

Guía didáctica sobre diseño de humedales artificiales

Carmen Hernández Crespo | Miguel Martín Monerri

Carmen Hernández Crespo
Miguel Martín Monerris

Guía didáctica sobre diseño de humedales artificiales



http://tiny.cc/edUPV_rea

Colección Académica http://tiny.cc/edUPV_aca

Para referenciar esta publicación utilice la siguiente cita:

Hernández Crespo, Carmen; Martín Monerris, Miguel (2023). *Guía didáctica sobre diseño de humedales artificiales*. Valencia: edUPV. <https://doi.org/10.4995/REA.2023.665301>

Autoría

Carmen Hernández Crespo
Miguel Martín Monerris

Editorial

2023, edUPV

Venta: www.lalibreria.upv.es / Ref.: 6653_01_01_01

Imagen de portada

Estación depuradora de aguas residuales de Valle Residencial Los Monasterios (Puçol, Valencia)

© de los textos y las imágenes: los autores

ISBN: 978-84-1396-150-7 (versión impresa)

ISBN: 978-84-1396-151-4 (versión electrónica)

DOI: <https://doi.org/10.4995/REA.2023.665301>

Si el lector detecta algún error en el libro o bien quiere contactar con los autores, puede enviar un correo a edicion@editorial.upv.es



Guía didáctica sobre diseño de humedales artificiales / edUPV

Se permite la reutilización de los contenidos mediante la copia, distribución, exhibición y representación de la obra, así como la generación de obras derivadas siempre que se reconozca la autoría y se cite con la información bibliográfica completa. No se permite el uso comercial y las obras derivadas deberán distribuirse bajo la misma licencia que regula la obra original.

Autores

Carmen Hernández Crespo

Profesora asociada del Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente en la ETSICCP e investigadora del Instituto de Ingeniería del Agua y Medio Ambiente (IIAMA) de la Universitat Politècnica de València. Atesora una amplia experiencia investigadora en temas de evaluación ambiental y modelación matemática de calidad de aguas y sedimentos en medio natural, así como en la implementación, gestión y modelación SbN. Ha participado en numerosos proyectos de investigación, dirigiendo algunos de ellos.

Miguel Martín Monerri

Profesor titular del Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente y adscrito a la ETSICCP de la Universitat Politècnica de València. Tiene una dilatada trayectoria en proyectos de Soluciones basadas en la Naturaleza (SbN) orientadas a la gestión de aguas residuales o contaminadas, como son los humedales artificiales, y a la gestión de aguas pluviales, como son los Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible (SUDS). Ha participado en numerosos proyectos de investigación de ámbito local y nacional, así como internacionales (LIFE, H2020) y con empresas; en varios de los cuales ha sido coordinador.

Resumen

En los últimos años se ha observado un creciente interés por parte de los estudiantes de diversas ingenierías (civil, ambiental, industrial...) en desarrollar sus Trabajos Finales de Grado (TFG) o de Máster (TFM) en el ámbito de las tecnologías ambientales basadas en la naturaleza (NBS, por sus siglas en inglés). Entre ellas, el diseño de humedales artificiales es uno de los temas más habituales. Los humedales artificiales son sistemas de tratamiento que se pueden emplear para depurar distintos tipos de aguas residuales o contaminadas. En esta guía se recogen los principales criterios de diseño, recomendados en manuales internacionales y nacionales, realizando un énfasis especial en el porqué de éstos. La explicación de los criterios de diseño viene acompañada de ejercicios y ejemplos, para ayudar al lector a lograr una mejor comprensión.

Índice

Prólogo	III
Capítulo 1. Introducción	1
1.1. Conocimientos previos necesarios	1
1.2. ¿Qué quiero resolver con esta tecnología?	1
1.3. ¿De qué trata esta guía?	2
1.4. Solo ante el peligro, el pánico del diseñador	3
Capítulo 2. Definición de caudales	5
2.1. Introducción	5
2.2. ¿Cómo gestiono el caudal?	5
2.3. Caudal medio para un funcionamiento "medio"	6
2.4. El problema del caudal punta	9
2.5. ¿Y si llueve?	11
2.5.1. Criterio de activación del aliviadero	13
2.5.2. Criterio de diseño del aliviadero	15
2.6. Caudales a evitar y controlar	18
Capítulo 3. Pretratamiento	19
3.1. Rejas de desbaste	19

Capítulo 4. Tratamiento primario	21
4.1. Introducción	21
4.2. Fosas sépticas	22
4.3. Tanques Imhoff	25
Capítulo 5. Tratamiento secundario. Humedales artificiales	29
5.1. Introducción	29
5.2. Humedal de flujo subsuperficial horizontal	30
5.3. Humedal de flujo subsuperficial vertical	37
5.4. Humedal de flujo vertical con sistema francés	43
5.4.1. Diseño de la primera etapa	44
5.4.2. Diseño de la segunda etapa	45
Capítulo 6. Tratamiento terciario. Humedales para eliminación de nutrientes y patógenos	49
6.1. Introducción	49
6.2. Humedales para la eliminación de fósforo	50
6.3. Humedales para la eliminación de nitrógeno	53
6.4. Humedales para desinfección y mejora de la biodiversidad	54
Capítulo 7. Otras aplicaciones	57
7.1. Humedales de tratamiento de aguas grises	57
7.2. Humedales de tratamiento de fangos	59
Bibliografía	61

Prólogo

En los últimos años se ha observado un creciente interés por parte de los estudiantes de diversas ingenierías (civil, ambiental, industrial...) en desarrollar sus Trabajos Finales de Grado (TFG) o de Máster (TFM) en el ámbito de las tecnologías ambientales basadas en la naturaleza (NBS, por sus siglas en inglés). Entre ellas, el diseño de humedales artificiales es uno de los temas más habituales.

Desafortunadamente, en los programas docentes enfocados en el tratamiento de aguas, aunque se desarrollan los conceptos básicos, no se logra profundizar en las herramientas necesarias para un diseño completo de estos sistemas. Ello, unido al interés que muestran estudiantes que han cursado otras intensificaciones académicas pero que desean complementar sus capacidades en esta materia, muestra la necesidad de elaborar una guía didáctica para el diseño de humedales artificiales.

En este inicio del documento no nos podemos sustraer al debate que existe sobre la denominación este tipo de tecnologías para el tratamiento de aguas. La literatura científico-técnica no debe permitir ambigüedades en los términos que se emplean.

Como en tantos otros aspectos de la actividad científica y técnica, la nomenclatura comúnmente establecida proviene del idioma inglés. En Gran Bretaña, estos sistemas se conocen como *Reed Bed Treatment Systems*, que se podría traducir como "Sistema de Tratamiento de Lechos de Carrizo", denominación que no se ha trasladado al español. En este idioma, las denominaciones más habituales son Humedales Artificiales o Humedales Construidos, que proviene del término inglés *Constructed Wetlands*, muy empleado desde mediados del siglo XX, con los inicios de esta tecnología. En contra de estas denominaciones está el rechazo a considerar como artificial

algo que se basa en elementos naturales y en el que la actuación del ser humano está más bien en la optimización del proceso antes que en la intervención en los procesos. A favor, una clara diferenciación entre zonas húmedas naturales y aquellas creadas o restauradas por el ser humano. En los últimos años, se está imponiendo el término *Treatment Wetlands*, que podría ser traducido como Humedales para el Tratamiento, aunque sin duda, el término más completo sería el que define al grupo especializado de la *International Water Association (IWA)* como *Wetland Systems for Water Pollution Control*. En este documento, para seguir con una nomenclatura breve y concisa se empleará la denominación de Humedales Artificiales.

En medios no académicos se ha introducido el término Filtro Verde como denominación para estos sistemas de tratamiento basados en la naturaleza. Esta denominación ha tenido mucho arraigo popular porque tiene una evidente potencia visual: por un lado, la filtración es un mecanismo significativo para la mejora de la transparencia del agua mediante estos sistemas, algo evidente a simple vista; por otro, la presencia de plantas helófitas (carrizo, enea, etc.) le da ese carácter verde.

