte posterior.

En los suelos de textura media-fina se puede lograr la casi total eliminación de los organismos patógenos a 1,5 m de profundidad.

4.5 Eliminación de metales

Los metales en los sistemas de aplicación al terreno se eliminan principalmente por sorción (adsorción-precipitación), y en menor medida mediante la asimilación por parte de las plantas.

A pH por encima de 6,5 la capacidad de retención de metales de muchos suelos es muy elevada, sin embargo, bajo condiciones de anaerobiosis, y a valores bajos de pH, algunos metales pueden ser solubilizados. Para la mayoría de los metales se han observado rendimientos de eliminación del 80 - 95%.

4.6 Eliminación de trazas de compuestos orgánicos

Las principales rutas de eliminación de estos compuestos son la volatilización y la adsorción, seguidas de degradación biológica o fotoquímica.



5 RENDIMIENTOS DE DEPURACIÓN

La Tabla 2 muestra las características de los efluentes tratados mediante diferentes sistemas de aplicación al terreno, especificándose la profundidad de percolación para los sistemas de baja carga y de infiltración rápida, y la longitud recorrida para el caso de la tecnología de riego superficial (Metcalf&Eddy, 1995).

Tabla 2. Características de los efluentes de los diferentes tipos de tratamiento por aplicación al terreno

	Baja Carga ^a		Infiltración Rápida ^b		Riego Superficial ^c	
	Media	Máximo	Media	Máximo	Media	Máximo
Sólidos en Suspensión (mg/l)	< 1	< 5	0,5	< 5	15	< 25
DQO (mg/l)	< 2	< 5	2	< 5	10	< 15
Nitrógeno amoniacal (N) (mg/l)	< 0,5	< 2	0,5	< 2	1	< 3
Nitrógeno total (N) (mg/l)	3	< 8	10	< 20	5	< 8
Fósforo total (P) (mg/l)	< 0,1	< 0,3	1	< 5	4	< 6

a Percolación a través de 1,5 m de suelo. b Percolación a través de 4,5 m de suelo. c Escorrentía a lo largo de 45 m de pendiente.

Por su parte, la Tabla 3 recoge los rendimientos de depuración que se logran mediante los sistemas de aplicación superficial al terreno (Moreno, L., 2002).

Tabla 3. Rendimientos de depuración de los Sistemas de Aplicación Superficial al Terreno

	Sólidos en suspensión	DBO5	DQO	N	P
Filtro Verde	95 – 99	90 – 95	90 – 95	90 – 95	85 – 90
Infiltración Rápida	90 – 95	90 – 95	70 – 80	30 – 95	25 – 40
Escorrentía Superficial	70 – 80	90 – 95	60 – 70	45 – 50	20 – 30

6 DISEÑO DE LOS SISTEMAS DE TRATAMIENTO POR APLICACIÓN AL TERRENO

6.1 Aplicación superficial: Sistemas de Baja Carga tipo I

6.1.1 Filtros verdes

a) Cálculo de la superficie necesaria

Para el cálculo de la superficie necesaria para la implantación de un sistema de depuración de aguas residuales basado en la tecnología de filtro verde es precisa la determinación de la carga hidráulica (C_h) aplicable.

Se define como carga hidráulica el volumen de agua aplicado sobre una superficie de terreno durante un tiempo determinado, expresándose habitualmente como mm/semana ó mm/año.

En el caso de los filtros verdes la determinación de la carga hidráulica se efectúa para la condición más restrictiva de las dos siguientes:

- Permeabilidad del suelo.
- Concentración de nitrógeno en el agua percolada.

Carga hidráulica basada en la permeabilidad del suelo: se calcula mediante la ecuación de equilibrio hídrico en el suelo, que para un período mensual viene dado por la expresión:

$$C_{hpm} = ETP_m - P_m + T_{im}$$

Siendo C_{hpm} la carga hidráulica mensual basada en la permeabilidad del suelo (mm/mes), ETP_m la evapotranspiración potencial mensual (mm/mes), P_m la precipitación mensual. Se determina a partir de los valores medios durante un período de retorno de 10 años (mm/mes) y T_{im} la tasa de infiltración mensual (mm/mes).

Para el cálculo de T_{im} se procederá a determinar in situ la permeabilidad más baja del terreno sobre el que se va a asentar el filtro verde. A partir de este dato se establece la tasa de infiltración de diseño, que no deberá exceder del 4-10 % de la permeabilidad mínima.

$$T_{i \text{ diario}} = \text{Permeabilidad (mm/h)} \times 24 \text{ h/d} \times (0,04 \text{ a } 0,1)$$

La tasa de infiltración mensual se determina mediante la expresión:

$$T_{i \text{ mensual}} = T_{i \text{ diario}} \times \text{número de días de riego al mes}$$



La frecuencia de los riegos oscila entre una vez cada 4 días para suelos arenosos y una vez cada 14 días para suelos arcillosos, siendo un valor bastante común un riego cada semana.

La carga hidráulica anual basada en la permeabilidad del terreno (C_{hpa} : mm/año), se obtiene como suma de las cargas hidráulicas obtenidas para cada mes.

Carga hidráulica basada en el balance de nitrógeno: para su determinación debe hacerse un balance entre el aporte de nitrógeno al terreno, consecuencia de la aplicación del agua residual, y la eliminación de este nutriente que tiene lugar por las distintas vías: fenómenos de nitrificación-desnitrificación, volatilización del amoníaco, captación por el cultivo, etc.

La carga hidráulica anual admisible según este concepto (C_{hNa}), viene dada por la expresión:

$$C_{hNa} = \frac{N_i (P_r - ETP) + 10C}{(1 - f) N_a - N_i}$$

Siendo C_{hNa} la carga hidráulica anual basada en las limitaciones de aplicación de nitrógeno (mm/año), P_r la precipitación anual (mm/año), ETP la evapotranspiración potencial anual (mm/año), C el consumo anual de nitrógeno por el cultivo, que en el caso de chopos es de $150 \text{ kg ha}^{-1}\text{año}^{-1}$, f la fracción eliminada por desnitrificación y volatilización del nitrógeno aportado (15-25%), N_a la concentración media de nitrógeno en el agua residual (mg/l) y N_i la concentración de nitrógeno en el agua percolada (mg/l).

Una vez determinado el valor de C_{hNa} se compara con el valor de C_{hpa} :

- Si $C_{hpa} < C_{hNa}$, se toma C_{hpa} como carga hidráulica de diseño.
- Si $C_{hpa} > C_{hNa}$, se deben obtener los valores mensuales de C_{hN} , aplicando los correspondientes valores de P_m y ETP_m . Los valores mensuales del término C , pueden estimarse suponiendo un reparto proporcional a los de la ETP .

Efectuados estos cálculos, se tomará como valor de C_h de diseño la suma de las cargas mensuales que resulten menores, bien por permeabilidad o por nitrógeno.

Establecido el valor de la carga hidráulica de diseño (C_h), se procede a calcular la superficie necesaria de filtro verde mediante la expresión:

$$S = \frac{365 \cdot Q}{10 \cdot C_h}$$

Siendo S la superficie necesaria (ha), Q el caudal medio diario de aguas residuales a tratar ($\text{m}^3/\text{día}$) y C_h la carga hidráulica de diseño (mm/año).

Merece un comentario el hecho de que en la determinación de la superficie necesaria para la implantación de los filtros verdes tan sólo se tiene en consideración la carga hidráulica aplicable, prescindiéndose de la carga orgánica, al asumirse que en los primeros centímetros del suelo se degrada toda la materia orgánica aportada por las aguas residuales.

En el caso de la depuración de los vertidos procedentes de pequeñas aglomeraciones urbanas, esto no es totalmente cierto, dada las elevadas concentraciones de materia orgánica que estas aguas suelen aportar. Por tanto, se hace necesario en estos casos en el diseño de filtros verdes, limitar la carga orgánica aplicable, al igual que se hace con la carga hidráulica, para poder lograr en los efluentes percolados las calidades exigidas.

Un factor importante en el dimensionamiento de un sistema de depuración mediante filtro verde es el hecho de las mayores necesidades de aporte de agua que este presenta en los meses más cálidos, por lo que los municipios en los que se instalen deberán contar con incremento de población en verano y/o aumento de dotación por habitante, o en su defecto, se deberá disponer una vía de aportación hídrica complementaria: pozo, acequia de riego, etc.

6.1.2 Características de la ubicación

Con relación al terreno, las características que éste debe reunir para el emplazamiento de un sistema de baja carga, quedan recogidas en la Tabla 4 (*Metcalf&Eddy, 1995*).

Tabla 4. Características que debe reunir el terreno en el que se implante un sistema de baja carga

	Óptimo	Conveniente	Pobre
Permeabilidad (mm/h)	5 – 50	1,5 - 5; 50 – 150	<1,5; >150
Profundidad hasta el freático (m)	>1,5	0,6 - 1,5	<0,6
Pendiente (%)	0 – 2	2 – 15	>15
pH	5,5 - 8,4	5,2 - 5,5	<5,2; >8,4
Conductividad (mmhos/cm)	<4	4 – 8	>8
Porcentaje de intercambio de sodio, ESP (%)	<5	5 – 10	>10

6.1.3 Cultivos a implantar

Con relación a los cultivos a implantar en los sistemas de baja carga, los más adecuados para los sistemas de Tipo I son los que presentan:

- Una elevada capacidad para la asimilación de nutrientes.
- Un alto consumo de agua.
- Una elevada tolerancia a los suelos húmedos.
- Una baja sensibilidad a los constituyentes del agua a tratar.
- Unas mínimas necesidades de control.

Entre los cultivos que reúnen todas, o la mayoría, de estas condiciones se encuentran diferentes tipos de céspedes (césped grama, raigrás, raigrás italiano, etc.), y ciertos cultivos arbóreos (chopos, eucaliptos, olmos, sauces, etc.).

Los sistemas de Tipo II, al no aplicar agua en exceso, permiten la aplicación de una gama más amplia de cultivos (alfalfa, trébol, algodón, soja, etc.).



En el caso de los filtros verdes, hasta el momento presente, la práctica totalidad de las instalaciones recurren al empleo de chopos como especie arbórea.

Los chopos presentan dos características muy marcadas: avidez de luz y de agua, lo que les ha convertido en pioneros, junto con los sauces, de la colonización de las riberas fluviales, de los espacios vacíos sobre los aterramientos provocados por las crecidas de los ríos en los valles, de los lechos de los torrentes, etc., donde otros árboles tienen dificultades de arraigo.

En concreto, en los filtros verdes se suele hacer uso del clon I-214 *Populus euroamericana* (*P. deltoides* ? *P. nigra*). Este clon, seleccionado en 1929 por Giacometti en Italia, es uno de los más representativos de la actual populicultura española.

El clon I-214, es de sexo femenino, posee una copa bastante amplia, con baja dominancia apical, lo que crea problemas de poda. Su fuste es ligeramente tortuoso pero corregible con una poda correcta, que se debe aplicar antes de la formación de ramas excesivamente gruesas, dado que en este clon las ramas se rompen con relativa facilidad, desgajando la corteza (que es muy fina y lisa) del tronco. De floración precoz y defoliación a medio plazo, permite aprovechar muy considerablemente el período vegetativo.

La propagación vegetativa es excelente, lo que sin duda es una de sus grandes virtudes, al eliminar prácticamente el riesgo de marras, con un mínimo cuidado de la plantación.

Su crecimiento es muy rápido, no siendo infrecuente alcanzar los $40 \text{ m}^3 \text{ ha}^{-1} \text{ año}^{-1}$ de producción y en casos excepcionales, los $60 \text{ m}^3 \text{ ha}^{-1} \text{ año}^{-1}$. Su madera es lisa y muy ligera, con un peso específico de $250\text{-}280 \text{ g/dm}^3$.

El comportamiento del clon I-214 frente a los patógenos es desigual, pues si bien se muestra bastante resistente a las royas (*Melampsora sp.*), a *Dothichiza* y al chancro bacteriano (*Xanthomomas populi*), es sensible a *Marssonina brunnea* y al virus del mosaico.

Respecto a las plagas, este clon es susceptible al ataque de todos los barrenadores y defoliadores, como ocurre en la práctica totalidad de los clones de mayor crecimiento. Sin embargo, estos ataques, de producirse en buena estación, no crean serios problemas y son fácilmente controlables.

Con relación a los suelos, requiere suelos fértiles y ligeros, que no sean excesivamente gravosos ni turbosos. Se muestra sensible al fototropismo, creciendo en ocasiones inclinado. Prefiere climas cálidos y es relativamente sensible a las heladas precoces. Asimismo es sensible al viento, desarrollando una sección de fuste ovalada, debido a esta circunstancia.

Sin salir de la familia de los chopos, otros dos clones ofrecen interesantes perspectivas para su aplicación en filtros verdes: el Campeador, que junto con el I-214 es el más representativo de la populicultura española, y el Negrito de Granada, que se cultiva fundamentalmente en la Vega del Genil.

El clon Campeador: *P.xeuroamericana* (*P. deltoides* x *P. nigra*) obtenido en 1952 por cruzamiento artificial en la Sección de Genética del IFIE (Instituto Forestal de Investigaciones y Experiencias), es un clon de gran parecido al I-124.

Se trata de un clon de sexo femenino, con la copa bastante amplia, pues tiene poca dominancia apical, y fuste ligeramente flexuoso. De foliación muy precoz y defoliación intermedia.

Su capacidad de enraizamiento es excelente, lo que le permite incluso prosperar en condiciones de falta de riego, en plantaciones de raíz profunda.

Presenta un crecimiento muy rápido, similar al del I-214, siendo su comportamiento frente a los patógenos también muy parecido, destacando su resistencia al chancro bacteriano (*Xanthomomas populi*) y su sensibilidad a *Marssonina brunnea*.

El clon Negrito de Granada (*P. euroamericana*, *P. deltoides*?*P. nigra*), se cultiva sobre suelos muy fértiles, caracterizándose por tener una fuerte raíz pivotante, caso infrecuente en los chopos euroamericanos. De sexo masculino, presenta una copa ramosa y un fuste muy recto, produciendo una madera de buena calidad.

Con relación a otras posibles especies arbóreas para su aplicación en filtros verdes, en Melbourne (Australia), The Werribee Complex aplica aguas residuales a una superficie de 10.851 hectáreas, ensayando con cuatro especies de eucaliptos: Flooded Gum (*E. Grandis*), Tasmanian Blue Gum (*E. Globulus*), River Red Gum (*E. Camaldulensis*) y Sydney Blue Gum (*E. Saligna*).

Comparativamente, los chopos y los eucaliptos presenten las características siguientes:

- **Chopos:** aunque se trate de una introversión eurosiberiana, son autóctonos, lo que significa una buena adaptación, pero también un buen número de comensales, parásitos y patógenos dispuestos a instalarse sobre él. Su producción de madera es inferior a la de los eucaliptos y pasa por un período de reposo anual. No presenta problemas para que bajo su dosel se genere un buen sotobosque. Algunas especies presentan cierta tolerancia o adaptación a las aguas salinas.
- **Eucaliptos:** se trata un género importado, y como tal carece de muchos enemigos de nuestras latitudes. No tiene período de reposo, por lo que incorpora más biomasa a lo largo de todo el año, pero en ciertas condiciones de dureza climática invernal no prosperará adecuadamente. Es sumamente aromático lo que contribuye a paliar la existencia de olores desagradables. Crea un potente sistema radicular pero el sotobosque que genera es prácticamente inexistente, acidifica excesivamente el terreno y muchas plantas autóctonas no soportan vivir debajo. Tiene mala prensa como árbol empleado en repoblaciones, aunque este no el caso de un filtro verde. Existen numerosas especies de muy diverso porte, algunas de ellas se encuentran entre los árboles más altos del planeta (hasta 140 m), siendo necesario escoger una especie media, de un porte similar al de los chopos,

La Tabla 5 compara, de forma gráfica, las características de chopos y eucaliptos con vistas a su implantación en sistemas de tratamiento basados en la tecnología de filtros verdes.

Tabla 5. Características comparativas de chopos y eucaliptos

	Chopos	Eucaliptos
Higrofilia	☺	☺
Resistencia a inundación	☺	☺
Resistencia a la sequía	☹	☺
Estacionalidad	☹	☺
Producción de biomasa	☺	☺
Formación de sotobosque	☺	☹
Acción sobre el suelo	☺	☺
Aprovechamiento de la madera	☺	☺
Resistencia a parásitos	☹	☺
Impacto visual	☺	☺
Aceptación popular	☺	☹

Con relación a los eucaliptos, dos son las especies que presentan perspectivas más prometedoras para su empleo en filtros verdes: *Eucalyptus globulus* y *Eucalyptus Camaldulensis*.

- *Eucalyptus globulus*: estos árboles, siempre verdes, pueden llegar a alcanzar alturas de hasta 60 m., presentando una corteza blanquecina que se desprende fácilmente en tiras en los ejemplares adultos y con una copa piramidal alta.

Florecen en septiembre-octubre y sus frutos son cápsulas campaniformes de color blanco, cubiertas de un polvo blanquecino y con un diámetro comprendido entre 1,4 y 2,4 cms. Se multiplican por semillas y son sensibles a las sequías prolongadas, prefiriendo los suelos ligeramente ácidos y frescos. No resisten el frío intenso.

Su madera, con una densidad de 720 kg/m³, presenta cualidades técnicas que la hacen muy apreciada en la industria de la celulosa (se caracteriza por su fibra corta empleándose en la fabricación de papeles finos de escritorio), y como madera propiamente dicha.

Este árbol además de maderero también es medicinal, dado que sus hojas contienen aceites, que una vez destilados, se emplean en farmacia.

La densidad de plantación más habitual es de 373 m, llegándose a obtener producciones superiores a los 200 m³ha⁻¹año⁻¹.

- *Eucalyptus camaldulensis*: árbol siempre verde que puede alcanzar los 50-60 m. de altura, con copa amplia y el tronco muy grueso. Presenta una corteza lisa de color blanco, con tonos marrones o rojizos, que se desprende en placas con los años, siendo bastante resistente al frío y a las sequías.

Las hojas son alternas, colgantes, pecioladas, de color gris-verdoso, y algo coriáceas. Las juveniles presentan formas de ovadas a anchamente lanceoladas, y las adultas lineal-lanceoladas, de 8-30 cm. de longitud, con la punta algo torcida.

Presenta inflorescencias en umbelas de 7 a 11 flores en forma de copa, con numerosos estambres de color blanquecino amarillento. Florece en Abril-Julio, presentándose el fruto en cápsulas cupuliformes con opérculo puntiagudo de 5-8 mm. de longitud, multiplicándose por semillas.

Se trata de una especie maderera, siendo su madera rojiza, muy dura y densa y muy resistente al contacto con el suelo o con el agua, lo que la hace adecuada para la fabricación de postes, vigas, tablones de puentes etc. Posee además un elevado poder calorífico, que supera al del *E. globulus*.

6.2 Aplicación superficial: infiltración rápida

En los sistemas de infiltración rápida la carga hidráulica anual, basada en la permeabilidad media del terreno en cuestión, se determina multiplicando la velocidad de infiltración (V_i), por un factor de aplicación (F_a), que depende del sistema empleado al realizar las mediciones de campo, y por el número de días que opera el sistema a lo largo del año (D_o) (Metcalf&Eddy, 1995).

$$C_h = V_i \times F_a \times D_o \times (24 \text{ h/d})$$

Siendo C_h la carga hidráulica (mm/año), V_i la velocidad de infiltración (mm/h), F_a el factor de aplicación y D_o los días de operación a lo largo del año (d/año). Los valores a aplicar del factor F_a pueden obtenerse de la Tabla 6.

Para permitir la reoxigenación del terreno filtrante se precisa alternar los periodos de aplicación de agua a las balsas y los periodos de secado de las mismas. La Tabla 7 muestra la duración típica de ambos tipos de periodos, en función del objetivo que se persiga, del tipo de agua aplicada y de la estación del año.

Tabla 6. Factores de aplicación recomendados para sistemas de infiltración rápida. (Metcalf&Eddy, 1995)

Método de las mediciones de campo	Factor de aplicación (F _a)
Ensayo de infiltración en balsas	10 – 15% de la velocidad de infiltración mínima medida
Infiltrómetro cilíndrico y permeámetro con entrada de aire	2 – 4 % de la velocidad de infiltración mínima medida
Conductividad hidráulica vertical	4 – 10% de la conductividad del estrato más restrictivo

**Tabla 7. Ciclos de carga típicos en los sistemas de infiltración rápida (EPA, 1981)**

Objetivo	Agua aplicada	Estación	Período de aplicación (d)	Período de secado (d)
Maximizar la velocidad de infiltración	Primaria	Verano	1 – 2	5 – 7
		Invierno	1 – 2	7 – 12
	Secundaria	Verano	1 – 3	4 – 5
		Invierno	1 – 3	5 – 10
Maximizar la eliminación de nitrógeno	Primaria	Verano	1 – 2	10 – 14
		Invierno	1 – 2	12 – 16
	Secundaria	Verano	7 – 9	10 – 15
		Invierno	9 – 12	12 – 16
Maximizar la nitrificación	Primaria	Verano	1 – 2	5 – 7
		Invierno	1 – 2	7 – 12
	Secundaria	Verano	1 – 3	4 – 5
		Invierno	1 – 3	5 – 10

(a) Con independencia del objetivo o de la estación del año, los ciclos de aplicación de efluentes primarios deben limitarse a 1-2 días para evitar una colmatación excesiva del suelo.

6.3 Sistema de aplicación subsuperficial

6.3.1 Tratamientos Primarios

Fosas sépticas

El volumen total de la fosa debe permitir operar con tiempos de retención hidráulica de al menos un día, una vez descontada la máxima capacidad reservada para el almacenamiento de lodos.

Cuando la fosa séptica conste de dos compartimentos, se recomienda que el primero ocupe un 66% del volumen total, mientras que cuando se dispongan tres compartimentos, el primero de ellos no ocupará más del 50% del volumen total, repartiéndose el resto del volumen, a partes iguales, entre el segundo y el tercero.

La altura útil del agua en el interior de los compartimentos oscila entre 1,2 y 1,7 m., dejándose un resguardo en la parte superior de 0,3 m.

La longitud total de la fosa debe estar comprendida entre dos y tres veces la anchura de los compartimentos.

Se debe disponer de un volumen suficiente para el almacenamiento de lodos, al objeto de evitar la saturación y el consiguiente escape de parte de lo mismos con los efluentes.

Tanques Imhoff

El dimensionamiento de las zonas de decantación y de digestión se lleva a cabo en función de criterios diferentes:

- Zona de decantación: la zona de decantación se dimensiona para que el tiempo de retención hidráulica a caudal máximo sea de 90 minutos.
- Zona de digestión: para un tiempo de digestión del fango de 6 meses, el valor típico para el dimensionamiento de la zona de digestión es de $0,07 \text{ m}^3/\text{h.e.}$

En los tanques Imhoff se alcanzan eliminaciones de sólidos en suspensión y de DBO_5 del orden del 65 y del 35%, respectivamente.

Hoy en día, es habitual recurrir al empleo de fosas sépticas y de tanques Imhoff prefabricados, generalmente en materiales plásticos, siendo necesario tan sólo especificar, en el momento de su adquisición, la población equivalente a tratar.

6.3.2 Zanjas filtrantes

La Tabla 8 recoge las recomendaciones para el diseño de las zanjas filtrantes (EPA, 1980).

Tabla 8. Recomendaciones de diseño de zanjas filtrantes.

Parámetro	Valor recomendado
Carga hidráulica ($\text{m}^3 \text{ m}^{-2} \text{ d}^{-1}$)	0,02 - 0,05
Profundidad de las zanjas (m)	0,50 - 0,70
Ancho de las zanjas (m)	0,45 - 0,80
Largo de la zanja (m)	< 20
Separación entre ejes de zanjas (m)	1,0-2,5
Separación del fondo al nivel freático (m)	> 0,60
Espesor de la cobertura (m)	> 0,15

6.3.3 Lechos filtrantes

Las principales recomendaciones para el diseño de los lechos filtrantes se muestran en la Tabla 9 (EPA, 1980)

Tabla 9. Recomendaciones de diseño de lechos filtrantes.

Parámetro	Valor recomendado
Carga hidráulica ($\text{m}^3 \text{ m}^{-2} \text{ d}^{-1}$)	0,02 - 0,05
Profundidad del lecho (m)	0,50 - 0,70
Ancho del lecho (m)	> 0,9
Largo del lecho (m)	< 30
Número de tuberías por lecho	> 2
Separación del fondo al nivel freático (m)	> 0,60
Espesor de la cobertura (m)	> 0,15



6.3.4 Pozos filtrantes

La Tabla 10 muestra las recomendaciones básicas para el diseño de pozos filtrantes (EPA, 1980).

Tabla 10. Recomendaciones de diseño de pozos filtrantes.

Parámetro	Valor recomendado
Carga hidráulica ($\text{m}^3 \text{m}^{-2} \text{d}^{-1}$)	0,025 - 0,05
Profundidad del pozo (m)	3 - 6
Diámetro del pozo (m)	2,5 - 3,5
Separación del fondo al nivel freático (m)	> 1,2
Separación entre ejes de pozos (m)	> 4 \emptyset

6.3.5 Filtros intermitentes de arena enterrados

Las principales recomendaciones para el diseño de los filtros intermitentes de arena enterrados se muestran en la Tabla 11 (EPA, 1980).

Tabla 11. Recomendaciones de diseño de filtros de arena intermitentes enterrados.

Parámetro	Valor recomendado
Carga hidráulica ($\text{m}^3 \text{m}^{-2} \text{d}^{-1}$)	< 0,040
Profundidad (cm)	60 - 90
Pendiente (%)	0,5 - 1,0
Dosificación	Inundación del filtro con frecuencia > 2 veces/d

7 CONSTRUCCIÓN DE LOS SISTEMAS DE TRATAMIENTO POR APLICACIÓN AL TERRENO

7.1 Sistemas de Aplicación Superficial: filtros verdes

7.1.1 Marco de plantación

El marco de plantación viene definido por los objetivos que se persigan con los árboles que se implanten en el filtro verde, tanto económicos como tecnológicos. Si se pretende conseguir elevadas producciones de madera destinadas a la industria (obtención de celulosa, combustible, etc.), los marcos de plantación que se emplean suponen menos de 16 m² por árbol (entre 2.500 y 625 plantas/ha). Por el contrario, si se desean obtener maderas de escuadría (sierra y desenrrollo), los marcos de plantación son medios y amplios, tanto más cuanto mayor sea el turno de corta. Esto supone superficies de más de 20 m² por árbol (menos de 500 plantas/ha).

Las ventajas e inconvenientes de los distintos marcos de plantación se recogen en la Tabla 12.

Tabla 12. Ventajas e inconvenientes de los diferentes marcos de plantación.

	Ventajas	Inconvenientes
Marco de plantación amplio	<ul style="list-style-type: none"> - Plantación más barata - Beneficios comparativamente muy elevados - Posibilidad de cultivos intercalares u otros aprovechamientos 	<ul style="list-style-type: none"> - Percepciones económicas a plazos más largos - Tratamientos culturales caros, especialmente las podas
Marco de plantación estrecho	<ul style="list-style-type: none"> - Percepción rápida de beneficios - Costo reducido de tratamientos culturales, especialmente los de poda 	<ul style="list-style-type: none"> - Plantación más cara - Obtención de beneficios comparativamente bajos - Mayor riesgo

En el caso de los filtros verdes, a esta serie de consideraciones debe añadirse una más, relacionada con las operaciones de mantenimiento de la instalación. Teniendo en cuenta esta consideración, se recomiendan marcos en torno a los 575 m, en base a los siguientes criterios de diseño:

- Insolación del sotobosque.
- Necesidad de vías de paso para la maquinaria.
- La elección del riego en surcos en lugar de los riegos a manta.

Las razones que determinan la importancia de estos aspectos son las siguientes:

- Una mayor separación de los árboles permite una mejor insolación del sotobosque, lo que redonda beneficiosamente en un incremento del rendimiento del filtro verde, sobre todo cuando los árboles aún no han alcanzado un buen desarrollo y sus sistemas radiculares no están muy extendidos. Tampoco debe olvidarse que en los momentos de reposo de los chopos (otoño-invierno), es el sotobosque el que ejerce la extracción de nutrientes del suelo.
- Una mayor anchura facilita el paso de maquinaria y de los útiles de laboreo por diferentes lugares, con menor compactación del terreno. También hace posible renovar los surcos de riego por desplazamiento de los mismos, o si se considera necesario, aumentar su anchura, cambiando así las características y flexibilizando el comportamiento del filtro verde.
- La aplicación en surcos en lugar de a manta disminuye el riesgo de encharcamiento en la base de los troncos, reduciendo también el peligro de infecciones fúngicas. Se fomenta, además, un mayor desarrollo del sistema radicular, limitando la zona de formación de costra sobre el terreno a la superficie del surco, de donde es más fácil de extraer.

Si no existen motivos especiales que lo desaconsejen (por ejemplo vientos dominantes), se debe plantar a marco real en lugar de al tresbolillo.

En lo referente al mejor momento para la plantación de los chopos, la época ideal es la que discurre de primeros de Febrero a mediados de Marzo, anterior a la brotación primaveral.



FOTOGRAFÍA 2. Preparación de los caballones para la plantación.

7.1.2 Sistema de alimentación

La superficie total ocupada por el filtro verde queda dividida en una serie de subparcelas, que van pasando, de forma rotatoria, por períodos de riego y de reposo.

Con relación al sistema de riego a aplicar cabe distinguir, entre los sistemas de riego por gravedad, el riego por inundación (o a manta) y el riego mediante surcos.

- Riego por inundación: es un sistema de riego muy extendido en regadíos tradicionales. El tablar se encuentra rodeado completamente por un dique o caballón. Las características principales del riego por inundación son que la parcela está nivelada a pendiente cero y que no hay desagüe.

La forma del tablar es generalmente rectangular o cuadrada, y su tamaño muy variable. Dado que la parcela está completamente nivelada, el avance del agua en el campo es debido exclusivamente a la pendiente de la lámina de agua.

En la actualidad, el riego por inundación tiene un interés adicional debido a la introducción de la nivelación guiada por rayo láser, lo que ha facilitado considerablemente la labor de refino de la nivelación de las parcelas. Esta técnica permite disponer de parcelas de gran tamaño con una explanación muy precisa, en la que el riego por inundación puede alcanzar una elevada uniformidad y eficiencia, con un bajo coste de mano de obra.

En este tipo de alimentación es importante aportar en cada riego una capa de agua, lo suficientemente profunda, para evitar la ascensión de las raíces hacia la superficie del suelo, donde se secarían. Por otro lado, es preciso garantizar una perfecta nivelación del terreno, pues en caso contrario se provoca un fuerte gradiente de crecimiento de los árboles en la dirección de riego.

- Riego por surcos: en el riego por surcos la superficie del terreno está ondulada, formando pequeños canales de longitud variable, a lo largo de los cuales circula el agua de forma independiente.

El agua se aplica de forma individual a cada surco mediante sifones o tuberías con compuertas.

Una característica importante del riego por surcos es que la parcela puede tener una pendiente lateral, sin que sea necesario realizar una labor intensa de nivelación para corregir este efecto, tal como se debería hacerse en el riego por inundación.

El riego por surcos es agrónomicamente muy aconsejable para cultivos que son muy sensibles al encharcamiento del cuello de las plantas, ya que al sembrarse sobre la parte superior del surco, el sistema radicular nunca se cubre por completo de agua, por lo que se garantiza su aireación aún durante riegos de elevada duración. También es un sistema indicado para suelos de mala estructura, en los que el contacto con el agua de riego produce encostramiento del suelo, lo que induce compactación y reducción del intercambio gaseoso del terreno.

En el caso de riego mediante surcos debe garantizarse la imbibición total de toda la parcela a regar, lo que es función de la permeabilidad del terreno.

Las aplicaciones en surcos en lugar de por inundación, disminuyen el riesgo de encharcamiento en la base de los troncos, reduciendo también el peligro de infecciones fúngicas. Se fomenta así un mayor desarrollo del sistema radicular y la posible



formación de costra sobre el terreno se limita a la superficie del surco, donde es más sencilla de controlar por volteo, con el consiguiente ahorro de laboreo. Además, la distribución del agua por medio de surcos, siempre que estos se mantengan limpios, estabiliza la tasa de infiltración.



FOTOGRAFÍA 3. Tuberías de reparto a las distintas subparcelas de un filtro verde.



FOTOGRAFÍA 4. Alimentación mediante inundación del terreno.



FOTOGRAFÍA 5. Alimentación mediante surcos.

7.1.3 Toma de muestras

Al objeto de poder determinar los rendimientos de depuración que se logran en los filtros verdes, se hace preciso disponer de sistemas que permitan la toma de muestras de las aguas percoladas.

A la hora de seleccionar un método de muestreo de las aguas percoladas debe adoptarse, como premisa fundamental, el hecho de que las muestras deben ser representativas. Para ello se establecen una serie de criterios, cuyo cumplimiento se considera esencial para garantizar el objetivo propuesto. En base a ello, el método elegido:

- Debe ser un sistema selectivo en profundidad que permita la toma de muestras a distintas profundidades.
- No debe alterar el material que se encuentra sobre él, de forma que no se modifiquen las condiciones naturales del terreno.
- Debe captar un volumen suficiente de muestra para realizar en ella todas las determinaciones físicas, químicas y biológicas que sean necesarias.
- No debe alterar la composición de la muestra por someterla a condiciones anormales, o por ponerla en contacto con materiales no inertes.
- Debe permitir el muestreo de microorganismos.
- El equipo necesario para su instalación será de uso común.
- La extracción de la muestra debe poder ser realizada por cualquier operario.

Los dos sistemas más habituales para la toma de aguas percoladas, que suelen emplearse en las instalaciones de filtros verdes, son: los tomamuestras de succión con cápsulas cerámicas y los lisímetros.

Tomamuestras de succión. El tomamuestras está constituido por un cilindro plástico de longitud variable, acabado en una cápsula de material poroso, generalmente cerámica. Este cilindro va cerrado herméticamente en su parte superior mediante un tapón de goma, en el que se introducen dos tubos de teflón de diferente longitud. Uno de los tubos, el más corto, permite hacer vacío en el interior del tomamuestras, con objeto de extraer el agua del suelo, o introducir aire si lo que se pretende es extraer la muestra de agua acumulada en el tomamuestras. El tubo de teflón más largo, que llega hasta la misma cápsula de cerámica, se emplea para sacar a la superficie el agua que contiene el tomamuestras.

El funcionamiento de este tipo de tomamuestras se basa en el supuesto de que, al ser instalado en el terreno, los poros de la cápsula constituyen una extensión de los poros del terreno original, con lo que el agua intersticial del terreno está sometida a la misma presión que los poros de la cápsula. Si se produce un vacío en el tomamuestras, se origina un gradiente de presión, produciéndose un flujo de agua hacia el interior del tubo. El agua es extraída del tubo mediante una bomba manual, oscilando la succión producida entre los 50 y los 85 centibares.

La velocidad con la que se acumula el agua en el tomamuestras depende de la conductividad hidráulica del suelo, del valor de la succión y del vacío creado, pudiendo oscilar entre varias horas y varios días, en función del material muestreado, del grado de humedad del suelo, y por consiguiente, de la recarga existente en la zona considerada.

El volumen de agua recogida es muy variable, variando desde varios centímetros cúbicos hasta un par de litros.

Para su instalación se prepara un sondeo de la profundidad y anchura deseada, rellenando su base con arena sílicea. Sobre esta arena se sitúa el tomamuestras y, finalmente, el anular del sondeo se sella con bentonita, o con el propio suelo extraído, una vez tamizado.

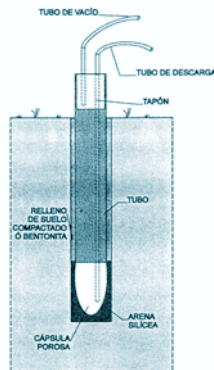


FIGURA 6. Tomamuestras de succión con cápsula porosa.

La utilización de este tipo de tomamuestras es bastante simple, pero presenta algunos inconvenientes:

- Problemas relacionados con la representatividad del agua muestreada, debido al tiempo de residencia de estas en las cápsulas y a posibles discontinuidades generadas en la instalación de los tomamuestras, que pueden originar flujos preferenciales.
- Se origina un cambio en el sistema de drenaje, dada la succión creada la colmatación de los poros de la cápsula y las limitaciones y restricciones asociadas a su funcionamiento e implantación sobre el terreno.
- Su utilización a profundidades elevadas puede presentar problemas para la extracción del agua al tener que suministrar una gran presión de aire.
- El escaso volumen obtenido, en la mayoría de los casos, restringe la posibilidad de realizar determinados análisis.
- En época de estiaje, la succión del terreno es mayor que la que produce el tomamuestras al hacer el vacío, por lo que la recogida de muestras es problemática.
- Al estar introduciendo aire para sacar la muestra, no puede medirse oxígeno disuelto.



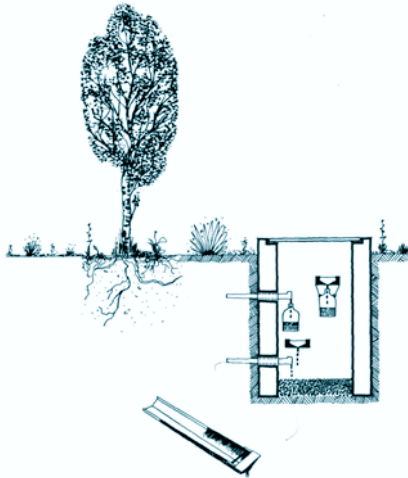
FOTOGRAFÍA 7. Tomamuestras de succión en un filtro verde.

Lisímetros. Consisten en pozos excavados en el terreno, en los que vierten drenes horizontales dispuestos a diferentes profundidades. Los drenes tienen pendientes positivas (del orden del 2%), para favorecer el discurrir de las aguas drenadas hacia el pozo de recogida.

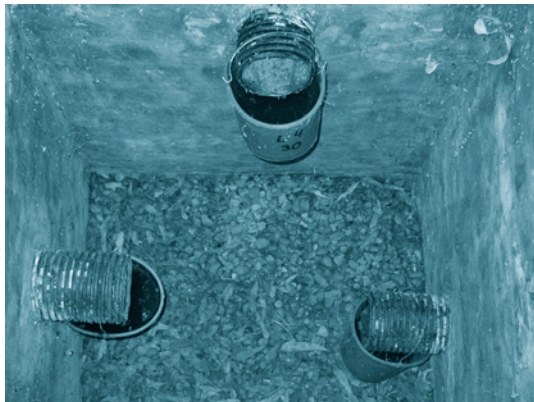
Los pozos de captación presentan un diámetro suficiente para que al final de cada dren se pueda disponer un recipiente para la recogida de muestras, y para que la operación de muestreo pueda realizarse con comodidad.

El fondo de los lisímetros se recubre con material filtrante (grava), para evitar el encharcamiento de los mismos.

Dado que para la colocación de los drenes se precisa excavar el terreno hasta la profundidad a la que éstos deben situarse, esto provoca la alteración de la estructura inicial del suelo, con lo que las muestras que se toman pierden representatividad con respecto a las aguas que percolan en los suelos sin alteración. Para evitar estos inconvenientes, suele recurrirse al empleo de “cañas” o canaletas, que se introducen horizontalmente en el terreno, a la profundidad deseada, desde el mismo pozo de captación.



FOTOGRAFÍA 8. Sección transversal de un lisímetro.



FOTOGRAFÍA 9. Vista superior de un lisímetro, en la que se aprecian las tuberías de toma de muestras ubicadas a distintas profundidades.

7.2 Sistemas de Aplicación Subsuperficial

Las características constructivas de las zanjas, lechos, pozos filtrantes y filtros intermitentes enterrados de arena se muestran en las Figuras 7 a 10.

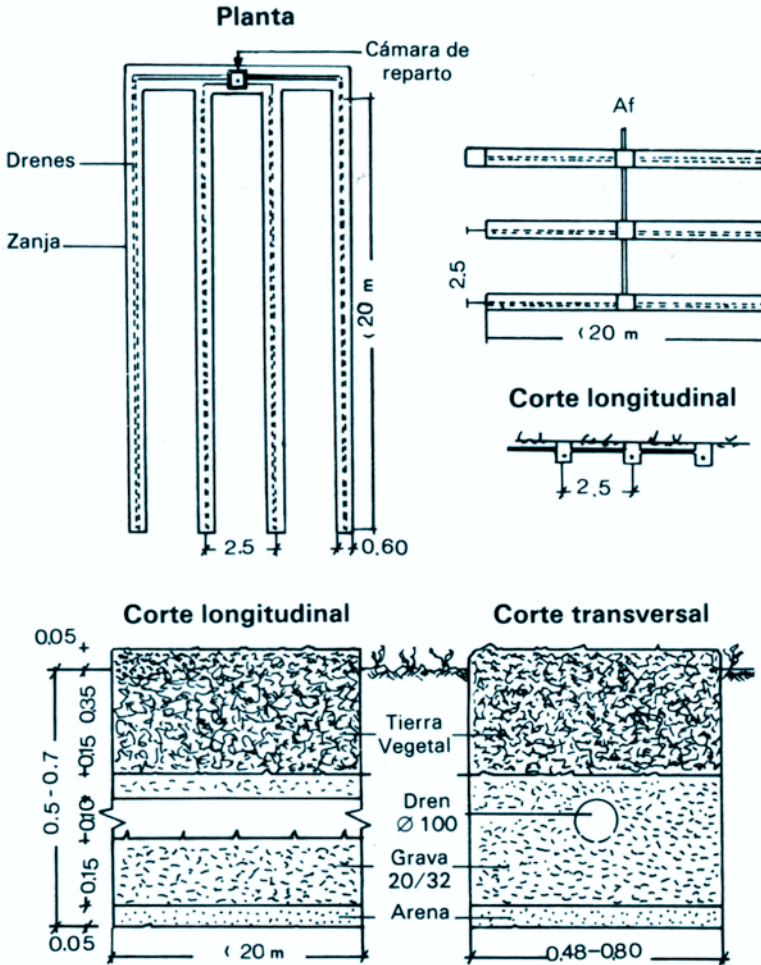


FIGURA 7. Características constructivas de las Zanjas Filtrantes (Rouhart, J., 1986)

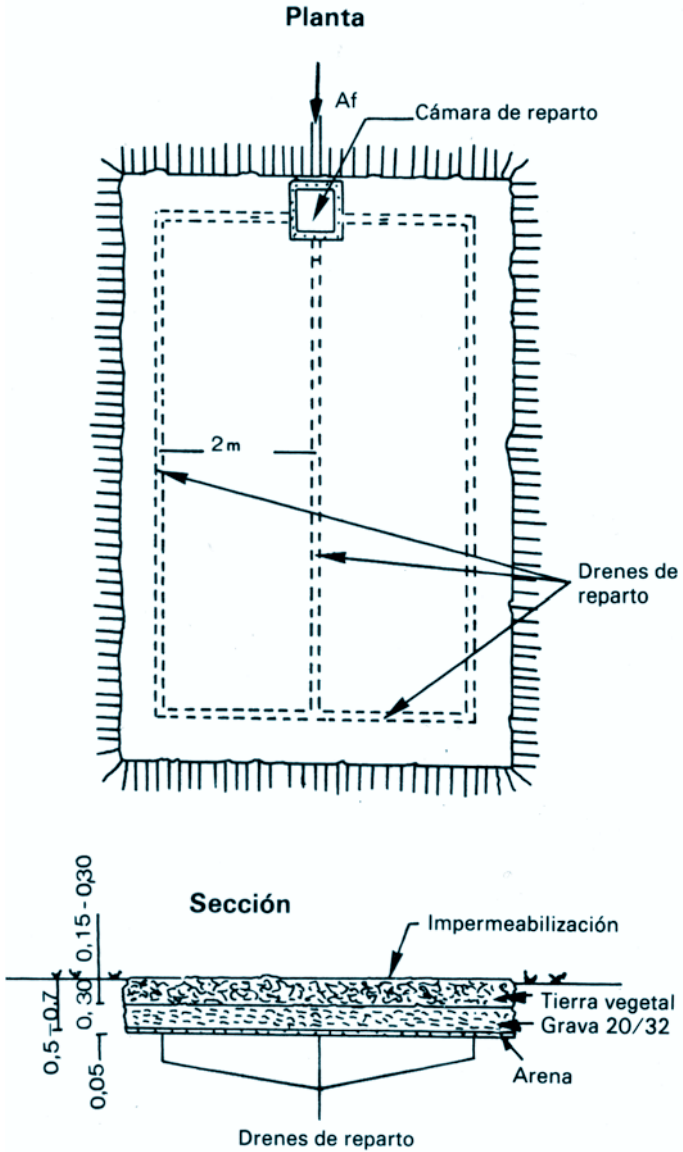


FIGURA 8. Características constructivas de un lecho filtrante (Rouhart, J., 1986)

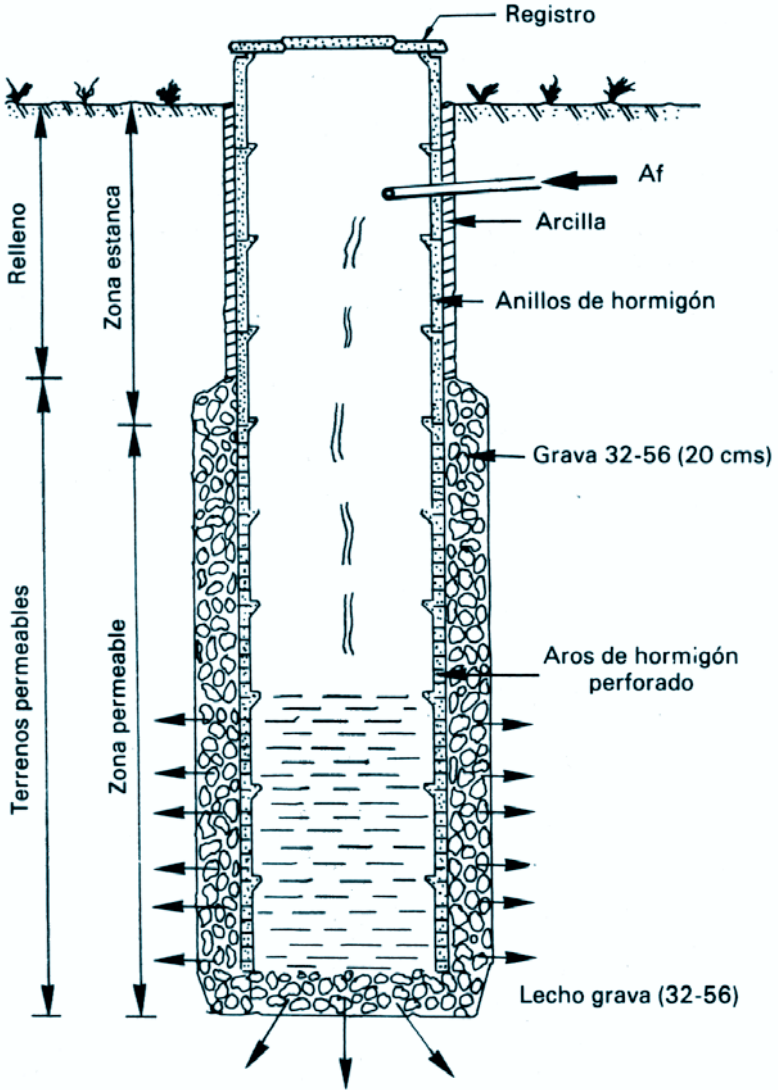


FIGURA 9. Características constructivas de un pozo filtrante (Rouhart, J., 1986)

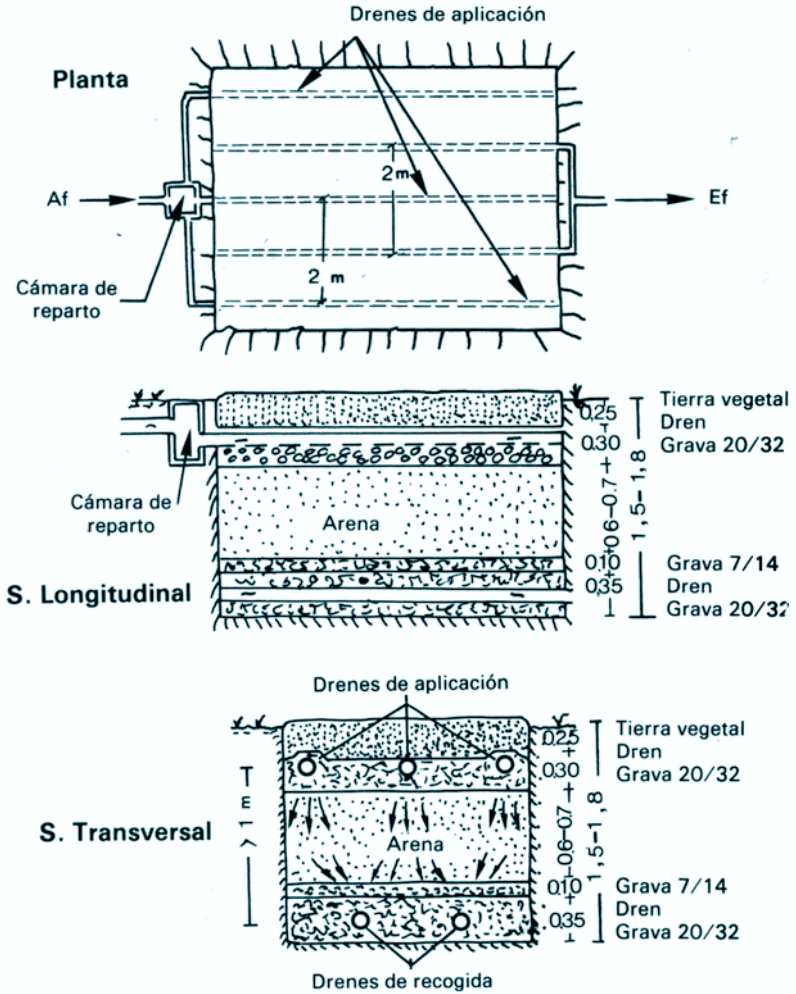


FIGURA 10. Características constructivas de un filtro intermitente de arena enterrado (Rouhart, J., 1986)

8 PUESTA EN SERVICIO DE UNA INSTALACIÓN DE APLICACIÓN AL TERRENO

La puesta en servicio de una instalación de tratamiento de aguas residuales mediante sistemas de aplicación al terreno, no presenta ninguna complejidad, iniciándose la depuración de los vertidos de forma inmediata.