En una guía didáctica para el diseño de sistemas de tratamiento de aguas no se puede admitir ese término puesto que, en este ámbito de estudio, un Filtro Verde es otro sistema de tratamiento de aguas que comparte algunas similitudes pero que cuenta con notables diferencias. En los Filtros Verdes, el agua residual se aplica como si de un riego se tratara; el sustrato (suelo agrícola) no está saturado y las plantas aprovechan los nutrientes para su crecimiento; las bacterias del suelo se encargan de la transformación biológica de la materia orgánica y nitrógeno, mientras que la condición de no saturación del medio facilita la presencia de oxígeno para la actividad microbiológica. Las plantas que se emplean en Filtros Verdes no son plantas habituadas a medios permanentemente encharcados, como las helófitas, habituales en humedales naturales, por lo que es habitual emplear especies arbóreas forestales de ribera como los chopos u otras para explotación maderera.

Realizadas estas aclaraciones previas, tan solo remarcar que esta guía pretende acompañar al estudiante no sólo en el cómo sino también en el por qué.

Capítulo 1

Introducción

1.1. Conocimientos previos necesarios

La persona que acceda a esta guía debe tener una formación previa en el área de ingeniería ambiental y específicamente en el tratamiento de aguas.

Debe estar familiarizada con la cuantificación de los principales contaminantes como materia orgánica (DBO_5 , $DBO_{\text{límite}}$, DQO), sólidos disueltos, en suspensión volátiles y totales, nutrientes principales (nitrógeno y fósforo) en sus formas orgánica e inorgánicas e indicadores de contaminación microbiológica.

También debe conocer conceptos como habitante equivalente (he), tiempo de retención hidráulica, carga hidráulica superficial, carga sobre vertedero o tiempo de retención celular.

Debe ser conocida la relación de las constantes de velocidad de las reacciones con la temperatura; en particular, la ecuación de temperatura de Arrhenius (ecuación 1.1).

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

Ecuación 1.1

1.2. ¿Qué quiero resolver con esta tecnología?

En muchas ocasiones cuando una tecnología se hace muy popular se puede caer en la tentación de pensar que vale para todo y ser empleada sin un análisis, siquiera somero, de su oportunidad para cada caso concreto. Para facilitar la toma de una decisión se puede establecer la siguiente clasificación:

- Aplicaciones convencionales. Aquellas cuyos resultados están contrastados, son comprobables y para las que existen criterios claros de diseño.
- Aplicaciones específicas:
 - Consolidadas. Aquellas aplicaciones de las que existen experiencias exitosas y cuya conceptualización puede ser replicada pero que puede exigir cierto ajuste al caso concreto.
 - No consolidada. Aplicación de la que existen experiencias con resultados irregulares. Se requiere para el diseño una etapa inicial de investigación.
 - Innovadora. Aplicación que no ha sido estudiada o en tan pequeña medida que no existe suficiente información.

En la tabla 1.1 se indican algunos ejemplos de aplicaciones de los grados de desarrollo contemplados en esta clasificación.

Tabla 1.1. Relación de aplicaciones de los humedales artificiales y su nivel de implantación

Aplicaciones convencionales	Tratamiento ARU pequeñas poblaciones	
	Tratamiento aguas grises urbanas	
	Deshidratación de fangos	
	Gestión de descargas de sistemas de saneamiento unitarios	
Aplicaciones específicas	Consolidada	Drenajes agrícolas
		Desinfección de aguas
		Mejora de la biodiversidad
		METland®
	No consolidada	Tratamiento de purines
		Lixiviados de vertederos
		Aguas residuales industriales: química/petroquímica, agroalimentaria, madera y papel, bodegas, almazaras...
		Drenajes de minas
		Reducción de eutrofización
	Innovadora	Electrohumedales
Eliminación de microplásticos		

1.3. ¿De qué trata esta guía?

Esta guía no es un manual sobre humedales artificiales. Para eso ya se hace referencia a documentos muy actualizados que se han editado desde la IWA, como el titulado *Treatment Wetlands* (Dotro, y otros, 2017) y libros de referencia como el *Treatment Wetlands* (Kadlec & Wallace, 2009). La guía pretende acompañar al estudiante en el diseño, aclarando algunos aspectos de los manuales y libros de referencia que son

difíciles de entender cuando se carece de experiencia. También se aportan aprendizajes propios de los autores, resultado de la monitorización mensual desde 2014 de la Estación Depuradora de Aguas Residuales (EDAR) basada en humedales artificiales en una pequeña población de Valencia (Carrícola), así como de otras investigaciones. Por tanto, esta guía debe ser considerada un complemento a las anteriores, no pretende sustituirlas en ningún caso.

Esta guía se centra en el diseño de estaciones de tratamiento de aguas residuales urbanas (ARUs) para pequeñas poblaciones y en las que el humedal artificial constituye el tratamiento principal: primario+secundario, secundario o secundario+terciario. También se hará referencias al empleo de humedales para la deshidratación del fango del tratamiento primario.

La guía se estructura siguiendo las etapas clásicas de diseño de un sistema de tratamiento de aguas residuales urbanas:

- a) Definición de los caudales a tratar.
- b) Definición de la calidad del agua de entrada.
- c) Diseño del pretratamiento y aliviadero.
- d) Diseño del tratamiento primario.
- e) Diseño del sistema de humedales.
 - Sistema de flujo subsuperficial horizontal (tratamiento secundario).
 - Sistema de flujo subsuperficial vertical (tratamiento secundario).
 - Sistema Francés (primario+secundario).
- f) Diseño de humedales para tratamiento terciario.
 - Humedales para eliminación de fósforo.
 - Humedales para eliminación de nitrógeno.
 - Humedales para desinfección.
- g) Deshidratación de fangos.

1.4. Solo ante el peligro, el pánico del diseñador

El diseño de cualquier infraestructura en ingeniería civil lleva aparejado la elección de valores de los parámetros de diseño. Es normal que en los primeros diseños se sienta cierto vértigo y muchas dudas sobre los valores que se vayan a adoptar. Conforme se va adquiriendo experiencia, esta selección está más clara.

Lo habitual es encontrar un rango de valores, por lo que se recomienda empezar por seleccionar valores intermedios (típicos) en estos rangos. No pasa nada si con los parámetros seleccionados el diseño no es correcto; se repite el proceso con otros valores. Está claro que a todo el mundo le gustaría acertar a la primera y trabajar menos, pero muchas veces, y sobre todo al principio, no es así.

Así que paciencia y perseverancia.

Capítulo 2

Definición de caudales

2.1. Introducción

En muchas ocasiones, el estudiante que se dedica a los tratamientos de aguas, centrado en el apasionante mundo de la química y la microbiología, deja de lado su formación en aspectos hidrológicos/hidráulicos y, aunque no va a ser necesario profundizar mucho en estos aspectos, sí que hay que tener claras algunos conceptos y cómo trabajar con ellos.

Una correcta definición de los caudales es especialmente crítica para el diseño de todas las etapas del tratamiento: pretratamiento, tratamiento primario, en el caso de que se requiera (la mayoría de los casos), y tratamientos secundario y terciario.

2.2. ¿Cómo gestiono el caudal?

Esta pregunta hay que plantársela al principio del trabajo y hace referencia a si el agua residual generada va a fluir por gravedad o va a ser bombeada hacia la instalación de tratamiento. La decisión tiene implicaciones económicas: consumo energético, equipamientos, etc. pero también en el diseño, como se verá a continuación.

Si se dispone de suficiente cota para que el agua residual fluya por gravedad, el consumo energético del funcionamiento de la Estación Depuradora de Aguas Residuales (EDAR) puede llegar a ser nulo, lo cual es una clara ventaja para comunidades pequeñas con recursos económicos limitados. El principal inconveniente reside en la

irregularidad en los aportes de caudal a la EDAR: en pequeñas poblaciones, las fluctuaciones en el caudal de entrada a la EDAR durante la jornada pueden ser muy altas, con valores significativos durante el día y muy bajos, casi nulos, durante la noche. Esta irregularidad debe tenerse en cuenta en el diseño de los elementos de pretratamiento y tratamientos primarios.

El diseño de estos elementos es mucho más sencillo y eficiente si se dispone de un bombeo previo que alimente a la EDAR a caudal constante. De esta manera se evitan las fluctuaciones de caudal, aunque con unos costes de explotación y construcción mayores.

2.3. Caudal medio para un funcionamiento “medio”

El caudal medio diario a partir de todos los datos diarios obtenidos durante un año, es el valor que se emplea comúnmente para el diseño de una EDAR. Sobre este caudal medio diario existirán oscilaciones debidas a los consumos asociados a la climatología o a actividades que se desarrollen en la población (por ejemplo, entre días laborales y fines de semana y entre meses de invierno y verano).

Un correcto funcionamiento de los sistemas de depuración se asegura con un caudal diario lo más constante posible y haciendo que los cambios entre caudales horarios y diarios sean lo menos bruscos posibles. Esto puede conseguirse mediante balsas de regulación/laminación, pozos y sistemas de bombeo en numerosas EDAR, pero no es tan habitual en pequeñas poblaciones para las que, cuanto menos sean los elementos electromecánicos (dicho de otro modo, susceptibles de averiarse), mejor. La ventaja de trabajar con sistemas de humedales artificiales es que son capaces de adaptarse bastante bien a fluctuaciones de caudal diarias o semanales. Sin embargo, no ocurre lo mismo para los tratamientos primarios, por lo que será necesario prestar una especial atención a los caudales cuando se diseñen los posibles sistemas de bombeo de entrada en planta, canales de entrada, pretratamientos y tratamientos primarios.

Otro aspecto que hay que considerar al establecer el caudal medio diario para el diseño es el crecimiento previsto de la población u otras actividades que incorporen ARU. Una de las limitaciones más importantes de los sistemas de humedales es que tienen poca flexibilidad operativa, por lo que deben estar diseñados para el futuro de 15-20 años. Si en ese periodo se produce la incorporación no prevista de una nueva carga orgánica, el sistema puede fallar. Por ello, es imprescindible realizar un estudio sobre la evolución de la población, consultar la planificación urbanística y proyectar el tamaño de la población para ese plazo de 20 años.

Por ejemplo, supongamos una población que genera un caudal anual de ARU de 6293 m³/año: el caudal medio mensual es de 524,4 m³/mes, el diario resulta ser de 17,24 m³/día y el caudal medio horario de 0,72 m³/h. No obstante, diseñar con estos

valores puede llevarnos a cometer errores importantes ya que, en algunos meses del año, días del año y horas del día, el caudal será mayor que el caudal medio mensual, diario y horario. Este efecto será más crítico cuanto más pequeña sea la población. Como se decía en párrafos precedentes, los humedales artificiales tienen poca flexibilidad operativa, por lo que hay que diseñarlos para que respondan adecuadamente en los momentos de mayor caudal y carga contaminante. A este respecto, las variaciones en el caudal medio horario no les afectan apreciablemente, ya que su tiempo de residencia hidráulico es del orden de varios días, pero variaciones en el caudal medio diario, mantenidas durante varios días, sí que pueden. Dichas variaciones de caudal medio horario afectan más al tratamiento primario. Es muy importante determinarlas adecuadamente para garantizar el correcto funcionamiento del tratamiento primario, ya que, si éste no es lo suficientemente eficiente, se puede provocar una colmatación temprana de los humedales artificiales.

Para obtener los caudales medios diarios y de las variaciones punta se puede recurrir a los datos procedentes de los contadores de consumo de agua potable. Si estos disponen del detalle horario serán de gran utilidad. En caso contrario, es crucial realizar un buen aforo de éstos, en distintas horas del día, días de la semana y meses del año. En caso de emplear los datos de consumo, es importante conocer el porcentaje de consumo destinado a riego, ya que el caudal consumido para riego no genera agua residual. Conocido dicho porcentaje, se puede determinar el coeficiente de retorno, o ratio entre el caudal de agua residual y el agua consumida. A falta de mejor información, se puede estimar este porcentaje entre un 80 y un 90%.

Otra fuente de información útil es la población fija y estacional. Conocido el caudal anual generado se puede "repartir" entre la población para asignar un caudal generado por persona y día.

Supongamos que los 6293 m³/año de ARU del ejemplo anterior corresponden a un pequeño municipio en donde hay 100 habitantes que viven durante todo el año; que durante el verano incrementa su población hasta los 160 habitantes durante dos meses (julio y agosto), y que, durante los fines de semana desde mayo hasta octubre, 6 meses (4,345 fines de semana al mes), la población aumenta en 80 habitantes más. La cuestión a resolver es cómo distribuimos esos 6293 m³/año entre la población por habitante. Podríamos calcular unos habitantes (en términos hídricos) de la siguiente manera:

$$(60 \text{ he} \cdot 2 \text{ meses} + 100 \text{ he} \cdot 12 \text{ meses}) / 12 \text{ meses} + (80 \text{ he} \cdot 4,345 \text{ semanas/mes} \cdot 6 \text{ meses} \cdot 2 \text{ días/fin de semana}) / 365 \text{ días} = 121,42 \text{ hab.}$$

Es como si durante todo el año permanecieran esos habitantes, por lo que a cada uno le corresponde una dotación de:

$$6293 / 121,42 = 51,83 \text{ m}^3/\text{año}/\text{hab} \text{ (142 l/hab/día).}$$

En figura 2.1. se muestra la distribución mensual a lo largo del año.

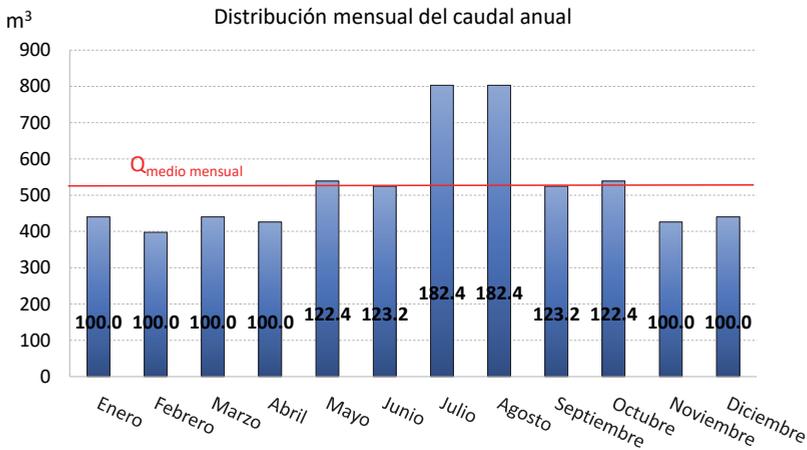


Figura 2.1. Distribución mensual del caudal anual. Los números indican la población media en cada mes. Fuente: elaboración propia

El diseño del sistema de humedales debe realizarse teniendo en cuenta los caudales de julio y agosto. De lunes a viernes hay 160 habitantes, pero los fines de semana hay 240. Los días de mayor caudal serán los de estos fines de semana:

$$142 \text{ l/hab/d} * (100+60+80) \text{ hab} = 34,08 \text{ m}^3/\text{d}.$$

Comparado con el caudal medio diario calculado en base anual de 17,24 m³/d (recordemos, 6293 m³/año / 365 d/año), este caudal punta diario es de prácticamente el doble. En un caso como este, lo aconsejable es diseñar el humedal artificial con este caudal punta diario que corresponde a los fines de semana de los dos meses de verano, 34,08 m³/d y no con el valor de 17,24 m³/d, ya que así aseguramos su correcto funcionamiento durante los dos meses de mayor carga de entrada.