En el caso concreto de los sistemas de aplicación superficial al terreno, y más concretamente de los filtros verdes, que es la modalidad más implantada, para su puesta en servicio se procederá en primer lugar a la revisión de los elementos integrantes del pretratamiento (reja de desbaste, y en su caso, desarenador y desengrasador), de las conducciones que transportan las aguas pretratadas hasta el terreno en el que se ubica el filtro verde, y de las válvulas, que permiten poner en operación las distintas subparcelas que integran la unidad de tratamiento.

Tras comprobar el correcto estado de los elementos mencionados, se procederá a permitir el paso a la depuradora de las aguas a tratar, actuando sobre la correspondiente compuerta o válvula de entrada. Las aguas pretratadas alimentarán, de forma rotativa, el número de subparcelas estipulado en el diseño de la instalación, para lo que se abrirán las válvulas que permiten el paso de las aguas a estas subparcelas, mientras que las válvulas del resto de las subparcelas permanecerán cerradas.

Una vez en operación las primeras subparcelas, se comprobará el correcto funcionamiento de los lisímetros instalados, que posibilitan la toma de muestras de efluentes depurados a diferentes profundidades. El análisis fisicoquímico de estas muestras permitirá determinar si la instalación de tratamiento funciona conforme a lo previsto en la fase de diseño.

Para la puesta en servicio de los sistemas de aplicación subsuperficial al terreno se procederá de forma similar, comprobando inicialmente el correcto estado de las instalaciones que constituyen el Pretratamiento (rejas de desbaste) y el tratamiento primario (fosas sépticas ó tanques Imhoff); y del sistema de tuberías que permiten el reparto de las aguas en el seno del terreno filtrante. Tras esta comprobación, se pondrá en marcha la instalación de tratamiento, permitiendo que las aguas pasen por las etapas previas, para desembocar finalmente en el terreno filtrante.



9 MANTENIMIENTO Y EXPLOTACIÓN DE SISTEMAS DE APLICACIÓN AL TERRENO

Se describen a continuación las operaciones a llevar a cabo para la correcta explotación y mantenimiento de los diferentes elementos constitutivos de los sistemas de depuración de aguas residuales mediante la técnica de aplicación al terreno.

9.1 Mantenimiento del pretratamiento y tratamiento primario

El correcto funcionamiento de las operaciones previas de pretratamiento y de tratamiento primario es de vital importancia en los sistemas de aplicación al terreno, al objeto de evitar obstrucciones en las tuberías de reparto de las aguas a tratar y para minimizar los problemas de colmatación del suelo al que se aplican estas aguas.

9.2 Mantenimiento del tratamiento secundario

En el caso concreto de una instalación de filtro verde:

- Periódicamente se procederá a cambiar las parcelas en riego, para lo que se cerrarán las correspondientes válvulas de alimentación de las parcelas anegadas y se abrirán las válvulas de alimentación nuevas parcelas, hasta ahora en fase de secado/reposo. La rotación periódica de las parcelas a las que se aplica el agua residual dentro del filtro es un aspecto de gran importancia, pues la duración de los períodos de encharcamiento debe controlarse para evitar la aparición de condiciones de anaerobiosis y de pérdida de capacidad de filtración.
- Tras cesar la aplicación de agua a unas parcelas determinadas, éstas deben permanecer en reposo el tiempo suficiente para su reoxigenación.
- Tras la toma de muestras de las aguas lixiviadas en los correspondientes lisímetros, se procederá a la limpieza de los depósitos de recogida, dejándolos preparados para la recepción de nuevos lixiviados.
- Mensualmente se inspeccionarán el tronco, las ramas y las hojas de los árboles para detectar posibles plagas o enfermedades y poder tomar las medidas pertinentes.
- Trimestralmente se le dará al filtro una labor de gradeo (Fotografía 10 y Fotografía 11), al objeto de romper las costras que hayan podido formarse, reairear el terreno y eliminar malezas. Esta labor no será muy profunda, para evitar dañar las raíces de los árboles.

El pase de grada nunca se efectuará en el período de reposo de los chopos (diciembre-marzo), momento en el que la extracción de nutrientes es realizada por el sotobosque que se desarrolla en el filtro verde.



FOTOGRAFÍA 10. Pase de grada en una instalación de filtro verde.



FOTOGRAFÍA 11. Aspecto del terreno tras el pase de grada

- Si tras el pase de grada se observase que se han formado en el filtro canales preferenciales, se procederá, con el empleo de una azada, a su eliminación.
- Los restos de vegetación que quedan próximos a los troncos de los árboles se eliminarán manualmente, con el auxilio de una hoz o de una guadaña.
- La eliminación de la vegetación espontánea se podrá efectuar también mediante el empleo de guadañas o de desbrozadoras mecánicas.

- Anualmente, durante los primeros años de la plantación, se someterá a los árboles a una labor de poda antes de la brotación primaveral, con el fin de conseguir que presenten un fuste lo más recto posible (Fotografía 12).



FOTOGRAFÍA 12. Labores de poda en chopos jóvenes de un filtro verde.

Anualmente, para el control del crecimiento de la biomasa vegetal, se procederá a la medición de la altura de los árboles y a la determinación de su diámetro, a 1,30 m. del suelo.

9.3 Seguimiento del proceso

Para comprobar el estado de funcionamiento de una estación depuradora basada en la tecnología de aplicación al terreno, y poder prevenir posibles anomalías, es necesario el seguimiento periódico de una serie de parámetros.

Lo ideal sería que las visitas a la estación depuradora fuesen diarias, al objeto de determinar, lo antes posible, cualquier posible incidencia que pudiese repercutir negativamente en su funcionamiento. Pero

lo habitual es que esta frecuencia de visitas, en estaciones de tratamiento ubicadas en pequeñas aglomeraciones, no sea factible, y que esta periodicidad en la inspección venga marcada por la necesidad de ir cambiando las subparcelas en operación que integran el filtro verde.

En cada visita efectuada, y para dejar constancia de la misma y de cuanta incidencia se considere reseñable, el operador de la estación depuradora dispondrá de un cuadernillo en el que anotará:

- Fecha y hora de la visita a la estación depuradora.
- Caudal tratado de aguas residuales.
- Número e identificación de las subparcelas del filtro verde puestas en operación.
- Aspecto de los árboles y del efluente depurado.
- Fechas de realización de las diferentes tareas de mantenimiento: limpieza de rejillas, pase de grada, poda, siega, etc.
- Tiempos de funcionamiento de los sistemas de limpieza de las rejillas automáticas (en su caso).
- Si la estación de tratamiento está dotada de energía eléctrica para el accionamiento de los elementos del pretratamiento, del bombeo, de la iluminación, etc., se anotarán las lecturas de los contadores correspondientes.

- En el apartado de “observaciones” se registrarán cuantas incidencias se estimen oportunas sobre: características visuales y olfativas de las aguas residuales, duración de los períodos de lluvia intensa, aparición de plagas, etc.

En el caso de que la instalación de filtro verde cuente con equipos electromecánicos (rejillas de desbaste de limpieza automática, caudalímetros, bombas, etc.), estos equipos dispondrán de fichas individualizadas donde se registrarán:

- Sus características operativas.
- Horas de funcionamiento.
- Calendario de operaciones de mantenimiento.
- Averías sufridas.
- Todas aquellas observaciones que sobre su funcionamiento se consideren pertinentes.

Una tarea importante que habrá de realizar el operador de la estación de tratamiento, es la medición de los caudales de las aguas residuales influentes. En aquellas estaciones dotadas de medidores de caudal con registro tan sólo será necesario anotar las lecturas, pero cuando se carece de estos elementos de medida será preciso recurrir a métodos: volumen-tiempo (determinando el tiempo que tarda en llenarse un recipiente de capacidad conocida; en el caso concreto de instalaciones con cámaras de bombeo deteniendo la alimentación, arrancando las bombas y determinando el descenso de la lámina líquida en un tiempo determinado, etc.), o a métodos sección-velocidad (determinado el tiempo que una mancha, producida por la adición de un colorante, tarda en recorrer la distancia entre dos pozos de registro contiguos del colector de llegada a la estación depuradora).

9.4 Anomalías más frecuentes y su solución

El chopo al ser un amante de la humedad, precisa un abastecimiento continuo y constante de agua, por lo que el riego es fundamental para el buen crecimiento de la chopera.

La falta de agua se acusa en los chopos por sus hojas flácidas, marchitas, poco desarrolladas y por una sombra ligera del árbol sobre el suelo. Esta ligera sombra es combinación de la pequeñez de las hojas que aún quedan prendidas y al desprendimiento de un gran número de ellas. En los casos de sequía las hojas que amarillean y caen antes son las de las ramas bajas del árbol y las situadas hacia el interior de la copa.

Los chopos que experimentan sequía son fácilmente atacables por muchas plagas, y en especial por hongos y por los insectos perforadores de al madera, por lo que el riego es esencial para conservar la chopera en un buen estado sanitario.

Copas densas, con hojas grandes y verdes y una sombra espesa sobre el suelo, son el resultado de unos buenos riegos y traen como resultado un adecuado crecimiento y una buena salud en la chopera.



La aparición de zonas en el filtro en las que las hojas de los chopos amarillean fuera de la época otoñal, es un claro indicio de falta de riego en esa zona en cuestión. En los casos en que esta falta de aporte de agua se debe a la formación de caminos preferenciales, desniveles etc., se procederá a su corrección. También es posible regar directamente esta zona con la tubería flexible con la que cuenta la instalación, siempre y cuando no esté muy alejada.

Si se detectan síntomas de plagas o enfermedad en el material vegetal se consultará con expertos para aplicar los remedios pertinentes.

10 VENTAJAS E INCONVENIENTES DE LOS SISTEMAS DE APLICACIÓN AL TERRENO

10.1 Ventajas

Entre las ventajas que presenta la depuración de aguas residuales mediante la tecnología de filtro verde cabe destacar:

- Sencillez operativa, dado que las labores de explotación y mantenimiento se limitan a la retirada de residuos del pretratamiento, la rotación periódica de las parcelas a las que se aplica el agua residual y a un pase de grada cada trimestre, con objeto de romper las costras que hayan podido formarse y para reaerar el terreno.
- Inexistencia de averías al carecer de equipos mecánicos.
- El sistema puede operar sin ningún consumo energético.
- Los costes de explotación de la estación depuradora pueden ser sufragados, en parte, por la comercialización de la madera producida.
- No se producen lodos en el proceso depurador.
- Perfecta integración en el medio rural.
- Se alcanzan rendimientos de depuración muy elevados (tanto en sólidos en suspensión y materia orgánica, como en nutrientes y patógenos).
- Admite perfectamente incrementos en los caudales de aguas residuales a tratar ocasionados por incrementos poblacionales veraniegos.
- Actúa como sumidero de CO₂, fijando unas 150 t/año por hectárea de chopera.

10.2 Inconvenientes

Entre los inconvenientes deben mencionarse:

- Exige una gran superficie de terreno para su implantación (la mayor de todas las tecnologías no convencionales), por lo que su coste de implantación se relaciona directamente con el precio del suelo requiriéndose, además, terrenos no muy escarpados, con una determinada capacidad de filtración y que no presenten acuíferos próximos a su superficie.
- No es aplicable en zonas de elevada pluviometría, lo que limita enormemente las cantidades que se pueden aplicar de aguas residuales para su tratamiento.



BIBLIOGRAFÍA

- Bouwer H. (1974).** Design and operation of land treatment systems for minimum contamination of ground water. *Ground Water 12 (3): 140-147*
- Comisión Europea (2003).** Procesos extensivos de depuración de las aguas residuales. Adaptados a las pequeñas y medias colectividades (500 – 5.000 H. E.). *Oficina de las publicaciones oficiales de las comunidades europeas (Luxemburgo).*
- Crites, R. y Tchobanoglous, G. (2000).** Sistemas de manejo de aguas residuales para núcleos pequeños y descentralizados. *McGraw-Hill Interamericana, Santa Fe de Bogotá (Colombia).*
- Crites, R., Middlebrooks, E. y Reed, S. (2006).** Natural Wastewater Treatment Systems. *CRC Press, Taylor & Francis Group.*
- de Bustamante, I. (1990).** Land Application: its effectiveness in purification of urban and industrial wastewaters in La Mancha (Spain). *Environ. Geol. Water Sci.* Vol 16, nº 3. pp. 179-185.
- de Bustamante, I., Dorado, M., Vera, S. y Oliveros, C. (1998).** *Filtros verdes, un sistema para la depuración y reutilización de aguas residuales.* *Tecnoambiente*, nº 79. pp. 73-76.
- IGME. (2003).** La depuración de aguas residuales urbanas de pequeñas poblaciones mediante infiltración directa en el terreno. Pp 168. ISBN: 84-7840-464-3.
- Isasa, N., Fernández M. (1984).** *Experiencias de Filtros Verdes en Madrid y Castilla-La Mancha.* II Congreso Nacional Recuperación de los Recursos del los Residuos. Soria.
- Jewel, W. y Seabrook, B. (1979).** *A History of Land Application as a Treatment Alternative.* EPA 430/9-79-012, U.S. EPA, Washington, DC.
- Metcalf&Eddy. (2000).** Ingeniería de Aguas Residuales. Tratamiento, vertido y reutilización. *McGraw-Hill. Inc.*
- Montoya, J. (1988).** Chopos y choperas. Ediciones Mundi-Prensa. Madrid.
- MOPU. Dirección General de Obras Hidráulicas. (1982).** Recomendaciones para la redacción del informe técnico previo para Depuración de Aguas Residuales por Aplicación al Terreno (Filtro Verde).
- Padró, A. y Orensanz, J. (1987).** El chopo y su cultivo. Secretaría Técnica del Ministerio de Agricultura, Pesca y Alimentación.
- Padró, A. y Cañada J. (1994).** *Las choperas como alternativas para la depuración de las aguas.* Dirección General del Medio Natural (1994).
- Padró, A. y Cañada J. (1996).** *Filtros Verdes bajo cultivo de chopos en el río Cinca: el caso de Monzón (Huesca).* Gobierno de Aragón.
- Reed, S., Crites, R. y Wallace, A. (1984).** Handbook of Land Treatment Systems for Industrial and Municipal Wastes. *Noyes Data Corp, Park Ridge, NJ.*
- Reed, S., Middlebrooks, E. y Crites, R. (1988).** *Natural Systems for Waste Management and Treatment.* MCGraw-Hill, New York.
- Reed, S., Crites, R. y Middlebrooks, E. (1995).** *Natural Systems for Waste Management and Treatment.* 2nd Edition. MCGraw-Hill, New York, 431 pp.

Rohuart, J. (1986). *L'épuration des eaux usées domestiques*. La Tribune du Cebedau, nº 513-514, 39. pp. 1-54.

Salvato, J. (1982). *Environmental engineering and sanitation*. Third edition. Wiley-Interscience publication. New York. Pp 490.

Tragsatec (1993). Tratamiento de aguas residuales, basuras y escombros en el ámbito rural. *Colegio Oficial de Ingenieros Agrónomos de Centro y Canarias. Ed. Agrícola Española S.A. (Madrid)*.

USEPA (1981). *Process Design Manual Land Treatment of Municipal Wastewater*. U.S. Environmental Protection Agency, U.S. Army Corps of Engineers, U.S. Department of Interior, U.S. Department of Agriculture, EPA 625/1-81013 (Octubre 1981).

USEPA (1984). *Process design manual for land treatment of municipal wastewater. Supplement on rapid infiltration and overland flow*. U.S. Environmental Protection Agency (Octubre 1984).

WPCF (1990). *Natural systems for wastewater treatment. Manual of practice*. Water Pollution Control Federation. Imperial Printing, St. Josep, Mich. (USA). ISBN. 0-9432-44-31-5. pp. 270.

White, E. y Dornbush, J. (1988). Soil changes caused by municipal wastewater applications in eastern South Dakota. *Water Resources Bulletin*. 24 (2). Pp. 269-273.

C. Filtros de turba

1 INTRODUCCIÓN

El tratamiento de las aguas residuales urbanas mediante la tecnología de filtro de turba se basa en la filtración de las aguas a través de lechos que emplean turba como material filtrante.

La turba es un tipo de humus que se forma en las condiciones anaerobias propias de los medios saturados con agua. Este sustrato presenta un conjunto de propiedades físico-químicas que le hacen especialmente apto para su aplicación en el campo de la depuración de los vertidos líquidos urbanos. Las aguas residuales a su paso por la capa de turba, experimentan una serie de procesos físicos, químicos y biológicos, que dan como resultado unos efluentes depurados.

Los filtros de turba comienzan a aplicarse para el tratamiento de las aguas residuales urbanas en los años 70 en Francia, Canadá, Finlandia y Estados Unidos, introduciéndose esta tecnología en España a comienzos de la década de los 80.

A partir de los años 90, en Estados Unidos y Canadá, principalmente, se registra un notable incremento de las instalaciones modulares de filtro de turba para el tratamiento de las aguas residuales procedentes de pequeñas aglomeraciones urbanas, recurriéndose al empleo de fosas sépticas o tanques Imhoff como etapas previas.

2 FUNDAMENTOS

La tecnología de filtro de turba se fundamenta en la filtración del agua residual a tratar a través de lechos que emplean turba como material filtrante, para aprovechar las propiedades absorbentes y complejas de este sustrato en relación con las materias coloidales y disueltas.

La turba es un tipo de humus que se forma en las condiciones anaerobias propias de los medios saturados con agua. Bajo estas condiciones la gama y actividad de los microorganismos se ven drásticamente reducidas, por lo que la descomposición y humificación de la materia orgánica se llevan a cabo con gran lentitud, alcanzándose notables acumulaciones de materia orgánica relativamente poco transformada. Esta escasa transformación se manifiesta, en muchos casos, por la presencia de fibras de celulosa-lignina en el material acumulado.

El tratamiento consiste, sencillamente, en ir haciendo pasar las aguas residuales a través de los lechos de turba. Las aguas van percolando por el material filtrante y los efluentes depurados se recogen por la parte inferior de los filtros.

Tras un período de funcionamiento, la superficie de los filtros en operación se va colmatando, disminuyendo su capacidad de filtración, por lo que es necesario detener su funcionamiento y poner en operación otros filtros, que hasta el momento permanecían en reposo. En los filtros dejados fuera de servicio, tras un periodo de secado, se procede a su regeneración mediante la eliminación por rastrillado de la costra formada en su superficie.

3 ESQUEMAS DE FUNCIONAMIENTO

El esquema del proceso es, en esencia, semejante al de un tratamiento convencional, constando de pretratamiento, tratamiento primario, tratamiento secundario y, opcionalmente, tratamiento terciario.

3.1 Tratamiento primario

Para conseguir una mayor eliminación de los sólidos en suspensión presentes en las aguas residuales a tratar y retardar, por tanto, la colmatación de la capa superficial del sustrato filtrante, en ocasiones se recurre a la implantación de lagunas anaerobias, fosas sépticas o tanques Imhoff, como paso previo a la filtración a través de la turba, y en sustitución de la operación de tamizado.

Las fosas sépticas (Figura 1) son dispositivos enterrados en los que decanta la materia sedimentable presente en las aguas residuales. La fracción orgánica de esta materia sedimentada experimenta reacciones de degradación anaerobia, mineralizándose paulatinamente.

Estos dispositivos se encuentran compartimentados, siendo la disposición más común la de dos compartimentos dispuestos en serie. Al llegar el agua al primer compartimento, la materia particulada más densa sedimenta y se deposita en el fondo en forma de lodo, mientras que la materia particulada más ligera forma una costra en la superficie. El agua clarificada pasa al segundo compartimento a través de un orificio en la pared de separación. En este segundo compartimento tiene lugar también una sedimentación de sólidos y formación de costra, como consecuencia de los materiales que escapan de la etapa anterior, pero en menor cuantía.

Los lodos retenidos en los fondos de los distintos compartimentos experimentan reacciones de degradación anaerobias, reduciendo su volumen, lo que permite que las fosas funcionen durante largos períodos de tiempo sin necesidad de purgar los lodos.

Las burbujas de gas que se producen en la degradación anaerobia de los lodos decantados, obstaculizan la normal sedimentación de los sólidos presentes en las aguas residuales influentes. Es por ello, por lo que se dispone un segundo compartimento, en el que las partículas más ligeras encuentran condiciones de sedimentación más favorables.

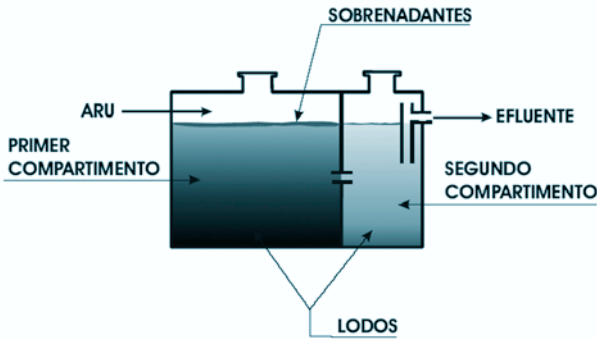


FIGURA 1. Esquema de una fosa séptica.

Los tanques Imhoff constan de un único depósito en el que se separan la zona de sedimentación, que se sitúa en la parte superior, de la de digestión de los sólidos decantados, que se ubica en la zona inferior del depósito. La configuración de la apertura que comunica ambas zonas impide el paso de gases y partículas de fango de la zona de digestión a la de decantación, de esta forma se evita que los gases que se generan en la digestión afecten a la sedimentación de los sólidos en suspensión (Figura 2).

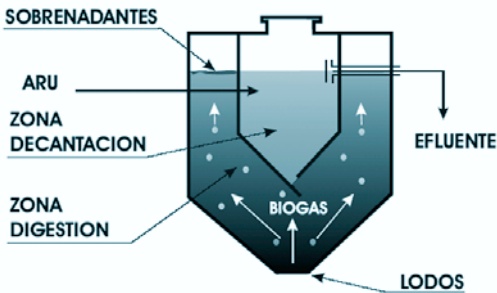


FIGURA 2. Esquema de un tanque Imhoff.

3.2 Tratamiento secundario

El tratamiento secundario está constituido por los propios filtros de turba. Los efluentes procedentes de la etapa de pretratamiento (o del tratamiento primario, en su caso) alimentan los filtros mediante una serie de tuberías que reparten el agua, de la forma más homogénea posible, sobre la superficie de la turba.

Los filtros de turba están constituidos por recintos en los que se disponen una serie de capas filtrantes, cuya composición de arriba hacia abajo suele ser: turba, arena, gravilla y

grava. La acción de depuración se realiza principalmente en la capa de turba, mientras que la función del resto de los estratos empleados se limita a retener al inmediato superior.

Los efluentes, tras su paso por la turba, son recogidos en el fondo de los filtros mediante canales o tuberías de drenaje, desde los que se evacua la obra de salida (Figura 3).

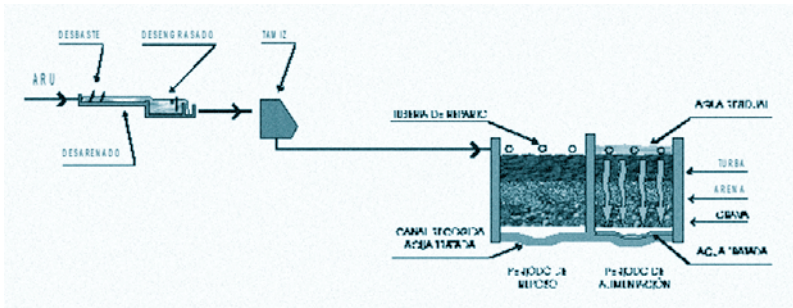


FIGURA 3. Esquema de funcionamiento de los filtros de turba.

A medida que avanza el ciclo operativo, los sólidos retenidos en la superficie de la turba y la biomasa que se va desarrollando en esta zona, van disminuyendo la velocidad de infiltración de las aguas a través del sustrato, por lo que cada cierto tiempo (10-12 días), se hace necesario parar los filtros en operación y arrancar los que se encuentran en reposo (Figura 4).

En la superficie de los filtros que se dejan en reposo se va formando una costra que seca rápida y fácilmente, dada su tendencia a fragmentarse y separarse de la turba. Una vez seca esta costra, se procede a su eliminación por rastrillado y, tras un escarificado de su superficie, los filtros quedan preparados para un nuevo ciclo operativo.

La alternancia en el funcionamiento de los filtros, además de recuperar su capacidad de filtración, permite mantener el sustrato filtrante lo más oxigenado posible, al objeto de favorecer la degradación aerobia de los contaminantes.

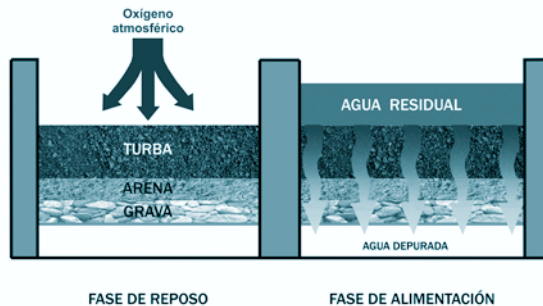


FIGURA 4. Filtro de turba en operación y en reposo.

Con el transcurrir del tiempo, la turba va perdiendo parte de sus propiedades (principalmente en lo que a su capacidad de filtración hace referencia), por lo que periódicamente es necesario proceder a su sustitución.

Si la turba empleada cumple los requisitos exigibles para su empleo en el tratamiento de las aguas residuales, y los filtros se operan y mantienen correctamente, la duración media de la turba puede cifrarse en 7-8 años.

3.3 Tratamiento terciario

En ocasiones, se someten a los efluentes de los filtros de turba a una etapa de afino en Lagunas de Maduración para mejorar, principalmente, el grado de abatimiento de los organismos patógenos. Esta eliminación se produce, fundamentalmente, por la acción de la radiación ultravioleta de la luz solar (Figura 5).

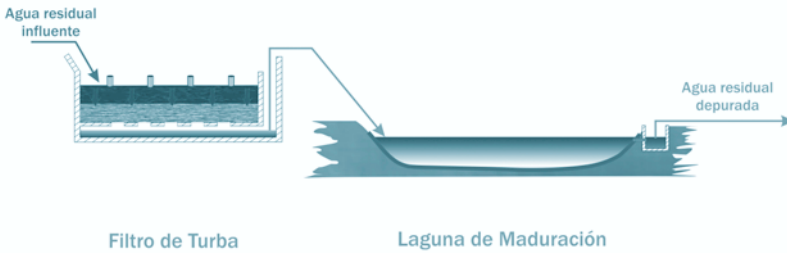


FIGURA 5. Tratamiento terciario mediante lagunaje de maduración.



FOTOGRAFÍA 1. Instalación de tratamiento mediante filtro de turba, en la que se observa el tamiz autolimpiante, ubicado sobre un desengrasador estático, y los filtros de turba.



FOTOGRAFÍA 2. Filtro de turba en operación (derecha) y en fase de secado (izquierda)

4 MECANISMOS DE DEPURACIÓN

Dado que el actor principal en la depuración de aguas residuales mediante la tecnología de filtro de turba es la propia turba, se hace necesario profundizar en el conocimiento de las características y propiedades de este sustrato.

4.1 La turba: origen, características y propiedades

La turba es un tipo de humus que se forma en las condiciones anaerobias propias de los medios saturados con agua. La transformación de restos orgánicos mediante reacciones químicas, o bien por la acción de microorganismos, da como producto final el humus, que consiste en aquella fracción de la materia orgánica que ya no es susceptible de ser descompuesta. La lignina y la celulosa constituyen sus componentes mayoritarios (Viraraghavan y Rana, 1991).

Las sustancias húmicas son compuestos de color amarillento o negro, amorfos, muy polimerizados, con peso molecular muy elevado, naturaleza coloidal y que presentan núcleos de carácter aromático (benceno, naftaleno, furano, etc.). En estado natural, estas sustancias están íntimamente ligadas unas con otras y con otros constituyentes orgánicos (hidratos de carbono, proteínas, etc.), y el papel de los distintos componentes del humus es difícil de determinar.

Los compuestos húmicos contienen grupos funcionales ácidos, por lo que intervienen en reacciones de intercambio catiónico, forman complejos con los metales como el hierro, manganeso, cinc y cobre, y contribuyen, además, a mejorar la absorción por las plantas del fósforo, nitrógeno, potasio, calcio y magnesio.

Las sustancias húmicas se clasifican en función de su solubilidad en ácidos y bases, pudiéndose separar en diversas fracciones húmicas. Los ácidos fúlvicos y húmicos se extraen con reactivos alcalinos, pero los húmicos precipitan en presencia de ácido. Por su parte, las huminas precipitan en presencia de álcalis (Figura 6).

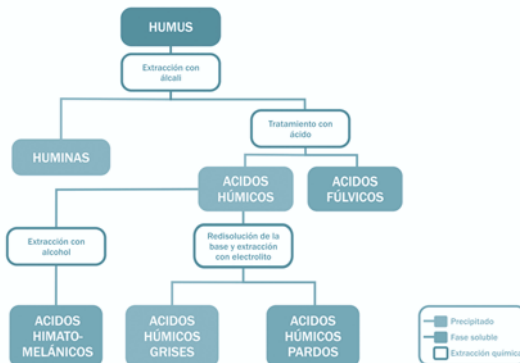


FIGURA 6. Esquema de extracción secuencial de los constituyentes del humus.

La distribución de los diferentes tipos de sustancias húmicas en la materia orgánica descompuesta es variable y característica del tipo de sustrato.

Los ácidos fúlvicos constituyen la fracción soluble en álcali y no precipitada por ácidos del conjunto de compuestos húmicos. Presentan bajo peso molecular y un contenido mayor en grupos carboxílicos que los ácidos húmicos. Son solubles al agua, al igual que sus sales y tienen, en parte, propiedades reductoras y complejantes, pudiendo, por ejemplo, solubilizar óxidos de hierro.

Dentro de los ácidos fúlvicos se pueden distinguir el ácido el ácido crénico (amarillo claro) y el ácido apocrénico (amarillo pardo).

Los ácidos húmicos constituyen la fracción soluble en álcali, y que precipita con ácidos, del conjunto de compuestos húmicos. Son pocos solubles en agua y también forman compuestos poco solubles (humatos) con cationes polivalentes como Ca, Mg, Fe y Al. Dentro de estos ácidos se encuentran:

- El ácido bimatamelánico, que es la parte del ácido húmico soluble en alcohol.
- Los ácidos húmicos pardos que no precipitan en presencia de sales como el cloruro sódico.
- Los ácidos húmicos grises que precipitan en presencia de sales.

La Tabla 1 muestra las propiedades de los distintos constituyentes de los compuestos húmicos.

Tabla 1. Propiedades generales de los compuestos húmicos.

	Ac. Fúlvicos	Ac. Hímatomelánicos	Ac. Húmicos pardos	Ac. Húmicos grises	Humina
Color	Amarillo o pardo amarillento	Pardo	Pardo oscuro	Negro grisáceo	Negro
Contenido en Carbono	43 - 52 %	58 - 62 %	50 - 60 %	58 - 62 %	---
Peso molecular	2.000-9.000	Creciente hasta 10 ⁶			Variable
Solubilidad, nº de grupos funcionales, acidez	Decreciente			---	---

Según su origen, se distingue entre turbas negras y turbas rubias.

- **Turbas negras, pardas, bajas o eutróficas:** se acumulan en depresiones, en las que la existencia de zonas inundadas, o de niveles freáticos altos, determinan condiciones de anaerobiosis. En esta situación es normal que las aguas recojan los nutrientes y el calcio de las zonas circundantes y que el pH esté próximo a la neutralidad. La materia vegetal está muy descompuesta y se da síntesis de ácidos húmicos. Especies vegetales típicas de estas turberas son el carrizo y ciertas ciperáceas.
- **Turbas rubias, claras, altas u oligotróficas:** en climas fríos y lluviosos se dan las turberas altas, en las que las abundantes precipitaciones atmosféricas mantienen prácticamente saturado el material orgánico que se va acumulando. La vegetación adaptada a estas condiciones es muy poco exigente en nutrientes (principalmente musgos del género sphagnum), cuyos restos se acumulan sobre el suelo mineral hasta que se llega a un equilibrio dinámico entre descomposición y acumulación. De esta manera se va formando una "manta" de turba, de espesor inferior a un metro. La naturaleza ácida del suelo y el clima frío conducen a que no se produzca la síntesis de ácidos húmicos, estando la materia vegetal poco descompuesta. Este tipo de turberas son frecuentes en países como Noruega, Escocia e Irlanda.

La Tabla 2 compara las principales características de las turbas negras y rubias.

Tabla 2. Comparación de las principales características de las turbas negras y rubias.

	Turba negra	Turba rubia
pH	5 - 7	3 - 4
CIC	115	
Materia orgánica	50-60	88
Porosidad (%)	88	92
Relación C/N	20 - 26	49 - 54

En lo referente a la producción de turbas, la Tabla 3 recoge la producción española y la Tabla 4 la producción mundial por países en el periodo 1998-2002

Tabla 3. Producción de turba en España.

Provincia	1998	1999	2000	2001	2002 ^(p)
Granada	20.800	21.000	19.200	18.800	22.600
Castellón	11.490	12.650	12.098	11.592	11.592
Lugo	7.212	4.615	7.232	5.500	3.200
Burgos	5.050	3.450	3.600	4.600	3.000
Santander	58	1.900	1.750	4.000	5.800
Tarragona	58	-	-	-	850
Valladolid	-	-	-	-	3.500
TOTAL	45.910	43.615	43.880	44.492	50.542

(p) Provisional. Fuente: Estadística Minera de España

Un estudio del Instituto Geológico y Minero de España (IGME), estima las reservas españolas de turba en 26 millones de toneladas, destacando las provincias de Burgos (10?10⁶ t), Castellón (7?10⁶ t) y Granada (6?10⁶ t).

Las principales empresas productoras de turba negra en Andalucía se encuentran en la provincia de Granada. En las proximidades de la localidad de Padul se encuentran las empresas Comercial de Turbas S.L. y Turbas del Padul S.L. En el año 2002 las producciones de ambas empresas fueron muy similares: 10.800 t y 11.800 t, respectivamente.

Tabla 4. Producción mundial de turba por países.

Países	Producción en miles de toneladas				
	1998	1999	2000	2001	2002 ⁽¹⁾
Finlandia	1.850	5.735	5.106	5.200	5.500
Irlanda	4.400	5.950	5.500	5.500	2.750
Alemania	4.000	4.000	4.060	4.250	4.100
Suecia	320	1.240	900	1.100	1.150
Reino Unido	500	500	500	500	500
Dinamarca	205	200	200	200	200
Francia	200	200	200	200	200
España	46	44	44	50	50
SUBTOTAL UE	11.521	17.869	16.510	17.000	14.450
Rusia	1.767	3.350	2.100	2.100	2.100
Bielorrusia	2.134	3.190	2.100	2.100	2.100
Canadá	1.125	1.253	1.277	1.319	1.301
Ucrania	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
Estados Unidos	685	731	792	870	642
Estonia	365	1.299	760	844	850
Moldavia	475	475	475	475	475
Letonia	172	956	456	555	560
Lituania	202	390	246	263	270
Polonia	243	310	200	325	300
Hungría	45	45	45	45	45
Noruega	30	30	30	30	30
Nueva Zelanda	23	22	24	24	24
Burundi	11	20	4	5	5
Australia	15	15	3	5	5
Argentina	3	3	3	3	3
TOTAL	19.820	30.960	26.200	26.960	24.160
Usos					
Agrícola	6.500	8.300	8.100	8.400	7.900
Combustible	8.500	14.300	12.100	12.400	10.200
Sin especificar	4.800	8.400	6.000	6.100	6.100

(1) Estimado. Fuentes: Minerals Yearbook 2002, USGS; Estadística Minera de España

4.2 Mecanismos de depuración en el tratamiento mediante filtros de turba

En la tecnología de filtros de turba, la depuración de las aguas residuales se consigue gracias a la combinación de una serie de acciones de diversa naturaleza.

4.2.1 Acciones físicas

La turba ejerce una acción de filtro mecánico, reteniendo en los primeros centímetros de su espesor la mayor parte de los sólidos en suspensión que no han sido eliminados previamente. En la superficie del lecho se produce, igualmente, un notable incremento de la biomasa bacteriana que actúa sobre las partículas orgánicas retenidas.

La acción de filtración será tanto más efectiva cuanto menor sea la granulometría de la turba empleada, si bien esto implicará una menor velocidad de percolación del agua, lo que hace necesario operar bajo condiciones que satisfagan ambos aspectos.

A medida que la superficie del filtro se va colmatando, por los sólidos que quedan retenidos entre sus poros y por el crecimiento bacteriano, la acción de filtración se ve mejorada, reduciéndose progresivamente la carga hidráulica admisible.

La filtración a través de la turba, y en consecuencia la depuración de las aguas a tratar, está estrechamente ligada a la granulometría y la porosidad del sustrato.

La granulometría de las turbas suele ser muy variada, dependiendo de múltiples factores: origen y naturaleza del sustrato, sistema de recolección, condiciones de trituración y tamizado, etc. Las turbas están constituidas por partículas de diferentes tamaños. Existe una distribución de tamaños de partícula que suele representarse como una curva que asigna a cada tamaño de partícula el porcentaje en peso de partículas que poseen ese tamaño. La distribución de tamaños de las partículas de la turba ejerce una gran influencia sobre sus propiedades físicas.

Para un mismo valor medio de tamaño de partícula, las distribuciones pueden ser más o menos anchas o estrechas, es decir, la muestra puede estar constituida por partículas de un amplio o reducido intervalo de tamaños. Sin embargo, aunque el tamaño medio de partícula sea el mismo, las propiedades físicas de la turba varían con la distribución de tamaño de las partículas que las constituyen.

En un sustrato con una distribución ancha de tamaños, las partículas pequeñas se alojarán entre los huecos de las partículas grandes, reduciendo su tamaño y, por tanto, la porosidad total y la ocupada por aire. Al mismo tiempo, aumentará la cantidad de agua retenida al ser mayor el número de microporos.

Las turbas oscuras presentan una granulometría más fina y altos contenidos en calcio y otros componentes minerales que potencian su capacidad de intercambio, mientras que las turbas claras, de granulometría más gruesa, presentan la ventaja de una mayor capacidad de filtración.

El tamaño de las partículas disminuye al aumentar el grado de descomposición de las turbas. Por otro lado, elevados grados de molienda dan lugar a turbas con pobres propiedades de aireación, mientras que si el grado de molienda es bajo las turbas presentan escasa retención de agua.

En lo referente a la porosidad, ésta representa el porcentaje de su volumen que no se encuentra ocupado por la fase sólida. Es decir, es el cociente entre el volumen de poros y el volumen total que el medio ocupa en el contenedor.

La porosidad de las turbas se sitúa en torno al 90%, aumentando a medida que crece el tamaño medio de las partículas. El incremento de la porosidad conlleva la disminución de la capacidad de retención de agua.

Por debajo de 1 mm., se observa un brusco descenso de la porosidad y un aumento de la retención de agua. La presencia de partículas muy pequeñas hace que disminuya la porosidad total y aumente la cantidad de agua retenida, ya que crece el número de microporos o huecos pequeños, que son los que retienen el agua. También se reducirá la porosidad ocupada por aire, al disminuir el volumen de los huecos entre partículas o macroporos, que son los de mayor tamaño.

Pero además de los poros que quedan entre las partículas que constituyen la turba, estas mismas partículas presentan poros internos, por lo que la porosidad total será la suma debida a los huecos entre las partículas y la procedente de los poros interiores de dichas partículas, siendo normalmente estos poros más pequeños que los huecos.

La porosidad total se calcula a partir de la medida de la densidad aparente con la que se encuentra inversamente relacionada. La densidad aparente se define como la materia seca contenida en un centímetro cúbico de sustrato. La relación entre ambas es la siguiente:

$$P_t(\%)=100\left(1-\frac{d_a}{d_r}\right)$$

Siendo P_t la porosidad total, d_a la densidad aparente y d_r la densidad real

La densidad real se define como el cociente entre la masa de las partículas del sustrato y el volumen que ocupan, sin considerar los poros y huecos. Su valor es propio del material y, a diferencia de la densidad aparente, no depende del grado de colmatación ni del tamaño de partícula. Para compuestos orgánicos se toma un valor medio de 1,5 g/cm³.

4.2.2 Acciones químicas

Las acciones químicas de las turbas se basan fundamentalmente en su elevada capacidad de intercambio catiónico y en las reacciones de oxidación-reducción que tienen lugar a consecuencia de la alternancia de las condiciones de encharcamiento-aireación del sustrato filtrante, que se suceden a lo largo de los ciclos operativos de los filtros de turba.

Se conoce como Capacidad de Intercambio Catiónico (CIC) la facultad para retener cationes e intercambiarlos con la solución acuosa. El valor de CIC es una medida de la

carga negativa total de humus y dependerá principalmente del tipo de materia orgánica presente. La CIC se expresa en meq/100 g o meq/100 ml.

Los compuestos húmicos presentan una estructura del tipo R-COOH, hidrolizándose en solución acuosa de acuerdo con la expresión:



El protón liberado pasa a la solución acuosa acidificándola, quedando la carga eléctrica negativa del anión R-COO⁻ repartida en la superficie de las partículas de la turba.

Los cationes presentes en la solución acuosa son atraídos por las cargas eléctricas negativas del humus, formando una capa difusa de cationes. Estos cationes son retenidos en la superficie del humus por fuerzas eléctricas débiles, por lo que pueden pasar de nuevo a la solución acuosa.