Es muy importante hacer un análisis de este tipo para seleccionar adecuadamente el caudal de diseño del tratamiento secundario mediante humedales artificiales. En este caso, el caudal de diseño es el doble que el caudal medio diario en base anual, pero ese factor es muy variable dependiendo de la población estacional o actividades que se realicen en la población. Es especialmente importante cuando se diseñan para instalaciones turísticas como albergues, hoteles rurales o campings, en donde las variaciones de población a escala anual, mensual y semanal pueden ser muy importantes.

Hay que hacer notar, por último, que durante gran parte del año el caudal medio diario es el que se cumple en los días entre semana desde septiembre hasta junio (ambos inclusive): 142 l/hab/d * 100 hab = 14,2 m³/d.

2.4. El problema del caudal punta

En el apartado anterior se ha introducido el caudal medio diario con el que se va a diseñar el humedal, que corresponde con el caudal punta diario, esto es, el caudal del conjunto de días del año de mayor caudal (en el ejemplo, los fines de semana de julio y agosto). En algunos libros y manuales este caudal medio diario de diseño es simplemente la población de hecho por la dotación de abastecimiento multiplicado por un factor reductor entre 0.8 y 0.9. Consideramos que es correcto siempre que la población no sufra variaciones temporales significativas.

Para el diseño del pretratamiento y tratamiento primario hace falta bajar la escala temporal a horas y determinar el caudal medio horario y el caudal punta horario. El agua residual urbana que llega a la EDAR presenta variaciones horarias a lo largo del día, como corresponde a variaciones en las actividades de la población a lo largo del día. En la medida de lo posible, debería poderse disponer de información sobre dicha variación horaria. Si no es posible, se puede recurrir a otras fuentes de información.

En la figura 2.2 se puede observar una distribución típica del caudal diario de entrada a una EDAR a lo largo de las horas del día para una población. Se puede ver que entre las 10 de la mañana y las 12 de la noche el caudal horario es superior al medio horario, mientras que entre la 1 de la mañana y las 9, está por debajo. Esos picos y valles son tanto más acusados cuanto menor es la población. En dicha figura se observa que la relación entre el caudal punta horario y el medio es de aproximadamente 1,8.

Podemos definir el caudal punta como el valor máximo de caudal que se alcanza y que depende del rango temporal que se esté empleando:

- En términos anuales, el caudal punta anual correspondería al día o conjunto de días de máximo caudal del año.
- En términos semanales, hablaríamos de caudal punta diario, que correspondería al máximo caudal de un día de la semana.
- Si hablamos de un día, tenemos el caudal punta horario, que correspondería al máximo caudal que ha circulado durante una hora, de las 24 horas del día.

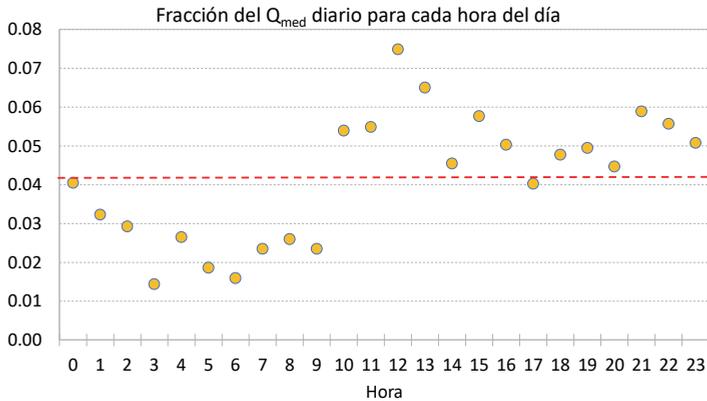


Figura 2.2. Distribución típica del caudal diario de entrada a una EDAR a lo largo de las horas del día para una población. Fuente: elaboración propia

En el ejemplo propuesto, si dividimos el caudal punta diario, 34,08 m³/d, entre las 24 horas del día, se obtiene el caudal horario promedio en el día de máximo caudal diario. En el ejemplo propuesto sería de 34,08/24 = 1,42 m³/hora.

El cálculo del factor punta horario puede determinarse mediante la fórmula de Mara (García & Corzo, 2008) (ecuación 2.1).

$$C_{ph} = \frac{5}{P^{1/6}} \quad \text{Ecuación 2.1}$$

En donde P viene en miles de habitantes.

En este ejemplo, P = 0,24 y C_{ph} = 6,34.

El factor punta calculado, C_{ph} se aplica sobre el caudal medio diario expresado en horas, por lo que el caudal punta horario será de 6,34*(17,24 (m³/d)/24 horas/día)= 4,55 m³/h.

Nota

Al lector le extrañará que para este cálculo del caudal punta horario se haya empleado el caudal medio diario calculado a partir del caudal anual: 6293 m³/año entre los 365 días del año.

Si se aplicara el coeficiente punta horario sobre el caudal medio horario del día de máximo caudal, 1,42 m³/h, resultaría un caudal punta horario de 1,42 x 6,34 = 9,00 m³/h.

Esto significa que en una hora entraría el 26% de todo el caudal del día (9 m³/h / 34,08 m³/d = 0,26). Si el día tiene 2-3 picos en el hidrograma de entrada a la EDAR (mañana-mediódía-noche), podría suceder que estimáramos que en 2-3 horas entrara entre el 50 y el 80% de la ARU diaria.

Esto no tiene mucho sentido. Es razonable pensar que, por la noche, el caudal horario será muy bajo, mientras que entre las 7:00 y 24:00 se generará la mayor parte del caudal. La experiencia de los autores en este sentido es que los coeficientes punta

horarios para este tamaño de población está entre 2 y 3, por lo que el caudal punta horario sería de $3 \times 1,42 = 4,26 \text{ m}^3/\text{h}$. Si hay tres picos diarios de una hora, en esas tres horas entrarían $12,78 \text{ m}^3/\text{h}$, lo que supone un 37,5% del caudal punta diario.

Si se compara el caudal punta horario, de $4,26 \text{ m}^3/\text{h}$ con el caudal medio horario que resultaría de dividir el caudal anual entre las horas anuales: $6293 \text{ m}^3/\text{año} / 8760 \text{ h/año} = 0,72 \text{ m}^3/\text{h}$, resulta un factor de 5,92, valor muy similar al 6,34 calculado mediante la fórmula de Mara. Esto confirma que el coeficiente punta horario calculado a partir de la fórmula de Mara debe aplicarse sobre el caudal medio horario en base anual, no sobre el caudal medio horario en el día de máximo caudal.

Tabla 2.1. Tabla resumen de caudales. Fuente: elaboración propia

Caudal	Valor	Descripción	Aplicación
Caudal anual (m ³ /año)	6293		
Caudal medio diario (m ³ /d)	17,24	Caudal anual entre 365 días del año	Aplicación al cálculo del caudal punta horario
Caudal punta diario (m ³ /d)	34,08	Caudal diario del conjunto de días de mayor caudal	Aplicación al diseño del tratamiento secundario
Caudal medio horario (m ³ /h)	1,42	El anterior entre 24 horas del día	Aplicación al diseño del tratamiento primario
Caudal punta horario (m ³ /h)	4,55	Caudal medio diario por el factor punta	Aplicación al diseño del tratamiento primario

El lector puede encontrar en la bibliografía otras relaciones, pero que suelen llevar a resultados similares. Una de ellas es la ecuación 2.2 (Salas, Pidre, & Sánchez, 2007).

$$Q_p = Q_m \left(1,15 + \frac{2,575}{Q_m^{0,25}} \right) \quad \text{Ecuación 2.2}$$

En donde Q_p y Q_m vienen en m^3/h y que en nuestro caso de ejemplo permite calcular un Q_p de $5 \text{ m}^3/\text{h}$.

2.5. ¿Y si llueve?

Este es otro de los quebraderos de cabeza que se plantea en el diseño de la EDAR cuando la red de saneamiento es unitaria, es decir, cuando se evacúan las aguas residuales y las pluviales en la misma red.

Si la red es separativa, la precaución principal que hay que tomar es que el primer lavado de la zona pavimentada de la población no afecte al medio acuático receptor. Para ello se diseñarán las infraestructuras pertinentes para la red pluvial, basadas en tanques de tormenta y/o sistemas urbanos de drenaje sostenible (SUDS). Esta segunda opción es la preferible en pequeñas poblaciones y su diseño se aborda en diversas guías municipales (p. ej. Checa et al., 2018; De la Fuente et al., 2022). A no ser

que el agua almacenada en los eventos de precipitación vaya a ser dirigida hacia la EDAR, no va a afectar a su diseño, pero este es un tema que no vamos a abordar en este manual.

En redes unitarias, la precipitación va a producir dos efectos principales, adicionales al propio arrastre de contaminantes por lavado de las superficies urbanas:

- Va a producir una “limpieza” de la red de colectores debido al arrastre de los sedimentos y residuos acumulados, muy probablemente, en los colectores, durante el tiempo seco (entre eventos de precipitación).
- Va a diluir el ARU que se sigue generando en el municipio.

Es evidente que hay que gestionar de manera adecuada esta situación y evitar que la EDAR no funcione correctamente, bien por un exceso de carga contaminante inicial, bien por un caudal excesivo, o por ambos.

Con el fin de paliar el primer problema, se plantean tanques de tormenta en la entrada de la EDAR, cuyo diseño no se va a abordar en esta guía.

El segundo problema se resuelve mediante la construcción de aliviaderos que deriven parte del caudal de entrada al medio receptor antes de que entren en la EDAR. Por lo tanto, la cuestión a decidir primero es cuánta agua se deja pasar a la EDAR y después diseñar el aliviadero.

El procedimiento es el siguiente:

- Obtener información pluviométrica, cuanto más detallada, mejor. Al menos el registro de precipitación a escala mensual y en la medida de lo posible la intensidad en mm/h ($L/m^2/h$).
- Determinar la superficie que genera escorrentía y puede llegar a la red de saneamiento, así como evaluar detalladamente la red para saber si existen aliviaderos intermedios.
- Establecer el criterio de activación del aliviadero y diseñarlo.

Además, es conveniente instalar dispositivos de retención de residuos sólidos en los aliviaderos, para evitar que éstos sean descargados directamente en el medio natural. Existen diversas opciones: rejas, mallas, tamicés, cestas... La instalación de estos dispositivos facilita su posterior recogida y limpieza. En la figura 2.3 se muestran algunos ejemplos.



Figura 2.3. Imágenes de cestas de captación de residuos sólidos vertidos desde aliviaderos.
(Fuente: catálogo Tecnograbber¹)

2.5.1. Criterio de activación del aliviadero

En grandes poblaciones, se suele establecer un factor de dilución de las ARU antes de ser aliviadas al medio receptor sin pasar por la EDAR de entre 3 y 5. Esto significa dejar entrar a la EDAR entre 3 y 5 veces el caudal medio horario, aunque en la mayoría de las ocasiones hay otro aliviadero entre el tratamiento primario y el secundario para reducir este caudal. Este criterio se basa en la protección de las aguas superficiales.

¿Qué implicaciones tiene este criterio sobre la calidad del agua que se vierte al medio receptor?

Veámoslo siguiendo el ejemplo anterior. Supongamos que la población tiene una superficie de captación de pluviales (tejados, zonas pavimentadas, etc.) de 60000 m², de la cual el 61% son viales y superficies de viviendas que dirigen las aguas pluviales a la red de saneamiento.

Nota: el diseño de la red de colectores de pluviales y el cálculo necesario de los caudales de escorrentías es, evidentemente, mucho más complejo. Se requiere, por ejemplo, de la definición de conceptos como tiempo de concentración en la cuenca, periodos de retorno, construcción de hidrogramas, ...que quedan fuera del alcance de esta guía. Lo que se pretende aquí es poner en evidencia la magnitud de los caudales de escorrentías urbanas frente a los de ARU.

Una precipitación muy ligera que produjera una escorrentía efectiva de 1 mm/h daría lugar a un caudal pluvial de 36,6 m³/h (60000 m² * 0,61 * 1 L/m²/h / 1000 L/m³), que es 53,4 veces más que el caudal medio horario (en base anual), 25,8 veces más que el caudal medio horario del día de máximo caudal u 8,6 veces el caudal punta horario. El factor de dilución es la relación que hay entre el caudal de ARU y el caudal de escorrentía (ecuación 2.3).

$$F_{\text{dilución}} = \frac{Q_{\text{ARU}} + Q_{\text{escorrentía}}}{Q_{\text{ARU}}} \quad \text{Ecuación 2.3}$$

¹ <https://www.tecnograbber.es/wp-content/uploads/2023/02/tecnograbber-catalogo.pdf>

Si se observa la tabla 2.2 se podrá entender el efecto que tiene la dilución sobre las concentraciones de ARU que llegan a la EDAR y que se aliviarían al medio receptor, considerando que la escorrentía ya es agua limpia. Para entenderlo mejor supongamos que cuando llueve se decide dejar pasar a la EDAR 5 veces el caudal medio horario, esto es el Q_{ARU} más 4 veces el Q_{ARU} como agua de escorrentía. Vamos a considerar, por situarnos en la posición más desfavorable que llueve cuando está entrando la punta horaria de caudal. Si Q_{ARU} es el caudal punta horario, $4,55 \text{ m}^3/\text{h}$. Cuando la escorrentía que llegue por el colector sea de $18,20 \text{ m}^3/\text{h}$, estarían entrando a la EDAR $22,75 \text{ m}^3/\text{h}$ con una DBO_5 de 60 mg/l , DQO de 100 mg/l y SST de 60 mg/l (tabla 2.2). Si el caudal de escorrentía sigue aumentando, el exceso sobre los $22,75 \text{ m}^3/\text{h}$ saldrían por el aliviadero al medio receptor con una concentración inferior a $60-100-60$. Es decir, el valor mostrado en la tabla sería el límite superior de la concentración de vertido al medio receptor para cada dilución.

Imaginemos que el criterio de diseño del aliviadero sea que la concentración del agua cuando se vierta al medio natural esté por debajo de los límites que marca la legislación sobre los efluentes de EDAR. En la tabla 2.2 podemos comprobar que se requiere una dilución de 12 para que la DBO_5 sea de 25 mg/l . Esto significa que tendríamos que dejar pasar a la EDAR 12 veces el Q_{ARU} , esto es, $54,6 \text{ m}^3/\text{h}$.

Diseñar el tratamiento primario con estos valores de caudal punta horario nos llevaría a grandes dimensionamientos del sistema de fosa séptica o Tanque Imhoff.

Un criterio habitual es diseñar para que el aliviadero se active cuando a la EDAR llegue un caudal igual a 10 veces el caudal medio diario calculado en base anual (García&Corzo, 2008). En el caso del ejemplo, recordemos, $17,24 \text{ m}^3/\text{d} = 0,72 \text{ m}^3/\text{h}$. El caudal de desborde a través del aliviadero sería el de lluvia menos $7,2 \text{ m}^3/\text{h}$; que es 1,6 veces el caudal punta horario y 5,1 veces el caudal medio horario del día de mayor caudal ($1,42 \text{ m}^3/\text{h}$). Con este criterio, si coincide la lluvia con el momento en que está entrando el caudal punta horario (en algún momento del fin de semana de verano), la dilución será muy pequeña, pero para ese mismo día a caudal medio la dilución sí que alcanza el valor de 5 y las concentraciones de $60-100-60$.