Al ser la CIC una propiedad ligada a la superficie, será tanto más elevada cuanto mayor sea el área superficial de las partículas del humus, que a su vez aumenta al disminuir el tamaño. La superficie específica del humus es del orden de los 800-900 m²/g, frente a los 0,01 m²/g de la arena gruesa.

Además, la CIC del humus depende en gran medida de la acidez o pH del medio como se recoge en la Tabla 5.

Tabla 5. Dependencia de la Capacidad de Intercambio Catiónico con el pH.

pH	CIC (meq/100 g)
5	120
7	160
8	210

4.2.3 Acciones biológicas

Sobre la materia orgánica adsorbida y adsorbida por la turba prolifera la flora bacteriana, que interviene en la descomposición de la materia orgánica aportada por el agua residual y en el reciclaje de los elementos nutritivos.

La turba puede considerarse que actúa como un medio en el que se desarrolla y mantiene una actividad bacteriana que confiere al medio filtrante una importante capacidad de depuración biológica del influente.

Para que en el sustrato tenga lugar una intensa actividad bacteriana (fundamentalmente vía aerobia), se precisa un correcto reparto y composición de las fases sólida (fracciones orgánica y mineral), líquida (agua) y gaseosa (aire).

Si se compara la composición media de un suelo natural con la de un sustrato orgánico (como la turba), tras haber sido saturados con agua y dejados drenar libremente, en

el suelo natural las fracciones: aire, agua, materia orgánica, fracción mineral, se encuentran aproximadamente en las proporciones: 13/37/6/44, mientras que en el sustrato orgánico estas relaciones son: 25/60/12/3. Se observa, que el sustrato, como consecuencia de su elevada porosidad, presenta una menor proporción de la fase sólida (15% frente al 50% del suelo), lo que indica que un volumen determinado de sustrato habrá más espacio disponible para el agua y el aire que en el mismo volumen del suelo.

De todos los poros existentes en el sustrato, el agua ocupa los más pequeños, estando los poros más grandes ocupados por la fase gaseosa. Cualquier acción que reduzca el tamaño de los poros más grandes, disminuirá la proporción del aire en el medio. Esto es lo que ocurre con la compactación, ya que al presionar el sustrato disminuye el tamaño de los poros grandes, reduciéndose el volumen de aire disponible y aumentando la cantidad de agua retenida. Por ellos deben evitarse aquellas acciones que puedan compactar la turba una vez dispuesta ésta en los filtros.

Las proporciones de fase sólida y líquida presente en los sustratos pueden conocerse a través del contenido en materia seca, que será tanto mayor cuanto menos agua contenga.

Las propiedades de retención de agua del sustrato pueden sufrir una pérdida irreversible si éste se seca excesivamente.

4.3 Eliminación de los contaminantes presentes en las aguas residuales

4.3.1 Eliminación de sólidos en suspensión

Por acción de filtro mecánico la capa de turba retiene en sus primeros centímetros de espesor la mayor parte de los sólidos en suspensión que no han sido eliminados previamente.

4.3.2 Eliminación de materia orgánica

La materia orgánica presente en las aguas residuales a tratar en forma particulada es eliminada por filtración, quedando retenida en la superficie de la turba y actuando sobre ella la flora bacteriana.

En lo referente a la materia orgánica presente en forma coloidal o disuelta, esta es absorbida y adsorbida por la turba, merced a su elevada capacidad de cambio. Sobre esta materia orgánica retenida prolifera la flora bacteriana que acaba degradándola y transformándola en elementos minerales.

4.3.3 Eliminación de nutrientes

1 Nitrógeno

En las aguas residuales urbanas el nitrógeno se presenta, fundamentalmente, en forma de ión amonio. Al percolar las aguas a través de la capa filtrante de turba, ésta retiene el ión amonio mediante reacciones de intercambio catiónico.

En los periodos de regeneración de las turbas agotadas, el ión amonio retenido es transformado mediante acciones biológicas en nitratos, que son arrastrados con los primeros efluentes generados en el siguiente ciclo de operación de los filtros.

2 Fósforo

Los principales mecanismos de eliminación de este nutriente son los procesos de precipitación de los ortofosfatos con los componentes de la turba (con calcio principalmente).

Al avanzar el ciclo operativo de los filtros de turba, y mantenerse inundada de forma continuada su superficie, se instauran en el seno de la turba condiciones de anaerobiosis, que traen como consecuencia la solubilización de parte de los fosfatos precipitados, que escapan junto con los efluentes depurados.

4.3.4 Eliminación de metales pesados

La turba presenta una elevada capacidad para la retención de metales pesados, destacando entre los mecanismos que contribuyen a esta propiedad:

- Intercambio catiónico.
- Formación de quelatos, en la que juega un papel importante los ácidos húmicos.
- Formación de puentes de hidrógeno entre cationes polivalentes y la hidroxil lignina o grupos celulósicos o de hemicelulosas.

La adsorción de cationes metálicos por la turba es un proceso selectivo, dándose el siguiente orden de prioridad: $\text{Fe}^{3+} > \text{Cu}^{2+} > \text{Cr}^{3+} > \text{Zn}^{2+} > \text{Ni}^{2+}$.

4.3.5 Eliminación de patógenos

En la eliminación de patógenos en los filtros de turba intervienen diversos procesos:

- Fijación y filtración de los organismos patógenos.
- Fijación de la materia orgánica, que ya no queda disponible para los patógenos, y que éstos necesitan para sobrevivir.
- Constitución de nichos ecológicos para los depredadores de patógenos.

El abatimiento medio de patógenos en los filtros de turba es del orden de dos potencias de diez.

5 RENDIMIENTOS DE DEPURACIÓN

Entre los parámetros que ejercen una mayor influencia en los rendimientos de depuración que se alcanzan en la aplicación de la tecnología de filtros de turba, cabe mencionar:

- Las cargas hidráulicas y orgánicas aplicadas.
- La cadencia de aplicación del agua residual sobre la turba.
- La altura del lecho de turba.
- La estabilidad, textura y compactación de la turba, propiedades que influyen en la hidrodinámica de proceso.

Se exponen a continuación los rendimientos medios que se alcanzan con la tecnología de filtros de turba, en función del esquema de trabajo adoptado y de las condiciones operativas mantenidas.

5.1 Esquema I: Desbaste-tamizado-desengrasado-filtros de turba

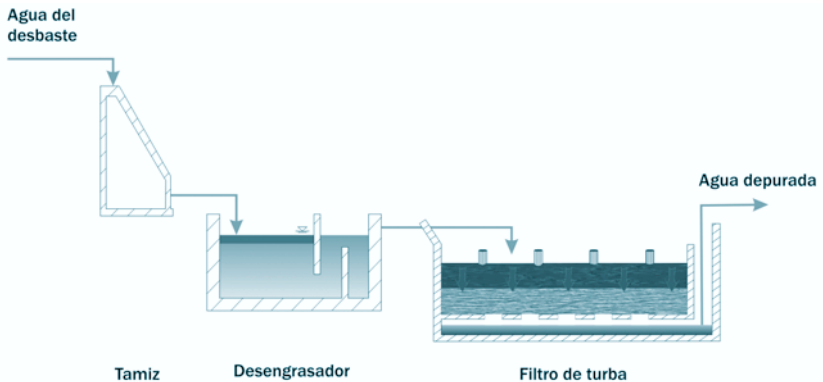


FIGURA 7. Desbaste-Tamizado-Desengrasado-filtros de turba.

Operando bajo las condiciones siguientes:

- Carga hidráulica $\approx 600 \text{ l m}^{-2} \text{ d}^{-1}$
- Carga superficial orgánica $\approx 300 \text{ g DBO}_5 \text{ m}^{-2} \text{ d}^{-1}$
- Carga superficial de sólidos $\approx 240 \text{ g SS m}^{-2} \text{ d}^{-1}$
- Espesor medio de la capa de turba: 40 cm
- Régimen de alimentación: en continuo.
- Tipo de turba empleada: turba negra.

Los rendimientos medios de depuración que se alcanzan se recogen en la Tabla 6.

Tabla 6. Rendimientos de depuración de los filtros de turba operando según el Esquema I y bajo las condiciones operativas indicadas.

Parámetro	Rendimiento (%)
Sólidos en Suspensión	80 – 90
DBO ⁵	75 – 85
DQO	70 – 80
N	40 – 50
P	20 – 30

5.2 Esquema II: Desbaste-lagunaje anaerobio-filtros de turba

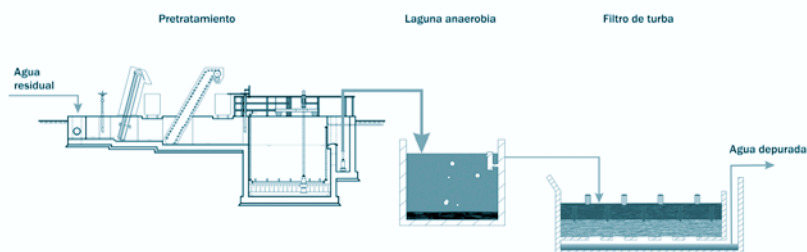


FIGURA 8. Desbaste-lagunaje anaerobio-filtros de turba.

Operando bajo las condiciones siguientes:

- Carga hidráulica $\approx 600 \text{ l m}^{-2} \text{ d}^{-1}$
- Carga superficial orgánica $\approx 180 \text{ g DBO}_5 \text{ m}^{-2} \text{ d}^{-1}$
- Carga superficial de sólidos $\approx 140 \text{ g SS m}^{-2} \text{ d}^{-1}$
- Espesor medio de la capa de turba: 40 cm.
- Régimen de alimentación: en continuo.
- Tipo de turba empleada: turba negra.

Los rendimientos medios de depuración que se alcanzan son los que se recogen en la Tabla 7.

Tabla 7. Rendimientos de depuración de la combinación lagunaje anaerobio-filtros de turba operando según el Esquema II y bajo las condiciones operativas indicadas.

Parámetro	Rendimiento (%)
Sólidos en Suspensión	80 – 90
DBO ⁵	80 – 85
DQO	75 – 80
N	40 – 50
P	20 – 30

En esta combinación de tecnologías, al trabajar con menores cargas superficiales de sólidos, se incrementa la duración de los ciclos operativos, al retrasarse la colmatación de la superficie del sustrato filtrante. Pero, esa mayor duración no debe exceder en más de una semana la duración normal de los ciclos operativos, dada la necesidad de dejar en reposo a la turba para su aireación y regeneración.

5.3 Esquema III: tanque Imhoff (fosa séptica)-filtros de turba

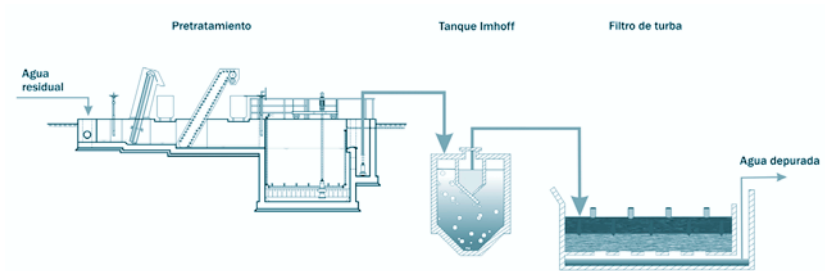


FIGURA 9. Desbaste-tanque Imhoff (fosa séptica)-filtros de turba.

Operando bajo las condiciones siguientes:

- Carga hidráulica $\approx 50 \text{ l m}^{-2} \text{ d}^{-1}$
- Carga superficial orgánica $\approx 10 \text{ g DBO}_5 \text{ m}^{-2} \text{ d}^{-1}$
- Carga superficial de sólidos $\approx 10 \text{ g SS m}^{-2} \text{ d}^{-1}$
- Espesor medio de la capa de turba: 30 cm
- Régimen de alimentación: discontinua.
- Tipo de turba empleada: turba rubia.

Los rendimientos medios de depuración que se alcanzan, se recogen en la Tabla 8.

Tabla 8. Rendimientos de depuración de los filtros de turba operando según el Esquema III y bajo las condiciones operativas indicadas.

Parámetro	Rendimiento (%)
Sólidos en Suspensión	90 – 95
DBO ⁵	90 – 95
DQO	85 – 90
N	30 – 40
P	10 – 20

6 DISEÑO DE LOS FILTROS DE TURBA

Los valores de los parámetros que actualmente se emplean en el diseño de los filtros de turba se han obtenido de forma empírica, a través del seguimiento de unidades que operan con turbas negras, tratando aguas residuales urbanas con contenidos medios en DBO₅ y sólidos en suspensión de 500 y de 400 mg/l, respectivamente.

Los parámetros habituales en Andalucía (España) para el dimensionamiento para este sistema de depuración, son los que se muestran en la Tabla 9.

Tabla 9. Parámetros para el diseño de los filtros de turba.

Parámetro	Valor
Sólidos en Suspensión	90 – 95
Carga hidráulica (l m ² d ⁻¹)	@ 600
Carga superficial orgánica (g DBO ₅ m ² d ⁻¹)	£ 300
Carga superficial de sólidos (g SS m ² d ⁻¹)	£ 240
Relación superficie total/superficie activa	2:1

Las recomendaciones para el dimensionamiento de los filtros de turba se basan en limitar la carga hidráulica aplicada a 600 l m² d⁻¹ comprobando que para este valor de carga hidráulica, las cargas superficiales orgánicas y de sólidos quedan por debajo de 300 g. DBO₅ m² d⁻¹ y de 240 g. SS m² d⁻¹, respectivamente. En caso de que se incumplan algunos de estos últimos requisitos, los filtros se dimensionan para cumplir el más restrictivo de los mismos.

La superficie así calculada es la superficie activa (la que debe encontrarse en operación), que, a efectos de diseño, generalmente se duplica para poder disponer de la misma superficie de turba en operación y en reserva.

Una vez determinada la superficie total de turba necesaria, se procede a determinar el número de filtros necesarios, de forma que la superficie de cada filtro sea de aproximadamente 100 m².

De acuerdo con estas pautas de dimensionamiento, un habitante equivalente requiere tan sólo 0,2 m² de filtros de turba en operación y 0,4 m² de superficie total contando con las de los filtros en reposo.

Con relación a las características de las turbas a emplear como sustrato filtrante, aspecto de capital importancia para el correcto funcionamiento de esta tecnología de tratamiento, se trata en detalle en el siguiente Capítulo.

7 CONSTRUCCIÓN DE LOS FILTROS DE TURBA

En este Capítulo se centra la atención en los detalles constructivos de los diferentes elementos que constituyen los filtros de turba y en los requisitos que debe cumplir el sustrato filtrante.

7.1 El confinamiento

Lo normal es construir los filtros por excavación en el terreno, procediendo a su impermeabilización mediante paredes y soleras de hormigón o recurriendo al empleo de láminas de material plástico. En este último caso se suele emplear láminas de PEAD de 1,2 mm. de espesor, que se colocan sobre láminas de geotextil. En ocasiones se recurre a una técnica intermedia, construyendo los muros verticales de hormigón y procediendo a la impermeabilización de la solera mediante el empleo de una lámina plástica.

La configuración geométrica más frecuente de los filtros es la rectangular y, para facilitar un reparto homogéneo del agua a tratar sobre la turba, se recomienda que la superficie de cada unidad de filtración se sitúe entorno a los 100 m² (aproximadamente 15x7 m).

La solera de los filtros se construye con una pendiente del 1-2% hacia la zona de recogida de los efluentes depurados.



FOTOGRAFÍA 3. Construcción en hormigón de los muros verticales de una instalación de filtros de turba.



FOTOGRAFÍA 4. Colocación de una lámina de geotextil como paso previo a la impermeabilización del vaso de los filtros de turba con lámina plástica.



FOTOGRAFÍA 5. Filtro de turba con la solera impermeabilizada con lámina plástica de PEAD.

7.2 El drenaje de los efluentes depurados

Para la recogida y evacuación de los efluentes depurados tras su paso por las diferentes capas filtrantes que constituyen los filtros de turba, suele recurrirse al empleo de tuberías de drenaje, que se sitúan en la solera de los confinamientos y que quedan embutidas en la capa de grava que se dispone en el fondo de los filtros.

Las tuberías de drenaje que suelen emplearse son de PVC con diámetros del orden de 150 mm.

Los efluentes recogidos en las tuberías drenantes se conducen a las zonas de evacuación que pueden encontrarse tanto en lados menores de los filtros, como en los de mayor longitud.



FOTOGRAFÍA 6. Tuberías de drenaje en la solera de los filtros de turba.

Antiguamente, los filtros de turba trabajaban en saturación, manteniéndose encharcado de forma continuada el sustrato filtrante. Para ello, los efluentes depurados se evacuaban a través de tuberías abatibles que permitían regular el nivel del agua dentro del sustrato.

Dado que esta forma de operación no permitía la aireación del sustrato filtrante durante el ciclo operativo de los filtros de turba, provocando la instauración de forma rápida de condiciones de anaerobiosis, de un tiempo a esta parte la mayoría de las instalaciones operan con drenajes inferiores para la recogida y evacuación de los efluentes depurados y que permiten la aireación de la turba.

7.3 La ventilación del sustrato filtrante

Para mejorar la ventilación del sustrato filtrante, al objeto de mantener en lo posible condiciones aerobias que aceleren la degradación biológica de los contaminantes, las tuberías de drenaje dispuestas en los fondos de los filtros se suelen conectar, a intervalos regulares, con chimeneas verticales que sobresalen por la superficie de la turba, y que ejercen un efecto de tiro y renovación del aire presente en los drenes.



FOTOGRAFÍA 7. Chimeneas de ventilación del sustrato filtrante.

7.4 Las capas de áridos

El objetivo de las capas de áridos es retener a la capa de turba que se sitúa en la parte superior. Los áridos que se empleen nunca deben ser la etapa limitante en cuanto a la velocidad de filtración a través del conjunto de elementos filtrantes.

Se recomienda que las capas de áridos, en orden descendente, presenten las siguientes características:

- Capa de gravilla (3-6 mm.) de 15 cm. de espesor.
- Capa de gravilla (6-12 mm.) de 15cm. de espesor.
- Capa de grava (25-30 mm.) de 20 cm. de espesor, en la que se embuten las tuberías de drenaje.



FOTOGRAFÍA 8. Colocación de la última capa de áridos, sobre la que se dispone la capa de turba.

7.5 La turba

Los rendimientos que se alcanzan y el comportamiento hidráulico de los de filtros de turba, se ven directamente influenciados por la naturaleza de la turba que se emplee como sustrato filtrante.

Curiosamente, hasta hace unos pocos años, los proyectos constructivos de las estaciones de tratamiento mediante filtros de turba no especificaban las características exigibles a este sustrato, circunstancia que ha sido una de las principales causas del deficiente funcionamiento de muchas depuradoras basadas en este tipo de tecnología.

En la actualidad, y en base a los estudios y a la experiencia acumulada en la Planta Experimental de Carrión de los Céspedes (PECC-Sevilla, España), se han definido los requisitos fisicoquímicos exigibles a las turbas para su empleo como sustrato filtrante en depuración de aguas residuales, requisitos que quedan recogidos en la Tabla 10.

El contenido en materia orgánica da idea del grado de descomposición del material y, por tanto, será mayor en la turba rubia que en la negra y se reducirá al aumentar el grado de mineralización.

La relación C/N indica de forma más precisa el grado de descomposición y la estabilidad biológica de lo materiales orgánicos. En el proceso de descomposición de la materia orgánica, la pérdida de carbono, como anhídrido carbónico, es muy superior a la pérdida de nitrógeno, por lo que la relación C/N disminuye a lo largo del proceso y se hace tanto más pequeña cuanto más descompuesta está la materia orgánica. En el suelo la relación C/N para el humus estable, alcanza un valor próximo a 10.

Tabla 10. Requisitos de las turbas para su empleo en depuración de aguas residuales urbanas.

pH (extracto 1:5)	6 – 8
Conductividad (extracto 1:5) (dS/cm)	< 5
Humedad (%)	50 –60
Cenizas (%)	40-50
Materia Orgánica por calcinación (%)	50-60
Extracto Húmico Total (%)	20-30
Ácidos Húmicos (%)	10-20
C.I.C. (meq/100 g)	> 125
Relación C/N	20 –25
Nitrógeno Kjeldhal (% N)	1,2 –1,5
Hierro (mg kg ⁻¹)	< 9,000
Conductividad hidráulica (l m ⁻² h)	25

Nota: salvo pH, Conductividad y Humedad, el resto de datos se refieren a materia seca.

El contenido en hierro de las turbas se limita para minimizar la aparición de coloraciones en los efluentes depurados tras su paso por el sustrato filtrante.

Con relación a la granulometría, parámetro que juega un papel capital en el comportamiento de la turba como elemento depurador, actualmente se recurre al empleo de sustratos que no presenten tamaños de partículas de más del 10% del peso total, ni por debajo de 0,1 mm. ni por encima de 5 mm.

La Figura 10 muestra una curva granulométrica típica para las turbas a emplear en depuración de aguas residuales urbanas.

En ocasiones, al emplear turbas con importantes proporciones de finos, éstos ascienden al inundarse lo lechos y se depositan en la superficie de la turba, disminuyendo drásticamente su capacidad de filtración.

En lo referente al espesor que debe presentar la capa de turba, el valor recomendado es de 40 cm., debiéndose medir este espesor una vez que los filtros se han puesto en operación y se ha asentado el sustrato.

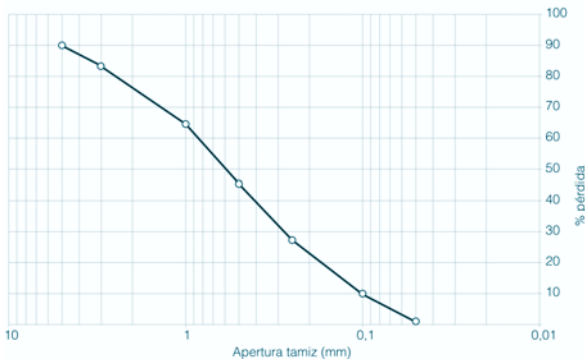


FIGURA 10. Curva granulométrica típica de las turbas a emplear para la depuración de las aguas residuales urbanas.



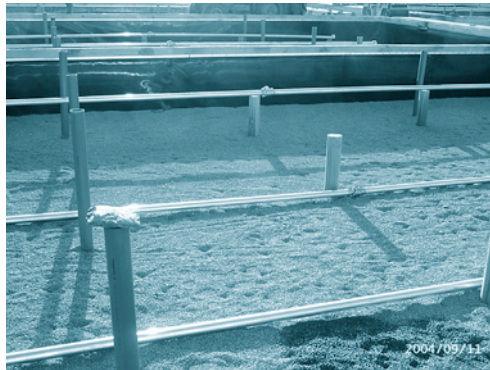
FOTOGRAFÍA 9. Turba ya colocada, se aprecian las chimeneas de alimentación y los soportes (tubos cortos) para las tuberías de reparto.

7.6 El sistema de reparto del agua a tratar sobre la turba

Al inicio de cada ciclo operativo, cuando aún no se han encharcado los filtros, es muy importante conseguir un reparto lo más homogéneo posible de las aguas a tratar sobre la superficie de la turba, al objeto de de la mayor parte de ésta se encuentre en operación.

Muchos han sido los sistemas de reparto que se han ido empleando a lo largo de la existencia de esta tecnología de tratamiento. Inicialmente, se recurría al empleo de tuberías que descansaban sobre vigas apoyadas en la superficie de la turba. Estas tuberías, a intervalos regulares situados ambos lados de las mismas, contaban con ramales laterales que podían girar, para ir regulando los caudales de salida de la forma más uniforme posible.

Debido a que este sistema de reparto dificultaba las labores de regeneración de los filtros una vez acabados los ciclos operativos se han ido desechando recurriéndose, en la actualidad, al empleo de tuberías perforadas (plásticas o metálicas), que se desconectan para dejar toda la superficie de la turba libre y facilitar las operaciones de regeneración.



FOTOGRAFÍA 10. Tuberías para el reparto homogéneo de las aguas a tratar sobre la turba.



FOTOGRAFÍA 11. Sistema de reparto de las aguas a tratar.

8 PUESTA EN SERVICIO DE UNA INSTALACIÓN DE FILTROS DE TURBA

Como paso previo a la puesta en servicio de los filtros de turba se procederá a la comprobación de:

- El correcto funcionamiento de los elementos integrantes del pretratamiento (rejas de desbaste, tamiz, desengrasador), el tratamiento primario (lagunas anaerobias, fosas sépticas, tanques Imhoff), el sistema de medida de caudal y de las compuertas y válvulas que permiten el bypass de las aguas y la puesta en marcha/paro de los diferentes filtros de turba implantados.
- La estanqueidad de los recintos que contienen los sustratos filtrantes.

Tras estas comprobaciones iniciales, la puesta en operación de una estación depuradora basada en la tecnología de filtros de turba, no encierra dificultades especiales, ya que una vez puestos en servicio el número de filtros estipulado en Proyecto, bastará con permitir la entrada de las aguas residuales a tratar a los diferentes elementos integrantes del Pretratamiento (y del Tratamiento primario en su caso), y a continuación a los lechos filtrantes, no siendo necesario ningún momento de espera. Esta es una de las ventajas de esta tecnología de tratamiento, dado que la rapidez con que la función fisi-coquímica depuradora de la turba actúa, permite que desde el primer momento de la entrada en servicio de los lechos, se obtenga agua depurada.

Una vez puestos en operación el número necesario de filtros de turba, se procurará que el reparto del agua a tratar sobre el sustrato filtrado sea lo más homogéneo posible, al objeto de que opere toda la superficie de lecho. Este aspecto es de gran importancia en los primeros días del ciclo operativo, hasta que la superficie filtrante se encharca de forma permanente, lo que ocurre aproximadamente a la mitad del ciclo operativo. Una vez encharcada la superficie filtrante, queda garantizada la operación de toda la extensión del lecho.

En aquellos casos en que se recurra como etapa previa a un lagunaje anaerobio, fosa séptica o tanque Imhoff, la puesta en marcha de los mismos se hará llenándolos con las aguas residuales pretratadas y, una vez llenos, se detendrá la alimentación, dejando transcurrir unos días para la instauración de las condiciones de anaerobiosis que se pondrán de manifiesto por el oscurecimiento del agua y la aparición de burbujeo en la masa líquida. Alcanzado este punto, se continuará alimentando la etapa anaerobia con el caudal de diseño, empleando su efluente como influente de los filtros de turba.

9 MANTENIMIENTO Y EXPLOTACIÓN DE UNA INSTALACIÓN DE FILTROS DE TURBA

9.1 Operaciones de explotación

- Los filtros de turba operarán de forma escalonada, encontrándose unos en operación y otros en reposo. La superficie de los filtros operativos se irá colmatando progresivamente por las grasas y sólidos no eliminados en los tratamientos previos y por el propio desarrollo bacteriano que tiene lugar en esta superficie. Esta colmatación origina una paulatina pérdida de la capacidad de filtración, que se pone de manifiesto por el incremento de nivel de la lámina de agua en los filtros. Antes de que el agua sin tratar alcance los aliviaderos de seguridad, es preciso detener los filtros en operación y poner en funcionamiento los que se encuentran en reposo. Si no se procediese de esta forma, se produciría la mezcla de los efluentes depurados con agua residual sin tratar, con una caída drástica de los rendimientos de depuración.
- La duración media de los ciclos operativos de los lechos se estima en unos 10-12 días.
- Los filtros fuera de operación se dejarán secar, con lo que irá formándose en su superficie una costra. El tiempo necesario para el secado variará según las condiciones meteorológicas.
- Una vez que la costra esté bien seca, se procederá a su extracción mediante rastrillado, procurando en esta operación arrastrar la menor cantidad posible de turba. Se estima una producción media de costra, con un 10% de humedad, de unos 2,2 kg por m² de turba y por ciclo de operación. La costra seca presenta una concentración media volátil/mineral del orden del 30%/70%.
- La costra se irá apilando en montones sobre los lechos y se trasvasará a un contenedor o carretilla, con el que se conducirá hasta su lugar de almacenamiento, para su posterior envío a vertedero, o posible empleo como abono en las tierras colindantes, siempre adoptando las pertinentes medidas de seguridad.
- Una vez extraída la costra se procede al escarificado de la superficie de la turba, al objeto de airear la parte superficial del sustrato filtrante.
- En aquellos casos en los que el confinamiento de los filtros está ejecutado mediante lámina plástica, se tendrá un especial cuidado en todas las operaciones relacionadas con la retirada de la costra para evitar cualquier daño a la lámina impermeabilizante, que pudiera dar lugar a infiltraciones de aguas residuales sin depurar.
- Es precisa la colocación de unas placas protectoras en los puntos de salida de las tuberías de distribución de la alimentación, con objeto de que el agua no origine agujeros en la turba y cree caminos preferenciales.
- Al final de cada ciclo operativo, se procederá a la limpieza de los sistemas de distribución del agua sobre la turba, con ello se evitarán obstrucciones en los orificios de salida.

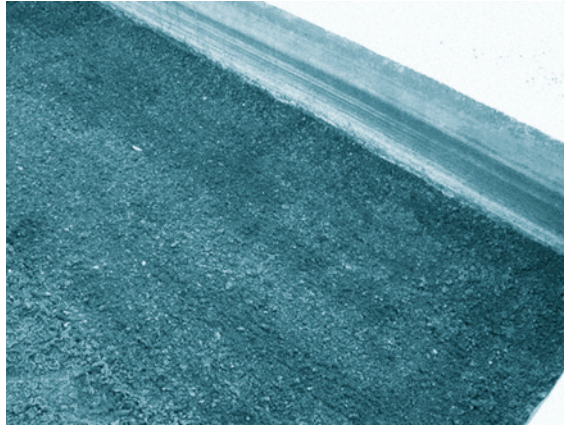
- Se procederá de forma periódica a la limpieza de los canales de recogida de efluentes de los filtros para eliminar los sedimentos que en ellos puedan formarse y que pueden empeorar la calidad del vertido final.
- Dado que en la operación de rastrillado se pierde parte de la turba, es necesario proceder regularmente a la restitución del espesor inicial para garantizar los rendimientos de depuración. Se estima en unos 2 cm. año las pérdidas de turba como consecuencia de la retirada de la costra, siempre y cuando esta operación se lleve a cabo correctamente.
- Finalizada la vida útil de la turba será necesario proceder a su sustitución. Si se parte de una turba adecuada, se estima su vida útil en unos 8-10 años.



FOTOGRAFÍA 12. Aspecto de la costra que se forma en la superficie de los filtros una vez seca.



FOTOGRAFÍA 13. Retirada de la costra mediante rastrillado.



FOTOGRAFÍA 14. Aspecto de la superficie del filtro tras la extracción de la costra.

9.2 Seguimiento del proceso

Para comprobar el estado de funcionamiento de una estación depuradora basada en la tecnología de filtros de turba, y poder prevenir posibles anomalías, es necesario el seguimiento periódico de una serie de parámetros.

Se aconseja que las visitas a la estación depuradora sean diarias y, para dejar constancia del control de los mencionados parámetros, el operador de la estación depuradora dispondrá de un cuadernillo en el que anotará:

- Fecha y hora de la visita a la estación depuradora.
- Caudal tratado de aguas residuales.
- Número e identificación de los filtros de turba en operación.
- En su caso, color y aspecto de las Lagunas Anaerobias y de Maduración.
- Aspecto del efluente depurado.
- Anomalías en los taludes de las lagunas (en su caso), en los viales y en la obra civil en general.
- Fechas de realización de las diferentes tareas de mantenimiento: limpieza del desengrasador y tamiz; retirada de flotantes en las lagunas; extracción de fangos en las Lagunas Anaerobias, regeneración de los filtros de turba, eliminación de malas hierbas en taludes y viales, etc.
- Tiempos de funcionamiento de los sistemas de limpieza de las rejillas automáticas (en su caso).
- Si la estación depuradora esta dotada de energía eléctrica para el bombeo de las aguas residuales, el accionamiento de los elementos del Pretratamiento, riego con los efluentes depurados, iluminación, etc., se anotarán las lecturas de los contadores correspondientes

- En un apartado de “observaciones”, se registrarán cuantas incidencias se estimen oportunas sobre las características visuales y olfativas de las aguas residuales, destacando la presencia de sustancias extrañas en las mismas; posible empleo de los efluentes depurados por los agricultores de la zona; duración de los períodos de lluvia intensa; etc.

En el caso de que la instalación de filtros de turba cuente con equipos electromecánicos (rejas de desbaste de limpieza automática, tornillo o cintas transportadoras para la evacuación de los residuos generados en el pretratamiento, caudalímetros, bombas, etc.), dichos equipos dispondrán de fichas individualizadas donde se registrarán:

- Sus características operativas.
- Horas de funcionamiento.
- Calendario de operaciones de mantenimiento.
- Averías sufridas.
- Todas aquellas observaciones que sobre su funcionamiento se consideren pertinentes.

Una tarea importante que habrá de realizar el operador de la estación de tratamiento, es la medición de los caudales tanto de las aguas residuales influentes, como de las aguas depuradas. En aquellas estaciones dotadas de medidores de caudal con registro, tan sólo será necesario anotar las lecturas, pero cuando se carece de estos elementos de medida será preciso recurrir a métodos: volumen-tiempo (determinando el tiempo que tarda en llenarse un recipiente de capacidad conocida; en el caso de instalaciones con cámaras de bombeo deteniendo la alimentación, arrancando las bombas y determinando el descenso de la lámina líquida en un tiempo determinado, etc.) o a métodos sección-velocidad (determinando el tiempo que una mancha, producida por la adición de un colorante, tarda en recorrer la distancia entre dos pozos de registro contiguos del colector de llegada a la estación depuradora).

En lo referente al control del proceso en aquellas instalaciones dotadas de Lagunas Anaerobias y de Maduración, la observación (visual y olfativa) de las mismas permitirá determinar, de forma aproximada, si operan o no correctamente.

Independientemente del seguimiento rutinario, será necesario realizar en laboratorio el control de una serie de parámetros que permitan conocer el nivel de depuración alcanzado, con objeto de poder determinar el grado de cumplimiento de la Directiva 91/271.

9.3 Anomalías más frecuentes y su solución

Entre las anomalías más frecuentes que pueden presentarse en el funcionamiento de una estación depuradora basada en la tecnología de filtros de turba destacan:

- **Deficiente calidad de depuración:** puede tener su origen en la creación de caminos preferenciales en el seno de la turba, que hacen que el agua circule rápidamente por ellos, sin que se produzca el tiempo de retención necesario para alcanzar la

depuración requerida. Para la eliminación de estos caminos preferenciales se procederá a un cavado en profundidad (manual o mecánico) de la capa de turba.

- **Rápida colmatación de los filtros:** suele tener su origen en un deficiente funcionamiento de las etapas previas incluidas en el Pretratamiento, por lo que su solución pasa por lograr la correcta operación de las mismas.

En ocasiones, la colmatación excesivamente rápida está motivada por un mal funcionamiento del sistema de reparto de agua a las diferentes unidades de filtración que se encuentran operativas, lo que provoca que algunos de los filtros reciban cargas hidráulicas superiores a las de Proyecto. Un correcto reparto de los caudales a tratar entre los filtros, que en cada momento se encuentren en operación, solventará este problema.

10 MEJORAS EN EL COMPORTAMIENTO DE LOS FILTROS DE TURBA

En la actualidad, el número de estaciones depuradoras de aguas residuales existentes en Andalucía que se basan en la tecnología de filtros de turba, se eleva a unas cien. Si bien, pese al elevado número de estas instalaciones, de un tiempo a esta parte se detecta un cierto rechazo a su aplicación que tiene su origen, principalmente, en los bajos rendimientos de depuración que se alcanzan en algunas de las depuradoras existentes, en problemas de tipo operativo y en la necesidad de mayor mano de obra con relación a otras tecnologías no convencionales.

Gran parte de las deficiencias detectadas en los filtros de turba actualmente en operación, son debidas a diseños deficientes, a una elección inadecuada de la turba y a la incorrecta explotación y mantenimiento de las instalaciones.

Ante este deficiente comportamiento, es frecuente que se proceda a la sustitución completa del sistema de tratamiento implantado sin antes estudiar las posibles causas que originan estas deficiencias, y sin evaluar el posible empleo de los filtros existentes en otros posibles usos, dentro del proceso global de depuración.

Poner remedio a estas deficiencias constituye, en la actualidad, un reto para diseñadores, constructores y explotadores de estaciones de tratamiento de aguas residuales en pequeñas poblaciones.

Los trabajos que se llevan a cabo para mejorar el comportamiento de los filtros de turba, como tecnología de tratamiento de las aguas residuales urbanas, se centran, fundamentalmente, en:

- El propio diseño de los filtros.
- Las características que deben reunir las turbas que se empleen como sustrato filtrante.
- La forma en la que se efectúa la alimentación a los filtros.

10.1 Modificaciones en el diseño de los filtros de turba

La Tabla 11 compara los parámetros de diseño actualmente aplicados para el dimensionamiento de los filtros de turba, con los que se aplican a una tecnología de tratamiento con un fundamento similar, y con la que a veces se comparan, los Filtros Intermitentes de Arena.

Tabla 11. Comparación de las variables de diseño de los Filtros de Turba con las de los Filtros Intermitentes de Arena.

	Valores típicos	
	Filtros de Turba	Filtros Intermitentes de Arena
Carga hidráulica ($l\ m^{-2}d^{-1}$)	600	50
Carga superficial orgánica ($g\ DBO_5\ m^{-2}d^{-1}$)	300	10

Se observa que las cargas hidráulicas aplicadas a los filtros de turba, son doce veces superiores a las que se aplican a los filtros intermitentes de arena, mientras que las cargas superficiales orgánicas son unas treinta veces mayores.

En la Tabla 12 se recogen los rendimientos típicos que se alcanzan cuando se opera con Filtros Intermitentes de Arena, aplicando las cargas recomendadas.

Tabla 12. Rendimientos de depuración de los Filtros Intermitentes de Arena.

Parámetro	Rendimiento (%)
Sólidos en Suspensión	90 – 95
DBO ⁵	90 – 95
DQO	80 – 90

Por otro lado, en aplicaciones de la tecnología de filtros de turba a pequeña escala (por debajo de los 500 habitantes equivalentes), llevadas a cabo en Estados Unidos y Canadá, las cargas hidráulicas con las que se operan, son del orden de 50-60 l m⁻² d⁻¹ (similares a las de los Filtros Intermitentes de Arena), lográndose rendimientos de Sólidos en Suspensión y de DBO₅ superiores al 95%.

Teniendo en cuenta estas consideraciones, parece necesario corregir a la baja las cargas hidráulicas y orgánicas con las que los filtros de turba se diseñan actualmente, incrementando, por tanto, la superficie de filtración requerida por habitante equivalente a tratar.

10.2 Modificaciones en el régimen de operación

Hoy en día, la mayoría de los filtros de turba existentes se alimentan de forma continua, siguiendo el caudal de alimentación las fluctuaciones normales que se dan en los caudales de aguas residuales a lo largo del día, y que son tanto más pronunciadas cuanto menor es la población que las genera.

Esta forma de alimentación implica que, a lo largo de la duración de un ciclo operativo (generalmente 10-12 días), las condiciones aerobias que imperan en el seno de la turba al comienzo de un ciclo devengan, hacia la mitad del mismo y una vez que se ha encharcado su superficie, en condiciones anaerobias al no poderse restituir el oxígeno consumido por la actividad bacteriana en la oxidación de la materia orgánica biodegradable y el oxígeno desplazado por el agua, que va ocupando los poros de la turba.

Otras tecnologías aplicadas al tratamiento de las aguas residuales urbanas (filtros intermitentes de arena, humedales artificiales de flujo vertical, filtros verdes, etc.), operan con alimentaciones intermitentes, lo que permite la oxigenación del sustrato filtrante en los momentos de reposo, al volver a ser ocupados los poros por el aire conforme desciende el nivel del agua en el sustrato.

El comportamiento de los filtros de turba podría mejorarse recurriendo a cambiar la habitual alimentación en régimen continuo, por alimentaciones intermitentes, dando por finalizados los ciclos operativos en cuanto se comience a encharcar la superficie de los filtros, al objeto de preservar al máximo las condiciones aerobias en el sustrato (Figura 11). Para conseguir esta alternancia en la alimentación de los filtros, sin tener que recurrir al empleo de bombeos, pueden emplearse sifones de descarga controlada (Fotografía 15), al igual que se hace en el caso de los humedales artificiales de flujo vertical.

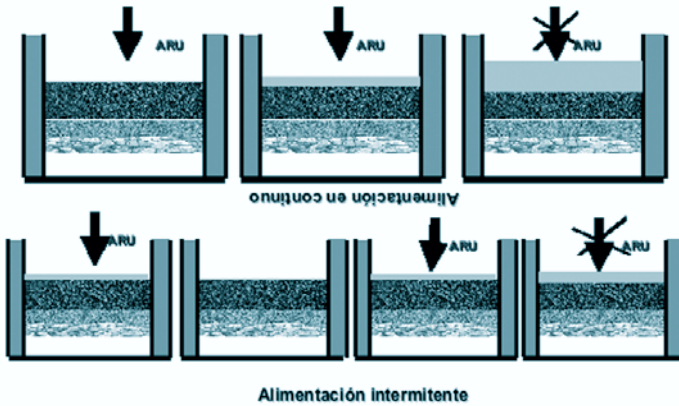
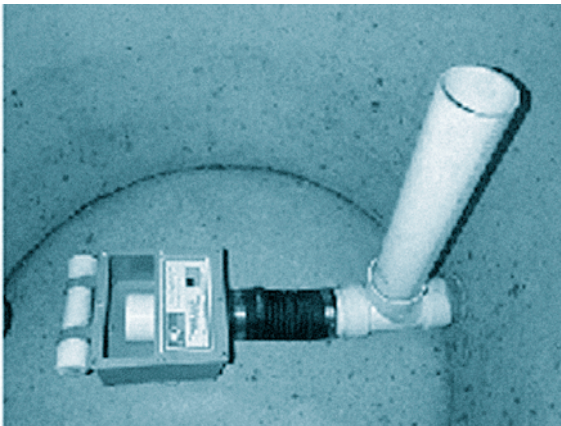


FIGURA 11. Modificaciones en el régimen de alimentación de los filtros de turba.



FOTOGRAFÍA 15. Sifón de descarga controlada (Fuente Rissi Plastics LLC).

Otra posible actuación para mejorar el comportamiento de los filtros de turba, pasa por la recirculación de parte de los efluentes depurados a cabecera del tratamiento, de forma similar a como se trabaja con ciertos filtros intermitentes de arena.

10.3 Otras posibles aplicaciones de los filtros de turba

Actualmente, ante el deficiente comportamiento de algunas estaciones de depuración basadas en filtros de turba (deficiencia debida principalmente a las causas apuntadas en apartados anteriores), es frecuente que se proceda a la sustitución completa del sistema de tratamiento implantado, sin antes estudiar las posibles causas de estas deficiencias y sin evaluar el posible empleo de los filtros existentes en otros posibles usos, dentro del proceso global de depuración.

En la reconversión de estaciones depuradoras de filtros de turba es factible (y recomendable), proceder a dar algún uso a los filtros existentes antes que proceder a su eliminación. Entre estos posibles usos está el empleo de los filtros de turba a modo de eras de secado de lodos, como sustitutivos de decantadores secundarios o como tratamiento previo de las aguas residuales.

10.3.1 Empleo de los filtros de turba como eras de secado de lodos

En aquellas situaciones en las que se procede a la sustitución de filtros de turba existentes por otros tipos de tecnologías de tratamiento que dan lugar a la generación de lodos (aireaciones prolongadas, lechos bacterianos, contactores biológicos rotativos, etc.), pueden reconvertirse los filtros existentes en eras de secado en las que proceder a la deshidratación de estos lodos.

Con relación a las eras de secado clásicas que recurren al empleo de áridos (gravas y arena), como sustrato filtrante, los filtros de turba presentan la ventaja de dar un mayor grado de tratamiento a los lixiviados y de minimizar los impactos olfativos que se generan en los procesos de secado de lodos, al aprovechar la capacidad de adsorción de olores que presenta la turba, encuadrada dentro de los carbones naturales.

Para el dimensionamiento de filtros de turba destinados a la deshidratación de lodos, de acuerdo con los ensayos realizados en la Planta Experimental de Carrión de los Céspedes, pueden emplearse los mismos valores de carga de sólidos que para las eras de secado convencionales, es decir, del orden de 100 kg de sólidos secos $\text{m}^2 \text{año}^{-1}$.



FOTOGRAFÍA 16. Filtro de turba empleado como era de secado de lodos.

10.3.2 Sustitución de decantadores secundarios por filtros de turba

La etapa de decantación secundaria situada tras los reactores biológicos (cubas de aireación, lechos bacterianos, contactores biológicos rotativos), con cierta frecuencia presenta problemas operativos (generación de lodos voluminosos «*bulking*», desarrollo de espumas, etc.). Estos problemas provocan que una parte importante de los lodos escapen con los efluentes depurados, con la consiguiente pérdida de calidad de los mismos.

En aquellas situaciones en que se procede a la sustitución de filtros de turba por tecnologías que requieran decantación secundaria, y en los que no sea preciso recircular parte de los lodos decantados a los reactores biológicos (lechos bacterianos y contactores biológicos rotativos), es posible sustituir la etapa de decantación por una etapa de filtración en los lechos de turba ya existentes.

Para la evaluación de esta posibilidad, se ha procedido al estudio de la combinación contactor biológico rotativo—filtros de turba en la Planta Experimental de Carrión de los Céspedes (Figura 12 y Fotografía 17).