Los cálculos anteriores se han hecho considerando que el agua de lluvia que alcanza la red de saneamiento es no contaminada. Esto no será cierto al principio, cuando se produzca el "primer lavado" de las calles, independientemente de que la red sea unitaria o separativa. En pequeñas poblaciones no vamos a considerar esta problemática, que en grandes poblaciones se mitigaría con tanques de tormenta o humedales de tormenta.

Tabla 2.2. Efecto de la dilución por agua de lluvia. Fuente: elaboración propia

Factor de dilución	1 (ARU bruta)	2	3	4	5	10	12
Variable	Concentración resultante						
DBO ₅	300	150	100	75	60	30	25
DQO	500	250	167	125	100	50	41,7
SST	300	150	100	75	60	30	25
NT	60	30	20	15	12	6	5
PT	10	5	3,33	2,5	2	1	0,8

Otro aspecto que hay que considerar en depuradoras basadas en humedales artificiales cuando se aborda el efecto de la precipitación, una vez resuelto el problema de la red de saneamiento, es su incidencia directa sobre los mismos. En lugares donde la precipitación es elevada, en los humedales para el tratamiento de aguas residuales se produce una dilución de las concentraciones en su interior, que no afectará negativamente al cumplimiento de los límites de vertido. Sin embargo, el aporte directo de agua de lluvia sobre la superficie de los humedales artificiales destinados a la deshidratación de fangos ralentizará su función. Cabría pensar en estos casos disponer de algún tipo de cerramiento superior de la superficie de humedal.

2.5.2. Criterio de diseño del aliviadero

El diseño de aliviaderos de vertido lateral es un problema complejo y aún más cuando se trata de caudales tan bajos como los que habitualmente se tratan en pequeñas poblaciones.

Ya lo es, de hecho, el cálculo de los canales de entrada a la EDAR y los sistemas previos de rejillas, porque los calados y velocidades que va a alcanzar el agua van a ser muy bajos, pero es necesario hacer alguna aproximación a ello.

El aliviadero lateral se construye rebajando la pared lateral del canal de entrada. La longitud de esa pared rebajada es uno de los cálculos que es necesario realizar. El empleo de modelos hidráulicos como el HEC-RAS permite facilitar esta tarea, por lo que a ser posible se debería explorar esta opción. En caso de no poder avanzar en este sentido, a continuación, se presentan algunas fórmulas que permiten una aproximación bastante adecuada.

Una fórmula de común y sencillo uso para aproximarse a la longitud del aliviadero es la de Francis, de vertederos rectangulares con dos contracciones laterales, que permite calcular el caudal a través del vertedero (ecuación 2.4).

$$Q = 1,83 \cdot (L - (0,2 \cdot H)) \cdot H^{1,5} \quad \text{Ecuación 2.4}$$

En donde:

Q es el caudal evacuado (m^3/s)

L es la longitud del vertedero (m)

H es la altura sobre el vertedero (m)

Esta ecuación se muestra adaptada en la ecuación 2.5 (García & Corzo, 2008).

$$Q_L = 1,83 \cdot (1 - (0,2 \cdot H)) \cdot H^{1,5} \quad \text{Ecuación 2.5}$$

En la que Q_L es el caudal evacuado por metro lineal de vertedero ($m^3/m/s$).

Con el fin de ilustrar esta cuestión se va a continuar con el ejemplo anterior, en el que se deja pasar a la EDAR el caudal punta horario:

Caudal punta diario (ARU): $34,08 m^3/d$; $1,42 m^3/h$

Caudal aceptado en la EDAR (ARU punta horario): $4,26 m^3/h$

Caudal de escorrentía asociado a la lluvia: $109,8 m^3/h$ (suponiendo una intensidad efectiva de $3 mm/h$).

Suma de escorrentía por lluvia y caudal aceptado en la EDAR: $114,06 m^3/h$ ($0,03168 m^3/s$).

Caudal a aliviar: $109,8 m^3/h$ ($0,0305 m^3/s$).

Lo primero es calcular las velocidades y alturas en el canal de entrada. Para ello, se puede realizar una primera aproximación mediante la ecuación de Manning (ecuación 2.6).

$$v = \frac{1}{n} \left(\frac{\text{área mojada}}{\text{perímetro mojado}} \right)^{2/3} \cdot S^{1/2} \quad \text{Ecuación 2.6}$$

Donde v es la velocidad del agua (m/s), n es el coeficiente de rugosidad, el área mojada (m^2) se calcula como el producto de la anchura del canal por el calado de agua, el perímetro mojado (m) se calcula como la suma de la anchura y dos veces el calado, y S es la pendiente del canal (m/m).

Supongamos las siguientes características del canal de entrada y veamos las alturas del nivel de agua en el canal que se alcanzarían para esos caudales:

Anchura canal: $0,30 m$

Pendiente: $0,001 m/m$

Rugosidad: $0,014$

Véanse los resultados en la tabla 2.3.

Tabla 2.3. Cálculo de altura y velocidad del agua para diferentes caudales, según ecuación de Manning

Caudal (m ³ /h) - (m ³ /s)	Altura (cm)	Velocidad (m/s)
1,42 – 0,00039	1,17	0,11
4,26 – 0,00118	2,34	0,17
114,06 – 0,03168	23,1	0,45

Lo primero que cabe destacar es el grado de detalle con el que hay que construir el aliviadero: el calado a caudal punta horario, 2,34 cm, es de algo menos de una pulgada (2,54 cm). Lo segundo, las bajas velocidades del agua en el canal, que van a facilitar la sedimentación de partículas en el mismo. Como criterio general, con el fin de evitar la sedimentación de sólidos en suspensión en el canal, se recomienda mantener velocidades en los canales superiores a 0,6 m/s. Como se puede comprobar, esta condición no se va a cumplir.

La forma de aumentar la velocidad es bien aumentando la pendiente, bien reduciendo la anchura. Si se aumenta la pendiente se reduce la altura, por lo que, siendo ya muy reducida, no parece una solución conveniente. Reducir la anchura del canal a 10 cm, por ejemplo, nos llevaría a los resultados indicados en la tabla 2.4. Se observa que las alturas aumentan y las velocidades no varían lo suficiente como para evitar la sedimentación. Por otro lado, hacer operaciones de mantenimiento de un canal tan estrecho sería complicado.

Tabla 2.4. Modificaciones de altura y velocidad del agua para diferentes caudales, según ecuación de Manning

Caudal (m ³ /h) - (m ³ /s)	Altura (cm)	Velocidad (m/s)
1,42 – 0,00039	2,6	0,15
4,26 – 0,00118	5,8	0,20
114,06 – 0,03168	106,5	0,30

La conclusión es que cuando se trabaja en pequeñas poblaciones con pequeños caudales, la sedimentación en los canales de entrada no se va a poder evitar. Dependiendo de la longitud, se puede minimizar diseñando una sección con un canal central o lateral a menor cota (conocido como canal de aguas bajas), de manera que en ausencia de precipitación el agua circule por este canal.

En la ecuación de Francis, el valor de H sería la diferencia entre la altura máxima y la altura para el caudal máximo que se deja entrar en la EDAR. La diferencia entre ambos valores es $H = 0,231 - 0,0234 = 0,21$ m.

Según la ecuación 2.5, el caudal lineal que se podría evacuar sería:

$$Q = 1,83 (1 - (0,2 \cdot 0,21)) \cdot (0,21)^{1,5} = 0,1687 \frac{m^3}{m \cdot s}$$

Dado que el caudal a evacuar es 109,8 m³/h = 0,0305 m³/s, la longitud debería ser: $L = 0,0305/0,1687 = 0,18$ m.