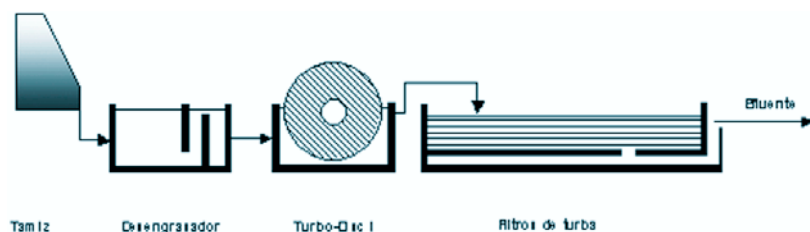


FIGURA 12. Combinación contactor biológico rotativo—filtro de turba.

Los resultados obtenidos tras un año de seguimiento de esta combinación de tecnologías, han permitido extraer las conclusiones siguientes:

- Las cargas hidráulicas deben encontrarse entre $0,6 - 0,9 \text{ m}^3 \text{ m}^{-2} \text{ d}^{-1}$ para obtener duraciones de los ciclos de operación de los filtros de turba del orden de 10-15 días.
- Los tiempos de secado de la costra, tras el cese de la alimentación a los filtros de turba, oscila entre 6-8 días del periodo estival y 12-15 días del invierno.
- El grado de sequedad que se alcanza en las costras, con los tiempos de secado mencionados en el apartado anterior, oscila entre el 70-90 %, situándose la concentración de sólidos volátiles en torno al 50%.
- El paso del licor mezcla procedente la cuba del contactor biológico a través de los filtros de turba, mejora la calidad de los efluentes depurados finales con relación a los rendimientos que se alcanzan cuando el contactor opera con decantador secundario asociado. Los rendimientos de eliminación de Sólidos en Suspensión, DBO_5 y DQO pasan del: 89%, 90% y 86%, al 92%, 94% y 97%, respectivamente.



FOTOGRAFÍA 17. Contactor biológico rotativo, filtro de turba en sustitución de la etapa de decantación secundaria y aspecto de los lodos secos. Planta Experimental de Carrión de los Céspedes.

10.3.3 Los filtros de turba como tratamiento previo

Otra posible aplicación de los filtros de turba existentes, cuando se decide la implantación de una nueva tecnología de tratamiento, pasa por el empleo de estos filtros como tratamiento previo antes de que las aguas alimenten el nuevo sistema depurador.

Entre las ventajas que esta posible aplicación presenta, cabe destacar:

- Gracias a los rendimientos en eliminación de materia orgánica que se consiguen en los filtros de turba (reducciones de DBO_5 del orden del 75-85%), se reducen notablemente las dimensiones de la etapa posterior que se implante, con el consiguiente ahorro de espacio y de coste.
- Se simplifica la gestión de los lodos generados en el proceso de tratamiento, dado que en el paso previo por los filtros de turba no se generan lodos, sino una costra de fácil secado y manipulación. Además, como consecuencia del abatimiento de materia orgánica en los filtros, la generación de lodos en la segunda etapa del tratamiento se minimiza y siempre cabe la opción de proceder a sustituir la etapa de decantación secundaria por un proceso de filtración por turba, con lo que no se generarían lodos en todo el proceso de tratamiento.

11 VENTAJAS E INCONVENIENTES DE LOS FILTROS DE TURBA

Los filtros de turba, como cualquier otro sistema de depuración de aguas residuales, presentan una serie de ventajas e inconvenientes, que pueden aconsejar o no su utilización.

11.1 Ventajas

Entre las ventajas destacan:

- Desde el momento de su puesta en marcha se logra un elevado grado de depuración de los vertidos mediante procesos fisicoquímicos, por lo que son muy adecuados para el tratamiento de las aguas residuales generadas en aglomeraciones con fuertes oscilaciones de población.
- Presentan una elevada capacidad para absorber sobrecargas hidráulicas y orgánicas.
- Buen comportamiento a bajas temperaturas.
- Requieren poca superficie para su implantación, la menor de todas las Tecnologías no convencionales.
- Sencillez de operación, tan sólo hay que proceder al cambio de los filtros en operación conforme van acabando sus ciclos operativos.
- Bajos costes de explotación y mantenimiento.
- Las labores de mantenimiento son típicamente agrícolas (rastrillado, escarificado), por lo que no se requiere personal cualificado.
- El sistema puede operar sin ningún consumo energético si las aguas a tratar llegan por gravedad hasta la estación depuradora
- Inexistencia de averías al carecer de equipos mecánicos.
- No se producen lodos sino una costra seca fácilmente manipulable.
- Escasos impactos ambientales:
 - Ausencia de ruido, al no contar con equipos electromecánicos.
 - Ausencia de olores, gracias a las propiedades de adsorción de la turba.
 - Escaso impacto visual, al construirse excavados en el terreno.

11.2 Inconvenientes

Como principales inconvenientes pueden citarse:

- Dependencia de las condiciones pluviométricas que inciden sobre los tiempos necesarios para el secado de la costra superficial y, en consecuencia, afectan a la superficie necesaria de los lechos. Una pluviometría muy elevada invalida la implantación de esta tecnología.
- Mayor necesidad de mano de obra que otras *Tecnologías no Convencionales* al tener que procederse al final de cada ciclo de filtración a la regeneración de los filtros agotados.
- Necesidad de proceder a cambiar la turba cada 6-8 años de operación.
- Los efluentes suelen presentar una ligera coloración amarilla consecuencia del arrastre de componentes de las propias turbas.

BIBLIOGRAFÍA

- Ansorena, J. (1994).** Sustratos. Propiedades y caracterización. *Ediciones Mundi-Prensa*
- Buelna, G. y Bélanger, G. (1990).** Biofiltration a base de tourbe pour le traitement des eaux usées de petites municipalités. *Sci. Technol. Eau*, 23, 259-264.
- Buelna, G. y Bélanger, G. (1989).** Peat based biofilters for municipal wastewater treatment: choice of peat. *Paper presents a Symposium Peat and Peatlands: Diversification and Innovation*. Québec, Canada. 6-10 August.
- Buelna, G. y Bélanger, G. (1989).** Performance dépuratoire d'un biofiltre á base de tourbe utilisé pour le traitement des eaux usées des petites municipalités. *In Proceedings 12th Symposium on Wastewater Treatment and 1st Workshop on Drinking Water*. Montreal, Canada. 20-22 November.
- Cardenete, J.M. (1996).** Aplicabilidad de las turbas de El Padul (Granada) a la depuración de aguas residuales. *Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Madrid. ETS de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Departamento: Ingeniería Civil.*
- CENTA (2004).** Il Curso Experto Universitario en "Diseño y Cálculo de Infraestructuras Hidráulicas Municipales. Módulo IV "Depuración de Aguas Residuales. Tratamientos Biológicos III. Tecnologías no Convencionales.". Universidad Internacional de Andalucía. Sede de Santa María de la Rábida. (Huelva) 60-64.
- CENTA (2004).** Investigación sobre sistemas de tratamiento con turbas: estudio de la viabilidad de utilización de Filtros de Turba como sustitutivos del proceso de Decantación Secundaria. *Convenio específico para el desarrollo de Actividades de Investigación y Desarrollo Tecnológico, Formación y Difusión en Materia Hidráulica*. COPT Junta de Andalucía-CENTA. 2002-2006.
- Dirección General de Obras Hidráulicas. Junta de Andalucía. (1997).** Planta Experimental de Carrión de los Céspedes, Evolución y Experiencias. *Dirección General de Obras Hidráulicas*. Consejería de Obras Públicas y Transportes. Junta de Andalucía. 55-65.
- Couillard, D. (1994).** The Use of Peat in Wastewater Treatment. *Water Research*, 28, 6. 1.261-1.274.
- Crites, R. y Tchobanoglous, G. (2000).** *Sistemas de manejo de aguas residuales para núcleos pequeños y descentralizados*. McGraw-Hill Interamericana, S.A. Santafé de Bogotá, Colombia.
- Martin, A. M. (1991).** Peat as an agent in biological degradation: peat filters in biological degradation of wastes. *Edited by Martin A. M.* 341-362. Elsevier, London.
- Monson, S. y McCarthy, B. (1999).** Wasterwater Treatment by Peat Filters. *Focus 10.000*. University of Minnesota.
- Patterson, R. A. (1999).** Peat treatment of septic tank effluent. *Proceedings of On-site '99 Conference: Making on-site wastewater systems work*. Universidad de New England, Armidale (Australia). 273-281
- Pérez, J.I. (2000).** Evaluación de los parámetros de diseño y tipo de turba para la depuración de aguas residuales urbanas. *Tesis Doctoral. Universidad de Granada. ETS de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Departamento de Ingeniería Civil.*

Viraraghavan, T. y Rana S. M. (1991). Use of adsorption models for the design of peat-based onsite systems. In *Proceedings of the Sixth National Symposium on Individual and Small Community Sewage Systems: On site Wastewater Treatment*. Edited by Converse J.C. 165-172. American Society of Agricultural Engineers. St, Joseph. Michigan.

Viraraghavan, T. (1989). Batch studies on septic tank effluent treatment using peat. *Can. J. Eng.*, 16, 157-161.



MANUAL DE DEPURACIÓN
DE AGUAS RESIDUALES URBANAS

D. Lagunaje



1 INTRODUCCIÓN

Una instalación de depuración de aguas residuales mediante la tecnología de lagunaje consiste en medio artificial (balsas, conducciones, etc.), diseñado y construido para que en él se den, de forma controlada, los procesos autodepuradores que tienen lugar de forma natural en ríos y lagos.

El origen del lagunaje puede situarse en los embalses en los que antiguamente se almacenaban las aguas residuales para el riego directo de los campos de labor. En el transcurso del almacenamiento se comprobaba que las aguas mejoraban su calidad, lo que llevó a que, posteriormente, el sistema comenzase a ser estudiado como posible tratamiento de depuración de este tipo de aguas.

La primera construcción registrada de un sistema de depuración mediante lagunaje hace referencia al Lago Mitchell en San Antonio (Texas), en el año 1901.

A partir de 1920 se asiste a un gran desarrollo del lagunaje (Estados Unidos, Canadá, Australia, Nueva Zelanda, etc.), si bien no es hasta 1950 cuando los estudios llevados a cabo sobre las instalaciones existentes permitieron un mejor conocimiento de su funcionamiento y se comenzaron a desarrollar distintos métodos para su correcto dimensionamiento.

En la actualidad, tan sólo en Estados Unidos se contabilizan más de 6.000 instalaciones de lagunaje para el tratamiento de aguas residuales urbanas e industriales, operando bajo un amplio rango de condiciones climáticas.

En la Cuenca del Mediterráneo el lagunaje cubre un variado tipo de poblaciones, desde comunidades rurales de menos de 1.000 habitantes en Francia, a grandes centros urbanos turcos de 360.000 habitantes o de 1.400.000 habitantes en Jordania.

El lagunaje constituye, en definitiva, un sistema natural de tratamiento con un coste mínimo de explotación y mantenimiento, lo que le hace especialmente atractivo para el tratamiento de las aguas de aquellas aglomeraciones urbanas que carecen de los recursos técnicos y financieros para hacer frente a tecnologías de depuración más sofisticadas.

2 FUNDAMENTOS

En el lagunaje, el agua residual a tratar (que ha sido sometida previamente a los procesos de pretratamiento) se hace pasar por un conjunto de balsas dispuestas en serie y de profundidad decreciente, en las que se dan, de forma consecutiva, condiciones anaerobias y aerobias (Figura 1).

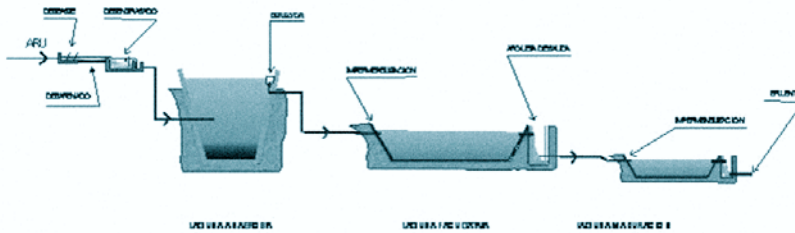


FIGURA 1. Esquema de la tecnología de lagunaje.

Tras un tiempo de retención de varios días en las lagunas, en lugar de las horas de los tratamientos convencionales, se descarga un efluente depurado.

Los distintos tipos de lagunas dispuestas en serie que se conocen como anaerobias, facultativas y de maduración, simulan las distintas situaciones de los fenómenos de autodepuración que se dan en los cursos naturales de las aguas.

Si se realiza un vertido de sustancias biodegradables a un cauce, en el punto del vertido se consumirá el oxígeno disuelto presente en el medio a mayor velocidad de la que puede reponerse, llegándose a instaurar condiciones anaerobias, con la consiguiente "muerte" del medio acuático afectado.

Tras el proceso de contaminación, comienzan en el cauce fenómenos de autodepuración natural en la que toman parte:

- Procesos físicos: sedimentación, flotación.
- Procesos químicos: neutralización, oxidación.
- Procesos biológicos: los microorganismos presentes en las aguas y/o aportados por los vertidos, emplean como sustrato la materia orgánica biodegradable, metabolizándola y transformándola en nueva materia viva.

Tras el vertido, a lo largo del cauce se pueden distinguir cuatro zonas, claramente diferenciadas:

- **Zona de degradación próxima al vertido:** en ella desaparecen los animales superiores al decaer rápidamente el contenido en oxígeno disuelto de las aguas.
- **Zona de descomposición activa:** se inician las reacciones de descomposición anaerobia de la materia orgánica presente en el vertido, lo que origina el desprendimiento de gases malolientes, presentando las aguas una coloración negruzca.
- **Zona de recuperación:** comienza la degradación vía aerobia de los contaminantes vertidos, procediendo el oxígeno de fenómenos de reaireación superficial y, principalmente, de la actividad fotosintética de las microalgas que colonizan esta zona. Cesa la generación de malos olores y las aguas se clarifican paulatinamente.
- **Zona de aguas limpias:** el cauce, finalmente, recupera las condiciones existentes previas al vertido.

Las distintas etapas del tratamiento de las aguas residuales mediante la tecnología de lagunaje pueden asimilarse a las tres primeras zonas mencionadas. En el lagunaje anaerobio se dan los mismos procesos que en la zona de degradación próxima al vertido; en las lagunas facultativas los mismos que en la zona de descomposición activa; y en las lagunas de maduración los mismos que en la zona de recuperación.

3 ESQUEMA DE FUNCIONAMIENTO DE LA DEPURACIÓN MEDIANTE LAGUNAJE: TIPOS DE LAGUNAS

El esquema de funcionamiento de una instalación de lagunaje es, en esencia, semejante al de un tratamiento convencional, constando de pretratamiento (ya estudiado en profundidad en la primera parte del documento), tratamiento primario, tratamiento secundario y, en cierto grado, tratamiento terciario. En función del tipo de reacciones que predominan, pueden distinguirse tres tipos de lagunas: anaerobias, facultativas y de maduración.

El objetivo que se persigue con los tratamientos primarios, eliminación de la materia sedimentable y flotante, se logra en el caso del lagunaje en las lagunas anaerobias, dispuestas en cabecera del tratamiento.

La reducción mediante mecanismos biológicos, objetivo del tratamiento secundario, de la materia orgánica tanto en forma disuelta, como coloidal tiene lugar, vía aerobia en la superficie y vía anaerobia en el fondo, de las lagunas facultativas que se disponen a continuación de la etapa anaerobia.

En cuanto al tratamiento terciario en las lagunas de maduración, situadas en cola del tratamiento, en las que imperan condiciones aerobias, tiene lugar una mejora de la calidad de las aguas (eliminación de sólidos en suspensión, de materia orgánica remanente, de nutrientes y de patógenos) antes del vertido final de los efluentes depurados, hecho que justifica la denominación adoptada para este tipo de lagunas.

3.1 Lagunas anaerobias

Son lagunas de 3 a 5 m. de profundidad en las que imperan en toda la masa líquida, salvo en una delgada capa superficial, condiciones de ausencia de oxígeno disuelto, por lo que los microorganismos que en ellas se desarrollan son casi exclusivamente bacterias anaerobias.

Entre los mecanismos que contribuyen a mantener el ambiente anaerobio en este tipo de lagunas destacan:

- Las elevadas cargas orgánicas con las que se opera (más de $100 \text{ g DBO}_5 \text{ m}^{-3} \text{ d}^{-1}$), que hacen que el posible oxígeno introducido en las lagunas con las aguas residuales influentes se consuma rápidamente.
- La generación de sulfuros por reducción de los sulfatos (tóxicos para las algas) y que, además, al oscurecer las aguas dificultan la penetración de la luz solar, imposibilitando su desarrollo.
- Su escasa superficie, que limita los fenómenos de reaireación superficial.

Las aguas residuales pretratadas, ingresan en las lagunas anaerobias en las que tiene lugar la decantación de la materia sedimentable que se va acumulando en su fondo.

Los lodos decantados experimentan reacciones de degradación anaerobia, por lo que se van mineralizando (aumentando la relación mineral—materia volátil) a la vez que disminuye su volumen.

Tras un tiempo de operación, que suele oscilar entre 5-10 años, se procede a la purga de los lodos que, al encontrarse altamente mineralizados, tan sólo precisan ser deshidratados antes de su disposición final.

Como subproducto de las reacciones anaerobias que tienen lugar en estas lagunas, se genera biogás (mezcla de metano y de dióxido de carbono en proporción aproximada 70:30) que se desprende en forma de burbujas a través de la superficie de las lagunas.

Los objetivos básicos de la etapa anaerobia son:

- Retener la mayor cantidad de sólidos sedimentables y flotantes.
- Estabilizar los lodos que se van acumulando en el fondo de las lagunas.

De acuerdo con estos objetivos, las lagunas anaerobias guardan ciertas similitudes con las fosas sépticas y con los tanques Imhoff. En la Figura 2 se muestra un resumen gráfico del funcionamiento de una laguna anaerobia.

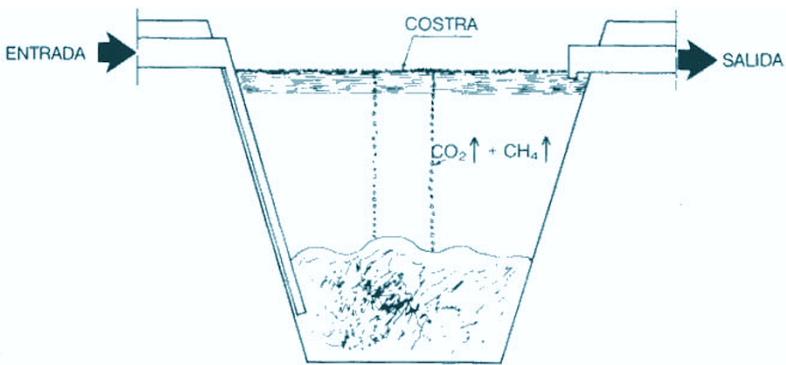


FIGURA 2. Esquema básico de operación de una laguna anaerobia.

3.2 Lagunas facultativas

En este tipo de lagunas, con profundidades de 1 a 2 m., se establecen, de forma natural, tres estratos claramente diferenciados:

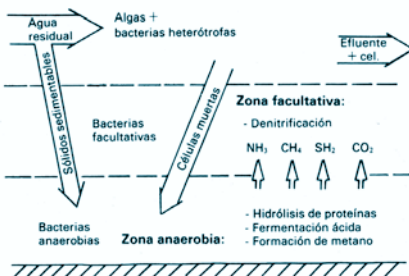
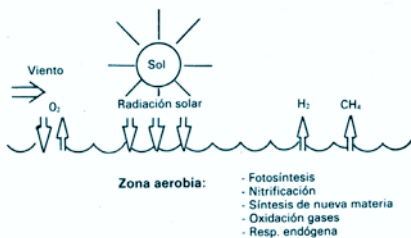
- En el **fondo** de estas lagunas, donde se acumulan los sedimentos, se establecen condiciones de anaerobiosis, en las que se dan los fenómenos y reacciones descritos en el anterior apartado.

- En la **zona intermedia**, en la que se dan condiciones muy variables, se establece una zona en la que predominan las bacterias de tipo facultativo, de las que toman el nombre este tipo de lagunas.
- En la **zona superficial** de las lagunas, se instauran condiciones aerobias, gracias a la actividad fotosintética de las microalgas que en ella se desarrollan y, en menor medida, a fenómenos de reaireación superficial inducidos por el viento.

El espesor de estos estratos varía en función de:

- **El momento del día:** durante la noche, al cesar la actividad fotosintética, decrece el espesor de la capa aerobia, incrementándose el de la anaerobia.
- **Las estaciones:** en primavera-verano, al intensificarse la actividad de las microalgas, se amplía el espesor de la capa aerobia.
- **El nivel de carga orgánica aplicada a la laguna:** si se sobrecarga la laguna, la zona anaerobia puede extenderse a todo su volumen.

En este tipo de lagunas se pueden encontrar múltiples tipos de microorganismos, desde anaerobios estrictos en el lodo del fondo, hasta aerobios estrictos en la zona inmediatamente adyacente a la superficie. Pero los seres más adaptados serán los microorganismos facultativos, dado que pueden sobrevivir a las condiciones cambiantes de oxígeno disuelto, típicas de estas lagunas a lo largo del día y del año. Además de bacterias y protozoos, es esencial la presencia de microalgas, que son las principales suministradoras de oxígeno.



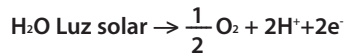
El principal objetivo que se persigue en la etapa facultativa es la biodegradación vía aerobia de la materia orgánica presente en las aguas residuales a tratar, gracias al oxígeno aportado, principalmente, por la actividad fotosintética de las microalgas presentes y, en menor medida, por los fenómenos de reaireación superficial.

FIGURA 3. Esquema de una laguna facultativa.

La fotosíntesis es un proceso por el cual determinados organismos son capaces de emplear la energía solar, transformándola en energía química.

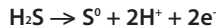
En las lagunas los organismos fotosintéticos que se pueden encontrar se engloban en microalgas, cianobacterias y bacterias púrpura del azufre.

En función de quien actúe como donador de electrones, se distingue entre fotosíntesis oxigénica y fotosíntesis anoxigénica. En la fotosíntesis oxigénica, que llevan a cabo las plantas verdes, las algas y las cianobacterias, el agua es quien proporciona los electrones produciéndose oxígeno como subproducto principal del proceso, de acuerdo con la reacción:

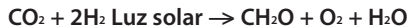


En la fotosíntesis anoxigénica, realizada principalmente por bacterias anaerobias estrictas, quienes actúan como donadores de electrones son compuestos inorgánicos reducidos, no generándose, en este caso, oxígeno como subproducto del proceso.

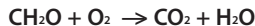
Ciertas bacterias fotosintéticas emplean como donadores de electrones, compuestos reducidos del azufre, de acuerdo con la expresión:



El dióxido de carbono, generado en la oxidación de la materia orgánica por las bacterias, es convertido en azúcares por las microalgas de acuerdo con:



Las microalgas constituyen la principal fuente principal de oxígeno en las lagunas fotosintéticas durante el día, llegándose a alcanzar condiciones de sobresaturación de oxígeno disuelto. Durante la noche, el cese de la actividad fotosintética y las reacciones de respiración:



provocan fuertes descensos del contenido de oxígeno disuelto, que llega a presentar concentraciones mínimas.

La energía necesaria para la fotosíntesis la obtienen las microalgas de la luz solar, en el rango de longitudes de onda comprendidas entre los 400 y los 700 mm, que se corresponde, aproximadamente, con el 40% de la energía total de la radiación solar.

En las lagunas la actividad fotosintética depende tanto de la luz que alcanza la superficie del agua, como de la que penetra en profundidad. Dado que el medio de las lagunas es muy turbio, fundamentalmente por el desarrollo de las microalgas, al penetrar la radiación en el agua rápidamente se atenúa, anulándose tras un corto recorrido y cesando, por tanto, la actividad fotosintética a esa profundidad. La zona de las lagunas en la que tienen lugar los fenómenos fotosintéticos se conoce como zona eufótica.

La presencia en las aguas de las lagunas de carbono inorgánico, nitrógeno y fósforo permite el crecimiento de las microalgas. Este fenómeno puede representarse mediante la ecuación de Stumm (1970):



La variación diaria de la actividad fotosintética en las lagunas, tiene su repercusión directa en el contenido de oxígeno disuelto y en el pH de las mismas:

3.2.1 Oxígeno disuelto.

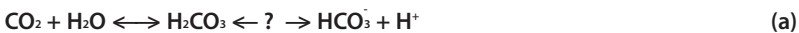
Como consecuencia de la actividad fotosintética llevada a cabo por las microalgas, el contenido de oxígeno disuelto de las lagunas varía a lo largo del día. Desde el amanecer se produce un paulatino incremento del contenido de oxígeno disuelto, hasta alcanzar valores máximos a primeras horas de la tarde, llegándose a situaciones de sobresaturación al producirse más oxígeno del necesario para los fenómenos respiratorios, alcanzándose concentraciones superiores a los 30 mg/l de oxígeno disuelto y registrándose pérdidas a la atmósfera. A partir de este momento, descendiendo el contenido en oxígeno disuelto, hasta alcanzar valores mínimos por la noche al cesar la actividad fotosintética y consumirse oxígeno en la etapa de respiración.

El efecto de oxigenación vía fotosíntesis, disminuye al aumentar la profundidad de las lagunas al ir disminuyendo la penetración de la radiación solar, lo que da lugar a un gradiente vertical del contenido en oxígeno disuelto. La profundidad a la que la concentración de oxígeno disuelto es nula, se conoce como oxipausa, cuya localización es función de: la radiación solar, la reaireación superficial, la carga orgánica, la temperatura y el grado de mezcla.

En las lagunas facultativas, la capa superficial aerobia permite la oxidación de los productos de la descomposición anaerobia que tiene lugar en su fondo, actuando como barrera a la generación de malos olores.

3.2.2 pH.

El valor del pH en las lagunas con actividad fotosintética está controlado por el tampón carbonato-bicarbonato, de acuerdo con las ecuaciones siguientes:



M=ión metálico



La actividad fotosintética de las microalgas altera este equilibrio al retirar parte del CO_2 disuelto en el agua, lo que hace que la reacción (a) se desplace hacia la izquierda, con la consiguiente disminución de la concentración de protones (lo que incrementa el valor del pH) y de la alcalinidad por bicarbonatos.

La reducción de la concentración de bicarbonatos provoca que la reacción (c) se desplace a la izquierda y que la reacción (d) lo haga a la derecha. El resultado neto se traduce en una disminución de la alcalinidad total.

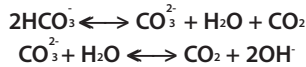
Por tanto, la actividad fotosintética origina elevaciones del pH de las aguas de la laguna, llegándose a alcanzar valores superiores a 9 a últimas horas de la tarde.

Valores demasiado altos de pH provocan que la actividad bacteriana disminuya, se reduzca la producción de CO_2 y se limite el proceso simbiótico microalga-bacteria, clave en el tratamiento de aguas residuales mediante lagunaje.

La precipitación de calcio, en aguas duras, como carbonato, ayuda a prevenir el aumento continuo de pH, según:



En muchos casos, las algas obtienen el carbono necesario para su crecimiento a partir del ión bicarbonato, según:



cambiando los componentes de la alcalinidad, y haciendo que predominen los carbonatos y los hidróxidos.

Durante la noche las microalgas producen CO_2 vía respiración, registrándose descensos del pH hasta valores próximos a la neutralidad.

3.3 Lagunas de maduración

Estas lagunas, con espesores de lámina de agua entre 0,8 y 1 m., al soportar bajas cargas orgánicas (se sitúan en cola del tratamiento) y darse en ellas las condiciones propicias para la penetración de la radiación solar (aguas relativamente claras y poco profundas) adecuadas, por tanto, para el desarrollo de microalgas, predominan las condiciones de suficiencia de oxígeno y, en consecuencia, predominan en ellas los microorganismos heterótrofos aerobios.

El principal objetivo de las lagunas de maduración, se centra en conseguir un elevado grado de desinfección de las aguas mediante el abatimiento de un gran número de los organismos patógenos presentes, a la vez que se logra también una reducción en la presencia de microalgas en el efluente final depurado..

4 MECANISMOS DE DEPURACIÓN

4.1 Lagunas anaerobias

Los mecanismos en los que basan su capacidad depuradora las lagunas anaerobias son los siguientes:

4.1.1 Eliminación de materia orgánica

La materia orgánica en las aguas residuales urbanas se encuentra como materia en suspensión, materia coloidal o materia disuelta. La decantación de los sólidos en suspensión sedimentables elimina materia orgánica particulada. Sobre esta materia orgánica decantada, y sobre la que se encuentra en forma coloidal o disuelta, actúa la flora bacteriana, vía anaerobia.

La degradación de la materia orgánica vía anaerobia transcurre a lo largo de varias etapas concatenadas (Figura 4):

- **Etapa hidrolítica:** los compuestos orgánicos complejos (hidratos de carbono, proteínas, lípidos), son transformados en otros más sencillos (monosacáridos, aminoácidos, ácidos grasos, glicerol), que sirven de sustrato a las bacterias de la siguiente etapa. En esta etapa también se produce la solubilización de parte la materia orgánica particulada.
- **Etapa acidogénica:** los compuestos orgánicos sencillos generados en la etapa anterior son transformados en ácidos orgánicos volátiles (acético, propiónico y butírico, fundamentalmente), mediante el concurso de bacterias generadoras de ácidos (acidogénicas, acetogénicas)

La capacidad tampón del medio, permite mantener los valores de pH próximos a la neutralidad.

Dado que los productos que se forman en esta etapa se encuentran muy poco estabilizados con relación a los iniciales, los rendimientos de eliminación de materia orgánica que se alcanzan, expresados como DBO₅ o DQO, son muy bajos.

- **Etapa metanogénica:** los ácidos orgánicos volátiles, liberados en la anterior etapa, son transformados mediante el concurso de bacterias metanogénicas, en biogás, mezcla de metano y anhídrido carbónico. La liberación de estos gases provoca el burbujeo característico que se observa en las lagunas anaerobias.

En esta fase es en la que tiene lugar realmente la reducción del contenido en materia orgánica, al transformarse ésta en biogás que abandona las lagunas.

Esta última etapa es la limitante del proceso global, como consecuencia de que las bacterias metanogénicas (anaerobias estrictas), son las que presentan un metabolismo más lento y son las más sensibles a las condiciones ambientales presentes en las lagunas (pH, temperatura, presencia de tóxicos, etc.).

Para valores de pH inferiores a 6,2 cesa la actividad metanogénica, por lo que al no consumirse los ácidos orgánicos generados en la etapa acidogénica, éstos se van acumulando en las lagunas, liberando los olores desagradables, típicos de este tipo de compuestos.

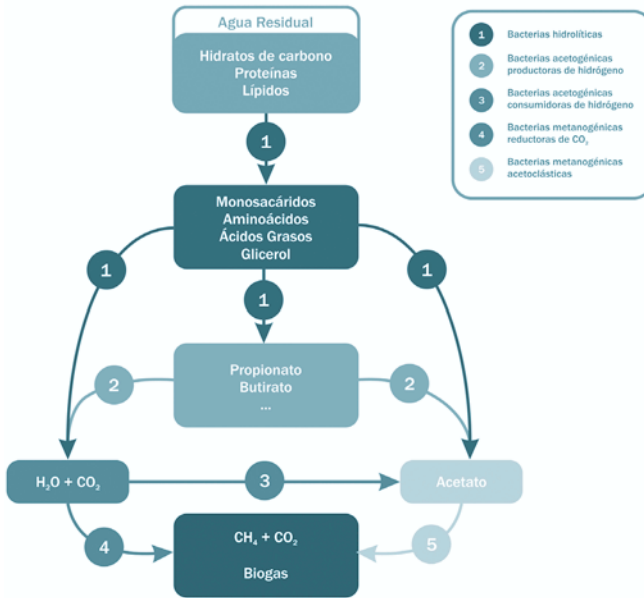


FIGURA 4. Degradación anaerobia de la materia orgánica.

4.1.2 Eliminación de sólidos en suspensión

Los sólidos en suspensión presentes en las aguas residuales, están constituidos por materia orgánica e inorgánica en forma particulada. Una fracción de estas partículas es capaz de decantar por su propio peso (sólidos sedimentables), mientras que otras lo hacen por la acción de microorganismos que se adhieren a su superficie, formando flóculos de mayor densidad que el agua. De esta forma, progresivamente, se va formando una capa de lodos en el fondo de las lagunas, susceptible de ser degradada por los microorganismos que en ellas se desarrollan.

4.1.3 Eliminación de nutrientes

- **Nitrógeno:** en las aguas residuales el nitrógeno se encuentra formando parte de compuestos orgánicos (proteínas, ácidos nucleicos) y en forma inorgánica, principalmente como ión amonio, siendo más infrecuente encontrarlo como nitrato. Si bien, en períodos de lluvias suele detectarse la presencia de este compuesto procedente del abonado de los campos de labor cercanos.

Tanto el nitrógeno orgánico, como el inorgánico pueden encontrarse en disolución o formando parte de la materia particulada.

En las lagunas anaerobias, en los sedimentos y en disolución, tiene lugar la transformación del nitrógeno orgánico en nitrógeno amoniacal, por la acción de determinados grupos de bacterias. Las proteínas se transforman en aminoácidos por la acción de microorganismos proteolíticos y el paso de aminoácidos a amonio se efectúa por microorganismos amonificantes. Como consecuencia de este hecho, generalmente, las concentraciones de amoníaco a la salida de este tipo de lagunas son superiores a las de la entrada.

- **Fósforo:** en el agua residual el fósforo se encuentra en forma orgánica soluble, inorgánica soluble y en forma particulada (orgánica + inorgánica).

En las lagunas anaerobias se produce la sedimentación de parte de la materia particulada, pasando el fósforo orgánico contenido en la misma a ortofosfato soluble mediante reacciones de mineralización. Por la misma vía, se produce el paso a ortofosfato del fósforo orgánico soluble.

Los ortofosfatos pueden ser asimilados por los distintos microorganismos en su metabolismo.

4.1.4 Eliminación de metales pesados

A partir de determinadas concentraciones, los metales pesados son tóxicos para los microorganismos encargados de los procesos de depuración biológica. En el lagunaje anaerobio se consiguen elevados rendimientos de eliminación de metales, como consecuencia de que el sulfhídrico que se genera en las lagunas forma sulfuros insolubles con gran parte de dichos metales, que precipitan y quedan retenidos en los lodos.

Puede decirse que las lagunas anaerobias actúan a modo de «rampas de metales», liberando a las posteriores etapas de tratamiento (facultativa, maduración), del efecto tóxico de estos elementos.

4.1.5 Eliminación de organismos patógenos

Dado que los huevos de helmintos y los quistes de protozoos presentan elevadas velocidades de sedimentación, su eliminación se produce básicamente vía decantación, teniendo lugar ésta principalmente en las lagunas anaerobias, en las que se logran reducciones del orden del 80%.

En estas lagunas se alcanza, igualmente, una cierta eliminación de bacterias fecales, principalmente por decantación de las bacterias que se adhieren a los sólidos sedimentables.

4.1.6 Condiciones operativas de las lagunas anaerobias

- **pH:** el rango óptimo es de 6,8-7,4 y el extremo de 6,2-7,8.
- **Temperatura:** los rangos extremos de temperatura son de 15-40 °C, creciendo mejor las bacterias metanogénicas en el rango de 0-35 °C.

- **Potencial redox:** el rango óptimo se sitúa en -520 a -530 mV, y el extremo en los -490 a -550 mV.
- **Tiempo de retención:** debe ajustarse cuidadosamente, de modo que las fases acidogénica y metanogénica estén equilibradas y no haya posibilidad de desarrollo de algas en superficie, recomendándose tiempos de retención de dos a cinco días.
- **Carga orgánica:** la carga volumétrica es más significativa que la superficial, dado que los fenómenos superficiales carecen de importancia en este tipo de lagunas. Las cargas orgánicas volumétricas que se recomiendan, oscilan entre 100 y 300 g DBO $m^{-3} d^{-1}$. El valor inferior trata de asegurar condiciones de anaerobiosis, al objeto de minimizar el desarrollo de microalgas en la superficie de las lagunas, evitando así que el oxígeno producido por fotosíntesis pueda afectar negativamente a las bacterias metanogénicas. Por su parte, el valor recomendado superior intenta minimizar la generación de olores desagradables.

4.2 Lagunas facultativas y de maduración

Los mecanismos en los que basan su capacidad depuradora las lagunas facultativas y las lagunas de maduración son los siguientes.

4.2.1 Eliminación de materia orgánica

La materia orgánica particulada, presente en la alimentación a la etapa facultativa (efluente de la etapa anaerobia), se elimina principalmente por decantación, experimentando la materia sedimentada reacciones de degradación vía anaerobia, que la estabilizan a la vez que reducen su volumen.

La materia orgánica remanente no sedimentable es degradada vía aerobia por las mismas bacterias heterotróficas que intervienen en los procesos clásicos de lodos activos, pero con una diferencia importante: en las lagunas facultativas y de maduración, las bacterias no obtienen el oxígeno mediante aireación mecánica, sino que éste es aportado por la actividad fotosintética de las microalgas que crecen, de forma natural y profusa, en este tipo de lagunas y que les comunican su clásica coloración verdosa.

Bacterias y microalgas actúan de forma simbiótica, con el resultado global de la degradación de la materia orgánica. Las bacterias emplean el oxígeno suministrado por las microalgas para metabolizar, vía aerobia, los compuestos orgánicos. En este proceso se liberan nutrientes solubles (nitratos, fosfatos) y dióxido de carbono en grandes cantidades que son utilizados por las microalgas en su síntesis de nueva materia orgánica y producción de oxígeno, con el concurso de la energía solar.

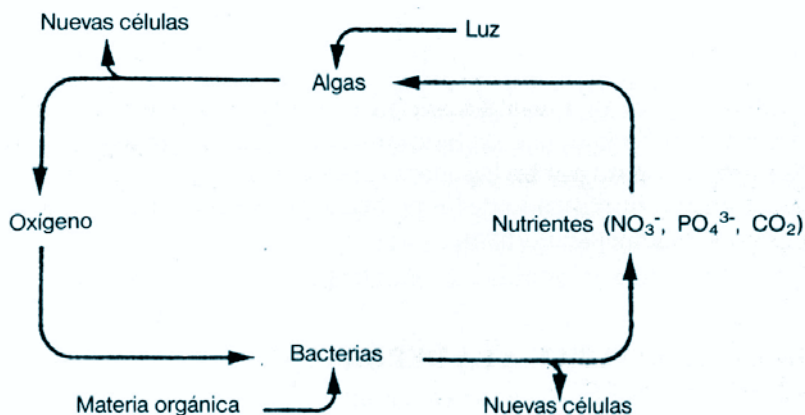


FIGURA 5. El ciclo simbiótico microalgas-bacterias, fundamento de la depuración mediante lagunaje.

4.2.2 Eliminación de sólidos en suspensión

Como resultado de la actividad simbiótica microalga-bacteria, una elevada proporción de la materia orgánica presente en las aguas a tratar, acaba formando parte de las microalgas, con el consiguiente incremento en el contenido de sólidos en suspensión.

En las lagunas facultativas, el rendimiento de eliminación de la materia en suspensión varía a lo largo del año, siendo menor en los momentos en los que se producen los crecimientos masivos de algas (primavera, verano), llegando en ciertos momentos a ser negativo, al ser mayor la concentración de sólidos en suspensión a la salida de las lagunas que a su entrada.

En las lagunas de maduración, el efecto filtrante ejercido por las poblaciones de protozoos y pequeños crustáceos presentes en ellas contribuyen notablemente a la eliminación de microalgas y, por tanto, a la eliminación de materia orgánica particulada. Pese a esta eliminación, alrededor del 70-90% de la DBO₅ de los efluentes de las lagunas de maduración se debe a la presencia de microalgas.

La Directiva 91/271 CE para el caso concreto de los lagunajes («pozos fermentativos» en el texto original de la Directiva), permite que los rendimientos globales de eliminación de materia orgánica (DBO₅, DQO) se calculen sobre muestras filtradas de los efluentes del sistema, siempre y cuando la concentración de sólidos en suspensión en dichos efluentes no supere el valor de 150 mg/l. Para el resto de sistemas de tratamiento, el límite de la concentración de sólidos en suspensión en los efluentes depurados se fija en 30 mg/l. Con esta medida, de alguna forma, se asume que al estar constituidos los sólidos en suspensión en los efluentes de los lagunajes básicamente por microalgas, son menos dañinos para el medio ambiente.

En función del destino que se le vaya a dar a los efluentes de un lagunaje, las microalgas constituirán o no un problema a tener en cuenta. Si estos efluentes se van a reutilizar en riego agrícola, las algas son muy beneficiosas, dado que actúan como liberadores lentos de fertilizantes e incrementan el humus del suelo aumentando la capacidad de retención de agua. Como contrapartida, condicionan el método de riego a emplear, dado que las microalgas pueden llegar a colmar sistemas de riego por goteo o por aspersión.

En el caso de vertido directo a cauce, las microalgas presentes en los efluentes de los lagunajes se dispersan rápidamente y son consumidas por el zooplancton, por lo que tienen poca oportunidad de ejercer demanda de oxígeno. Además durante las horas de luz, estas microalgas siguen generando oxígeno fotosintéticamente.

Si antes del vertido a cauce fuese necesaria la eliminación de las microalgas, se dispone de diversas técnicas para llevar a cabo esta operación:

- Métodos físicos: microtamices, filtración, flotación.
- Métodos químicos: coagulación-floculación.
- Métodos biológicos: cosecha de la biomasa producida, acuicultura.

4.2.3 Eliminación de nutrientes

- **Nitrógeno:** El medio aerobio, propio de las lagunas facultativas y de maduración, es adecuado para el desarrollo de organismos nitrificantes que realizan la conversión del ión amonio a nitrato, lo que impide el acceso del amoníaco a los cursos de aguas receptoras, donde ejerce efectos perjudiciales sobre la fauna. Parte de los nitratos formados son asimilados por las algas, que los transforman en nitrógeno orgánico. Igualmente, las microalgas pueden asimilar directamente nitrógeno en forma amoniacal.

Por otro lado, al darse fluctuaciones a lo largo del día del contenido de oxígeno disuelto en las lagunas, decayendo éste durante la noche, tienen lugar en ese período procesos de desnitrificación, que conducen a la pérdida neta de nitrógeno hacia la atmósfera.

El ión amonio también puede desplazarse hacia amoníaco gaseoso, que escapa a la atmósfera, a consecuencia de los elevados valores de pH que se dan en las lagunas fotosintéticas.

Además del nitrógeno que ingresa en las lagunas facultativas y de maduración vía influente, también el nitrógeno atmosférico puede ser transformado en formas orgánicas a través de la fijación biológica que llevan a cabo las cianobacterias.

- **Fósforo:** El ambiente de este tipo de lagunas favorece la eliminación de los fosfatos, dado que a pH alcalino éstos precipitan. Si en el medio están presentes iones ferrosos, sufren fenómenos de oxidación, transformándose en iones férricos, dando lugar a la precipitación de fosfato férrico. También la presencia de calcio y magnesio da lugar a precipitaciones de los fosfatos correspondientes.

El fósforo que se encuentra en forma particulada, sedimenta por procesos de adsorción y coagulación.

Parte del fósforo presente como ortofosfato soluble, es utilizado por los microorganismos acuáticos, muchos de los cuales almacenan en su interior el exceso del mismo en forma de polifosfatos a modo de reserva.

Una fracción del fósforo que, formando parte de la materia particulada, se va depositando en el fondo de las lagunas, puede volver a solubilizarse mediante procesos anaerobios, incorporándose de nuevo a la masa líquida.

La Figura 6 y 7 muestran los ciclos del nitrógeno y del fósforo, en los ambientes acuáticos.

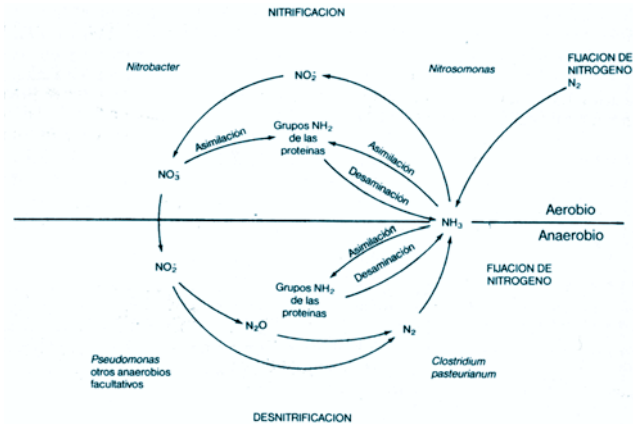


FIGURA 6. Ciclo del nitrógeno en los ambientes acuáticos.

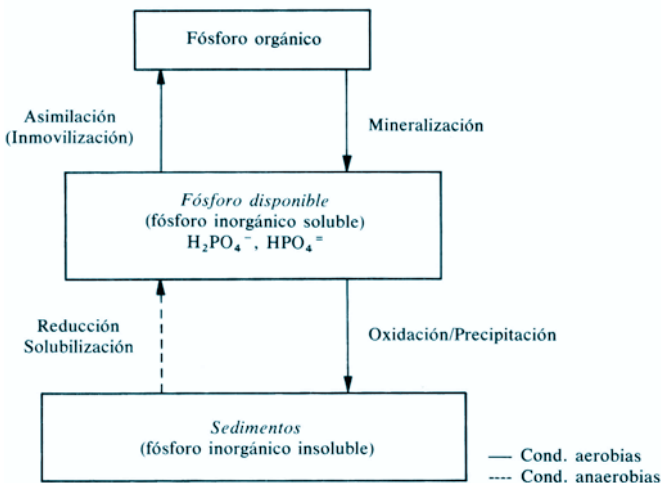


FIGURA 7. Ciclo del fósforo en los ambientes acuáticos.

4.2.4 Eliminación de metales pesados

En el medio oxidado y con elevados valores de pH, típico de estas lagunas, se produce la precipitación de metales en forma de hidróxidos o sales insolubles. Como ejemplo, las formas ferrosas pasan a férricas, precipitando como hidróxidos y fosfatos.

4.2.5 Eliminación de organismos patógenos

Las lagunas facultativas, y en especial las lagunas de maduración, son muy eficaces en la eliminación de organismos patógenos, siendo los factores que influyen en su eliminación los siguientes:

- **Factores físicos.** La temperatura y la sedimentación son los más importantes de estos factores. Como ocurre en todos los procesos biológicos, la temperatura es un factor determinante en el abatimiento de los microorganismos patógenos.

Por otro lado, en medio acuoso las bacterias tienden a conglomerarse y adherirse, formando flóculos que sedimentan. En el caso de aguas residuales, esta sedimentación se ve favorecida por la presencia de sólidos en suspensión, orgánicos e inorgánicos. Al precipitar, estas partículas arrastran en su caída a las bacterias adheridas a ellas, viéndose favorecida la sedimentación al incrementarse el tiempo de permanencia del agua en las lagunas.

- **Factores fisicoquímicos.** La salinidad del agua, el pH, la concentración de oxígeno disuelto y la intensidad de la luz solar, son los más importantes.

El tiempo de supervivencia de los microorganismos patógenos varía inversamente con la salinidad del medio. Al constituir las lagunas de maduración la última etapa del tratamiento, la evaporación hace que se produzca en las mismas un aumento en la concentración de sales.

Como se ha comentado anteriormente, la actividad fotosintética de las algas provoca el aumento del pH del agua de la laguna, aumentando con él la eliminación de patógenos. Las bacterias fecales (con excepción del *Vibrio cholerae*) mueren rápidamente a pH superiores a 9.

La presencia de oxígeno disuelto y, sobre todo, el efecto de choque del paso de un sistema con bajas concentraciones de oxígeno a otro con concentraciones elevadas, da lugar a un incremento en la velocidad de abatimiento de patógenos.

La intensidad de la luz es uno de los factores principales en la reducción de los organismos patógenos, que es mucho más rápida en su presencia, por ello, el espesor de la capa de agua en estas lagunas debe ser pequeño para permitir el paso hasta el fondo de la misma de la radiación solar. A comienzos del verano, cuando la duración del día es máxima, es cuando se alcanzan los mayores rendimientos de abatimiento de patógenos.

- **Factores bioquímicos.** La concentración de nutrientes, presencia de compuestos tóxicos y depredadores, son los principales factores bioquímicos.

La limitación de nutrientes es un factor importante, tanto por su efecto directo sobre la posibilidad de crecimiento de organismos patógenos, como por los fenómenos de competencia con otros organismos mejor adaptados al medio.

Cargas orgánicas elevadas y tiempos de retención cortos favorecen la supervivencia bacteriana, lográndose la reducción de patógenos de forma creciente con el aumento del tiempo de retención y con niveles bajos de DBO₅.

La presencia en el agua de sustancias tóxicas para el desarrollo de los microorganismos patógenos, contribuye también a su eliminación. Entre dichas sustancias se hallan: la plata y el cobre (en muy bajas concentraciones), antibióticos, sustancias secretadas por las propias algas (algunas muy efectivas en presencia de la luz), metabolitos de desecho, etc.

La presencia de depredadores como protozoos, bacteriófagos, crustáceos y rotíferos, origina una fuerte reducción de patógenos, dado que éstos constituyen un eslabón más de la cadena trófica de estas especies.

El sol juega un triple papel en la eliminación de las bacterias fecales mediante lagunaje:

- Incrementando la temperatura del agua.
- Haciendo que los valores de pH superen el valor de 9, como consecuencia de los procesos fotosintéticos que tienen lugar.
- Originando elevadas concentraciones de oxígeno disuelto como subproducto de la actividad fotosintética de las microalgas.

En el caso de los huevos de helmintos, éstos se eliminan básicamente por fenómenos de sedimentación, que tienen lugar principalmente en las lagunas anaerobias, primera etapa del tratamiento.

Con relación a la eliminación de virus no se conocen con exactitud los mecanismos por los que estos se eliminan en los lagunajes pero se acepta, generalmente, que esta eliminación ocurre por adsorción sobre los sólidos sedimentables (incluyendo las microalgas), y la posterior decantación de estos sólidos.

La Tabla 1 compara la eficiencia de eliminación de organismos patógenos en los lagunajes y en tratamientos convencionales de depuración de aguas residuales urbanas. (Mara, 1998).

Tabla 1. Comparación de la eficiencia en la eliminación de organismos patógenos en el tratamiento de aguas residuales urbanas mediante Lagunaje y mediante tratamientos convencionales.

Patógeno	Eliminación en lagunajes	Eliminación en tratamient. convencionales
Bacterias	> de 6 potencias	1-2 potencias
Virus	> de 4 potencias	1-2 potencias
Protozoos quistes	100 %	90-99%
Huevos de helmintos	100 %	90-99%

Nota: 1 potencia = 90%; 2 potencias = 99%; 3 potencias = 99,9%, etc.



4.2.6 Condiciones operativas de las lagunas facultativas y de maduración

- **pH.** La actividad fotosintética provoca que el pH de estas lagunas presente oscilaciones comprendidas entre valores de 7-9.
- **Temperatura.** Las algas verdes son las más eficientes para sobrevivir a temperaturas próximas a 30-35 °C, pero por encima de 28 °C se han observado descensos en la actividad fotosintética.
- **Tiempo de retención.** En el caso de las lagunas de maduración, para lograr el adecuado abatimiento de patógenos, se recomienda que el tiempo de retención sea de, al menos, 5 días.
- **Carga orgánica.** En este tipo lagunas es más significativa la carga orgánica superficial, dadas las elevadas superficies que presentan estas lagunas para la captación de radiación solar. Dependiendo de la ubicación geográfica, las cargas orgánicas superficiales recomendadas para las lagunas facultativas oscilan entre 50 y 400 y kg DBO₅ ha⁻¹ d⁻¹. Para el entorno mediterráneo se aplican cargas del orden de 100 kg DBO₅ ha⁻¹ d⁻¹, recomendándose que la carga orgánica superficial a las lagunas de maduración no supere el 75% de este valor.

5 FACTORES QUE INFLUYEN EN EL PROCESO DE LAGUNAJE

5.1 Radiación solar

Se define como la radiación total de luz directa, difusa o dispersa, que se recibe sobre una superficie horizontal, por unidad de superficie y unidad de tiempo, expresándose en langley/día ($\text{cal cm}^{-2} \text{d}^{-1}$).

La radiación que se recibe depende, fundamentalmente, de la latitud del lugar, pero también está influenciada por la altitud, la nubosidad y por la contaminación atmosférica.

La absorción de la radiación solar por las aguas de las lagunas facultativas y de maduración juega un papel muy importante en su funcionamiento, al influir sobre:

- La temperatura que alcanzan las aguas en las lagunas.
- La actividad fotosintética de las microalgas y la consiguiente producción de oxígeno y modificación del pH del medio.
- La eliminación de organismos patógenos.

La intensidad de la radiación solar fluctúa a lo largo del día y de las distintas estaciones del año, con la consiguiente repercusión sobre los factores mencionados.

5.2 Temperatura

Las dos fuentes de calor que determinan la temperatura de las aguas contenidas en las lagunas son:

- Las propias aguas residuales influentes, dado que el aporte de aguas calientes de los efluentes domiciliarios provoca que en invierno la temperatura de las aguas residuales sea superior a la temperatura de las aguas en las lagunas.
- La radiación solar.

La temperatura afecta al comportamiento de los lagunajes al actuar sobre:

- Velocidad de las reacciones biológicas. Para los intervalos de temperatura normales en los lagunajes, la velocidad de depuración (actividad bacteriana) aumenta con la temperatura.

Para tener en cuenta la menor capacidad depuradora de los lagunajes en los meses de invierno, mucho de los métodos de diseño toman como valor de la temperatura la temperatura media del mes más frío.

Las bacterias aerobias se mantienen viables en el intervalo 10-40 °C. En el caso de las cianobacterias la temperatura óptima oscila entre 35-40 °C, mientras que las bacterias anaerobias los rangos extremos de temperatura se sitúan en 15-40 °C.

Las microalgas pueden sobrevivir a temperaturas entre 5 y 40 °C, siendo las algas verdes las más eficientes para sobrevivir a temperaturas próximas a 30-35 °C. Por enci-

ma de 28 °C se han observado descensos en la actividad fotosintética, que se relacionan con un mayor crecimiento de las algas verdeazuladas (cianofíceas), que son menos productivas que las algas verdes (clorofíceas), a las que progresivamente van sustituyendo. Dado que este fenómeno se da al tiempo que en las lagunas se incrementa la actividad bacteriana, como consecuencia del incremento de temperatura, con el consiguiente incremento en el consumo de oxígeno, pueden llegar a desarrollarse fenómenos de anaerobiosis en las lagunas facultativas, sobre todo si el calentamiento de las aguas tiene lugar de forma brusca.

La temperatura influye, además, sobre la tasa de mortalidad de los coliformes que aumenta al incrementarse la temperatura.

En los modelos de diseño de los lagunajes se emplea tanto la temperatura del aire, como la temperatura del agua. La temperatura del agua en las lagunas es de 2 a 3 °C superior que la temperatura ambiente en invierno y de 2 a 3 °C menor que la temperatura ambiente en los meses verano.

- Grado de mezcla de las aguas. La densidad del agua varía con la temperatura, presentando un valor mínimo a 4 °C y aumentando para temperaturas superiores o inferiores a este valor.

Durante los meses de primavera y verano se van calentando progresivamente las capas superficiales de las lagunas. Capas que, al estar más calientes que las inferiores, presentan una menor densidad y “flotan” sobre estas últimas, llegándose a producir fenómenos de estratificación, en los que no se mezclan las aguas de estas capas. La capa de agua que separa la zona caliente superior de la zona inferior más fría, se conoce como termoclina.

La capa superior de las lagunas es relativamente uniforme, como consecuencia de la mezcla inducida por el viento, pero la temperatura cambia rápidamente en la termoclina, donde hay una gran resistencia a la mezcla.

En lagunas suficientemente profundas la estratificación aparece a medida que progresa la primavera y se mantiene hasta mediados de otoño. En lagunas poco profundas la acción del viento es suficiente para romper esta distribución por densidades y lograr la homogeneización de toda la columna de agua.

En otoño disminuye la estratificación por la disminución de la temperatura de las capas superiores, produciéndose la mezcla de las capas superiores de las lagunas con las capas inferiores. Este “vuelco” puede generar la aparición de malos olores, típicos de las capas del fondo donde imperan condiciones de anaerobiosis.

5.3 Nutrientes

El crecimiento y la actividad de los microorganismos están controlados tanto por la concentración, como por el tipo de los nutrientes que se encuentren presentes en el medio.

Los requisitos nutricionales se clasifican en:

- Fuente energética.

- Macronutrientes (C, H, O, N, P, K y S)
- Micronutrientes (Fe, Mg, Ca, B, Zn, Cu, M, Co, Mo, etc.)
- Factores de crecimiento (determinados compuestos orgánicos)

Cuando los nutrientes son limitantes, el crecimiento y la velocidad metabólica son función de la disponibilidad de los mismos.

En el protoplasma de las microalgas la relación media C/N/P es de 105/15/1, por lo que en lagos y embalses se considera al fósforo como el nutriente limitante del crecimiento de la biomasa algal.

Según Oswald (1957), el contenido en nitrógeno de las aguas residuales a tratar establece el límite superior que puede alcanzar la concentración de biomasa algal en las lagunas.

Admitiendo que un 80% del nitrógeno presente es utilizable y que las células algales están constituidas por un 8% de este elemento, la concentración máxima de microalgas que puede alcanzarse viene dada por:

$$\text{Concentración máxima de algas (mg/l)} = 10 [N]$$

Donde [N] es la concentración de nitrógeno en mg/l.

Por tanto, en un agua residual típica con una concentración de nitrógeno de 40 mg/l pueden alcanzarse concentraciones de microalgas de hasta 400 mg/l.

En el caso del fósforo, dado que éste elemento no excede del 1,5% de la composición de las microalgas, un agua residual típica, con un contenido en fósforo de 8 mg/l, puede mantener crecimientos algales del orden de 530 mg/l.

En general, las aguas residuales urbanas presentan todos los nutrientes precisos para el correcto desarrollo de los microorganismos involucrados en los procesos biológicos que tienen lugar en los lagunajes.

5.4 Viento

El viento influye sobre el comportamiento de los lagunajes:

- Contribuyendo a la oxigenación de las aguas vía reaireación superficial, que es función de la velocidad del viento.
- Favoreciendo las condiciones de mezcla en las lagunas, evitando los fenómenos de estratificación.

Un buen grado de mezcla en la capa superior de las lagunas asegura una distribución más uniforme de la DBO₅, del oxígeno disuelto, de las microalgas y de las bacterias, lo que redundaría beneficiosamente en el nivel de depuración que se alcanza en el proceso de tratamiento.

En ausencia del viento, la población de microalgas tiende a estratificarse en una estrecha banda superficial, de unos 20 cm de espesor, durante las horas de luz. Esta banda,



con una elevada concentración de microalgas, responde a los cambios de la intensidad de luz incidente, ascendiendo o bajando dentro de los primeros 50 cm de las lagunas. Como consecuencia de este hecho, si la zona de evacuación de efluentes se encuentra dentro de estos 50 cm., pueden producirse fuertes variaciones en la calidad de los efluentes de las lagunas, fundamentalmente en los que a la concentración de sólidos en suspensión (microalgas) se refiere.

En la etapa de diseño de las lagunas debe evitarse colocar sus zonas de entrada y de salida coincidentes con la dirección de los vientos dominantes, ya que ello puede provocar la creación de corrientes superficiales preferenciales, que llegan a afectar negativamente al rendimiento.

5.5 Profundidad de las lagunas

La profundidad de las lagunas afecta a:

- La temperatura del agua: lagunas profundas, con baja relación superficie/volumen (caso de las lagunas anaerobias), minimizan la pérdida de calor por radiación a la atmósfera.
- El grado de mezcla de las aguas: la intensidad de mezcla es función de la profundidad, a menor profundidad el viento provoca un mayor grado de mezcla.
- El crecimiento de vegetación indeseable en las lagunas: profundidades del orden o superiores a 1 m., son suficientes para evitar estos crecimientos.
- Al nivel consumo de oxígeno por parte de los gases que escapan desde el fondo de las lagunas hasta su superficie: a mayor profundidad de las lagunas, mayor grado de oxidación de estos gases.

5.6 Evaporación y precipitación

La evaporación trae como consecuencia un incremento de la salinidad de las aguas almacenadas en las lagunas. En casos extremos, este incremento puede invalidar el empleo de los efluentes depurados para el riego de especies vegetales sensibles a la conductividad de las aguas. Se estima, que valores de evaporación inferiores a 5 mm/d no afectan, de forma apreciable, a la salinidad de las aguas de las lagunas.

Con relación a la precipitación, el nivel de oxígeno disuelto en las lagunas puede bajar después de las tormentas, debido a la demanda adicional de oxígeno provocada por los sólidos arrastrados por el agua de lluvia. Además, en días cálidos la lluvia provoca el enfriamiento superficial de las lagunas, con lo que se crea una capa de inversión, que favorece el ascenso de fangos del fondo hacia la superficie, con el consiguiente consumo de oxígeno.

Como contrapartida, la lluvia también provoca una cierta oxigenación de la zona superficial de las lagunas.

5.7 Presencia de sulfatos en las aguas residuales

La existencia de compuestos de azufre en el agua residual influente afecta a la biota de las lagunas. Las bacterias reductoras *Desulfovibrio* emplean el sulfato como aceptor inorgánico de hidrógeno, generando una gran cantidad de sulfuros en medio anaerobio. Si el pH del medio permanece alto, el azufre se encuentra fundamentalmente en solución como ión hidrosulfuro. Ciertos estudios indican que los sulfuros son tóxicos para las algas en concentraciones de 6-7 mg/l. Dos tipos de bacterias oxidan los compuestos reducidos del azufre:

- **Bacterias incoloras:** estrictamente aerobias, emplean el oxígeno molecular como aceptor de electrones. Son poco frecuentes en las lagunas y, si se encuentran, se hallan en su capa superficial.
- **Bacterias fotosintéticas del azufre:** estrictamente anaerobias, emplean luz solar y como aceptores de electrones los sulfuros y el CO_2 . Estas bacterias comunican un color rojo al agua y proliferan cuando existen sulfuros en el medio y condiciones de anaerobiosis.

La oxidación de los sulfuros transcurre en dos etapas:

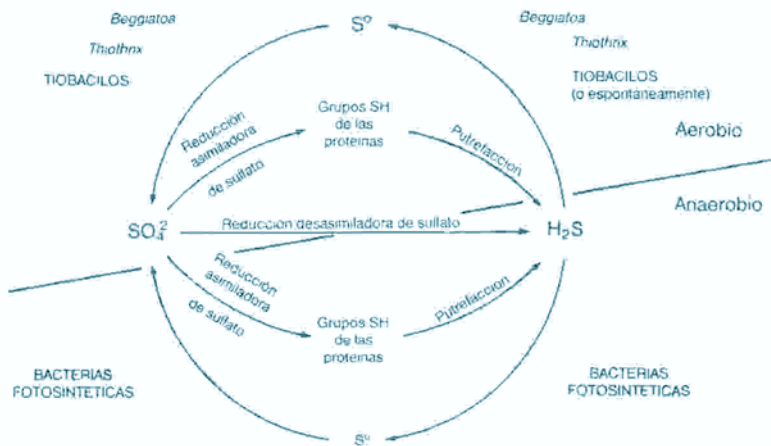
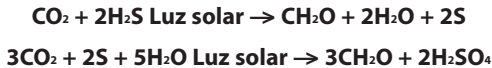


FIGURA 8. Ciclo del azufre en los medios acuáticos.

6 MICROBIOLOGÍA DEL LAGUNAJE

Los tipos de microorganismos que se desarrollan en las diferentes modalidades de lagunas, vienen determinados por las características de las aguas contenidas en cada una de ellas.

En general, puede decirse que en el lagunaje son tres los principales grupos de microorganismos implicados en los procesos de depuración: bacterias, fitoplancton y zooplancton, si bien, también existe una fauna propia del fondo de las lagunas, conocida como benthos.

En las lagunas anaerobias el papel principal lo juegan las bacterias, en las lagunas facultativas se establecen relaciones ecológicas más complejas al trabajar de forma conjunta organismos autótrofos (microalgas) y heterótrofos, mientras que en las lagunas de maduración el zooplancton juega un papel más activo.

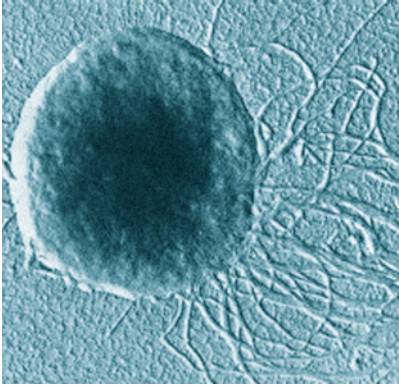
6.1 Bacterias

Las bacterias son las principales responsables de la mineralización de la materia orgánica en los sistemas de depuración por lagunaje, siendo las más abundantes las quimioheterótrofas.

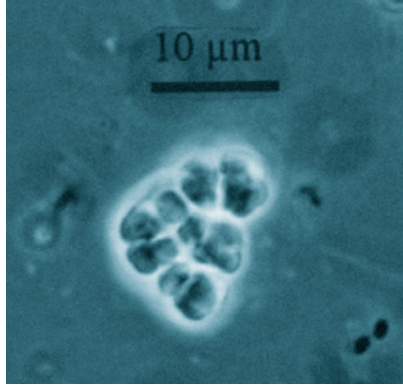
En los ambientes anaerobios (lagunas anaerobias y fondos de las lagunas facultativas y de maduración), los dos grupos principales están constituidos por las bacterias formadoras de ácidos y las metanogénicas. Del equilibrio de ambas poblaciones bacterianas, depende el correcto funcionamiento de este tipo de lagunas.

El grupo de las bacterias formadoras de ácidos incluye a bacterias heterótrofas capaces de convertir materiales orgánicos complejos en compuestos más simples como alcoholes y ácidos orgánicos (acético, propiónico, butírico), que posteriormente son usados como sustratos por las bacterias metanogénicas.

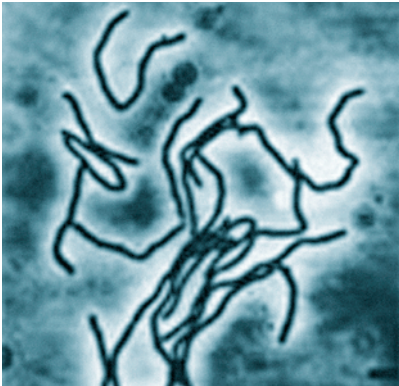
En el grupo de las bacterias metanogénicas, anaerobias estrictas, se encuadran los géneros: *Methanococcus*, *Methanosarcina*, *Methanobacterium* y *Methanospirillum*. También se encuentra en las lagunas anaerobias bacterias reductoras de sulfatos (*Desulfovibrio sp.*), responsables del paso de estos compuestos a gas sulfhídrico.



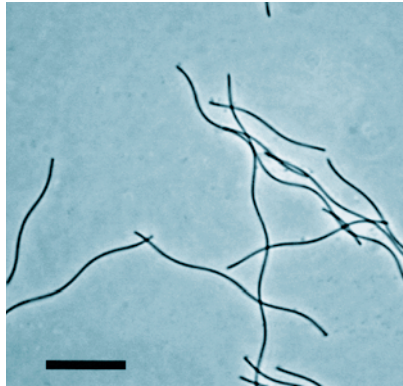
FOTOGRAFÍA 1. *Methanococcus* sp.



FOTOGRAFÍA 2. *Methanosarcina* sp.



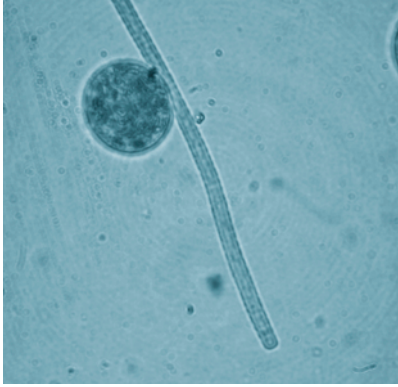
FOTOGRAFÍA 3. *Methanobacterium* sp.



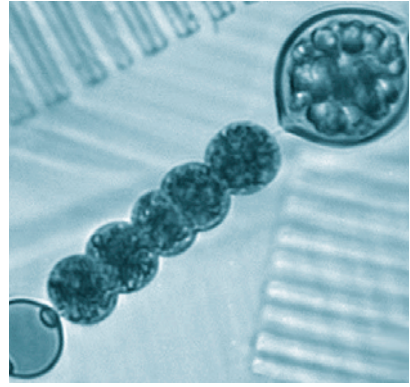
FOTOGRAFÍA 4. *Methanospirillum* sp.

En las zonas aerobias de las lagunas facultativas y de las lagunas de maduración, las bacterias más frecuentes son similares a las que se encuentran en los sistemas de lodos activos, encuadrándose en los géneros: *Pseudomonas* sp, *Achromobacter* sp, *Flavobacterium* sp. y *Alcaligenes* sp. Estos organismos son los responsables de la descomposición de la materia orgánica presente en la zona aerobia de las lagunas.

Las cianobacterias, conocidas también como algas verdeazuladas, emplean como fuente principal de carbono el CO_2 , si bien, también pueden emplear compuestos orgánicos de bajo peso molecular. Son organismos fotosintéticos que aportan oxígeno a las aguas de las lagunas y que son capaces de fijar el nitrógeno atmosférico. Dentro de ellas se encuadran los géneros *Oscillatoria*, *Anabaena*, *Phormidium* y *Anacystis*.



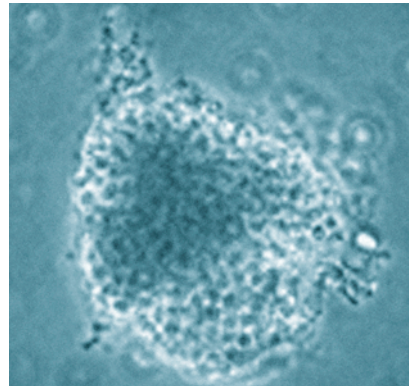
FOTOGRAFÍA 5. *Oscillatoria* sp.



FOTOGRAFÍA 6. *Anabaena* sp.



FOTOGRAFÍA 7. *Phormidium* sp.



FOTOGRAFÍA 8. *Anacyclis* sp.

En lo referente a las bacterias del azufre, muchas bacterias de la familia *Chromatiaceae* presentan un color púrpura, aunque también las hay de tonos rojos, morados y naranjas. Estas bacterias realizan fotosíntesis empleando el H_2S en lugar del H_2O como donante de hidrógeno, de acuerdo con la ecuación:

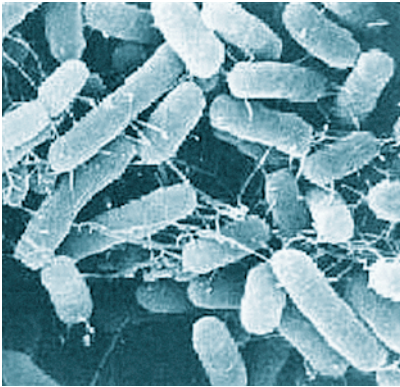


Se desarrollan en ambientes acuáticos en los que la luz penetre en la masa líquida y estén presentes dióxido de carbono, nitrógeno y formas reducidas del azufre.

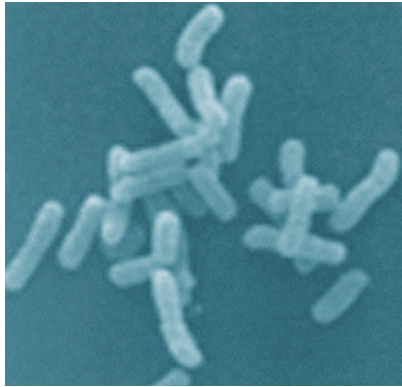
Al emplear para la función fotosintética longitudes de ondas diferentes a las de las microalgas, se sitúan por debajo de las mismas (empleando la luz que esta no utilizan), en una delgada capa en la que las condiciones lumínicas y nutricionales les son óptimas.

Si la población de este tipo de bacterias es muy numerosa, comunican a las aguas tonalidades rosáceas, lo que el caso de las lagunas anaerobias es un claro índice de infracarga, mientras que en las lagunas facultativas y de maduración suponen todo lo contrario, apareciendo en episodios de sobrecarga orgánica.

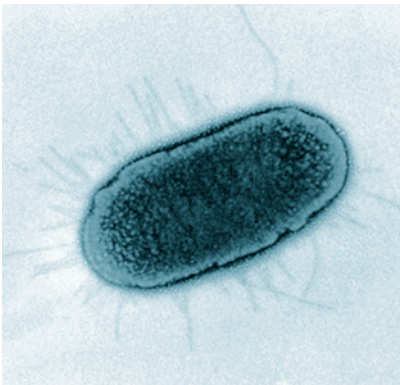
En lo referente a bacterias patógenas, las que se encuentran normalmente en las lagunas pertenecen a los géneros: *Salmonella sp*, *Shigella sp*, *Escherichia sp*, *Leptospira sp*, *Francisella sp* y *Vibrio sp*.



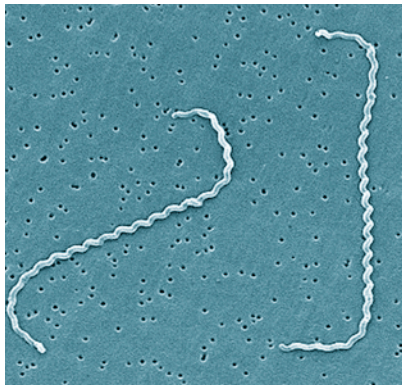
FOTOGRAFÍA 9. *Salmonella sp.*



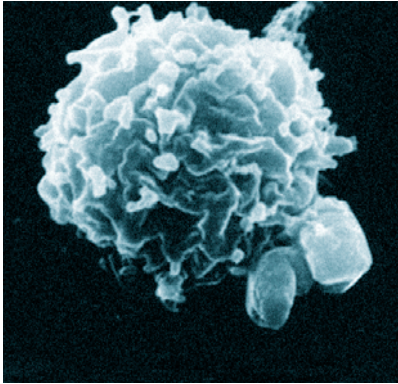
FOTOGRAFÍA 10. *Shigella sp.*



FOTOGRAFÍA 11. *Escherichia sp.*



FOTOGRAFÍA 12. *Leptospira sp.*



FOTOGRAFÍA 13. *Francisella* sp.



FOTOGRAFÍA 14. *Vibrio* sp.

Normalmente, las bacterias patógenas no sobreviven largos períodos en los medios acuáticos, como consecuencia de fenómenos de sedimentación, competencia, deprecación, cambios de pH y temperatura, radiación solar, etc.

6.2 Fitoplancton

Las algas son organismos acuáticos unicelulares o pluricelulares, móviles o inmóviles, que contienen en su mayoría pigmentos fotosintéticos y que son, básicamente, autótrofos.

El papel que desarrollan las algas en el lagunaje es fundamental, puesto que mediante fotosíntesis aportan al medio líquido el oxígeno necesario para la degradación biológica de la materia orgánica y para la vida de otros microorganismos.

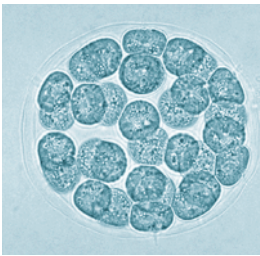
En instalaciones que cuentan con varias lagunas facultativas y de maduración dispuestas en serie, en las primeras lagunas se observan muchos individuos pertenecientes a pocos géneros, mientras que a lo largo del sistema el número de especies aumenta, disminuyendo el número de individuos pertenecientes a las mismas.

Entre los grupos principales de algas destacan:

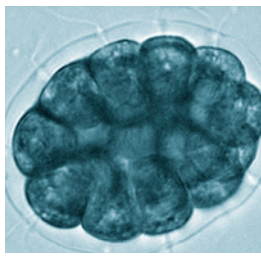
- *Chlorophyta* o algas verdes, que incluyen organismos unicelulares, filamentosos y coloniales. Se trata de un grupo de algas muy grande donde la mayoría de las algas planctónicas son de los géneros: *Chlamydomonas* sp, *Eudorina* sp, *Pandorina* sp, *Scenedesmus* sp y *Spirulina* sp.
- *Euglenophyta*, organismos unicelulares flagelados que constituyen un grupo relativamente grande en el que se encuentran los géneros: *Euglena* sp., *Phacus* sp. y *Leptocinclis* sp., característicos de los sistemas de lagunaje.

- *Bacillariophyta* o diatomeas, constituyen este grupo organismos unicelulares o coloniales, cuya característica principal es su pared celular silicificada. Las más comunes en el lagunaje pertenecen a los géneros *Navicula sp.* y *Nitzschia sp.*

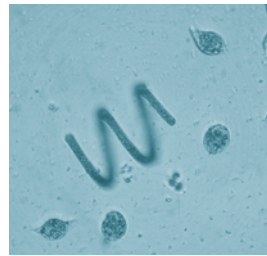
En las aguas turbias, propias de las lagunas facultativas, predominan las algas móviles (*Euglena sp.*, *Chlamydomonas sp.* y *Pyrobotrys sp.*), que gracias a su capacidad de movimiento pueden ubicarse en la columna de agua en la posición en la que la intensidad de la luz incidente y la temperatura sean las óptimas para su desarrollo, lo que no pueden hacer las algas que carecen de esta capacidad (*Chlorella sp.*, *Scenedesmus sp.*), que también son bastante comunes en las lagunas facultativas.



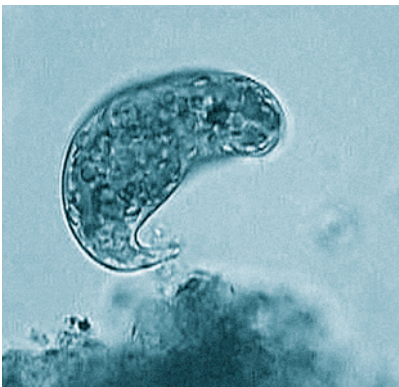
FOTOGRAFÍA 15. Eudorina sp.



FOTOGRAFÍA 16. Pandorina sp.



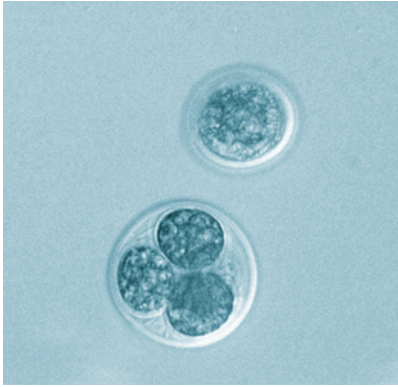
FOTOGRAFÍA 17. Spirulina sp.



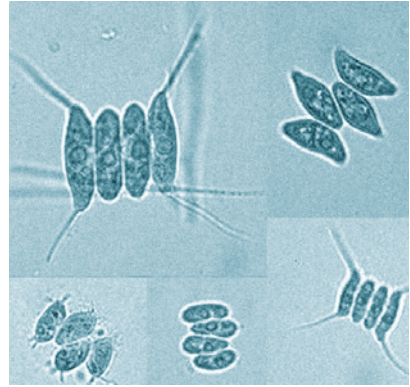
FOTOGRAFÍA 18. Euglena sp.



FOTOGRAFÍA 19. Chlamydomonas sp.



FOTOGRAFÍA 20. *Chlorella* sp.



FOTOGRAFÍA 21. *Scenedesmus* sp.

En ocasiones, en la superficie de las lagunas anaerobias se desarrolla una delgada capa de microalgas, entre las que predominan *Chlamydomonas* sp. Las poblaciones de microalgas experimentan variaciones a lo largo del año, generalmente durante los meses fríos predominan *Euglena* sp. y *Chlamydomonas* sp., mientras que en verano predominan *Chlorella* sp. y *Scenedesmus* sp. y se observa un mayor desarrollo de las cianofíceas.

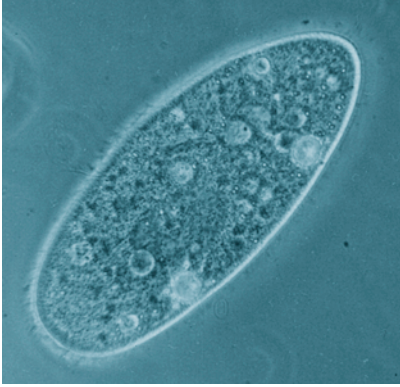
La concentración de biomasa algal en las lagunas es función de la carga orgánica superficial con las que éstas operan, oscilando entre 1 y 3 mg de clorofila-A por litro, llegando el número de microalgas hasta valores de 10^8 células/ml.

6.3 Zooplancton

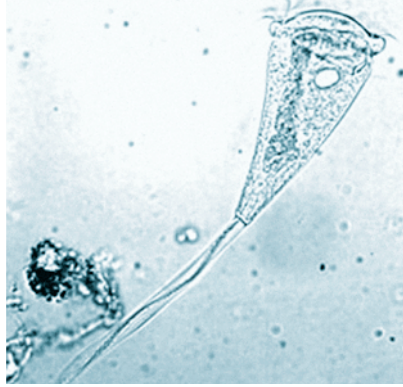
Se define como el conjunto de organismos animales que viven libres en el seno de las aguas. Los grupos fundamentales que se detectan en las lagunas fotosintéticas son Protozoos y Rotíferos.

- Protozoos: se alimentan de bacterias, nano-fitoplancton, partículas orgánicas y otros protozoos, por lo que contribuyen a la purificación de los efluentes.

La mayoría posee cilios que les permiten desplazarse en el medio acuático (*Paramecium* sp.), o con los que impulsan el alimento hacia su cavidad digestiva (*Vorticella* sp.). Contribuyen a la depuración mediante el consumo directo de materia orgánica y, especialmente, mediante su actividad predatoria sobre las bacterias, lo que estimula el crecimiento adicional de éstas.



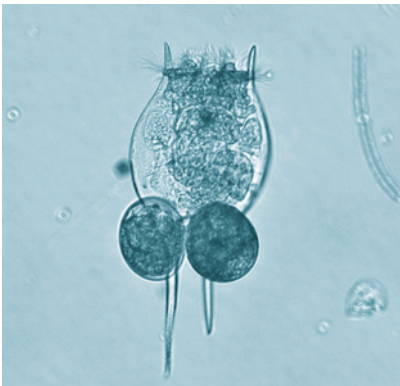
FOTOGRAFÍA 22. Paramecium sp.



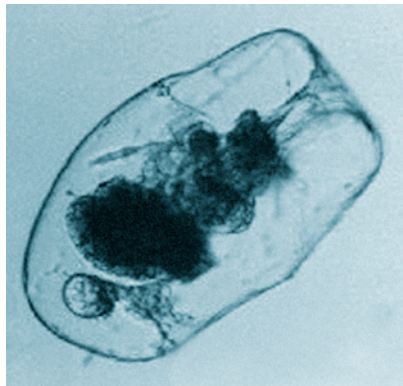
FOTOGRAFÍA 23. Vorticella sp.

- Rotíferos: poseen una corona ciliada que al vibrar crea corrientes que aprovechan para su alimentación y locomoción. Su presencia es beneficiosa para las lagunas, pues se alimentan de bacterias, algas, protozoos y materia en suspensión, por lo que contribuyen a clarificar las aguas. Su acción permite una mejor iluminación de las profundidades de las lagunas, y, por tanto, favorece el crecimiento de las algas y la oxigenación de las zonas profundas.

El género *Brachionus sp.* suele ser el más abundante, sobre todo en las lagunas facultativas, disminuyendo su número al pasar a las lagunas de maduración al ser controlada su población por otros rotíferos, especialmente del género *Asplanchna sp.*



FOTOGRAFÍA 24. Brachionus sp.



FOTOGRAFÍA 25. Asplanchna sp.

6.4 Benthos

La fauna del *Benthos* está adaptada a vivir en condiciones de poca luz y escasas concentraciones de oxígeno disuelto. Los principales organismos representantes de esta fauna son los quironómidos, que contribuyen a la estabilización de la materia orgánica presente en los sedimentos y presentan un elevado grado de tolerancia a las condiciones eutróficas.



FOTOGRAFÍA 26. Chironomus sp.

7 RENDIMIENTOS DE DEPURACIÓN

7.1 Eliminación de materia orgánica

En las lagunas anaerobias la eliminación de materia orgánica, expresada como DBO₅, puede estimarse en función de la carga orgánica volumétrica y de la temperatura de acuerdo con la Tabla 2 (Mara y Pearson, 1986).

Tabla 2. Rendimientos de eliminación de materia orgánica en lagunas anaerobias.

Tª de diseño (°C)	Carga volumétrica (λ _v) (g m ⁻³ d ⁻¹)	Eliminación DBO ₅ (%)
< 10	100	40
10 – 20	20 T-100	2T + 20
> 20	300	60

Para lagunas facultativas McGarry y Pescod (1970) proponen la siguiente relación entre la carga orgánica superficial aplicada, y la carga orgánica superficial eliminada:

$$\text{COS}_{el} = 10,35 + 0,725 \text{ COS}_{ap}$$

Siendo COS_{el} la carga orgánica superficial eliminada y COS_{ap} la carga orgánica superficial aplicada (medidas ambas en kg DBO₅ ha⁻¹d⁻¹).

7.2 Eliminación de sólidos en suspensión

La presencia de microalgas en el efluente final depurado, empeora los rendimientos de eliminación de materia orgánica y de sólidos en suspensión, y hace necesario incluir algún sistema de eliminación de estas microalgas (filtros de rocas, filtros de arena, etc.), para cumplir requisitos estrictos de vertido.

En los momentos de crecimiento intensivo de las microalgas (primavera-verano), la concentración de sólidos en suspensión en el efluente final de los lagunajes puede llegar a superar a la de las aguas residuales influentes.

7.3 Eliminación de nutrientes

7.3.1 Nitrógeno

Pano y Middlebrooks (1982) proponen las siguientes ecuaciones para la eliminación del nitrógeno amoniacal (NH₃ + NH₄⁺), en lagunas facultativas y de maduración:

- Para temperaturas inferiores a 20 °C:

$$\text{Ce} = \frac{\text{Ci}}{1 + \left[\frac{S}{Q} (0,0038 + 0,000134 T) \exp (1,041 + 0,044 T) (pH - 6,6) \right]}$$

- Para temperaturas superiores a 20 °C:

$$C_e = \frac{C_i}{1 + (5,035 \cdot 10^{-3} \frac{S}{Q}) [\exp(1,540)(\text{pH} - 6,6)]}$$

Donde C_e es la concentración de nitrógeno amoniacal en el efluente (mg N/l); C_i la concentración de nitrógeno amoniacal en el influente (mg N/l); S la superficie de la laguna (m^2); y Q el caudal de alimentación (m^3/d).

Reed (1985) recomienda el empleo de la siguiente ecuación para la eliminación de nitrógeno total en lagunas facultativas y de maduración:

$$C_e = C_i \cdot \exp[-(0,064 \cdot 1,039T - 20)(\emptyset + 60 (\text{pH} - 6,6))]$$

Siendo T la temperatura (°C), en el rango 1 - 28 °C; y \emptyset el tiempo de retención hidráulica (d) (rango 5 - 231 d).

El valor pH usado en las anteriores ecuaciones se puede estimar mediante:

$$\text{pH} = 7,3 \exp(0,0005A)$$

Donde A es la alcalinidad del influente (mg CaCO_3/l).

Estas ecuaciones se aplican secuencialmente a las lagunas facultativas y de maduración de forma individualizada, lo que permite determinar las concentraciones de nitrógeno en el efluente final del lagunaje.

7.3.2 Fósforo

No existen ecuaciones de diseño para la eliminación de fósforo en los lagunajes. Huang y Gloyna (1984) estiman que si el rendimiento global de eliminación de DBO_5 es del 90% la eliminación de fósforo total es del orden del 45%. El fósforo total del efluente es, aproximadamente, 2/3 inorgánico y 1/3 orgánico.

7.4 Eliminación de patógenos

• Eliminación de bacterias y quistes de protozoos

La Tabla 3 muestra la eficiencia de los lagunajes en la eliminación de estos tipos de organismos patógenos (Mara, Pearson, 1998).

Tabla 3. Eficiencia de los lagunajes en la eliminación de bacterias y quistes de protozoos.

Patógeno	Eliminación en lagunajes
Bacterias	> de 6 potencias
Virus	> de 4 potencias
Protozoos quistes	100 %
Huevos de helmintos	100 %

- **Eliminación de huevos de helmintos**

Ayres (1992), tras el análisis de datos experimentales procedentes de lagunajes ubicados en Brasil, India y Kenia, dedujo la siguiente ecuación para la eliminación de huevos de helmintos. Esta ecuación es válida para lagunas anaerobias, facultativas y de maduración.

$$R = 100 (1 - 0,14 \exp(-0,38 \emptyset))$$

Donde R es el porcentaje de eliminación de huevos de helmintos y \emptyset es el tiempo de retención hidráulica.

Aplicando un límite de confianza del 95 % a la ecuación anterior se obtiene:

$$R = 100 (1 - 0,41 \exp (-0,49\emptyset q + 0,0085 \emptyset^2))$$

La Tabla 4 muestra los valores de los rendimientos de eliminación de huevos (R) en lagunas individuales Anaerobias, Facultativas y de Maduración, para valores del tiempo de retención hidráulica (\emptyset) comprendidos en el rango de 1-20 días, según la ecuación anterior.

Tabla 4. Porcentajes de eliminación de huevos de helmintos en función del tiempo de retención hidráulica.

\emptyset	R	\emptyset	R	\emptyset	R
1,0	74,67	4,0	93,38	10,0	99,29
1,2	76,95	4,2	93,66	10,5	99,39
1,4	79,01	4,4	93,40	11	99,48
1,6	80,87	4,6	94,85	12	99,61
1,8	82,55	4,8	95,25	13	99,70
2,0	84,08	5,0	95,62	14	99,77
2,2	85,46	5,5	96,42	15	99,82
2,4	87,72	6,0	97,06	16	99,86
2,6	87,85	6,5	97,57	17	99,88
2,8	88,89	7,0	97,99	18	99,90
3,0	89,82	7,5	98,32	19	99,92
3,2	90,68	8,0	98,60	20	99,93
3,4	91,45	8,5	98,82		
3,6	92,16	9,0	99,01		
3,8	92,80	9,5	99,16		

Esta ecuación se aplica secuencialmente a cada una de las lagunas dispuestas en serie, lo que permite calcular el número de huevos de helmintos en el efluente final del lagunaje.

En base a datos experimentales, obtenidos del seguimiento de estaciones de lagunaje en Andalucía, pueden establecerse los siguientes rangos de eliminación de contaminantes para los distintos tipos de lagunas (véase la Tabla 5).



Tabla 5. Rendimientos de eliminación de contaminantes en las distintas etapas de los lagunajes.

Tipo de lagunas	Rendimiento (%)				
	Sólidos en suspensión	DBO ₅	DQO	N	P
Anaerobias	50 – 65	40 - 50	40 – 50	5 – 10	0 – 5
Facultativas	0 - 70	60 - 80	55 – 75	30 – 60	0 – 30
Maduración	40 - 80	75 - 85	70 – 80	35 – 80	10 – 60

Los rendimientos se determinan con referencia a las aguas residuales influentes.

8 DISEÑO DEL LAGUNAJE

Básicamente, puede decirse que las lagunas anaerobias y facultativas se diseñan con el objetivo primordial de la eliminación de DBO₅, mientras que en las lagunas de maduración este objetivo se centra en la eliminación de organismos patógenos. Si bien, ello no excluye que en las lagunas de maduración también se produzca una cierta eliminación de DBO₅, ni que en las lagunas anaerobias y facultativas también se eliminen patógenos.