El cálculo a partir de la expresión completa de Francis (ecuación 2.2) es un poco más laborioso, aunque en la actualidad se puede resolver fácilmente con una calculadora científica u hoja de cálculo. Si se desea resolver manualmente, la ecuación de Francis se puede escribir según la ecuación 2.7:

$$\frac{Q}{L} = 1,83 \cdot \left(1 - \left(\frac{0,2}{L} \cdot H\right)\right) \cdot H^{1,5} \rightarrow L = \frac{Q}{1,83 \cdot \left(1 - \left(\frac{0,2}{L} \cdot H\right)\right) \cdot H^{1,5}} \quad \text{Ecuación 2.7}$$

Y se resuelve mediante iteraciones: se da un valor a L en el término de la derecha de la ecuación y se calcula el término de la izquierda hasta que converjan. El resultado es 0,22 m.

Los resultados son muy similares y, en cualquier caso, es habitual dar un margen de seguridad al diseño del aliviadero que, por otra parte, es muy simple. Incrementar la longitud en un 50%, por ejemplo, hasta 0,34 m. no supone mayor inconveniente.

De hecho, hay que considerar estos cálculos de longitud del aliviadero como una aproximación a un orden de magnitud de la solución. Hacer un aliviadero de 0,5 m es igual de sencillo y se asegura aliviar caudal de lluvias mucho más intensas.

La recomendación es que el canal/tubería de llegada a la EDAR sea de la anchura adecuada para evitar sedimentaciones. Esta tubería finaliza en una arqueta para una reja de gruesos de 30-50 cm de ancha. La sedimentación que se vaya a producir en esta arqueta se tiene que resolver mediante la limpieza periódica manual. A continuación, se dirige por un canal de 30 cm en donde se coloca el aliviadero que acaba en una reja de finos de limpieza manual, antes del tratamiento primario.

De esta forma, el agua que se vierte al medio receptor ha pasado por el primer sistema de rejas y se evita el aporte de sólidos arrastrados desde el sistema de colectores. En este caso, es importante mantener las rejas limpias, especialmente cuando se prevean lluvias, a fin de que no se produzca un arrastre de los sólidos atrapados en las rejas en tiempo seco, y evitar así que lleguen al medio receptor.

2.6. Caudales a evitar y controlar

El hecho de que en pequeñas poblaciones se generen pequeños caudales hace que cualquier problema relacionado con fugas desde la red de abastecimiento a la de saneamiento, por ejemplo, un mal funcionamiento de los grifos e inodoros domésticos, infiltraciones del terreno o actividades como limpieza de instalaciones agropecuarias o de cualquier otro tipo puedan aportar cargas orgánicas no consideradas en el diseño o diluir las ARU. Hay que tener en cuenta estas posibles situaciones para un correcto diseño de la depuradora.

En urbanizaciones residenciales en donde las piscinas privadas sean un elemento habitual hay que evitar su vaciado completo a la red y tener en cuenta el agua residual generada mediante el lavado de sus filtros de depuración.

Capítulo 3

Pretratamiento

3.1. Rejas de desbaste

Las rejas son un elemento indispensable en las EDAR. En pequeñas comunidades es suficiente instalar una reja fina con luz de paso de 2-3 cm de limpieza manual. Con esta reja se evita la entrada de sólidos gruesos (toallitas higiénicas, etc) que pueden dificultar el funcionamiento del tratamiento primario (figura 3.1).



Figura 3.1. Imágenes de la reja de finos en la entrada a la EDAR de Carrícola (Valencia, España). A la izquierda se observa un grado de colmatación en torno al 30%, a la derecha la reja tras limpieza manual. Fuente: elaboración propia

El criterio habitual para el diseño de rejas se basa en las velocidades de paso a través de los huecos que cumplan ciertas condiciones. Por ejemplo, que a caudal medio la velocidad de paso se sitúe entre 0,6 y 1,2 m/s supuesta una colmatación del 30%.

El número de barrotes que tiene la reja se calcula a partir de la anchura del canal de llegada y del número de barrotes, su espesor y su luz de paso.

En el ejemplo que estamos siguiendo:

Ancho del canal: 0,3 m

Luz de paso: 2 cm

Ancho barrotes: 1 cm

El ancho del canal será la suma de n barrotes más n-1 huecos:

$$30 \text{ cm} = 2 \text{ cm} * n + 1 \text{ cm} * (n-1) = 2n + n - 1$$

De donde $n = 9,7 = 10$ barrotes de 1 cm y 10 huecos de 2 cm

Para el caudal medio y el calado de 0,0117 m (tabla 2.2), el área libre de paso a través de la reja es de:

$$A = (0,3 \text{ m} - 10 * 0,01 \text{ m}) * 0,0117 = 0,00234 \text{ m}^2$$

$$\text{Y la velocidad de paso: } v = 0,00039 \text{ m}^3/\text{s} / 0,00234 \text{ m}^2 = 0,17 \text{ m/s}$$

La altura del canal de llegada, en donde se instala la reja, viene dada por el caudal pluvial ya que se pretende que al menos el agua pluvial antes de ser aliviada al medio receptor tenga un desbaste previo.

Como la altura que alcanzaría en ese caso es de 23,1 cm, se puede dar al canal un calado total de 40 cm.

El hecho de que se quiera hacer pasar las aguas pluviales por las rejas genera problemas operativos en este tipo de EDAR, en las que la limpieza de rejas es de tipo manual y el riesgo de colmatación de las rejas en eventos de precipitación es muy elevado (arrastres de toallitas húmedas, bastoncillos, colillas, etc.). En ese caso se podría desdoblarse el canal de entrada de modo que, si el nivel en el canal principal sube por colmatación de la reja, el agua pueda aliviarse a un canal de entrada paralelo, pero sin reja. La hipótesis es que los sólidos gruesos habrán sido lavados de la red en los primeros momentos colmatando la reja y el caudal posterior no tendrá necesidad de pasar por la reja.

En este tipo de instalación no merece la pena instalar desarenadores ya que la velocidad de paso va a ser menor de la necesaria para que sedimenten las arenas. El motivo de eliminar arenas es que no produzcan problemas en elementos mecánicos posteriores como bombas, válvulas, etc. Si entre las rejas y el tratamiento primario no hay estos elementos, la sedimentación de las arenas se producirá en dicho tratamiento.

Capítulo 4

Tratamiento primario

4.1. Introducción

En pequeñas EDAR el tratamiento primario se suele realizar mediante fosas sépticas o tanques Imhoff. El diseño de estos sistemas se basa en la misma metodología que se emplea clásicamente para sedimentadores primarios: a partir de unos criterios de diseño establecidos de manera empírica para ARU se calculan las principales dimensiones de estos elementos.

El criterio de elección entre fosa séptica y tanque Imhoff es el número de habitantes. Normalmente, las fosas sépticas se emplean para poblaciones menores de 200 he y los tanques Imhoff para poblaciones entre 200 y 500 he (García & Corzo, 2008). Según estos autores, cuando la población es superior a 500 he es conveniente instalar varios tanques Imhoff en paralelo. La experiencia de los autores de esta guía es que para poblaciones inferiores a 500 he también es recomendable instalar dos tanques Imhoff, con la finalidad de reducir su tamaño, especialmente su profundidad, ya que profundidades muy grandes suponen una dificultad constructiva importante. También se ha observado que la instalación de tanques en serie mejora la eficiencia del tratamiento primario.

En línea con lo anterior, la experiencia obtenida en una pequeña población de unos 100 he (Carrícola, Comunidad Valenciana), es de especial interés. En esta población, el agua residual fluye por gravedad a través de todo el sistema de depuración. El tratamiento primario consta de dos tanques Imhoff en serie. A su salida, el agua circula por una conducción hasta llegar al tratamiento secundario, compuesto por

tres celdas de humedal artificial, dos celdas iniciales en paralelo y una tercera celda, a continuación de las anteriores, que trata el efluente de las dos anteriores. La arqueta de reparto de agua hacia los humedales dispone de una tubería que asciende aproximadamente un metro de altura, y que fue instalada con el fin de disipar la energía del agua para poder distribuirla correctamente entre las dos celdas iniciales y que también permite airear el agua a tratar, al repartirse el agua en múltiples chorros pequeños (Figura 4.1). Este sistema contribuye a mejorar significativamente la eficiencia del tratamiento primario (eficiencia media de remoción de sólidos suspendidos superior al 80%, desde el punto de entrada al punto de salida de este sistema). Cabe mencionar que los sólidos que se acumulan en su interior es necesario extraerlos periódicamente, para evitar una acumulación excesiva. Para tratar esta corriente concentrada en sólidos se puede prever una pequeña era de secado o humedal de deshidratación de fangos auxiliar.