8.1 Lagunas anaerobias

Las lagunas anaerobias se diseñan para lograr dos objetivos básicos:

- Retener la mayor cantidad de sólidos sedimentables.
- Estabilizar los lodos que se van acumulando en las lagunas.

El diseño es básicamente empírico y se basa en criterios de carga orgánica volumétrica y/o tiempos de retención.

La carga orgánica volumétrica viene dada por:

$$COV = C_0 \frac{Q}{V}$$

Donde *COV* es la carga orgánica volumétrica (g DBO₅ m⁻³d⁻¹); *C₀* es la DBO₅ del influente (g/m³); *Q* es el caudal (m³/d); y *V* el volumen de la laguna (m³). De la expresión anterior, despejando el volumen se obtiene:

$$V = C_0 \frac{Q}{COV}$$

Dependiendo de la temperatura de diseño, los valores que suelen emplearse de carga volumétrica se recogen en la Tabla 6, en la que también se muestran los rendimientos medios de DBO₅ para cada situación (Mara y Pearson, 1986; Mara y col. 1997).

El límite superior de carga orgánica volumétrica se limita a 350 g DBO₅ m⁻³d⁻¹, para minimizar la generación de olores desagradables. Este límite es aplicable para el tratamiento de aguas residuales con contenidos en sulfatos menores de 300 mg SO₄/l.

Tabla 6. Valores recomendados de carga orgánica volumétrica en función de la temperatura de diseño y rendimientos.

Tª de diseño (°C)	Carga volumétrica (λ _v) (g m ³ d ⁻¹)	Eliminación DBO ₅ (%)
< 10	100	40
10 – 20	20T-100	2T + 20
20 – 25	10T + 100	2T + 20
> 25	350	70

Fijado el valor de COV se determina el volumen necesario de la etapa anaerobia, con el que puede determinarse el tiempo de retención hidráulica mediante la expresión

$$\theta = \frac{V}{Q}$$

No deben emplearse valores de TRH <1 d, si la ecuación anterior da un valor de menos de un día, debe usarse un valor de 2 d y recalcularse el volumen.

Las alturas más usuales de lámina de agua en este tipo de lagunas oscilan entre 3 y 5 m.

La acumulación de lodos en el fondo de las lagunas anaerobias se estima entorno a 0,04 m³ hab-eq⁻¹ año⁻¹. Otras consideraciones son las siguientes:

- Se desaconseja trabajar con lagunas anaerobias en serie, ya que las lagunas que reciben los efluentes depurados presentan problemas de operación por la baja carga orgánica aplicada.
- La frecuencia de purga de lodos depende de la naturaleza del vertido, carga aplicada y clima de la zona. En función a estas variables, la limpieza debe hacerse cada 5-10 años.
- Ciertos estudios demuestran que la recirculación es contraproducente, dado que la mayor turbulencia provoca el mantenimiento de sólidos en suspensión que, en ausencia de recirculación, se incorporarían a la capa de lodos. El desprendimiento de burbujas es suficiente para garantizar un nivel adecuado de mezcla.

8.2 Lagunas facultativas

Este tipo de lagunas se diseñan de forma que se favorezcan los mecanismos de oxigenación del medio: actividad fotosintética (principalmente) y reaireación superficial.

Dado que las algas precisan luz para generar oxígeno y que la difusión de éste en el agua es muy lenta, la profundidad de estas lagunas oscila entre 1,5 – 2,0 m.

En el dimensionamiento de las lagunas facultativas cabe distinguir entre métodos racionales, matemáticos y empíricos.

Los métodos racionales intentan explicar, en términos científicos, lo que ocurre en las lagunas facultativas, asumiendo hipótesis restrictivas tales como:

- La composición de la alimentación es constante durante todo el año.
- El régimen hidráulico en las lagunas se corresponde con un modelo ideal de flujo.
- No se consideran las sedimentaciones de materia orgánica particulada en el fondo de las lagunas.
- Las lagunas funcionan en régimen estacionario.
- La cinética de la depuración es de primer orden, con una constante de velocidad que varía exponencialmente con la temperatura.

Los métodos matemáticos si bien, pueden ser considerados como una subcategoría de los métodos racionales. Se diferencian de los mismos por hacer uso de hipótesis

muy diferentes, considerando las lagunas como sistemas dinámicos con cinéticas complejas y regímenes de flujo no ideales.

Por último, los métodos empíricos son relaciones matemáticas sencillas, deducidas de la observación experimental y que utilizan como variables de diseño el caudal de aguas residuales a tratar, el tiempo de residencia y la carga orgánica superficial.

8.2.1 Métodos racionales

A. Modelo de mezcla completa y cinética de primer orden

Basándose en las hipótesis siguientes:

- La reducción de la materia orgánica sigue una cinética de primer orden.
- En la laguna se dan condiciones de mezcla completa.
- No se producen pérdidas por evaporación y/o filtración.

Efectuando el correspondiente balance de materia (Figura 9), se obtiene:

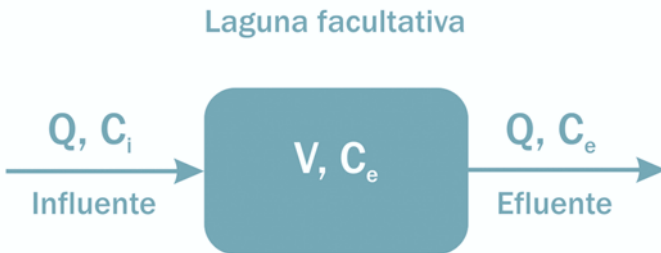


FIGURA 9. Balance de materia en una laguna facultativa.

$$QC_e = QC_i - k_c VC_e$$

$$\emptyset = \frac{V}{Q}$$

$$C_e = C_i - k_c C_e \emptyset$$

$$C_e = \frac{C_i}{1 + k_c \emptyset}$$

$$\emptyset = \frac{1}{k_c} \left(\frac{C_i}{C_e} - 1 \right)$$

Donde C_e es la DBO₅ del efluente (mg/l); C_i la DBO₅ del influente (mg/l); \emptyset el tiempo de retención (d); k_c es la constante de reacción de primer orden para la eliminación de DBO₅. (d⁻¹). Su influencia respecto a la temperatura viene dada por:

Autor	Ecuación
Marais (1966)	$k_{CT} = k_{c35} (1,085)^{T-35}$
Mara (1976)	$k_{CT} = 0,35 (1,05)^{T-20}$
Gloyna (1973)	$k_{CT} = 0,17$
Israel (Mara, 1976)	$k_{CT} = 0,8 (1,05)^{T-20}$
Sudáfrica (Mara, 1976)	$k_{CT} = 0,17$ si $T > 5$ °C $k_{CT} = 0,14$ si $T < 5$ °C
Tchobanoglous (1985)	$k_{CT} = 0,2-0,4$

Donde k_{CT} = constante de reacción a la temperatura T (d⁻¹); k_{c35} = constante de reacción a 35 °C = 1,2 d⁻¹; y T = temperatura de operación (°C).

B. Modelo de flujo pistón y cinética de primer orden.

La ecuación básica del modelo del flujo pistón es la siguiente:

$$\frac{C_e}{C_i} = \exp [-k_p \cdot \emptyset]$$

De donde:

$$\emptyset = \frac{-1}{k_p} \ln\left(\frac{C_e}{C_i}\right)$$

siendo C_e = DBO₅ del efluente (mg/l); C_i = DBO₅ del influente (mg/l); \emptyset = tiempo de retención (d); y k_p = constante de velocidad (d⁻¹) para el modelo de flujo pistón, su influencia respecto a la temperatura viene dada por la expresión (EPA, 1983):

$$k_{pT} = k_{p20} (1,09)^{T-20}$$

k_{pT} = constante de reacción a la temperatura T (d⁻¹); k_{p20} = constante de reacción a 20 °C; y T = temperatura de operación (°C).

El valor de k_{p20} en función de la carga orgánica superficial (COS) se muestra en la Tabla 7 (EPA, 1983).

Tabla 7. Valores de k_{p20} en función de la carga orgánica superficial.

COS (kg DBO ₅ ha ⁻¹ d ⁻¹)	k_{p20} (d ⁻¹)
22	0,045
25	0,071
67	0,083
90	0,096
112	0,129

C. Métodos matemáticos

a) Modelo de Flujo Arbitrario

Thirumurthi (1969) establece que el modelo de flujo en las *Lagunas facultativas* se encuentra entre los modelos anteriores (mezcla completa y flujo pistón), y recomienda el uso de la ecuación, desarrollada en 1958 por Wehner-Wilhelm, para el diseño de reactores químicos, en la que grado de mezcla se representa mediante un parámetro adimensional d (coeficiente de dispersión), cuyos valores oscilan entre cero para condiciones de flujo pistón, a infinito para sistemas de mezcla completa. Para facilitar el uso de esta ecuación, Thirumurthi desarrolló el siguiente gráfico (Figura 10).

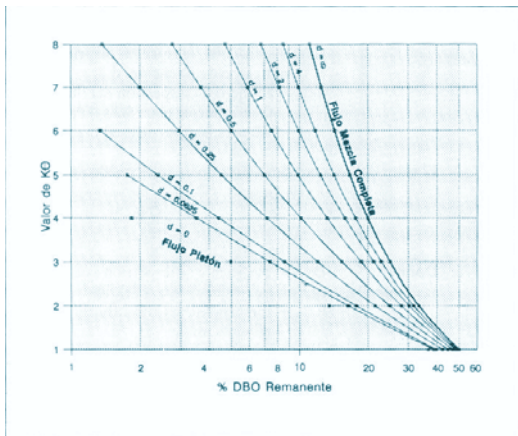


FIGURA 10. Gráfico para el uso de la ecuación de Thirumurthi.

Para el tratamiento de aguas residuales urbanas, Thirumurti propone la siguiente relación entre la constante de reacción y la temperatura:

$$K = 0,15 (1,072)^{T-20}$$

Donde K = constante de reacción de DBO_5 a la temperatura de diseño (d^{-1}) y T = temperatura de diseño ($^{\circ}C$).

D. Métodos empíricos

a) Métodos basados en la Carga Orgánica Superficial

Estos métodos experimentales recomiendan valores de la Carga Orgánica Superficial (COS) muy dispares, dado que las experiencias de las que se han extraído se han llevado a cabo en distintas ubicaciones geográficas, bajo distintas temperaturas, con diferentes profundidades de las lagunas y con aguas residuales influentes de características diversas. Entre ellos destacan:



a.1) Método de la Organización Mundial de la Salud (OMS, 1987).

La OMS para climas templados recomienda dimensionar las lagunas facultativas en lugares de clima templado con Cargas Orgánicas Superficiales entre 200 y 400 kg DBO₅/ha.d.

a.2) Ecuación de Arceivala (1973) o método indio.

Este método está deducido a partir de datos experimentales obtenidos de lagunas facultativas que operan en la India, por lo que sólo es válido para países con una ubicación geográfica similar (intervalo de latitud 8° N - 36° N). Según este método, la carga orgánica superficial admisible por una laguna facultativa viene dada por:

$$\mathbf{COS = 375 - 6,25 L}$$

Donde COS = carga orgánica superficial (kg DBO₅/ha.d) y L = latitud el lugar donde se ubica el Lagunaje.

a.3) Método de McGarry y Pescod (1970).

Tras el estudio de más de un centenar de lagunas facultativas que operaban con cargas comprendidas entre 34 y 560 kg DBO₅ ha⁻¹ d⁻¹, se obtuvo la siguiente expresión que relaciona la carga orgánica superficial máxima que puede aplicarse a una laguna facultativa, con la temperatura media el mes más frío:

$$\mathbf{COS_{max} = 60 (1,099)^T}$$

Siendo COS_{max} = carga orgánica superficial máxima (kg DBO₅ ha⁻¹ d⁻¹) y T = temperatura media del mes más frío (°C).

El hecho de tomar como temperatura de diseño la temperatura media del mes más frío, añade un cierto margen de seguridad, puesto que la temperatura del agua en las lagunas en esos momentos es del orden de 2-3 °C superior a la temperatura del aire.

Por otro lado, según McGarry y Pescod (1970), la Carga Orgánica Superficial aplicada y la Carga Orgánica Superficial eliminada, se relacionan mediante la expresión:

$$\mathbf{COS_{el} = 10,35 + 0,725 COS_{ap}}$$

Siendo COS_{el} = carga orgánica superficial eliminada (kg DBO₅ ha⁻¹ d⁻¹) y COS_{ap} = carga orgánica superficial aplicada (kg DBO₅ ha⁻¹ d⁻¹)

a.4) Método de Arthur (1983).

Relaciona la Carga Orgánica Superficial máxima que puede aplicarse a una laguna facultativa, con la temperatura media del mes más frío de acuerdo con la expresión:

$$\mathbf{COS_{max} = (20 \times T) - 60}$$

Siendo COS_{max} = carga orgánica superficial máxima ((kg DBO₅ ha⁻¹ d⁻¹) y T = temperatura media del mes más frío (°C).

a.5) Métodos de Mara

I) Aplicando un factor de seguridad, de aproximadamente 1,5 a la ecuación de McGarry y Pescod, se obtiene la expresión siguiente que relaciona la Carga Orgánica Superficial máxima que puede aplicarse a una *Laguna Facultativa* con la temperatura media del mes más frío (Mara, 1976):

$$COS_{max} = (20 T) - 120$$

Siendo COS_{max} = carga orgánica superficial máxima (kg DBO₅ ha⁻¹ d⁻¹) y T = temperatura media del mes más frío.

II) Posteriormente (Mara, 1987) propone para lagunas facultativas con profundidades comprendidas entre 1,5 – 2,0 m:

$$COS_{max} = 100 \text{ kg DBO}_5 \text{ ha}^{-1} \text{ d}^{-1}$$

para T < 10 °C

$$COS_{max} = 350 (1,107 - 0,002 T)^{T-25}$$

para T > 10 °C

Siendo COS_{max} = carga orgánica superficial máxima (kg DBO₅ ha⁻¹ d⁻¹) y T = temperatura de diseño (°C).

a.6) Métodos de Gloyna.

Gloyna (1973), recomienda para la carga orgánica superficial, en función de las características climáticas de la zona, los valores que se muestran en la Tabla 8.

Tabla 8. Valores de la carga orgánica superficial en función de las características climáticas de la zona.

kg DBO ₅ ha ⁻¹ d ⁻¹	Características climáticas
< 10	Zonas muy frías con cobertura de hielo estacional, aguas con temperatura uniforme baja y nubosidad variable
10 – 50	Clima frío con cobertura de hielo estacional y temperatura templada de verano en una estación corta
50 – 150	Clima entre templado y semitropical, cobertura ocasional de hielo, sin nubosidad persistente
150 – 300	Clima tropical, sol y temperatura uniformes, sin nubosidad estacional

Igualmente, Gloyna (1973) relaciona la carga orgánica superficial máxima que puede aplicarse a una laguna facultativa, con la temperatura media mensual mínima del agua, de acuerdo con la expresión:

$$COS_{max} = 357,4 (1,085)^{T-20}$$

Siendo COS_{max} = carga orgánica superficial máxima (kg DBO₅ ha⁻¹ d⁻¹) y T = temperatura media mensual mínima del agua (°C).

a.7) Método empírico israelí.

En Israel, tras muchos años de seguimiento de numerosas instalaciones de lagunaje, han llegado a la conclusión de no diseñar lagunas facultativas con cargas orgánicas superficiales superiores a 100 kg DBO₅ ha⁻¹ d⁻¹.

La Figura 30, relaciona la temperatura y la carga orgánica superficial máxima aplicable, según las ecuaciones de McGarry, Mara, Arthur y Gloyna, observándose que las ecuaciones más conservadoras son las propuestas por Mara.

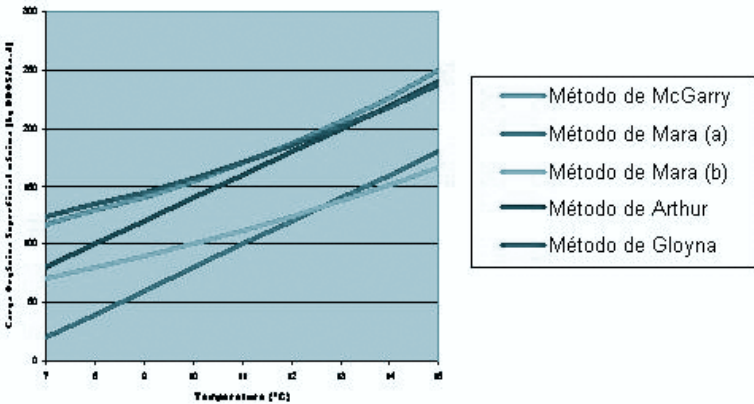


FIGURA 11. Comparación de distintos métodos empíricos para el dimensionamiento de lagunas facultativas.

b) Otros métodos empíricos.

b.1) Método de Larsen (1974).

Calcula la superficie necesaria de Laguna Facultativa para alcanzar una determinada reducción de la carga orgánica del agua a tratar haciendo uso de la expresión:

$$MOT = (2,468^{RED} + 2,468^{TTC} + \frac{23,9}{TEMPR} + \frac{150}{DRY}) \cdot 10^6$$

siendo:

$$MOT = 1,0783 \cdot 10^{-7} \frac{\text{Área (ft}^2) \cdot \text{Radiación solar (BTU/ft}^2 \cdot \text{d)}^{1/3}}{\text{Caudal influente (gal/d)} \cdot \text{(DBO5 int (mg/l))}^{1/3}}$$

$$\text{RED} = \frac{\text{DBO}_5 \text{ inf (mg/l)} - \text{DBO}_5 \text{ efl (mg/l)}}{\text{DBO}_5 \text{ inf (mg/l)}}$$

$$\text{TCC} = 0,0879 \cdot \frac{\text{Velocidad viento (millas/h)} \cdot (\text{DBO}_5 \text{ inf (mg/l)})^{1/3}}{(\text{Radiación solar (BTU/ft}^2 \cdot \text{d)})^{1/3}}$$

$$\text{TEMPR} = \frac{\text{Temperatura agua (}^\circ\text{F)}}{\text{Temperatura aire (}^\circ\text{F)}}$$

$$\text{DRY} = \text{Humedad relativa (\%)}$$

La superficie necesaria de laguna se calcula aplicando la expresión anterior para las condiciones más desfavorables de radiación solar, temperatura y carga orgánica.

b.2) Método de Gloyna (1973).

En este método, desarrollado a partir de estudios a escala real y piloto, el volumen necesario de laguna facultativa viene definido por la expresión:

$$\mathbf{V = 3,5 \cdot 10^{-5} \cdot Q \cdot L \cdot \varnothing^{35-T} \cdot f \cdot f'}$$

Siendo V = volumen de la laguna (m³); Q = caudal de aguas residuales a tratar (l/d); L = DBO₅ última (oscila entre 1,1 y 1.7 el valor de la DBO₅); q = coeficiente de temperatura = 1,085 (adimensional); f = factor de toxicidad para las algas, su valor es 1 para aguas residuales urbanas; f' = demanda de oxígeno para los sulfuros, su valor es 1 cuando la concentración equivalente de sulfatos es inferior a 500 mg/l.

8.3 Lagunas de maduración

Tiempo de retención y temperatura son los principales parámetros involucrados en el diseño de las lagunas de maduración, diseño que se basa en modelos cinéticos para la eliminación de organismos patógenos representados, generalmente, por medio de los coliformes fecales. La mayoría de los modelos proponen cinéticas de primer orden, siendo la ecuación de diseño más habitual la desarrollada por Marais en 1974:

$$\mathbf{N_e = \frac{N_i}{1 + k_b \cdot t}}$$

Siendo 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 (d⁻¹). Esta constante se relaciona con la temperatura mediante la expresión:

$$\mathbf{k_b = 2,6 (1,19)^{(T-20)}}$$

donde T = temperatura media del agua ($^{\circ}\text{C}$) y t = tiempo de retención (d).

En el caso de disponer varias lagunas de maduración en serie la ecuación de diseño correspondiente queda como sigue:

$$N_e = \frac{N_i}{(1 + k_b \cdot t_1) (1 + k_b \cdot t_2) \dots (1 + k_b \cdot t_n)}$$

donde t_n es el tiempo de retención en la laguna n .

La OMS (1987) recomienda un tiempo mínimo de residencia de 5 días si se dispone de una única laguna de maduración, y de 3 días para cada laguna si se dispone de varias dispuestas en serie.

Tras el dimensionamiento, debe comprobarse que la carga orgánica superficial con la que opera la primera laguna de maduración no supera la carga con la que opera la laguna facultativa precedente, recomendándose que no supere el 75% de esta última carga.

9 CONSTRUCCIÓN DE UNA INSTALACIÓN DE LAGUNAJE

La etapa constructiva de los lagunajes es tan importante como la del diseño para la obtención de los resultados de los rendimientos previstos. Como recomendaciones generales pueden citarse:

- Se recomienda que el número de lagunas sea el mayor posible y como mínimo deben construirse tres. El rendimiento aumenta con esta disposición, pues se minimiza la concentración de algas en la última laguna, obteniéndose un efluente final de mejor calidad.
- En lo referente a la geometría de las lagunas, las formas arriñonadas o redondeadas dan mejores resultados, al evitarse las zonas muertas y los cortocircuitos (camino preferentes).
- En el caso de lagunas rectangulares, se recomiendan relaciones longitud/anchura en el rango de 2/1 a 4/1, al objeto de favorecer el flujo pistón y para asegurar un mejor rendimiento.
- Según las características del terreno en el que se asienten las lagunas, será necesario o no proceder a la impermeabilización de los vasos con lámina plástica o arcilla compactada.
- De forma natural el vaso de las lagunas se van impermeabilizando mediante tres mecanismos:
 - Taponamiento físico de los poros del suelo con sólidos sedimentados.
 - Taponamiento químico de los poros del suelo mediante intercambio iónico.
 - Taponamiento biológico por crecimiento de microorganismos.
- Los taludes interiores se construyen con un máximo de 2:1 (horizontal-vertical) para las lagunas anaerobias y 3:1 para las facultativas y de maduración. Estos taludes deben ir protegidos contra la erosión que provoca el oleaje que se genera en las lagunas por acción del viento, especialmente en la zona comprendida 30 cm. por encima y por debajo del nivel de agua.
- La coronación de las lagunas debe presentar un ancho que permita la circulación del personal y de vehículos, debiendo estar compactado adecuadamente para evitar su deterioro debido al tránsito.
- En el movimiento de tierras se debe intentar equilibrar las excavaciones con los rellenos.
- En lagunas menores de 2 hectáreas, se emplean resguardos en torno a 0,5 m., mientras que para lagunas mayores los resguardos son del orden de 1 m.
- Para evitar daños en los taludes por efecto del oleaje promovido por el viento, éstos deben protegerse con escolleras.

- Los puntos de alimentación a las lagunas y de evacuación de efluentes se ubicarán los más lejanos posible y evitando caminos preferenciales.
- En lagunas de gran tamaño se dispondrán varios puntos de alimentación y varios puntos de salida.
- Debe evitarse la existencia de árboles próximos a las lagunas y de cualquier impedimento que dificulte la aireación natural de las lagunas.
- Para minimizar los posibles impactos olfativos, las lagunas deben ubicarse alejadas de los núcleos de población, teniendo en cuenta la dirección de los vientos dominantes.
- Por motivos de seguridad, las lagunas deben estar valladas y señalizadas.

Como recomendaciones específicas cabe resaltar:

Lagunas Anaerobias

- Se construyen con una baja relación superficie/profundidad al objeto de:
- Minimizar las pérdidas de calor por radiación a la atmósfera.
- Minimizar los requisitos de terreno para su implantación.
- Minimizar los arrastres de sólidos desde la capa de sedimentos hasta la superficie de las lagunas.
- Minimizar la oxigenación de las aguas contenidas en las lagunas por fenómenos de reaireación superficial.
- Conseguir que los fangos se vayan almacenando en una pequeña superficie (en el fondo de las lagunas), lo que facilita su purga periódica.
- La profundidad de la lámina de agua oscila entre 3 y 5 m.
- En general se construyen de forma cuadrada para favorecer, en lo posible, un flujo de tipo mezcla completa.
- Cuando se trata de lagunas de tamaño reducido, suelen construirse en hormigón con las paredes verticales
- La alimentación se efectúa aproximadamente a la mitad de la lámina de agua.
- En la zona de salida debe proveerse un deflector que limite el escape de flotantes a la etapa facultativa.

Lagunas Facultativas y de Maduración

- Al jugar los fenómenos superficiales un papel vital en su funcionamiento (radiación solar-fotosíntesis, reaireación superficial), se construyen con elevadas relaciones superficie profundidad.
- Las profundidades de las lagunas facultativas oscilan entre 1,5 y 2,0 m y las de las lagunas de maduración se encuentran en torno a 1 m.

- En el diseño de los lagunajes son muy importantes los aspectos geotécnicos. En Europa la mitad de los lagunajes que funcionan mal, es por problemas geotécnicos que fueron obviados en la etapa de diseño.
- Los principales objetivos del estudio geotécnico se centran en asegurar el correcto diseño de los terraplenes, y en determinar si el suelo es suficientemente impermeable.
- Debe determinarse la máxima altura del nivel freático y medirse las siguientes propiedades del terreno donde se van a localizar las lagunas:
 - Distribución del tamaño de las partículas.
 - Máxima densidad seca y contenido de humedad óptimo (test Próctor modificado).
 - Límites de Atterberg.
 - Contenido orgánico.
 - Coeficiente de permeabilidad.
- Al menos deben tomarse cuatro muestras de suelo, lo menos alteradas posible, por hectárea. Las muestras deben ser representativas del perfil del suelo a una profundidad un metro mayor que la prevista de las lagunas.
- La tierra que se emplee para la construcción de diques, debe compactarse en tongadas de 150 – 200 mm al 90% de la densidad seca máxima, determinada por el ensayo del Próctor modificado.
- Durante la compactación se da una reducción del 10-30%, por lo que la excavación estimada debe tener esto en cuenta. Después de la compactación, el terreno debe tener un coeficiente de permeabilidad, determinado in situ de $< 10^7$ m/s.



FOTOGRAFÍA 27. Excavación del vaso de lagunas anaerobias.



FOTOGRAFÍA 28. Hormigonado.



FOTOGRAFÍA 29. Impermeabilización de las paredes.



FOTOGRAFÍA 30. Relleno y compactación del terreno.



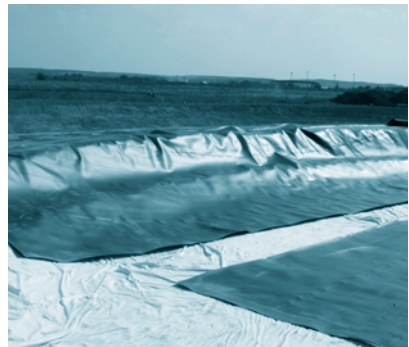
FOTOGRAFÍA 31. Detalle del vertedero de salida.



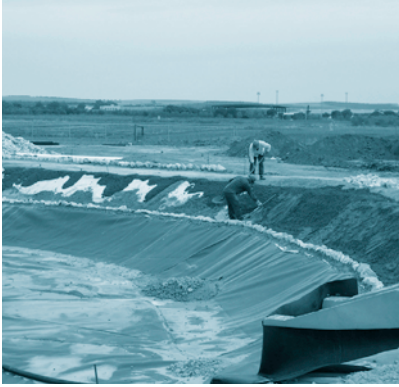
FOTOGRAFÍA 32. Excavación del vaso de una laguna facultativa.



FOTOGRAFÍA 33. Compactación de la coronación de las lagunas.



FOTOGRAFÍA 34. Colocación de la lámina plástica de PEAD.



FOTOGRAFÍA 35. Preparación de los taludes para su encachado.



FOTOGRAFÍA 36. Encachado de los taludes.

10 PUESTA EN SERVICIO DE UNA INSTALACIÓN DE LAGUNAJE

Como paso previo a la puesta en servicio de las lagunas, se procederá a la comprobación de:

- El correcto funcionamiento de los elementos integrantes del pretratamiento (rejas de desbaste, desarenado y desengrasado), de los elementos de medida de caudal, y de las compuertas que permiten el bypass de las aguas y la puesta en marcha/paro de algunas de las líneas.
- En el caso de que las lagunas se hayan impermeabilizado con lámina plástica, se comprobará visualmente la posible existencia de roturas que pudieran originar infiltraciones, procediéndose a su reparación.

Tras estas comprobaciones previas, se procederá a la progresiva alimentación de las distintas lagunas que integran la estación de tratamiento

10.1 Lagunas anaerobias

Las lagunas anaerobias se llenarán con las aguas pretratadas, poniendo en operación el número de lagunas que se especifique en el proyecto.

Una vez llenas, se detendrá la alimentación, dejando transcurrir 4-5 días para la instauración de las condiciones de anaerobiosis, que se pondrá de manifiesto por el oscurecimiento del agua y la aparición de burbujeo en la masa líquida.

Alcanzado este punto, se continuará alimentando las lagunas anaerobias con el caudal de diseño, empleando su efluente para el llenado de las lagunas facultativas.

10.2 Lagunas Facultativas

Cuando los efluentes de la etapa anaerobia alcancen, aproximadamente, la mitad de la profundidad de trabajo de las lagunas facultativas, se detendrá la alimentación hasta que, transcurridos unos 15-20 días, se observe la aparición de una coloración verdosa en la superficie de estas lagunas, indicativa del desarrollo del fitoplancton (microalgas). A partir de este momento, se continuará el llenado con los efluentes anaerobio hasta su rebose.



FOTOGRAFIA 37. Llenado de una laguna facultativa.

10.3 Lagunas de Maduración

Los efluentes de las lagunas facultativas se introducen en las lagunas de maduración. Una vez llenas estas lagunas, comenzarán a generarse efluentes finales depurados, dándose por terminada la fase de puesta en marcha.

Siempre que sea posible, se aconseja la puesta en servicio de las estaciones de lagunaje en primavera-verano, dado que las mayores temperaturas acortan los necesarios tiempos de aclimatación de las distintas etapas constitutivas del proceso de depuración.

En el caso de lagunas que no precisen ser impermeabilizadas con lámina plástica, se procederá a su llenado lo más rápido posible para evitar el crecimiento de plantas en el fondo y taludes de las balsas.



FOTOGRAFIA 38. Llenado de una laguna de maduración.

11 MANTENIMIENTO Y EXPLOTACIÓN DE UNA INSTALACIÓN DE LAGUNAJE

A continuación se describen las operaciones para la correcta explotación y mantenimiento de los diferentes elementos constitutivos de una estación depuradora basada en la tecnología de lagunaje.

11.1 Lagunas anaerobias

En aquellas instalaciones dotadas de arquetas de reparto que permiten enviar las aguas pretratadas hacia las lagunas anaerobias que en cada momento se encuentren en operación, regularmente se efectuará la extracción de los sedimentos y flotantes acumulados, así como la comprobación del funcionamiento y estanqueidad de las compuertas que permiten regular el número de lagunas en operación.

El número de lagunas anaerobias en operación, vendrá determinado por las indicaciones del Proyecto y por la información que se recabe del funcionamiento de la estación depuradora.

Periódicamente se debe proceder a la retirada de los flotantes que aparezcan en la superficie de las lagunas, empleando para ello un recoge hojas de piscina y aprovechando los momentos en que los vientos reinantes acumulen estos flotantes en los bordes de las lagunas, próximos a las escaleras existentes. Los flotantes retirados se recogerán en el contenedor de residuos para su posterior envío a un vertedero.

Con una frecuencia, que en principio puede fijarse en 5-10 años, se llevará a cabo la purga de los fangos que se han ido acumulando en el fondo de las lagunas en operación. Esta extracción se efectuará preferiblemente en húmedo empleando, para ello, una bomba sumergible que se irá desplazando por todo el fondo de la laguna.

Los fangos extraídos tendrán una relación mineral/volátil 60/40 aproximadamente, y su destino más simple y lógico será su aplicación como fertilizante en campos de labor cercanos, siempre y cuando se cumplan los requisitos que se especifican en las normativas correspondientes. Si esta solución no fuese factible, será necesario el envío de los lodos purgados a estaciones depuradoras dotadas de tratamiento de fangos.

Los taludes de tierra pueden resultar dañados por las lluvias y por la presencia de animales que construyen sus madrigueras en ellos. En caso de que se detecten estos desperfectos, se procederá inmediatamente a su reparación, rellenado y compactando las hendiduras.

Si las lagunas se encuentran impermeabilizadas con lámina plástica y se detectan roturas en la misma, se deberán reparar inmediatamente.

Especial cuidado se tendrá en todas las operaciones de mantenimiento que se realicen en estas lagunas y que exijan caminar sobre lámina plástica dado el riesgo que ello supone de resbalamientos y caídas a su interior, de donde es muy dificultosa la salida.

11.2 Lagunas Facultativas y de Maduración

En aquellos casos en los que los efluentes de la etapa anaerobia se unifican en arquetas desde donde, y mediante el accionamiento de las compuertas pertinentes, se envían a las lagunas facultativas, periódicamente se procederá a la extracción de los sedimentos y flotantes que hayan podido acumularse en dichas arquetas, así como a la comprobación del funcionamiento y estanqueidad de las compuertas que permiten regular el número de lagunas facultativas en operación. Las mismas operaciones se llevarán a cabo en aquellas instalaciones dotadas de arquetas de reparto de los efluentes de la etapa facultativa hacia la de maduración.

Periódicamente se procederá a la retirada de los flotantes que aparezcan en la superficie de estas lagunas. Esta operación, con la que se evita la proliferación de mosquitos, se efectuará con ayuda de un recoge hojas de piscina, aprovechando los momentos en los que el viento reinante empuje dichos flotantes hacia los bordes de las lagunas.



FOTOGRAFÍA 40. Retirada de flotantes en una laguna de maduración.

Los taludes de tierra y las láminas de impermeabilización requieren las mismas labores de mantenimiento que las especificadas para las lagunas anaerobias.

En las lagunas sin impermeabilización, y en las zonas de los taludes próximas el nivel de agua (aproximadamente 1 m.) se evitará, mediante el empleo de herbicida o eliminación manual con azada, el crecimiento de vegetación espontánea, como medida preventiva contra la proliferación de mosquitos. Esta tarea se realizará igualmente en las lagunas anaerobias.

El correcto mantenimiento de la estación depuradora y de su entorno contribuye a minimizar el impacto que produce este tipo de instalaciones. En este mantenimiento se incluye: el mantenimiento de la obra civil y de las conducciones, el control del buen estado del cerramiento, el cuidado de la ornamentación vegetal implantada, el control de roedores, etc.

Como norma general de obligado cumplimiento, en todas aquellas operaciones de mantenimiento en las que el operario entre en contacto con las aguas es imprescindible el empleo de guantes desechables, y al final de dichas operaciones se deberá proceder a una limpieza a fondo de las manos y de las herramientas empleadas.

En la caseta de servicio se dispondrá de un botiquín dotado de todo lo necesario para hacer frente a los pequeños accidentes que puedan ocurrir en el transcurso de las operaciones de mantenimiento de la depuradora.

11.3 Seguimiento del proceso

Para comprobar el estado de funcionamiento de la planta depuradora y poder prevenir posibles anomalías es necesario llevar a cabo el seguimiento de una serie de parámetros.

Se aconseja que las visitas a la estación depuradora sean diarias, y para dejar constancia de los parámetros controlados el operador de la estación depuradora dispondrá de un cuadernillo en el que anotará:

- Fecha y hora de la visita a la estación depuradora.
- Caudal de aguas residuales.
- Número e identificación de lagunas anaerobias, facultativas y de maduración en operación.
- Color y aspecto de las lagunas anaerobias, facultativas y de maduración.
- Aspecto del efluente depurado.
- Anomalías en los taludes de las lagunas, en los viales y en la obra civil en general.
- Fechas de realización de las diferentes tareas de mantenimiento: limpieza de desarenadores y desengrasador, retirada de flotantes en las lagunas, extracción de fangos en las lagunas anaerobias, eliminación de malas hierbas en taludes y viales, etc.
- Tiempos de funcionamiento de los sistemas de limpieza de las rejillas en el caso de desbastes automáticos.
- Si la estación depuradora está dotada de energía eléctrica para el accionamiento de los elementos del pretratamiento, riego con los efluentes depurados, iluminación, etc., se anotarán las lecturas de los contadores correspondientes.
- En el apartado de observaciones se registrarán cuantas observaciones incidencias se estimen oportunas sobre: características visuales y olfativas de las aguas residuales, destacando la presencia de sustancias extrañas en las mismas coloración; posible empleo de los efluentes depurados por los agricultores de la zona; duración de los períodos de lluvia intensa; etc.

En el caso de que la instalación de lagunaje cuente con equipos electromecánicos (rejas de desbaste de limpieza automática, tornillo o cintas transportadoras para la evacuación de los residuos generado en el pretratamiento, caudalímetros, bombas, etc.), estos equipos dispondrán de fichas individualizadas donde se registrarán:

- Sus características operativas.
- Horas de funcionamiento.
- Calendario de operaciones de mantenimiento.
- Averías sufridas.
- Todas aquellas observaciones que sobre su funcionamiento se consideren pertinentes.

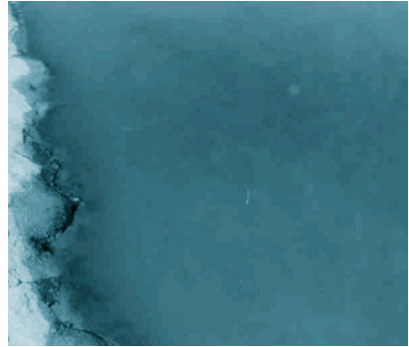
Una tarea importante que habrá de realizar el operador de la estación de tratamiento es la medición de los caudales, tanto de las aguas residuales influentes como de las aguas depuradas. En aquellas estaciones dotadas de medidores de caudal con registro, tan sólo será necesario anotar las lecturas, pero cuando se carece de estos elementos de medida será preciso recurrir a métodos: volumen-tiempo (determinando el tiempo que tarda en llenarse un recipiente de capacidad conocida; en el caso de instalaciones con cámaras de bombeo deteniendo la alimentación, arrancando las bombas y determinando el descenso de la lámina líquida en un tiempo determinado, etc.), o a métodos sección-velocidad (determinado el tiempo que una mancha, producida por la adición de un colorante, tarda en recorrer la distancia entre dos pozos de registro contiguos del colector de llegada a la estación depuradora).

En lo referente al control diario del proceso de lagunaje, la observación (visual y olfativa) de las lagunas permitirá determinar, de forma aproximada pero eficaz, si operan o no correctamente. En las lagunas anaerobias una coloración en superficie gris negruzca y la presencia de abundante burbujeo son reflejo de un buen funcionamiento de este tipo de lagunas. Por el contrario, la aparición en las mismas de microalgas o de tonalidades rosáceas son síntomas de que se está alimentado a la laguna con una carga inferior a la del proyecto.

Una coloración verdosa y la ausencia de burbujeo son síntomas de un buen funcionamiento de las lagunas facultativas y de maduración, mientras que la aparición de tonalidades rosáceas indicará que estas lagunas están recibiendo más carga de la de diseño. Otro síntoma de buen funcionamiento de este tipo de lagunas es la ausencia de olores desagradables.



FOTOGRAFÍA 41. Coloración verdosa típica de una laguna fotosintética.



FOTOGRAFÍA 42. Coloración rosácea indicativa de sobrecarga orgánica.



FOTOGRAFÍA 43. Muestreo de una laguna desde su orilla.



FOTOGRAFÍA 44. Muestreo en lagunas de gran tamaño.

11.4 Anomalías más frecuentes y su solución

Siendo el lagunaje un conjunto de recipientes creados artificialmente para que en ellos se desarrollen de forma natural los procesos de autodepuración, estos elementos han sido dimensionados y diseñados para que el proceso tenga lugar bajo unas determinadas condiciones, tanto medioambientales como de carga. Aunque los rangos en que esas condiciones pueden moverse son amplios, en determinadas circunstancias se producen anomalías que el operador debe conocer y saber corregir.

Las anomalías que pueden presentarse en las lagunas, pueden ser el resultado de problemas inherentes al influente (caudal o composición), o a problemas derivados de un mal mantenimiento.

Un aumento excesivo de caudal trae como consecuencia tiempos de retención inferiores a los previstos en las distintas lagunas, y provoca disminuciones en los rendimientos de depuración. Aumentando el número de lagunas anaerobias en operación (siem-

pre que la estación de tratamiento disponga de varias de estas unidades), se corrige el impacto del incremento de caudal sobre la etapa anaerobia. Lo mismo puede hacerse si la instalación consta de varias unidades facultativas y de maduración. Si la estación depuradora dispone de lagunas anaerobias, lagunas facultativas y de maduración únicas, puede recurrirse a la variación de la altura de lámina de agua en las mismas, con lo que se incrementa el volumen de trabajo y, por tanto, los tiempos de retención.

Aumentos excesivos de la carga orgánica que llega a la estación de tratamiento darán lugar a sobrecargas de las distintas lagunas. Dichas sobrecargas en lagunas anaerobias originarán una intensificación en los olores que desprenden y en las lagunas facultativas y de maduración producirán la variación de la típica coloración verdosa, apareciendo tonalidades marrón-rosáceas, presencia de burbujeo en la masa líquida y generación de malos olores.

Ante fenómenos de sobrecarga orgánica se procederá como en el caso de sobrecarga hidráulica y si se detectan tonalidades rosáceas en las etapas facultativa o de maduración, se procederá a disminuir e incluso anular totalmente, la alimentación a estas lagunas, no restableciéndose hasta que no se recupere la tonalidad verdosa característica.

Si las tonalidades rosáceas se detectan en la etapa facultativa pero no en la posterior maduración, puede recurrirse a la recirculación de las aguas, desde las lagunas de maduración a las lagunas facultativas.

Entre los problemas derivados del mal mantenimiento destacan:

- **Aparición de flotantes.** Aunque no es normal que llegue a constituir un problema en sí, lo son las consecuencias que pueden derivarse de su existencia: aparición de mosquitos e impedimento a la penetración de la radiación solar.
La eliminación de los flotantes se efectuará con ayuda de un recoge hojas de piscina, aprovechando los momentos en que, por efecto del viento, queden confinados en las proximidades de las orillas de las lagunas.
- **Aparición de malas hierbas.** La aparición de malas hierbas en los taludes interiores de las lagunas acarrea dos consecuencias negativas: aparición de mosquitos y la posibilidad de servir de contención a los flotantes provocando su acumulación.
La eliminación de estas hierbas puede efectuarse mediante el empleo de herbicidas o por medios mecánicos.
- **Acumulación de fangos.** Esta acumulación tiene lugar, fundamentalmente, en el fondo de las *Lagunas Anaerobias*. La frecuencia de extracción de los mismos puede fijarse en tres-cuatro años, y será la propia apariencia de los efluentes de estas lagunas (incremento en los Sólidos en Suspensión) la que indique cuando debe procederse a dicha extracción.

Como norma general, para evitar los problemas que ocasionan vertidos incontrolados a la red de saneamiento municipal (aceites usados, efluentes industriales, residuos de instalaciones ganaderas), se recomienda la implantación y el cumplimiento riguroso de una ordenanza de vertidos a colectores municipales.

12 MEJORA DE LA CALIDAD DE LOS EFLUENTES DE LOS LAGUNAJES

Con cierta frecuencia, y especialmente en primavera-verano, los efluentes de las instalaciones de lagunaje superan las concentraciones permitidas de sólidos en suspensión (<150 mg/l), como consecuencia de desarrollos masivos de microalgas. La Tabla 9 recoge los procesos adicionales más habituales para la eliminación de estos sólidos en suspensión.

Tabla 9. Métodos de eliminación de sólidos en suspensión en los efluentes de los lagunajes.

Proceso	Descripción
Precipitación química	Se puede agregar: alumbre, cal, cloruro férrico e hidróxido de magnesio a los efluentes
Flotación	Flotación por aire disuelto, con o sin coagulantes
Rejillas finas	Microtamices, su eficiencia depende del tipo de algas
Filtros intermitentes de arena	Aplicables a pequeños caudales. Es precisa la retirada y reemplazo de la capa superior
Filtros de piedra	Construidos a la salida de la laguna, para sedimentar las algas sobre la superficie del medio y dentro de los poros
Filtración rápida en arena	Se prefieren filtros convencionales de medio dual. Requieren frecuentes lavados
Sistemas naturales	Aplicación al suelo, cultivo de macrofitas

La aplicación de uno u otro método viene condicionada, fundamentalmente, por su coste (implantación + mantenimiento y explotación), siendo más económicos los filtros de piedra, los filtros intermitentes de arena y el cultivo de macrofitas.

12.1 Filtros de piedra

El efluente del lagunaje se hace pasar por un lecho de piedras que retiene, en parte, los sólidos en suspensión. El flujo a través del filtro puede ser horizontal o vertical.



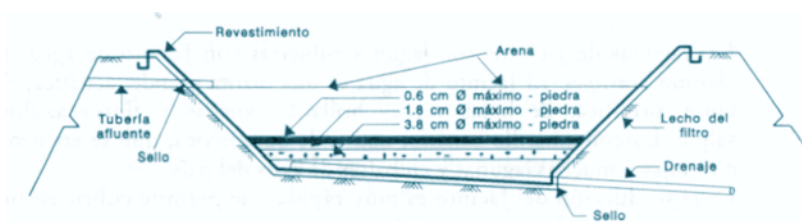
FOTOGRAFÍA 45. Filtro de piedra a la salida de un lagunaje. En este caso el filtro se ha plantado con carrizo.

O'Brien (1981) recomienda piedras de 2,5 a 12,7 cm. de tamaño (con predominancia de las de 5 cm.) y cargas hidráulicas menores de $1,2 \text{ m}^3/\text{m}^3.\text{d}$. para lograr efluentes con menos de 30 mg/l en DBO_5 y en sólidos en suspensión, en climas cálidos.

12.2 Filtros intermitentes de arena

Estos filtros operan de forma similar a los sistemas de filtración lenta a través de arena que suelen utilizarse en potabilización de aguas. A medida que los efluentes del lagunaje pasan por el filtro, los sólidos en suspensión (fundamentalmente microalgas), son eliminados por medio de procesos físicos de filtración y cribado, así como por procesos biológicos.

El material eliminado se acumula en los primeros 5-7,5 cm. de la arena y, eventualmente, tapona el filtro. En ese momento se deja el filtro fuera de servicio (poniendo otro en operación) y se retira la capa sucia de arena para su lavado y/o reemplazo.



FOTOGRAFÍA 46. Filtro intermitente de arena.

Los criterios recomendados para el dimensionamiento de los filtros intermitentes de arena se muestran en la Tabla 12.

**Tabla 12. Criterios de diseño de los filtros intermitentes de arena.**

Proceso	Descripción
Precipitación química	Se puede agregar: alumbre, cal, cloruro férrico e hidróxido de magnesio a los efluentes
Carga hidráulica	$< 0,5 \text{ m}^3 \text{ m}^{-2} \text{ d}^{-1}$ con dos o más dosificaciones por día
Tamaño de los filtros	$< 4.050 \text{ m}^2$
Número de filtros	> 2
Forma del filtro	Deseable rectangular para mejorar la distribución del agua
Medio filtrante	Cobertura de grava grande $> 10 \text{ cm}$ Capa de grava media = 10 cm Capa de gravilla = 10 cm Capa de arena = $60 - 90 \text{ cm}$
Tamaño del medio	Grava grande = $3,3 \text{ cm}$ de diámetro medio Grava media = $1,9 \text{ cm}$ de diámetro medio Gravilla = $0,6 \text{ cm}$ de diámetro medio Capa de arena TE = $0,17 - 0,30$. CU < 10
Paredes del filtro	Hormigón o tierra compactada. Resguardo $> 45 \text{ cm}$
Distribución del influente	Dosificación intermitente con válvulas eléctricas o con sifón. Tubería de descarga sobre placa de 1 m^2 de $0,3 \text{ m}$ de espesor, hecha en grava de $3,8-7,5 \text{ cm}$ de diámetro
Drenaje	Tubería perforada de gres o de PVC con pendiente del $0,025\%$ colocada en zanjas y conecta a una principal. Tamaño mínimo de laterales de 15 cm de diámetro y múltiple adecuado para una velocidad de flujo de $0,9-1,2 \text{ m/s}$ a tubo lleno. Distancia máxima entre laterales $4,5 \text{ m}$
Mantenimiento	Eliminación permanente de la vegetación superficial. Raspado y limpieza de la capa superior de arena, $2-5 \text{ cm}$ cuando haya taponamiento. La carrera del filtro puede ser de 1 a 12 meses. Se puede emplear limpieza manual o mecánica.

13 VENTAJAS E INCONVENIENTES DEL LAGUNAJE

El lagunaje, como cualquier otro sistema de depuración de aguas residuales, presenta una serie de ventajas e inconvenientes que pueden aconsejar o no su utilización.

13.1 Ventajas

Entre las ventajas destacan:

- Bajo coste de inversión (que es función, básicamente, del coste del terreno y de la permeabilidad del mismo)
- Facilidad constructiva, siendo el movimiento de tierras la actividad principal en la construcción de los lagunajes
- Consumo energético nulo, si el agua a tratar puede llegar por gravedad hasta la estación depuradora. Las únicas fuentes de energía son el sol y el viento.
- Ausencia de averías electromecánicas al carecer de equipos.
- Solamente con la observación visual y olfativa de las distintas lagunas se tiene una estimación, bastante exacta, de su estado operativo.
- Escaso y simple mantenimiento, que se limita a retirar los residuos del pretratamiento y a mantener las superficies de las lagunas libres de flotantes para evitar la proliferación de mosquitos.
- Escasa producción de fangos que experimentan una alta mineralización a consecuencia de los elevados tiempos de retención con los que se opera (5-10 años), lo que facilita enormemente su manipulación y evacuación. Por el contrario, en las estaciones depuradoras de lodos activos el tratamiento y evacuación de los lodos generados puede llegar a suponer el 55% de los costes totales de explotación y mantenimiento.
- Gran inercia, por los elevados volúmenes y por los largos tiempos de retención, lo que le permite una fácil adaptación a cambios de caudal y de carga orgánica, muy habituales en las poblaciones de pequeño tamaño.
- Se puede emplear para tratar aguas residuales industriales con elevados contenidos en materias biodegradables. El lagunaje anaerobio constituye un excelente pretratamiento para vertidos con elevados contenidos en materia orgánica y sólidos en suspensión.
- Alto poder de abatimiento de microorganismos patógenos, que puede llegar a 4-5 potencias de diez, en lugar de las 2 potencias de diez que se alcanzan en los tratamientos de lodos activos.
- Integración medioambiental.

13.2 Inconvenientes

Entre los inconvenientes deben mencionarse:

- Elevados requisitos de terreno para su implantación.
- La implantación de este sistema de depuración puede verse imposibilitada en zonas frías o de baja radiación solar.
- Generación de olores desagradables en las *Lagunas Anaerobias*.
- Posible proliferación de mosquitos.
- Pérdidas de agua por evaporación.
- Elevadas concentraciones de sólidos en suspensión en los efluentes finales, como consecuencia de la proliferación de las microalgas
- Riesgo de contaminación de acuíferos por infiltraciones.

En lo referente a la generación de olores desagradables, la principal fuente de estos olores es el gas sulfhídrico generado por la reducción vía anaerobia de los sulfatos presentes en las aguas a tratar. En solución acuosa el sulfuro de hidrógeno se encuentra como gas (H_2S), ión bisulfuro (HS^-) e ión sulfuro ($S^{=}$). La distribución de estas formas depende del pH, tal como se observa en la Figura 66.

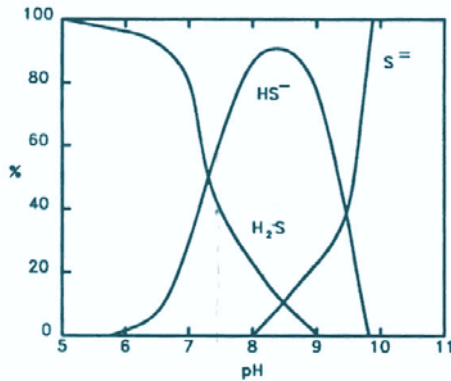


FIGURA 12. Distribución de las distintas formas del sulfuro de hidrógeno en función del pH.

Para los valores de pH a los que normalmente operan las lagunas anaerobias (en torno a 7,5), la forma predominante es el ión bisulfuro, que es inodoro, por lo que la generación de olores en este tipo de lagunas puede minimizarse siempre que no se sobrepasen las cargas orgánicas recomendadas, ni que la concentración de sulfatos en las aguas residuales a tratar exceda de 500 mg/l.

Si bien los sulfuros a concentraciones superiores a 50-150 mg/l pueden llegar a inhibir la etapa metanogénica, a bajas concentraciones ejercen dos beneficiosos efectos:

Precipitan los metales pesados como sulfuros insolubles, evitando su efecto tóxico sobre otras etapas del proceso depurador.

Es letal para el *Vibrio cholerae*, agente causante del cólera.

Como resumen, puede concluirse que en los lagunajes bien dimensionados, bien explotados y no sobrecargados, la generación de olores desagradables debe quedar circunscrita a las inmediaciones de la etapa anaerobia.

Con relación a la posible proliferación de mosquitos, la eliminación de la vegetación en las proximidades de la interfase agua-tierra, la extracción periódica de los flotantes que se acumulan en la superficie de las láminas de agua y el trabajar con espesores de agua del orden de 1 m. o superiores, minimiza enormemente esta proliferación.

La pérdida de aguas por evaporación en los lagunajes, rara vez supera el 10% del caudal de aguas influentes, incluso en zonas desérticas.

Por último, el riesgo de la posible contaminación de acuíferos por infiltraciones, se evita con una buena construcción de las lagunas, recurriendo a su impermeabilización con lámina plástica si el tipo del terreno en el que se asienta así lo requiere.

BIBLIOGRAFÍA

- Arthur, J.P. (1983).** Notes on the Design and Operation Waste Stabilization Ponds in Warm Climates of Developing Countries. *The World Bank, Technical Paper* Nº 7, Washington D.C.
- Arceivala, D.J. (1986).** Wastewater Treatment for Pollution Control. *Tata McGraw-Hill Pub. Co. Ltd.* Nueva Delhi, India.
- Ayres, R.M., Alabaster, G.P., Mara, D. D. y Lee. D.L. (1992).** A design equation for human intestinal nematode egg removal in waste stabilization ponds. *Water Research*, 26 (6), pp. 863-865.
- Crites, R. y Tchobanoglous, G. (2000).** Sistemas de manejo de aguas residuales para núcleos pequeños y descentralizados. *McGraw-Hill Interamericana, Santa Fe de Bogotá (Colombia)*.
- Dinges, R. (1978).** Upgrading Stabilization Pond Effluent by Water Hyacinth Culture. *WPCF*. Mayo 1978. pp. 833-845.
- Emasesa (1988).** Aplicación de tecnologías blandas en el Centro Experimental de aguas residuales de Ranilla (*Sevilla*).
- Gloyna, E.F. (1973).** *Estanques de Estabilización de Aguas Residuales*. OMS, Ginebra.
- Huang, H.J.S y Gloyna, E.F. (1984).** Phosphorus models for waste stabilization ponds. *Journal of the Environmental Engineering Division, American Society of Civil Engineers*, 110, pp. 550-561.
- Larsen, T.B. (1974).** A Dimensionless Design Equation for Sewage Lagoons. Universidad de Nuevo México, Albuquerque.
- Mara, D. (1976).** *Sewage Treatment in Hot Climates*. Wiley.
- Mara, D. y Pearson H. (1998).** *Design Manual for Waste Stabilization Ponds in Mediterranean Countries*. Lagoon Technology International, Leeds (England).
- Marais, G.R. (1966).** *New Factors in the Design, Operation an Performance of Waste Stabilization Ponds*. Bull. World Health Org., Vol. 34, p. 737.
- Marais, G.R. (1974).** Faecal bacterial kinetics in waste stabilization ponds. *Journal of the Environmental Engineering Division, American Society of Civil Engineers*, 100 (EE1), pp. 119-139.
- McGarry. M.G. y Pescod, M.B. (1970).** Stabilization pond design criteria for tropical Asia. *Proceedings of the Second International Symposium on Waste Treatment Lagoons*. Ed. R.E. Mckinney, Lawrence, KS: University of Kansas, pp. 114-132.
- Mendoça, S. R. (2000).** Sistemas de lagunas de estabilización. Cómo utilizar aguas residuales tratadas en sistemas de riego. *McGraw-Hill Interamericana, Santa Fe de Bogotá (Colombia)*.
- Middlebrooks, E. J. (1982).** Wasterwater stabilization lagoon design, performance and upgrading. *Macmillan Publishing Co., Inc (New York), Collier Macmillan Publishers (London)*.
- Middlebrooks, E. J. (1988).** Review of Rock Filters for The Upgrade of Lagoon Effluents. *JWPCF*, vol 60, Nº 9, pp 1.657-1.662.
- MOPT (Ministerio de Obras Públicas y Transportes (1991).** Depuración por lagunaje de aguas residuales. Manual de operadores. *Monografías de la Secretaría de Estado para las Políticas del Agua y el Medio Ambiente. Centro de Publicaciones del MOPT (Madrid)*.

O' Brien, J. (1981). Use of Aquatic Macrophytes for Wastewater Treatment. *J. Environmental Engineering Div.*, ASCE, Vol 107, No EE4, pp 691-698.

Pano, A. y Middlebrooks, E.J. (1982). Ammonia nitrogen removal in facultative wastewater stabilization ponds. *Journal of the Water Pollution Control Federation*, 54(4), pp. 344-351.

OMS (198). Wastewater Stabilization Ponds. Principles of Planning and Practice. WHO EMRO Technical Publication N° 10, World Health Organization, Regional Office for the Eastern Mediterranean, Alejandría.

Oswald, W.J. y Gotaas, H.B. (1957). Photosynthesis in Sewage Treatment, *Transactions ASCE*, Vol. 122.

Pietrasanta, Y. y Bondon, D. (1994). Le lagunaje écologique. *Ed. Economica (Paris)*.

Reed, S.C. (1985). Nitrogen removal in wastewater stabilization ponds. *Journal of the Water Pollution Control Federation*, 57(1), pp. 39-45.

Rojo, E. (1988). Aspectos biológicos del lagunaje. *Consejería de Política Territorial y Obras Públicas de la Comunidad Autónoma de la Región Murciana*.

Romero, J. A. (1999). Tratamiento de aguas residuales por lagunas de estabilización. *Escuela Colombiana de Ingeniería. Alfaomega Grupo Editor, S.A. de C.V. (México D.F.)*.

Stumm, W. y Morgan, J.J. (1970). *Aquatic Chemistry*, Wiley.

Tchobanoglous, G. y Schroeder, E.D. (1985). *Water Quality: Characteristics, Modeling, Modification*. Addison Wesley.

Thirumurthi, D. (1969). Design Principles of Waste Stabilization Ponds. *J. San. Eng. Div.* ASCE, Vol. 95, N° SA2, abril 1969.

E. Humedales artificiales



1 INTRODUCCIÓN

El tratamiento de las aguas residuales urbanas mediante la tecnología de humedales artificiales, se basa en la reproducción artificial de las condiciones propias de las zonas húmedas naturales, para aprovechar los procesos de eliminación de contaminantes que se dan en las mismas.

Cabe distinguir dos tipos básicos de humedales artificiales: los humedales de flujo superficial, en los que las aguas, en forma de lámina de poco espesor, circulan a través de los tallos de las plantas emergentes implantadas en el humedal; y los humedales de flujo subsuperficial, en los que las aguas discurren a través de un sustrato filtrante que sirve de soporte a la vegetación, no siendo visible el agua.

El empleo de humedales de flujo subsuperficial para el tratamiento de las aguas residuales, tiene su origen en los trabajos de K. Seidel, del Max Planck Institute (Alemania), a comienzos de los años 50. En años posteriores, K. Seidel trabajó con R. Kickuth en el desarrollo de un sistema de tratamiento conocido como "*Root Zone Method*", que operaba con flujo subsuperficial horizontal, recurriendo al empleo de arcilla como sustrato filtrante.

Siguiendo las directrices emanadas del Max Plank Institute, se construyó en 1974, en una localidad alemana, el primer humedal artificial europeo a escala real.

El hecho de emplear, en los albores de esta tecnología, como sustrato filtrante el propio suelo natural, provocó que un gran número de instalaciones construidas en los años 70 y 80 presentasen problemas operativos, como consecuencia de la colmatación de los sustratos, no cumpliéndose las expectativas previstas.

La situación se invirtió a comienzos de los 80, al comenzar a emplearse como medios filtrantes gravillas y gravas, al objeto de garantizar la adecuada conductividad hidráulica y minimizar los riesgos de colmatación del sustrato, lo que condujo a un auge en la implantación de este tipo de tecnología.

En lo referente a los humedales artificiales de flujo libre, a principios de la década de los 70 se comienzan a emplear en algunos estados de USA a modo de tratamientos terciarios, recibiendo como influentes aguas ya tratadas previamente.

En la actualidad, los humedales artificiales se emplean para la depuración de aguas residuales tanto urbanas, como industriales y para el tratamiento de las aguas de tormenta y de escorrentía agrícola. También se está recurriendo al empleo de esta tecnología para la deshidratación de lodos de depuradoras.

Si bien a nivel mundial se cuentan por miles las instalaciones existentes de humedales artificiales, destacando países como: Estados Unidos, Gran Bretaña, Dinamarca, Alemania, Bélgica, Francia, República Checa, etc., en España se asiste actualmente al despegue de esta tecnología de tratamiento, como lo demuestra el hecho de que más del 80% de los humedales artificiales existentes en la actualidad, unos 40, se han construido en los últimos 5 años, siendo la modalidad más habitual de la de flujo subsuperficial. La mayor parte de estos humedales artificiales se ubican en Cataluña, seguida de Andalucía en número de instalaciones (Puigagut y col., 2006).

2 FUNDAMENTOS

Los humedales artificiales son zonas construidas por el hombre en las que, de forma controlada, se reproducen los procesos de eliminación de contaminantes que tienen lugar en los humedales naturales.

El carácter artificial de este tipo de humedales viene definido por las siguientes particularidades:

- El vaso del humedal se construye mecánicamente y se impermeabiliza para evitar pérdidas de agua al subsuelo.
- Se emplean sustratos para el enraizamiento de las plantas diferentes al terreno original.
- Se eligen las plantas que van a colonizar el humedal.

La depuración de las aguas residuales a tratar se consigue haciéndolas pasar a través de zonas húmedas artificiales, en las que tienen lugar procesos físicos, biológicos y químicos, que dan lugar a unos efluentes finales depurados.

La tecnología de humedales artificiales puede ser considerada como un complejo ecosistema, en el que los principales actores son:

- **El sustrato:** que sirve de soporte a la vegetación, y permite la fijación de la población microbiana (en forma de biopelícula) que va a participar en la mayoría de los procesos de eliminación de los contaminantes.
- **La vegetación (macrófitas):** que contribuye a la oxigenación del sustrato, a la eliminación de nutrientes y en la que también tiene lugar el desarrollo de la biopelícula.
- **El agua a tratar:** que circula a través del sustrato y de la vegetación.

La vegetación que se emplea en este tipo de humedales es la misma que coloniza los humedales naturales: plantas acuáticas emergentes (carrizos, juncos, aneas, etc.), plantas anfíbias que se desarrollan en aguas poco profundas, arraigadas al subsuelo.

Estas plantas presentan una elevada productividad (50-70 toneladas de materia seca $\text{ha}^{-1} \text{año}^{-1}$) y toleran bien las condiciones de falta de oxígeno que se producen en suelos encharcados, ya que cuentan con canales o zonas de aireación (aerénquima) que facilitan el paso del oxígeno, producido por fotosíntesis, hasta la zona radicular.

3 TIPOS DE HUMEDALES ARTIFICIALES

Dependiendo de si el agua a tratar circula a través de los humedales superficialmente (por encima del sustrato) o de forma subterránea (a través del sustrato), los humedales artificiales se clasifican en:

- Humedales artificiales de flujo superficial.
- Humedales artificiales de flujo subsuperficial.

3.1 Humedales artificiales de flujo superficial (hafs)

En este tipo de humedales (Figura 1), el agua se encuentra expuesta directamente a la atmósfera y circula, preferentemente, a través de los tallos de las plantas. Estos humedales pueden considerarse como una variedad de los lagunajes clásicos, con las diferencias de que se opera con menores profundidades de la lámina de agua (inferiores a 0,4 m), y de que las balsas se encuentran colonizadas por plantas acuáticas emergentes.

Los HAFS suelen ser instalaciones de varias hectáreas que, principalmente, tratan efluentes procedentes de tratamientos secundarios, y que también se emplean para crear y restaurar ecosistemas acuáticos.

La alimentación a estos humedales se efectúa de forma continua y la depuración tiene lugar en el tránsito de las aguas a través de los tallos y raíces de la vegetación emergente implantada. Tallos, raíces y hojas caídas sirven de soporte para la fijación de la película bacteriana responsable de los procesos de biodegradación, mientras que las hojas que están por encima de la superficie del agua dan sombra a la masa de agua, limitando el crecimiento de microalgas.

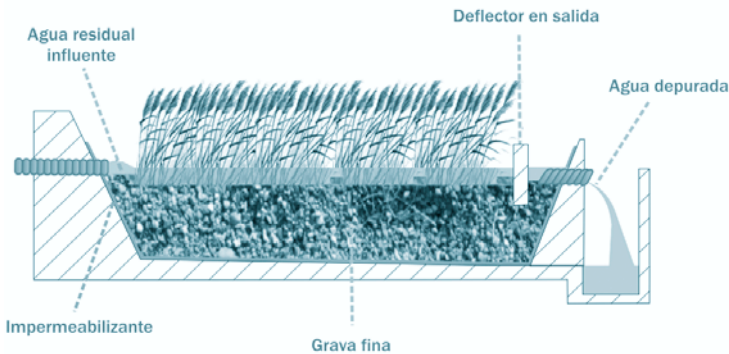


FIGURA 1. Corte longitudinal de un humedal artificial de flujo superficial.

3.2 Humedales artificiales de flujo subsuperficial (hafss)

En estos humedales el agua a tratar circula exclusivamente a través de un material granular (arena, gravilla, grava), de permeabilidad suficiente, confinado en un recinto impermeabilizado y que sirve de soporte para el enraizamiento de la vegetación que, habitualmente, suele ser carrizo.

Generalmente, los HAFSS son instalaciones de menor tamaño que los de flujo superficial y, en la mayoría de los casos, se emplean para el tratamiento de las aguas residuales generadas en núcleos de población de menos de 2.000 habitantes.

Este tipo de humedales presenta ciertas ventajas con respecto a los de flujo superficial, al necesitar menos superficie de terreno para su ubicación y al evitar los problemas de aparición de olores y de mosquitos, al circular el agua subsuperficialmente. Igualmente, presentan una mejor respuesta ante los descensos de la temperatura ambiente.

Como desventajas, cabe citar su mayor coste constructivo motivado, principalmente, por el importe de adquisición y colocación del sustrato filtrante y los mayores riegos de colmatación de dicho sustrato.

Según la dirección en la que circulan las aguas a través del sustrato, los HAFSS se clasifican en verticales y horizontales (Figura 2).

En los HAFSS horizontales la alimentación se efectúa de forma continua, atravesando las aguas horizontalmente un sustrato filtrante de gravillas-grava, de unos 0,6 m. de espesor, en el que se fija la vegetación. A la salida de los humedales, una tubería flexible permite controlar el nivel de encharcamiento que suele mantenerse unos 5 cm. por debajo del nivel de los áridos, lo que impide que las aguas sean visibles.

En los HAFSS verticales la alimentación se efectúa de forma intermitente, para lo que se recurre generalmente al empleo de sifones. Las aguas circulan verticalmente a través de un sustrato filtrante de arena-gravilla, de aproximadamente 1 m. de espesor, en el que se fija la vegetación. En el fondo de los humedales, una red de drenaje permite la recogida de los efluentes depurados. A esta red de drenaje se conectan un conjunto de chimeneas, que sobresalen de la capa de áridos, al objeto de incrementar la oxigenación del sustrato filtrante.

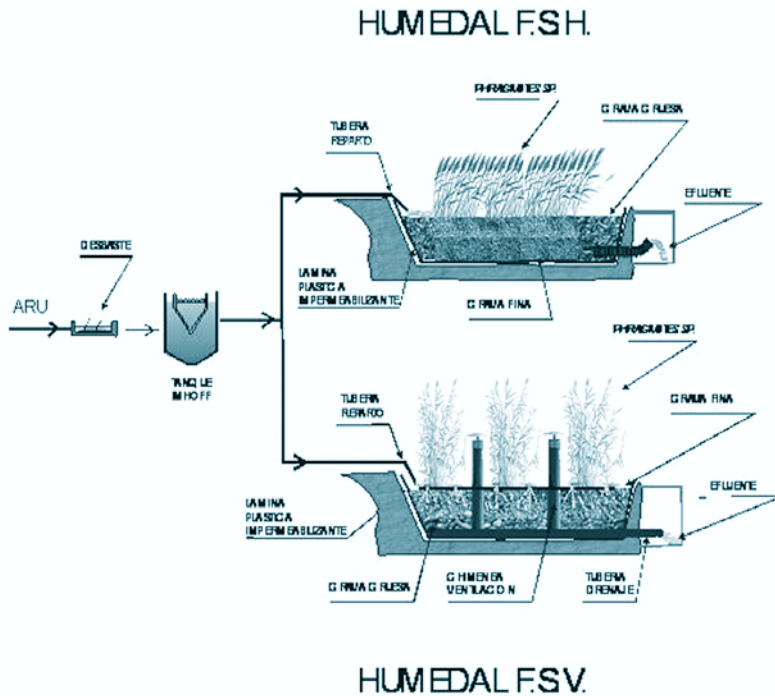


FIGURA 2. Cortes longitudinales de humedales artificiales de flujo subsuperficial horizontal y vertical.

Este tipo de humedales opera con cargas superficiales orgánicas superiores a las que se emplean en los horizontales y genera efluentes con un mayor grado de oxigenación.

Mientras que los HAFSS horizontales operan con tiempos de retención hidráulica de varios días, en los verticales estos tiempos son tan sólo de unas horas.

4 ESQUEMAS DE FUNCIONAMIENTO

4.1 Humedales artificiales de flujo superficial

Los HAFS suelen ubicarse a continuación de estaciones de depuración que alcanzan niveles de tratamiento secundario.

4.2 Humedales artificiales de flujo subsuperficial

En este tipo de humedales el esquema del proceso es, en esencia, semejante al de un tratamiento convencional, constando de pretratamiento, tratamiento primario, tratamiento secundario y, opcionalmente, tratamiento terciario. Puesto que el pretratamiento y el tratamiento primario se han estudiado en profundidad, se describe a continuación el tratamiento secundario y el terciario.

4.2.1 Tratamiento secundario

El tratamiento secundario está constituido por los propios humedales artificiales, que se alimentan con los efluentes procedentes de las fosas sépticas o de los tanques Imhoff.

La Figura 3 muestra el esquema más habitual de tratamientos completos mediante humedales artificiales de flujo subsuperficial. Puede presentarse con tratamiento primario mediante tanque Imhoff, o mediante fosa séptica.

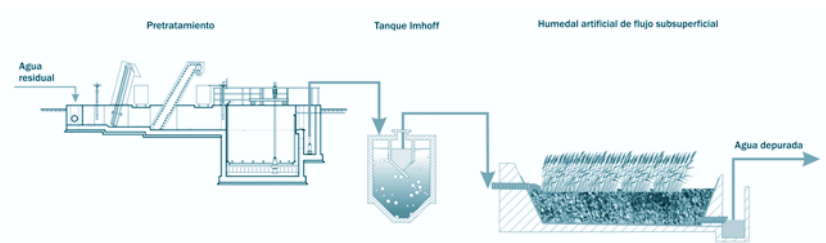


FIGURA 3. Esquema completo de tratamiento mediante hafs.

4.2.2 Tratamiento terciario

En ocasiones se someten a los efluentes de los HAFSS a una etapa de afino en lagunas de maduración para mejorar, principalmente, el grado de abatimiento de los organismos patógenos. Esta eliminación se produce, fundamentalmente, por la acción de la radiación ultravioleta de la luz solar (Figura 9).

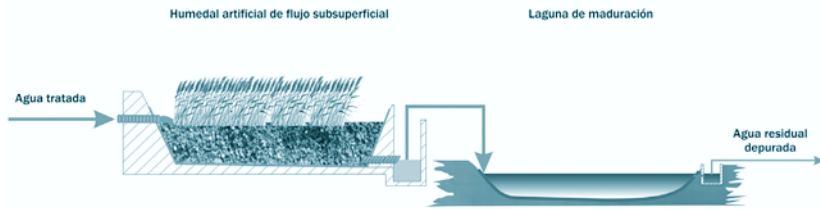


FIGURA 4. Lagunaje de maduración en cola de un hafss, a modo de tratamiento terciario.



FOTOGRAFÍA 1. Lagunaje en cola de una instalación de humedales artificiales. (Oaklands Park, Reino Unido).

4.3 Otros esquemas

4.3.1 Combinaciones de hafss verticales y horizontales

El objetivo básico de este tipo de combinación de humedales artificiales es la mejora en los rendimientos de eliminación de nitrógeno. En los HAFSS verticales, colocados en cabecera del proceso, se producen procesos de nitrificación, mientras que en los horizontales, situados a continuación, se dan los fenómenos de desnitrificación, escapando el nitrógeno, en forma gaseosa, a la atmósfera.

4.3.2 Combinación de hafss verticales sin tratamiento primario

Esta combinación consta de dos conjuntos de HAFSS verticales dispuestos en serie. Las aguas residuales, tras su paso por una reja de desbaste de unos 2 cm. de paso y sin ser

sometidas a una etapa de tratamiento primario, alimentan de forma intermitente a la primera etapa de humedales. Los efluentes de esta primera etapa se reúnen y, con la ayuda de un segundo sifón, alimentan de forma discontinua a la segunda etapa.

Cada humedal que integra la primera fase del tratamiento se somete alternativamente a dos fases operativas:

- **Una fase de alimentación:** durante 3-4 días las aguas alimentan a un único filtro de la primera etapa.
- **Una fase de reposo:** con una duración de al menos dos veces superior a la fase de alimentación (6-8 días).

Esta alternancia entre las fases de alimentación y reposo es fundamental para regular el crecimiento de la biomasa adherida al sustrato, mantener las condiciones aerobias y mineralizar los depósitos orgánicos procedentes de las materias en suspensión presentes en las aguas residuales y retenidas en los filtros de la primera etapa (Liénard y col., 1990).

5 MECANISMOS DE DEPURACIÓN

5.1 Eliminación de sólidos en suspensión

Los principales mecanismos que intervienen en la eliminación de la materia en suspensión en los humedales artificiales son:

- *Sedimentación*: la materia en suspensión sedimentable (principalmente de naturaleza orgánica), presente en las aguas a tratar, decanta por la acción exclusiva de la gravedad.
- *Floculación*: permite la sedimentación de partículas de pequeño tamaño, o de menor densidad que el agua, al producirse agregados de las mismas con capacidad para decantar.
- *Filtración*: se produce la retención de materia en suspensión al pasar las aguas a través del conjunto que forman el sustrato y los rizomas, raíces y tallos de la vegetación.

En el caso de los HAFS, la eliminación de la materia en suspensión tiene lugar, principalmente, por fenómenos de sedimentación y filtración de las aguas a su paso por toda la masa de tallos y de los restos de vegetación caídos a la masa de agua. En este tipo de humedales, para conseguir elevados rendimientos de sólidos en suspensión, se requiere disponer de zonas con abundante vegetación que faciliten la sedimentación (al disminuir la velocidad de paso de las aguas) y la filtración, a la vez que, por el efecto sombra, se evita el crecimiento excesivo de microalgas que, como en el caso de los lagunajes, podría incrementar los contenidos en materia en suspensión.

Para la evaluación de la eliminación de materia en suspensión en los HAFS, Reed y col. (1995), proponen la siguiente expresión:

$$SS_e = SS_i (0,1139 + 0,00213 TRH)$$

Siendo SS_e la concentración de sólidos en suspensión en el efluente (mg/l), SS_i la concentración de sólidos en suspensión en el influente (mg/l) y TRH la carga hidráulica superficial (cm/d) que se calcula haciendo uso de la expresión:

$$TRH = 100 \frac{Q}{S}$$

Donde Q es el caudal del influente (m^3/d) y S la superficie del humedal (m^2).

En los HAFSS la eliminación de materia suspensión tiene lugar, principalmente, por fenómenos de filtración a través del conjunto que forman el sustrato (sobre el que crecen las plantas), los rizomas y las raíces. Teniendo lugar el mayor porcentaje de eliminación de partículas en suspensión en la zona de entrada a los humedales.

Para la evaluación de la eliminación de la materia en suspensión en los HAFSS, Reed y col. (1995), proponen la siguiente expresión:

$$C_0 = C_i (0,1058 + 0,0011 TRH)$$

Siendo C_0 la concentración de sólidos en suspensión en el efluente (mg/l) y C_i la concentración de sólidos en suspensión en el influente (mg/l).

Los sólidos de naturaleza orgánica retenidos en el sustrato sufren reacciones de biodegradación que se aceleran en los momentos del año de temperaturas más elevadas. Esta degradación supone una fuente interna de materia orgánica disuelta, lo que podría explicar, según el informe USEPA (2000), el porqué los HAFSS no presentan en época veraniega rendimientos más elevados de eliminación de materia orgánica que los que se logran en el periodo invernal.

Para evitar la rápida colmatación de los sustratos filtrantes se hace imprescindible la existencia previa de un pretratamiento y de un tratamiento primario, que eliminen un alto porcentaje de la materia en suspensión presente en las aguas residuales a tratar.

En la actualidad, se comienza a trabajar combinando filtros de turba y humedales artificiales de flujo subsuperficial, prescindiendo del tratamiento primario mediante fosas sépticas o tanques Imhoff (Salas y col., 2005). Los elevados rendimientos de eliminación de sólidos en suspensión que se alcanzan en los filtros de turba (del orden del 90%), y la facilidad de manejo de los subproductos generados, costras secas en lugar de lodos líquidos, auguran un futuro prometedor para esta combinación de tecnologías no convencionales.

5.2 Eliminación de materia orgánica

La materia orgánica presente en forma de materia en suspensión sedimentable en las aguas residuales a tratar, irá decantando paulatinamente en los humedales y experimentará procesos de degradación biológica.

Igualmente, parte de la materia orgánica presente en forma particulada quedará retenida por filtración, al pasar las aguas por el entramado sustrato-raíces-tallos.

La eliminación de materia orgánica por las dos vías descritas transcurre de forma rápida. En el caso de los HAFSS, casi la mitad de la DBO_5 se elimina al pasar las aguas por los primeros metros del humedal (Aguirre, P., 2004)

Sobre la materia orgánica disuelta, al igual que sobre la particulada, actúan los microorganismos presentes en el humedal, principalmente bacterias, que utilizarán esta materia orgánica a modo de sustrato.

En las distintas modalidades de humedales artificiales se dan zonas con presencia o ausencia de oxígeno molecular, por lo que la acción de las bacterias sobre la materia orgánica tiene lugar tanto a través de procesos biológicos aerobios, como anaerobios ya estudiados en profundidad en la introducción.

El aporte de oxígeno para el mantenimiento de las reacciones de oxidación, síntesis y respiración endógena, transcurre de forma diferente en función de la modalidad de humedal artificial de que se trate.

En el caso de los humedales artificiales de flujo superficial, la principal fuente de aportación de oxígeno a la masa líquida viene representada por los fenómenos de reaeración superficial provocados por el viento. Estos fenómenos se ven minimizados cuando la vegetación del humedal presenta una elevada densidad. Algo similar ocurre en el aporte de oxígeno vía fotosíntesis por las microalgas que se desarrollan en la masa líquida, y que queda reducido por el efecto sombra que ejercen las vegetaciones de alta densidad, lo que dificulta el desarrollo de los organismos fotosintéticos.

En estos humedales, el aporte de oxígeno por las propias plantas acuáticas tiene una menor importancia, dado que la zona donde éste se libera (rizomas y raíces) se encuentra dentro del propio sustrato, por debajo de la columna de agua, y a que casi todo el oxígeno aportado por las plantas se consume por la demanda existente en los sedimentos presentes en el fondo del humedal. En los HAFS la zona aerobia está limitada, con frecuencia, a las zonas de aguas abiertas y a una porción superior, bastante limitada, de la columna de agua.

En el caso de los humedales artificiales de flujo subsuperficial vertical, la oxigenación del sustrato filtrante en el que se encuentran adheridas las bacterias en forma de biopelícula, se produce, básicamente, por la intermitencia en la forma de administrar la alimentación de aguas a tratar y por la propia configuración de este tipo de humedales que permite que, una vez finalizado un ciclo de alimentación, las aguas discurren en sentido descendente a lo largo del sustrato, volviendo el aire a ocupar los huecos que van quedando libres como consecuencia de este descenso.

La vegetación propia de los humedales artificiales (plantas acuáticas emergentes), también contribuyen a la oxigenación, suministrando a través de sus raíces y rizomas parte del oxígeno que es producido por fotosíntesis en las hojas, y que es transportado a lo largo de un canal hueco conocido como aerénquima.



FOTOGRAFÍA 2. Detalle de la zona de rizomas y raíces de una planta de carrizo (*Phragmites australis*)



FOTOGRAFÍA 3. Detalle del aerénquima de una planta de carrizo (*Phragmites australis*)

Existen notables discrepancias en lo referente a las tasas de transferencia de oxígeno de los macrófitos, oscilando entre los 0,5-0,6 g O₂ m⁻² d⁻¹ (Tanner y col., 2003) y los 20 g O₂ m⁻² d⁻¹ (USEPA, 1988).

En el caso de los humedales artificiales de flujo subsuperficial horizontal, la presencia de oxígeno es mucho menor, debido a que el medio se encuentra saturado por agua, que desplaza a los gases atmosféricos de los poros, dando lugar a un sustrato anóxico.

En las zonas de los humedales carentes de oxígeno molecular, la degradación de la materia orgánica transcurre vía anaerobia, a lo largo de una serie de etapas concatenadas, en las que los compuestos resultantes de cada etapa sirven de sustrato a la etapa siguiente, tal como se vio en la parte dedicada al lagunaje anaerobio. Estas etapas son las siguientes:

Se asume, que en los humedales artificiales los compuestos orgánicos son degradados de forma simultánea mediante procesos aerobios y anaerobios, siendo difícil cuantificar la proporción en que se producen cada uno de ellos.

5.3 Eliminación de nutrientes

5.3.1 Nitrógeno

En las aguas residuales urbanas el nitrógeno puede encontrarse principalmente en forma orgánica y en forma amoniacal y, en mucha menor cuantía, como nitritos o nitratos.

Mediante procesos de amonificación, por vía enzimática, las fracciones de nitrógeno en forma orgánica se transforman en formas amoniacales, parte de las cuales son asimiladas por los propios microorganismos, que la incorporan a su masa celular.

En los humedales artificiales la eliminación del nitrógeno en forma amoniacal transcurre básicamente por dos vías principales: asimilación por las propias plantas del humedal y procesos de nitrificación-desnitrificación.

En el caso de la asimilación del nitrógeno amoniacal por las plantas del humedal, numerosos estudios han concluido que mediante esta asimilación y la posterior siega de las plantas no se llega a eliminar más allá del 15-20% del nitrógeno amoniacal presente en las aguas a tratar. Si no se procede a la siega y retirada periódica de la vegetación de los humedales, la mayor parte de los nutrientes retenidos volverán a las aguas mediante procesos de degradación de la biomasa vegetal.

Por tanto, la principal vía de eliminación del nitrógeno amoniacal en humedales artificiales transcurre mediante procesos combinados de nitrificación-desnitrificación.

Las formas amoniacales se adsorben temporalmente sobre las partículas del sustrato filtrante de los humedales artificiales y sobre las partículas orgánicas cargadas eléctricamente, mediante mecanismos de intercambio catiónico. Para liberar este amonio adsorbido y regenerar los campos de adsorción, se precisa la nitrificación de las formas

amoniacales, constituyéndose la nitrificación en el proceso de transformación principal para la reducción de las concentraciones de amonio en los humedales artificiales.

La nitrificación es un proceso autotrófico (la energía necesaria para el crecimiento bacteriano se obtiene de la oxidación de compuestos inorgánicos), por el que el nitrógeno amoniacal es transformado en nitrógeno nítrico.

El proceso se desarrolla en dos etapas. En un primer momento bacterias del género *Nitrosomas* oxidan el nitrógeno amoniacal a nitrógeno nitroso, de acuerdo con la reacción:



Posteriormente, bacterias del género *Nitrobacter* oxidan las formas nitrosas a formas nítricas, de acuerdo con:



Englobando el proceso de nitrificación en una única ecuación se obtiene:



siendo necesarios 4,6 mg de oxígeno para oxidar 1 mg de N-amoniacal y consumiéndose una gran cantidad de alcalinidad (8,6 mg de HCO_3^- por cada mg de N-amoniacal oxidado).

Las bacterias nitrificantes son organismos extremadamente sensibles a gran cantidad de sustancias inhibitoras, tanto orgánicas como inorgánicas, que pueden impedir el crecimiento y la actividad de estos organismos. Las altas concentraciones de amoníaco y de ácido nitroso (HNO_2) pueden resultar inhibitoras, siendo también importante el efecto del pH, cuyo intervalo óptimo es estrecho, entre 7,5 y 8,6.

La temperatura también ejerce una gran influencia sobre el crecimiento de las bacterias nitrificantes y para que se produzca la nitrificación es fundamental que existan concentraciones de oxígeno disuelto por encima de 1 mg/l. Si el nivel de oxígeno disuelto es inferior a este valor, el oxígeno se convierte en el nutriente limitante del proceso y puede producirse el cese o la ralentización de la nitrificación.

Es necesario resaltar que la transformación de nitrógeno amoniacal en nitrógeno en forma de nitrato, no supone la eliminación del nitrógeno presente en las aguas a tratar, aunque sí permite eliminar su demanda de oxígeno. Para la eliminación biológica del nitrógeno se precisa que los procesos de nitrificación vayan seguidos de una etapa de desnitrificación.

La desnitrificación se realiza por bacterias facultativas heterótrofas (*Achromobacter*, *Aerobacter*, *Alcaligenes*, *Bacillus*, *Brevibacterium*, *Flavobacterium*, *Lactobacillus*, *Micrococcus*, *Proteus*, *Pseudomonas*, *Spirillum*), en condiciones de anoxia y en dos etapas. En un primer paso se produce la conversión del nitrato en nitrito y a continuación, pasa a formas gaseosas que escapan del sistema hacia la atmósfera (óxido nítrico, óxido nitroso y nitrógeno gas):



En los sistemas de desnitrificación, el parámetro crítico es la concentración de oxígeno disuelto cuya presencia suprime el sistema enzimático necesario para el desarrollo del proceso de desnitrificación.

El pH óptimo para el proceso de desnitrificación se sitúa en el intervalo 7-8, viéndose afectado el proceso por la temperatura. El proceso requiere, igualmente, la presencia de carbono orgánico en cantidad suficiente, admitiéndose que para reducir 1 g. de nitrato, se necesitan 3 g. de DBO₅ no decantable.

En los HAFSS vertical se potencian los procesos de nitrificación debido, fundamentalmente, a que se alimentan de forma intermitente, lo que favorece un lecho más oxidado y, por tanto, más eficiente.

La adopción de sistemas combinados de humedales con diferentes características de flujo, HAFSS vertical seguidos de HAFSS horizontal, permite mejorar notablemente la eliminación de nitrógeno, al favorecerse en la primera etapa la nitrificación y la desnitrificación en la segunda.

5.3.2 Fósforo

En las aguas residuales urbanas el fósforo se encuentra tanto en forma orgánica, como en forma de ortofosfato inorgánico o de fosfatos complejos. Estos últimos, en el transcurso de los tratamientos biológicos se hidrolizan dando lugar a ortofosfatos, incorporándose entre el 10-20% de los mismos a la biomasa bacteriana.

Las principales vías para la eliminación del fósforo en los humedales artificiales son:

- *Absorción* directa por parte de las plantas.
- *Adsorción* sobre partículas de arcilla, partículas orgánicas y compuestos de hierro y aluminio.
- *Precipitación*, mediante reacciones del fósforo con el hierro, aluminio y calcio presentes en las aguas, dando lugar a la formación de fosfatos insolubles.

La absorción del fósforo por las plantas se da en mucha menor cuantía que en el caso del nitrógeno (esta absorción es del orden de un 10%), siendo los fenómenos fisicoquímicos los que juegan el papel principal en la reducción de este nutriente.

El fósforo fijado-precipitado puede liberarse durante determinadas épocas del año en función de las condiciones ambientales y, fundamentalmente, como respuesta a cambios en el potencial de óxido-reducción. En general, en los HAFSS la eliminación de fósforo no es muy significativa situándose entre el 15-30%. Puede incrementarse este porcentaje de reducción de fósforo mediante el empleo de sustratos filtrantes específicos (por ejemplo con contenidos en hierro) que potencien la retención del mismo (Arias y col., 2004)

Tanto para humedales artificiales superficiales como subsuperficiales, Reed y col. (1995), proponen la siguiente expresión, para la evaluación de la eliminación de fósforo:

$$P_e = P_i \exp\left(\frac{-k_p}{TRH}\right)$$

Siendo P_e la concentración de fósforo en el efluente (mg/l), P_i la concentración de fósforo en el influente (mg/l) y k_p la constante de reacción (2,73 cm/d).

Se ha observado que en los HAFSS inicialmente se retiene una mayor cantidad de fósforo, como consecuencia de que en esta etapa el sustrato presenta una mayor cantidad de zonas disponibles para su adsorción, disminuyendo paulatinamente esta capacidad de retención con el tiempo.

5.4 Eliminación de metales pesados

La eliminación de metales (cadmio, cinc, cobre, cromo, mercurio, selenio, plomo), en humedales artificiales, tiene lugar a través de diferentes vías:

- Procesos de adsorción.
- Precipitación química.
- Sedimentación.
- Asimilación por parte de las plantas.

Los metales retenidos pueden volver a liberarse en determinadas épocas del año, en función de las variaciones del potencial de oxido-reducción que tienen lugar dentro del sistema.

5.5 Eliminación de patógenos

Se logra por diferentes mecanismos, destacando entre ellos:

- La adsorción sobre las partículas del sustrato.
- La toxicidad que sobre los organismos patógenos ejercen los antibióticos producidos por las raíces de las plantas.
- La acción depredadora de bacteriófagos y protozoos.

En los humedales artificiales la eliminación de coliformes fecales se ajusta a modelos de cinética de primer orden, lográndose la mayor parte del abatimiento de los patógenos en los primeros tramos de los humedales, de forma que hacia la mitad de los mismos ya se ha eliminado del orden del 80% de los mismos.

Según Reed y col. (1995), asumiendo que los mecanismos de eliminación de patógenos en humedales artificiales son muy parecidos a los que se dan en los sistemas de Lagunaje, proponen una ecuación similar para cuantificar su abatimiento:

$$C_e = \frac{C_i}{(1 + t k)^n}$$

Siendo C_e la concentración de patógenos en el efluente (UFC/100 ml), C_i la concentración de patógenos en el influente (UFC/100 ml), k la constante de reacción (d^{-1}) y n el número de humedales en serie.

La dependencia de la constante de reacción k_T con la temperatura, viene dada por la expresión:

$$k_T = k_R \theta^{T_w - T_r}$$

Donde k_R es la constante de reacción a la temperatura de referencia (d^{-1}), T_w la temperatura del agua ($^{\circ}C$) considerada en el diseño (suele emplearse la temperatura media del mes más frío), T_r la temperatura ($^{\circ}C$) de referencia a la que se ha calculado el coeficiente θ_R (suele ser $20^{\circ}C$) y θ el coeficiente de temperatura (adimensional).

Para el abatimiento de coliformes fecales, los valores de k_R y θ , son $2,6 d^{-1}$ y $1,19$, respectivamente. El abatimiento de patógenos en los sistemas de humedales artificiales se sitúa en 1-2 unidades logarítmicas.

La Figura 5 muestra los principales procesos que se dan en los humedales artificiales y que conducen a la reducción de los distintos contaminantes presentes en las aguas residuales objeto de tratamiento.

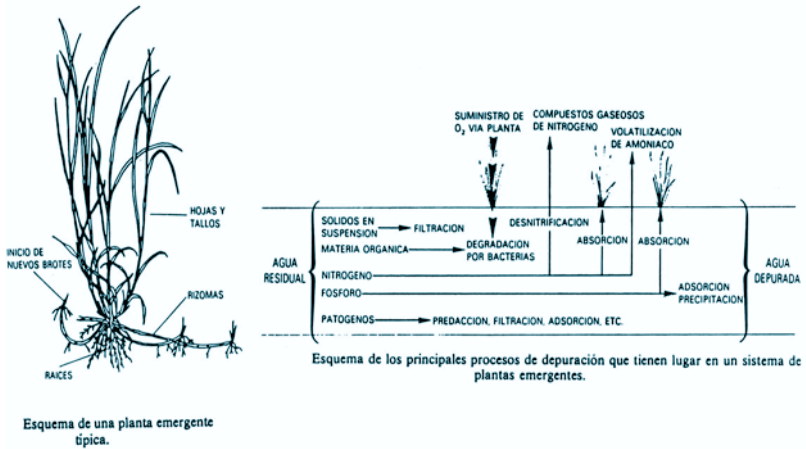


FIGURA 5. Principales procesos de depuración que tienen lugar en los humedales artificiales.

6 RENDIMIENTOS DE DEPURACIÓN

6.1 Humedales artificiales de flujo superficial

Dado que los HAFS se suelen emplear a modo de tratamiento terciario, presentando las aguas influentes características muy variadas en función del grado de depuración alcanzado en las etapas previas, para mostrar los rendimientos que se alcanzan en este tipo de humedales se ha optado por presentar las características medias de los influentes y efluentes de un conjunto de 27 HAFS, sometidos a seguimiento por la EPA en el año 2000 (Tabla 1).

Tabla 1. Características medias de las corrientes de entrada y salida.

Constituyente	Influente	Efluente
Sólidos en suspensión (mg/l)	69	15
DBO ₅ (mg/l)	70	15
N-NTK (mg/l)	18	11
N-NH ₃ /NH ₄ (mg/l)	9	7
N-NO ₃ (mg/l)	3	1
N total (mg/l)	12	4
P total (mg/l)	4	2
P disuelto (mg/l)	3	2
Coliformes fecales (nº/100 ml)	73.000	1.320

A modo de complemento, la Tabla 2 muestra las concentraciones de Sólidos en Suspensión y DBO₅ en las corrientes de entrada y salida de distintos HAFS implantados en Estados Unidos, recogándose, igualmente, la procedencia de las corrientes de alimentación a estos humedales.

Tabla 2. Rendimientos de depuración de HAFS en Estados Unidos.

Ubicación	Tipo de influente	SST (mg/l)		DBO ₅ (mg/l)		Referencia
		Infl.	Efl.	Infl.	Efl.	
Arcata-California	Laguna de oxidación	30	14	26	12	Gearheart et al.,1989
Cannon Beach-Oregon	Laguna facultativa	45	8	27	5	U.S.EPA,1993
Fort Deposit-Alabama	Laguna de oxidación	91	13	33	7	U.S.EPA,1993
Gustine-California	Laguna de oxidación	102	31	75	19	Crites, 1996
Iselin-Pensilvania	Laguna de oxidación	380	53	140	17	Watson et al.,1979
Listowel-Ontario	Primario	111	8	56	10	Herskowit et a.,1987
Ouray-Colorado	Laguna de oxidación	86	14	63	11	Andrews,1996
West Jackson-Co., Mississippi	Laguna facultativa	40	14	26	7	U.S.EPA,1993

6.2 Humedales de flujo subsuperficial

La Tabla 3 muestra los rendimientos medios de depuración que se alcanzan con el empleo de HAFSS.

Tabla 3. Rendimientos de depuración en HAFSS.

Parámetro	%
Sólidos en Suspensión	85 – 95
DBO ₅	85 – 95
DQO	80 – 90
N	20 – 40
P	15 – 30
Coliformes fecales	90 – 99

7 DISEÑO DE LOS HUMEDALES ARTIFICIALES

En la actualidad, los modelos más empleados para el dimensionamiento de los humedales artificiales, tanto de flujo superficial como subsuperficial, parten de considerarlos como reactores de flujo pistón que siguen cinéticas de primer orden para la eliminación de los distintos contaminantes.

7.1 Método de Reed y colaboradores

Este método, desarrollado en 1995, emplea ecuaciones en las que se consideran las constantes de reacción (por unidad de volumen), dependientes de la temperatura.

Para la eliminación tanto de materia orgánica (DBO_5), como de amonio (NH_4^+) y de nitrato (NO_3^-) se propone el empleo de la ecuación siguiente:

$$1n \left(\frac{C_i}{C_e} \right) = K \cdot t$$

Siendo C_i la concentración del contaminante en cuestión en el influente (mg/l), C_e la concentración del contaminante en cuestión en el efluente (mg/l), K la constante de reacción (d^{-1}) y t el tiempo de residencia hidráulica (d).

Teniendo en cuenta que el tiempo de residencia hidráulica viene definido por la relación entre el volumen ocupado por el agua en el humedal (volumen efectivo) y el caudal de alimentación al sistema, se tiene que:

$$t = \frac{V_f}{Q} = \frac{Shps}{Q}$$

Siendo V_f el volumen efectivo del humedal (m^3), Q el caudal de alimentación (m^3/d), S la superficie del humedal (m^2), h la profundidad de la lámina de agua (m) que en los humedales de flujo superficial es del orden de 0,4 m y en los de flujo subsuperficial horizontal oscila entre 0,4 y 0,6 m y p : la porosidad del sustrato filtrante (en tanto por 1).

En el caso de los humedales de flujo superficial, la porosidad fluctúa entre 0,65 – 0,75, dependiendo del grado de desarrollo de la vegetación implantada (Kadlec, R. y col., 1996). En el caso de los humedales de flujo subsuperficial, la porosidad varía en función del tamaño del sustrato filtrante (Tabla 4).

Tabla 4. Características de los diferentes medios empleados como sustratos en los HAFSS.

Tipo de medio	Tamaño efectivo d_{10}^* (mm)	Porosidad (ps)	Conductividad hidráulica (m/d)
Arena media	1	0,30	492
Arena gruesa	2	0,32	984
Arena pedregosa	8	0,35	4.920
Grava mediana	32	0,40	9.840
Grava gruesa	128	0,45	98.400

* d_{10} es el diámetro de una partícula en una distribución de peso de partículas que es más pequeña que todas, menos el 10% de la partículas.

La dependencia de la constante de reacción K_T con la temperatura, viene dada por la expresión:

$$K_T = K_R \varnothing_R^{T_w - T_r} \text{ (Ecuación 1)}$$

Siendo K_R : constante de reacción a la temperatura de referencia (d^{-1}), T_w : temperatura del agua considerada en el diseño ($^{\circ}C$) Se suele emplear la temperatura media del mes más frío, T_r : temperatura de referencia a la que se ha calculado el coeficiente \varnothing_R , que suele ser $20^{\circ}C$. ($^{\circ}C$) y \varnothing_R : coeficiente de temperatura (adimensional).

Los valores de K_R y \varnothing_R , para cada tipo de contaminante en cuestión, se muestran en la Tabla 5.

Tabla 5. Valores de K_R y \varnothing_R , para cada tipo de contaminante.

	DBO ₅	NH ₄ (nitrificación)	NO ₃ (desnitrificación)
Humedales artificiales de flujo superficial			
K_R (d^{-1})	0,678	0,2187	1
\varnothing_R	1,06	1,048	1,15
Humedales artificiales de flujo subsuperficial			
K_R (d^{-1})	1,104	$0,01854 + 0,3922 (h_r)^{2,6077}$	1
\varnothing_R	1,06	1,048	1,15

h_r : profundidad del lecho ocupado por la rizosfera (m).

Combinando las tres ecuaciones anteriores, se obtiene la superficie necesaria del humedal artificial a construir:

$$S = L X A = \frac{Q t}{h p_s} = \frac{Q}{K \cdot h p_s} \ln \left(\frac{C_i}{C_e} \right)$$

Siendo L la longitud del humedal y A su anchura, ambas determinadas en metros.

7.2 Método de Kadlec y Knight

Este método, desarrollado en 1996, considera que en los humedales artificiales la proliferación de microorganismos da lugar a la producción de nueva materia orgánica, parte de la cual quedará retenida en el propio humedal, mientras que el resto saldrá del sistema, empeorando la calidad final de los efluentes. Existirán, por tanto, para cada parámetro, unas concentraciones umbral mínimas por debajo de las cuales no es posible mejorar la calidad de las aguas depuradas. Dichas concentraciones umbral se encuentran dentro de los intervalos recogidos en la Tabla 6 (Kadlec y col. 2000).

Tabla 6. Valores umbral para los distintos contaminantes.

Parámetros	Concentraciones umbral (mg/l)
Sólidos en Suspensión	1 - 6
DBO ₅	1 - 10
N amoniacal	< 0,5
N nítrico	< 0,1
P total	< 0,1

El método emplea ecuaciones en las que se consideran las constantes de reacción por unidad de superficie y no todas son dependientes de la temperatura (la temperatura sólo tiene importancia en la eliminación de sólidos en suspensión y de nitrógeno). Se trata, por tanto, de un método menos sensible a las condiciones climáticas que el método de Reed y col.

Según este modelo, la superficie necesaria de humedal artificial viene dada por la expresión:

$$S = \frac{365Q}{K_T} \ln \left(\frac{C - C^*}{C_e - C^*} \right)$$

Donde C* es la concentración umbral.

Los valores de los parámetros de esta ecuación se recogen en la Tabla 7. Para los sólidos en suspensión y para las diferentes formas en que puede presentarse el nitrógeno, los valores de la constante de reacción tienen que ser corregidos, en función de la temperatura, empleando la Ecuación 1.

Tabla 2. Rendimientos de depuración de HAFS en Estados Unidos.

Parámetro	Contaminante						
	S.S.	DBO ₅	Norg	N-NH ₄	N-NO ₃	Nt	Pt
Humedales superficiales							
K _r (m/año)	1.000	34	17	18	35	22	12
Ø _r	1,065	-	1,05	1,04	1,09	1,05	-
C* (mg/l) ^a	5,1 + 0,16 C _i	3,5 + 0,053 C _i	1,5	0	0	1,5	0,02
Humedales subsuperficiales							
K _r (m/año)	1.000	180	35	34	50	27	12
Ø _r	1,065	-	1,05	1,04	1,09	1,05	-
C* (mg/l) ^a	7,8 + 0,063 C _i	3,5 + 0,053 C _i	1,5	0	0	1,5	0,02

(a) en el caso de los *Coliformes fecales* las unidades son UFC/100ml

(b) estos valores son orientativos

El empleo del método de Kadlec y Knight da lugar a mayores necesidades de superficie para la implantación de los humedales artificiales, como consecuencia de la introducción de las concentraciones mínimas umbral y del hecho de que la temperatura no influye en la eliminación de la materia orgánica

7.3 Combinación de HAFSS verticales sin tratamiento primario (Método SINT)

Normalmente, esta modalidad de tratamiento precisa de dos etapas de HAFSS verticales. Cada una de estas etapas está constituida, generalmente, por tres humedales, que trabajan de forma alternada, con lo que se aseguran periodos de reposo del orden de 2/3 del tiempo de operación total.

Para instalaciones que den servicio a aglomeraciones menores de 100 habitantes puede reducirse a dos el número de humedales por etapa, repartiéndose el tiempo entre operación y reposo. Para el diseño de estas instalaciones, puede recurrirse al empleo de la ecuación siguiente:

$$F_1 = 3,5P^{0,35} + 0,6P$$

Donde F_1 es la superficie de la primera etapa (m^2) y P la población servida (habitantes equivalentes). La superficie de la segunda etapa es el 60% de la primera.

La primera etapa de humedales que cuenta con al menos con tres unidades dispuestas en paralelo, emplea como sustrato filtrante gravas finas, mientras que en la segunda se recurre al empleo de arena.

8 CONSTRUCCIÓN DE LOS HUMEDALES ARTIFICIALES

8.1 El confinamiento

Lo normal es construir los humedales por excavación en el terreno. El fondo suele presentar en los HAFSs una pendiente del orden del 1% en la dirección entrada-salida y algo menor en los HAFS, mientras que en los taludes suelen ser de unos 45° en los humedales de flujo subsuperficial y más suaves en los de flujo superficial.

Con relación a la geometría del confinamiento, en los humedales de flujo superficial se recomiendan relaciones longitud/anchura del orden de 5/1, mientras que en los de flujo subsuperficial es normal operar con relaciones 3/1.

Un aspecto de suma importancia es lograr que el vaso de los humedales sea estanco, para que no se produzcan fugas de agua, y evitar la contaminación del subsuelo por infiltración.

Si el suelo donde se va a ubicar el humedal presenta una baja permeabilidad, bastará con proceder a su compactación, en caso contrario será necesario proceder a su impermeabilización, recurriendo al empleo de arcillas o bentonitas, que se irán compactando por tongadas en capas de unos 10 cm. de espesor o bien utilizar láminas plásticas. Unos de los plásticos más empleado es el PEAD, recomendándose espesores de al menos un milímetro, para evitar que la lámina pueda ser perforada por las raíces y rizomas de las plantas.

Para evitar punzamientos tanto por piedras del terreno, como por el propio sustrato filtrante, se recomienda que, por debajo y por encima de la lámina plástica, se disponga una lámina de geotextil de 150 - 300 g/cm², o que se extienda una capa de arena por debajo de lámina plástica.

En la impermeabilización mediante lámina plástica, debe controlarse exhaustivamente las soldaduras entre láminas (por aire caliente o por compuestos químicos) y el buen anclaje de las láminas al terreno. El método más habitual para anclar las láminas al terreno en la coronación de los taludes, consiste en excavar una zanja de aproximadamente 1 m. de ancho en la coronación del talud, introducir la lámina impermeable y volver a llenar la zanja para que la lámina quede atrapada. Para este menester también puede recurrirse al empleo de grapas metálicas.



FOTOGRAFÍA 4. Excavación del vaso de los humedales.



FOTOGRAFÍA 5. Colocación de la lámina de geotextil.



FOTOGRAFÍA 6. Humedal tras finalizar la etapa de impermeabilización.

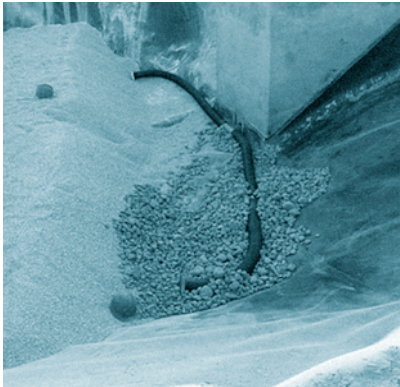
8.2 La evacuación de los efluentes depurados

En los humedales de flujo superficial las aguas, tras recorrer longitudinalmente todo el humedal, se evacuan al exterior. En humedales de grandes extensiones, se recomienda que la evacuación tenga lugar por varios puntos, para evitar en lo posible la creación de caminos preferentes.

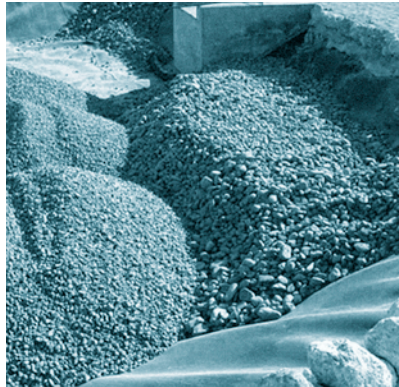
Mediante el empleo de tuberías abatibles, extensibles o flexibles, se controla el nivel del agua en los humedales, que para esta modalidad suele ser de 0,2-0,4 m. Para minimizar el escape de flotantes, principalmente en humedales de pequeñas dimensiones, en las zonas de evacuación de efluentes pueden implantarse chapas deflectoras.

En los humedales de flujo subsuperficial, la evacuación de los efluentes es diferente según se trate de humedales horizontales o verticales. En los HAFSS horizontales la eva-

cuación de las aguas depuradas puede realizarse a través de tuberías de drenaje embutidas en el fondo de una zona de bolos gruesos (50-100 mm.), dispuesta a la salida. Los drenajes conectan con una tubería final flexible, ubicada en la arqueta de evacuación de efluentes. Esta tubería permite modificar el nivel de encharcamiento del sustrato, siendo lo habitual unos 60 cm. en la zona media del humedal, y que el nivel quede unos 5 cm. por debajo de la superficie del sustrato.



FOTOGRAFÍA 7. Tuberías de drenaje para la evacuación de efluentes en HAFSs horizontales. Las tuberías quedan embutidas en una capa de bolos de 50-100 mm.



FOTOGRAFÍA 8. Recubrimiento de las tuberías de evacuación con una capa de bolos de 50-100 mm.

En el caso de los HAFSs verticales los efluentes, tras atravesar verticalmente el sustrato, son recogidos por un conjunto tuberías de drenaje dispuestas en el fondo del humedal, que descargan en la arqueta de salida. Estas tuberías quedan embutidas en una capa de grava de unos 25-40 mm de tamaño.



FOTOGRAFÍA 9. Tubería de evacuación de efluentes, conectada a las tuberías de drenaje. Al ser flexible permite controlar el nivel del agua en el sustrato filtrante.



FOTOGRAFÍA 10. Conjunto de tuberías de drenaje para la evacuación de los efluentes depurados en un HAFSs vertical.



FOTOGRAFÍA 11. Conexión de las tuberías de drenaje con la arqueta de salida.

8.3 La ventilación del sustrato filtrante

En el caso de los HAFSs verticales, para favorecer la oxigenación del sustrato, suele ser frecuente que se conecten a las tuberías de drenaje chimeneas verticales que sobresalen por encima del medio filtrante, y que ejercen un efecto de tiro y renovación del aire presente en los drenes.



FOTOGRAFÍA 12. Detalle de las chimeneas de ventilación en un HAFSs Vertical.

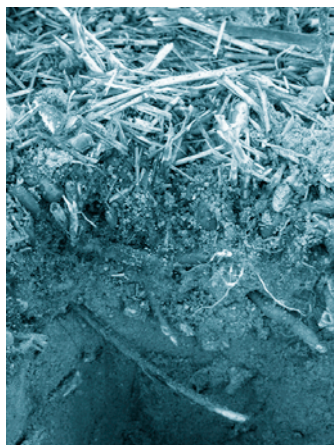
8.4 Las capas de áridos

En el caso de los humedales de flujo libre, para el enraizamiento de la vegetación se puede recurrir al empleo tanto de tierra vegetal, como de áridos (gravilla). Dado que en este tipo de humedales la circulación del agua es básicamente a través de los tallos de las plantas y, en muy poca medida, a través del sustrato, éste no juega un papel destacado.

Por el contrario, en los humedales de flujo subsuperficial las capas de áridos que forman el sustrato filtrante constituyen la parte esencial del sistema de tratamiento, dependiendo de su rigurosa selección y adecuada colocación el buen funcionamiento del humedal, puesto que uno de los mayores riesgos de este tipo de humedales es la posible colmatación del medio filtrante.

En el caso de los HAFSs, el tamaño de los áridos que se emplean depende de la naturaleza de las aguas a tratar, siendo mayor el tamaño cuanto más cargadas se encuentren estas aguas. De este modo, los tamaños oscilan entre 3-6 mm. para aguas poco cargadas, hasta 6 -12 mm. para aguas de alta carga.

El espesor del sustrato en el punto medio del humedal es de unos 60 cm., si bien comienza a trabajarse con espesores entorno a 30 cm., buscando un mayor grado de oxigenación, ante la observación de que la mayor parte de las raíces y rizomas no penetran en el sustrato más allá de 30-40 cm. (García y col., 2004).



FOTOGRAFÍA 13. Penetración de los rizomas en el sustrato (aproximadamente 30 cm), tras cinco años de operación de un Humedal Artificial en la Planta Experimental de Carrión de los Céspedes (PECC)

En los HAFSs verticales el sustrato filtrante, que como mínimo debe presentar 1 m. de espesor, está constituido por arena con un d_{10} comprendido entre 0,25 y 1,2 mm., y con un d_{60} entre 1 y 4 mm. El Coeficiente de Uniformidad (d_{60}/d_{10}) debe ser inferior a 3,5, y los contenidos en arcilla y finos deben limitarse a menos de del 0,5% (Brix, H., 2004).

Cuando se opera con aguas residuales cargadas, debe aumentarse el tamaño de las partículas que constituyen el sustrato filtrante. Así, en el caso de la modalidad que recurre al empleo de dos etapas de HAFSs verticales dispuestas en serie, prescindiendo de tratamientos primarios, en la primera etapa se emplea una capa superficial de unos 40 cm. de gravilla 2-8 mm., que descansa sobre otra de 10-20 mm. En la segunda etapa,

en la que ya los riesgos de colmatación son menores, se trabaja con capas de arena de unos 30 cm. de espesor, siendo la capa drenante, dispuesta en el fondo de los humedales de grava 20-40 mm. (Comisión Europea, 2003).

A la hora de la selección del sustrato filtrante para la humedales artificiales, es imprescindible disponer de un material suficientemente homogéneo en forma y tamaño (bajos Coeficientes de Uniformidad) y limpio (sin presencia de finos, lo que puede hacer necesario el lavado el material procedente de la cantera). Un material con elevado contenido en finos se puede colmatar fácilmente, acortando la vida útil del sistema.

Para la colocación del sustrato en el interior de los humedales puede recurrirse a diversos métodos, tanto manuales como mecánicos, pero siempre procurando no dañar la lámina impermeabilizante, ni los sistemas de drenaje y ventilación.



FOTOGRAFÍA 14. Distribución manual de áridos en un humedal artificial (PECC)

8.5 El sistema de reparto de agua

Para lograr el buen funcionamiento hidráulico de los humedales artificiales, de forma que todo su volumen permanezca activo, evitando la aparición de caminos preferenciales, es preciso que la alimentación de los mismos se efectúe de la forma más uniforme posible.

En los humedales de flujo libre se utilizan tuberías de entradas, vertederos o tuberías perforadas para distribuir el agua a tratar en la zona de entrada al humedal.

En el caso de los HAFSs horizontales suele recurrirse al empleo de tuberías perforadas que descargan sobre una zona de bolos gruesos (50-100 mm.), dispuesta en cabecera del humedal, que permite la distribución uniforme de las aguas. El gran tamaño de estos áridos minimiza los problemas de obstrucción.

Recientemente, y al objeto de lograr un reparto más homogéneo de las aguas a tratar a lo largo de toda la zona de alimentación dispuesta en cabecera de los humedales, se comienza a recurrir al empleo de vertederos Thompson longitudinales.



FOTOGRAFÍA 15. Tuberías de reparto en un HAFSs horizontal (PECC)



FOTOGRAFÍA 16. Reparto de la alimentación a un HAFSs horizontal mediante vertedero Thompson. (EDAR de Corbins, Lleida)

En los HAFSs verticales se recurre al empleo de tuberías perforadas o canaletas que descargan las aguas, de forma uniforme, por toda la superficie de los humedales. En este tipo de humedales, la velocidad de alimentación debe ser superior a la velocidad de infiltración sobre el sustrato filtrante, al objeto de lograr el reparto del influente sobre la mayor parte de la superficie del humedal. Cuando se tratan aguas residuales con altos contenidos en materia orgánica, resulta muy difícil cumplir este requisito de carga hidráulica sin sobrepasar los límites recomendados de carga orgánica.

En los HAFSs verticales la alimentación debe efectuarse de forma intermitente, intercálándose los periodos de alimentación al humedal con periodos de reposo. Una forma de lograr esta alternancia en la alimentación, sin tener que recurrir a bombeo, se basa en el empleo de sifones de descarga controlada, con los que se puede regular el número de dosificaciones diarias de alimentación y el volumen de las mismas.



FOTOGRAFÍA 17. Tuberías para el reparto de la alimentación en un HAFSs vertical (PECC)

8.6 La plantación

En el caso de los humedales de flujo libre suele recurrirse a la implantación de varias especies vegetales, siendo las más frecuentes: juncos, aneas, masiega, iris, juncia, etc., que se plantan mediante el empleo de rizomas o de semillas.



FOTOGRAFÍA 18. Aspecto de un humedal de flujo libre al año de su plantación (PECC)

En el caso de los humedales artificiales de flujo subsuperficial, la especie vegetal predominantemente empleada es el carrizo (*Phragmites australis*), que presenta las siguientes ventajas:

- Perfecta adaptación a las condiciones hídricas de explotación de los humedales.
- Buena transferencia de oxígeno desde las partes aéreas hasta los rizomas y raíces, lo que favorece el desarrollo de bacterias en su entorno.
- Buena resistencia a la alternancia de periodos de alimentación y de reposo.
- Infiltración favorecida por el desarrollo de tallos a través de los que percola el agua, lo que reduce los riesgos de colmatación.
- Fácil adaptación a la altitud (salvo alta montaña) y a climas diversos.
- Mayor duración del ciclo vegetativo, permaneciendo activo durante un período de tiempo superior al de otras plantas emergentes.

El establecimiento de la vegetación en los humedales artificiales puede realizarse recurriendo al empleo de plantas procedentes de viveros, o mediante multiplicación vegetativa a partir de los rizomas. Este método es el más habitual y consiste en el troceado de los mismos en fragmentos de unos 5 cm. de longitud, que se plantan en el sustrato con una densidad de unos 5 trozos/m². Con esta densidad de plantación se consigue la cobertura total del humedal, aproximadamente en un año.



FOTOGRAFÍA 19. Planta de *Phragmites australis* procedente de vivero (PECC)



FOTOGRAFÍA 20. HAFSS vertical al año de su plantación (PECC)

9 PUESTA EN SERVICIO DE UNA INSTALACIÓN DE HUMEDALES ARTIFICIALES

Como paso previo a la puesta en servicio de una instalación de humedales artificiales, se procederá a la comprobación de:

- El correcto funcionamiento de los elementos integrantes del pretratamiento (rejas de desbaste), tratamiento primario (fosas sépticas, tanques Imhoff), sistema de medida de caudal y compuertas y válvulas que permiten el by-pass de las aguas y la puesta en marcha/paro de los diferentes humedales implantados.
- La estanqueidad de los recintos que contienen a los sustratos filtrantes y las plantas.

La alimentación a los humedales se iniciará, una vez finalizada la plantación, para favorecer su crecimiento. Desde el primer momento de su puesta en operación, los humedales comienzan su función depuradora, basada inicialmente en procesos de filtración a través del sustrato y de los rizomas y raíces. Paulatinamente, sobre estos soportes se irá desarrollando la biomasa bacteriana, comenzando a tener importancia los procesos biológicos de degradación de los contaminantes, a la vez que las plantas irán captando los nutrientes que precisan para su desarrollo.

En el caso de los humedales de flujo subsuperficial la etapa de arranque y estabilización del sistema, en la que se va desarrollando toda la zona radicular de las plantas y la biomasa bacteriana coloniza el sustrato y los rizomas y raíces, se extiende aproximadamente a lo largo de un ciclo vegetativo. En los humedales de flujo superficial es preciso el transcurso de dos-tres ciclos para alcanzar un régimen operativo estable (Kadlec y col., 1996).

Inicialmente, en los humedales de flujo subsuperficial horizontal, el nivel de agua se mantendrá unos 5 cm. por debajo de la superpie del sustrato filtrante, y se irá bajando paulatinamente para favorecer un desarrollo más rápido de la zona radicular de las plantas durante el primer ciclo de su crecimiento. Al final de este proceso, el nivel del agua en el sustrato recuperará su valor inicial.

Durante los periodos de puesta en operación de los humedales, se procederá a la eliminación de la vegetación espontánea que pueda aparecer, para evitar competencias con las especies implantadas.

10 MANTENIMIENTO Y EXPLOTACIÓN DE UNA INSTALACIÓN DE HUMEDALES ARTIFICIALES

A continuación se describen las operaciones a llevar a cabo para la correcta explotación y mantenimiento de los diferentes elementos constitutivos de una estación depuradora basada en la tecnología de humedales artificiales.

10.1 Mantenimiento de los humedales artificiales

1. Humedales de flujo superficial

Periódicamente, se procederá a la limpieza de los sistemas de distribución ubicados en cabecera de los canales. La frecuencia de esta operación la marcarán las condiciones operativas de cada situación concreta.

Debe controlarse la posible aparición de mosquitos, ya que tienden a desarrollarse en aguas someras, como es el caso de esta modalidad de humedales. Las zonas con mayor riesgo para el desarrollo de estos insectos son los márgenes de los humedales, por lo que es recomendable que estos márgenes se encuentren desprovistos de vegetación, o que esté lo suficientemente dispersa para permitir el desarrollo de organismos depredadores de las larvas de mosquito. Otra medida paliativa pasa por construir los márgenes con una mayor inclinación (3/1 o más), para reducir las zonas potenciales de desarrollo de este tipo de insectos.

En aquellos casos en que el objetivo básico de la implantación de los humedales sea la restauración de ecosistemas, el cosechado de la biomasa tan sólo es recomendable cuando ésta presente un crecimiento excesivo que pueda llegar a impedir el buen funcionamiento hidráulico del humedal.

En este tipo de humedales, las operaciones de siega y retirada de la biomasa seca provocan la resuspensión de parte de la materia depositada en su fondo.

2. Humedales de flujo subsuperficial

Periódicamente se procederá a la limpieza de los sistemas de distribución ubicados en cabecera de los canales. La frecuencia de esta operación la marcarán las condiciones operativas de cada situación concreta.

Se evitará, en todo momento, la entrada a las instalaciones de la estación depuradora de animales que puedan emplear las especies vegetales implantadas como alimento.

Se evitará, en lo posible, pisar el sustrato filtrante para impedir su compactación, lo que disminuiría su conductividad hidráulica.

El corte de las plantas secas, de forma manual o mecánica, y su retirada, debe hacerse finalizado el período vegetativo, para que las partes secas no caigan sobre el sustrato, liberando los nutrientes retenidos.

Dado que los rendimientos en la eliminación de nutrientes, que se logran mediante la siega y retirada periódica de la biomasa vegetal de los humedales artificiales no son muy elevados, situándose por debajo del 20% en lo que al nitrógeno se refiere, y por debajo del 10% en el caso del fósforo, en ocasiones se pone en duda la necesidad de estas operaciones de mantenimiento, llegándose a aconsejar que no se lleven a cabo en climas fríos, dado el efecto de protección térmica que ejerce la vegetación.

Por el contrario, en la zona mediterránea sí se recomienda proceder al cosechado de la biomasa una vez al año, para evitar la acumulación de materia muerta (necrosoma) en el humedal. Siendo aconsejable que la siega se lleve a cabo una vez pasado el periodo de posibles heladas. Esta cosecha de la biomasa permite la limpieza de los lechos y la revisión de los sistemas de alimentación-distribución (principalmente en los humedales de flujo subsuperficial vertical), de los taludes, etc.

En todo caso, se evitará la siega de la biomasa en los periodos de nidificación de las aves que habiten en el humedal.

Especialmente en los primeros meses de operación de los HAFSs, deben eliminarse las malas hierbas que hacen competencia al carrizo. Estas malas hierbas deben extraerse a mano evitando, en todo momento, el uso de herbicidas.

Periódicamente, se controlará la aparición de enfermedades en las plantas. Si esto ocurre, se iniciarán los pertinentes tratamientos, de acuerdo con las indicaciones del personal especializado.



FOTOGRAFÍA 21. Siega de la plantación de carrizo una vez seca.

10.2 Seguimiento del proceso

Para comprobar el estado de funcionamiento de la planta depuradora basada en la tecnología de humedales artificiales y poder prevenir posibles anomalías, es necesario el seguimiento periódico de una serie de parámetros.

Se aconseja que las visitas a la estación depuradora sean diarias y, para dejar constancia del control de los mencionados parámetros, el operador de la estación depuradora dispondrá de un cuadernillo en el que anotará:

- Fecha y hora de la visita a la estación depuradora.
- Caudal tratado de aguas residuales.
- Número e identificación de los humedales artificiales puestos en operación.
- Aspecto de las plantas y del efluente depurado.
- Anomalías en los viales y en la obra civil en general.
- Fechas de realización de las diferentes tareas de mantenimiento: limpieza de rejillas, retirada de lodos en el tanque Imhoff (fosa séptica), siega y retirada de las plantas secas, etc.
- Tiempos de funcionamiento de los sistemas de limpieza de las rejillas automáticas (en su caso)
- Si la estación de tratamiento está dotada de energía eléctrica para el accionamiento de los elementos del Pretratamiento, bombeo entre humedales, riego con los efluentes depurados, iluminación, etc., se anotarán las lecturas de los contadores correspondientes.
- En el apartado de "observaciones" se registrarán cuantas incidencias se estimen oportunas sobre características visuales y olfativas de las aguas residuales, destacando la presencia de sustancias extrañas en las mismas, el posible empleo de los efluentes depurados por los agricultores de la zona, la duración de los períodos de lluvia intensa, etc.
- En el caso de que la instalación de humedales artificiales cuente con equipos electromecánicos (rejillas de desbaste de limpieza automática, caudalímetros, bombas, etc.), dispondrán de fichas individualizadas donde se registrarán:
 - Sus características operativas.
 - Horas de funcionamiento.
 - Calendario de operaciones de mantenimiento.
 - Averías sufridas.
 - Todas aquellas observaciones que, sobre su funcionamiento, se consideren pertinentes.

Una tarea importante que habrá de realizar el operador de la estación de tratamiento, es la medición de los caudales tanto de las aguas residuales influentes, como de las aguas depuradas. En aquellas estaciones dotadas de medidores de caudal con registro, tan sólo será necesario anotar las lecturas, pero cuando se carece de estos elementos de medida será preciso recurrir a métodos de volumen-tiempo (determinando el tiempo que tarda en llenarse un recipiente de capacidad conocida; en el caso de instalacio-

nes con cámaras de bombeo deteniendo la alimentación, arrancando las bombas y determinando el descenso de la lámina líquida en un tiempo determinado, etc.), o a métodos de sección-velocidad (determinado el tiempo que una mancha, producida por la adición de un colorante, tarda en recorrer la distancia entre dos pozos de registro contiguos del colector de llegada a la estación depuradora).

10.3 Anomalías más frecuentes y su solución

El principal y más grave problema que puede darse en la explotación de un humedal artificial de flujo subsuperficial, radica en la colmatación del sustrato, lo que tendrá su reflejo en la aparición de charcos en la superficie del humedal y en la instauración de condiciones de operación anaerobias, con la consiguiente disminución en los rendimientos de depuración y empeoramiento del aspecto de los efluentes depurados.

Si la selección del sustrato es la adecuada, la principal causa de esta colmatación habrá que buscarla en un mal funcionamiento de los tratamientos previos (Pretratamiento y Tratamientos Primarios).

Ante un problema de estas características, se aconseja detener la alimentación de la unidad durante unas dos semanas, para volver a reiniciarla una vez transcurrido este periodo.

En invierno es normal que mueran las hojas y los tallos del carrizo, pero si este hecho ocurre en otros momentos del año, y no se debe a falta de agua, la causa podría radicar en la presencia de sustancias tóxicas en las aguas a depurar, en la aparición de algún tipo de enfermedad en las plantas, o en ataques de plagas. Estas situaciones se solventarán mediante la aplicación de los adecuados tratamientos fitosanitarios.

El correcto nivelado de la superficie superior del sustrato filtrante evitará la aparición de flujos preferenciales, zonas inundadas y de zonas sin riego.

11 VENTAJAS E INCONVENIENTES DE LOS HUMEDALES ARTIFICIALES

Los humedales artificiales, como cualquier otro sistema de depuración de aguas residuales, presentan una serie de ventajas e inconvenientes que pueden aconsejar o no su utilización en cada caso concreto:

11.1 Ventajas

Entre las ventajas destacan:

- Sencillez operativa, al limitarse las labores de explotación a la retirada de residuos del pretratamiento y al corte y retirada de la vegetación una vez seca.
- Consumo energético nulo si las aguas residuales a tratar pueden circular por gravedad hasta los humedales
- Inexistencia de averías al carecer de equipos mecánicos.
- En el caso de los HAFS y de los HAFSs de flujo horizontal, al operar con elevados tiempos de retención, se toleran bien las puntas de caudal y de carga.
- Escasa generación de lodos en el tratamiento primario. Si se emplean fosas sépticas o tanques Imhoff, la retirada de los lodos se espacia en el tiempo.
- Posible aprovechamiento de la biomasa vegetal generada (ornamentación, alimentación animal)
- Los humedales de flujo superficial permiten la creación y restauración de zonas húmedas aptas para potenciar la vida salvaje, la educación ambiental y las zonas de recreo.
- Mínima producción de olores al no estar expuestas al aire las aguas a tratar en los humedales de flujo subsuperficial y por alimentarse con efluentes ya depurados los humedales de flujo superficial.
- Perfecta integración ambiental.

11.2 Inconvenientes

Como principales desventajas pueden citarse:

- Exigen más superficie de terreno para su implantación que las Tecnologías Convencionales de depuración, lo que puede repercutir grandemente en los costes de construcción si conlleva la adquisición de los terrenos.
- Larga puesta en marcha que va desde meses a un año en sistemas de flujo subsuperficial, hasta varios años en los sistemas de flujo superficial.
- Los humedales de flujo subsuperficial presentan riesgos de colmatación del sustrato, si este no se elige convenientemente no funcionan correctamente las etapas de

pretratamiento y tratamiento primario, o si la instalación recibe vertidos anómalos con elevadas concentraciones de sólidos en suspensión o grasas.

- Pérdidas de agua por evapotranspiración, lo que incrementa la salinidad de los efluentes depurados.
- Posible aparición de mosquitos en los humedales de flujo libre.
- Los humedales artificiales presentan pocas posibilidades de actuación y control ante modificaciones de las condiciones operativas, por lo que es muy importante que estén bien concebidos, dimensionados y construidos.

BIBLIOGRAFÍA

Aguirre, P. (2004). Mecanismos de eliminación de la material orgánica y de los nutrientes en humedales construidos de flujo subsuperficial. Nuevos criterios para el diseño y operación de humedales construidos. Pp. 17-29. Edic. CPET. Barcelona.

Arias, C. y Brix, H. (2004). Phosphorus removal in constructed wetlands: Can suitable alternative media be identified?. Vol. 2. pp. 655-662. 9th International Conference on Wetland Systems for Water Pollution Control. Avignon (France)

Boutin, C. y Liénard, A. (2004). Reed bed filters for wastewater treatment in France: major design aspects and history of development. *Water 21*. Abril 2004.

Brix, H. (1993). Macrophyte-mediated oxygen transfer in wetlands: transport mechanisms and rates. In: *Constructed Wetlands for Water Quality Improvement*. Moshiri G.A. (ed.), Lewis Publishers, Boca Raton, Florida, pp. 391-398.

Brix, H. (1994). Use of constructed wetlands in water pollution control: historical development, present status, and future perspectives. *Wat. Sci. Tech.*, **30**(8). 209-223.

Brix, H. (2004). Danish guidelines for small-scale constructed wetland systems for onsite treatment of domestic sewage. Vol. 1. pp.1-9. 9th International Conference on Wetland Systems for Water Pollution Control. Avignon (France)

Comisión Europea (2003). Procesos extensivos de depuración de las aguas residuales. Adaptados a las pequeñas y medias colectividades (500 – 5.000 H. E.). *Oficina de las publicaciones oficiales de las comunidades europeas (Luxemburgo)*.

Crites, R., Middlebrooks, E. y Reed, S. (2006). Natural Wastewater Treatment Systems. *CRC Press, Taylor & Francis Group*.

Galvao, A., Matos, J., Rodrigues, J. y Heath, P. (2005). Sustainable sewage solutions for small agglomerations. *Water Science & Technology*, Vol. 52, Nº 12-2005. pp. 25-32

García, J y Mujeriego, R. (1997). Humedales construidos de flujo superficial para tratamiento terciario de aguas residuales urbanas en base a la creación de nuevos ecosistemas. *Tecnoambiente*, **75**, 37-42.

García, J., Ruiz, A, y Junqueras, X (1997). Depuración de aguas residuales mediante humedales construidos. *Tecnología del Agua*, **165**, 58-65.

García, J., Aguirre, P., Barragán, J., Mujeriego, R., Matamoros, V. y Bayona, J. (2004). Effect of key design parameters factors in horizontal flow reed beds used for treating urban wastewater. *Water Research*

García, J., Morató, J., y Bayona, J. (2004). *Nuevos Criterios para el diseño y operación de humedales construidos*. Ediciones CPET. Centro de Publicaciones de Campus Nord. Barcelona. 100 pp.

Hoover, S. y Porges, N (1952). Assimilation of dairy wastes by activated sludge. II. The equation of synthesis and rate of oxygen utilization. *Sewage and Ind. Wastes*, **24**, 306-312.

Kadlec, R.H. y Knight, R.L. (1996). *Treatment Wetlands*. CRC Press, Florida, 893 pp.

Kadlec, R., Knight, R., Vymazal, J., Brix, H., Cooper, P y Haberl, R. (2003). *Constructed Wetlands for Pollution Control: Processes, Performance, Design and Operation*. IWA Specialist Group on use of Macrophytes in Water Pollution Control. IWA Publishing, 156 pp.



- Lahora, A. (1998).** Humedales controlados como tratamiento terciario de aguas residuales urbanas. *Conclusiones del Encuentro Medioambiental Almeriense, Recursos Hídricos*. Consejería de Medio Ambiente (Junta de Andalucía), Instituto de Estudios Almerienses (Diputación de Almería), Universidad de Almería, Grupo Ecologista Mediterráneo. Ed. Rivera, J.
- Lienard, A., Boutin, C. y Esser, D. (1990).** Domestic wastewater treatment with emergent hydrophyte beds in France. *Constructed Wetlands in Water Pollution Control*. Cooper R.E. and Findlater B.C. (ed.), Pergamon Press. Oxford, UK, pp. 183-192.
- Puigagut, J., Villaseñor J., Salas, J., Becares, E. y García, J. (2006).** Subsurface constructed wetlands in Spain for sanitation of small communities: a comparative study. 10th International Conference on Wetland Systems for Water Pollution Control. Lisboa (Portugal).
- Reed, S., Middlebrooks, E. y Crites, R. (1988).** *Natural Systems for Waste Management and Treatment*. McGraw-Hill, New York.
- Reed, S., Crites, R. y Middlebrooks, E. (1995).** *Natural Systems for Waste Management and Treatment*. 2nd Edition. McGraw-Hill, New York, 431 pp.
- Robusté, J. (2004).** Humedales construidos en explotación, experiencia en Catalunya. *Nuevos Criterios para el diseño y operación de humedales construidos*. pp.89-92. Ediciones CPET. Centro de Publicaciones de Campus Nord. Barcelona.
- Salas, J., Pidre, J., Solís, G. y Ternero, M. (2005).** Mejoras en el proceso de depuración de aguas residuales urbanas mediante filtros de turba. VI Simposio del Agua en Andalucía, tomo II, pp. 1163-1172.
- Sardón, N., Salas, J., Pidre, J. y Cuenca, I. (2006).** Vertical and horizontal subsurface constructed wetlands in the Experimental Plant of Carrión de los Céspedes (Seville). 10th International Conference on Wetland Systems for Water Pollution Control. Lisboa (Portugal).
- Stottmeister, U., Wiessner, A., Kunschik, P., Kappelmeyer, U., Kästner, M., Müller, R. y Moormann, H. (2003).** Effects of plant and microorganisms in constructed wetlands. *Wat. Sci. Tech.* **48**(5), 191-198.
- Tanner, C. y Kadlec, R. (2003).** Oxygen flux implications of observed nitrogen removal rates in subsurface-flow treatment wetlands. *Wat. Sci. Tech.* **48** (5), 191-198.
- Tanner, C., Sukias, J., y Upsdell, M. (1998).** Organic matter accumulation during maturation of gravel-bed constructed wetland treating farm dairy wastewaters. *Wat. Res.*, **32**, 3046-3054.
- USEPA (United States Environmental Protection Agency) (1993).** *Subsurface Flow Constructed Wetlands for Wastewater Treatment. A Technology Assessment*. EPA/832/R-93/008, USEPA Office of Water. Washington, DC.
- USEPA (United States Environmental Protection Agency) (1998).** *Design Manual: Constructed Wetlands and Aquatic Plant Systems for Municipal Wastewater Treatment*. EPA 625/1-88/022, 83 pp.
- USEPA (United States Environmental Protection Agency) (2000).** *Constructed Wetlands Treatment of Municipal Wastewaters*. EPA/625/R-99/010, USEPA Office of Research and Development. Cincinnati, OH.
- Vymazal, J. y Masa, M. (2003).** Horizontal sub-surface flow constructed wetland with pulsing water level. *Wat. Sci. Tech.*, **48**(5), 143-148.
- Vymazal, J. Brix, H., Cooper, P., Green, M. y Haberl, R. (1998).** *Constructed Wetlands for Wastewater Treatment in Europe*. Backhuys Publishers, Leiden, 366 pp.
- WPCF (Water Pollution Control Federation) (1990).** *Natural Systems for Wastewater Treatment*. Manual of Practice. FD-16, Alexandria. 270 pp.