Figura 4.1. Arqueta de reparto de agua con canalización ascendente actuando de “fuente” en EDAR de Carrícola (Valencia, España). Fuente: elaboración propia

4.2. Fosas sépticas

El diseño de la fosa séptica consiste en calcular el volumen necesario y a partir de ahí, profundidad, longitud y anchura. En el ejemplo que estamos desarrollando, el caudal diario a considerar es el del fin de semana de verano: 34,08 m³/d. Este valor está muy cerca del caudal de cambio entre fosa séptica y tanque Imhoff, que es de 40 m³/d (García & Corzo, 2008).

La expresión para calcular el volumen mínimo que ocuparía el agua más los fangos viene dada en la ecuación 4.1 (García & Corzo, 2008).

$$V(m^3) = 0,75 Q_{punta\ diario} + 4,5 \qquad \text{Ecuación 4.1}$$

En nuestro caso $V = 30,06 \text{ m}^3$.

Este volumen proporciona un tiempo de retención hidráulico inicial de 0,88 días, que irá disminuyendo conforme los fangos se vayan acumulando. Por lo tanto, no cumple con el criterio de diseño según el cual el tiempo de retención para volúmenes mayores de 10 m^3 debe ser de 2 días. Para cumplir este criterio, el volumen de agua necesario será de $34,08 * 2 = 68,16 \text{ m}^3$.

El volumen que ocuparían los lodos depende de la tasa de acumulación y del periodo entre vaciados. Una tasa de acumulación estándar es de $0,5 \text{ l/hab d}$. En base anual, la población tiene 115,71 hab, por lo que la producción de fangos anual será de $V_{\text{fangos}} = 0,5 * 121,42 * 365 / 1000 = 22,16 \text{ m}^3$.

Si suponemos que vaciamos la fosa una vez al año (nótese cómo la gestión de la infraestructura afecta a su diseño), para asegurar que el tiempo de retención hidráulico se cumple en todo momento, el volumen total será la suma de los volúmenes de agua y fango: $90,32 \text{ m}^3$ ($68,16 + 22,16$).

La altura útil del agua ha de ser mayor de 1 m. Vamos a asignar 1,5 m, por lo que la superficie necesaria del tanque es de $68,16 / 1,5 = 45,44 \text{ m}^2$. Seleccionamos una relación longitud: anchura (L:A) de 3:1, por lo que la superficie $S = 3 * A^2$ y el ancho $A = 3,89 \text{ m}$, aprox. 4 m.

Por lo tanto, la fosa séptica es de dimensiones L:A $12 * 4 \text{ m}$, 48 m^2 de superficie total.

La altura que ocuparán los fangos es de $22,16 / 48 = 0,46 \text{ m}$.

Si añadimos un resguardo de 0,3 m, la profundidad total del tanque será de $H = 1,5 + 0,46 + 0,3 = 2,26 \text{ m}$; redondearíamos a 2,3 m.

Finalmente, la fosa tiene un volumen de $12 * 4 * 2,3 = 110,4 \text{ m}^3$.

Éste sería el diseño que correspondería a un tanque séptico de una sola cámara. Sin embargo, es más que conveniente que el tanque disponga de dos o incluso si es muy grande, de tres cámaras.

La dificultad en el diseño de tanques con cámaras reside en el hecho de que se va a producir una sedimentación diferencial entre las cámaras, siendo la primera de ellas la que acumulará más fangos y por lo tanto tendrá un mayor volumen de su cámara ocupado por ellos. Es recomendable que la entrada dirija el agua hacia abajo y no de forma frontal, para favorecer un mayor recorrido. Sin embargo, si se dirige totalmente en sentido vertical es posible que se resuspendan los sedimentos en momentos de caudal punta, por ello se recomienda dividir el chorro en dos entradas oblicuas o bien disponer un deflector para amortiguar la energía del chorro (figura 4.2).

Los criterios clásicos de diseño indican que una distribución de volumen 2/3-1/3 en la primera y segunda cámara es razonable (García & Corzo, 2008). Por lo tanto, en nuestro caso la primera cámara tendrá un volumen total de $73,6 \text{ m}^3$, mientras que la segunda será de $36,8 \text{ m}^3$. Hay que tener en cuenta que la mayor parte de los sólidos sedimentables lo harán en la primera cámara, aunque no hay información práctica al

respecto. Dado el alto tiempo de residencia podríamos considerar que un 75% de los sólidos sedimentables lo hacen en la primera cámara.

Actividad: calcular cómo afecta el hecho de que en la primera cámara se acumule más volumen de fangos. El volumen que ocuparían esos fangos en un año sería de $16,62 \text{ m}^3$, mientras que quedarían $5,54 \text{ m}^3$ para la segunda. Dado que la superficie de esta cámara es de 32 m^2 , la profundidad de los fangos es de $0,52 \text{ m}$ y el volumen de agua que realmente cabe es menor: pasa de $49,22 \text{ m}^3$ a $47,38 \text{ m}^3$ y el TRH de $1,44$ días a $1,39$. No afecta apenas.

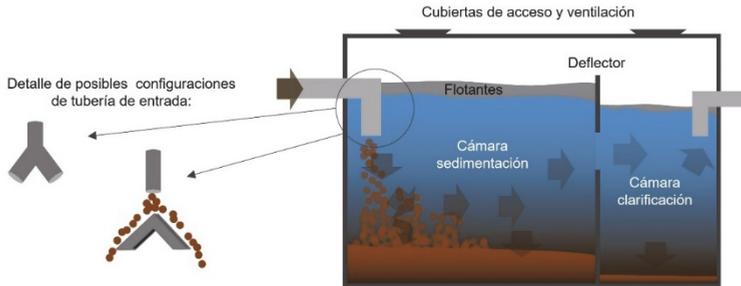


Figura 4.2. Esquema de diseño y funcionamiento de una fosa séptica bicameral (adaptado de García y Corzo, 2008)

La aplicación práctica más habitual de las fosas sépticas se encuentra en pequeños núcleos aislados, viviendas, albergues, zonas de acampada, etc. con poblaciones inferiores a 50 habitantes. En estos casos, la recomendación es sobredimensionar esta infraestructura ya que recordemos que cuanto menor es la población mayor es el impacto de los caudales punta, que pueden alterar notablemente el funcionamiento. Veámoslo con un ejemplo.

Actividad: sea una vivienda ocupada por cuatro personas. La ausencia de sistema de saneamiento urbano en la zona obliga a instalar una fosa séptica y algún sistema posterior para el tratamiento de las aguas. En un catálogo de fosas sépticas prefabricadas en PEAD se recomienda para 4 he una fosa de volumen 1000 l y $1,08 \text{ m}$ de calado útil y deciden instalar esa. Revisando con detalle el catálogo se dan cuenta de que el volumen efectivo es de 960 l .

La producción diaria de agua residual es de 320 litros. Según esto, el tiempo de retención hidráulico es de 3 días; más que suficiente según los criterios de diseño. Recordemos que para volúmenes de aguas residuales menores a $6 \text{ m}^3/\text{d}$, el TRH ha de ser superior a $1,5$ días.

Sin embargo, ya hemos visto que este tiempo se cumplirá únicamente al inicio de la puesta en marcha de la instalación ya que, en cuanto empiecen a acumularse los fangos, el volumen útil irá disminuyendo. El volumen útil mínimo necesario en el tanque será de $1,5 \times 320 = 480$ litros, por lo que cuando se alcance ese volumen, los fangos acumulados ocuparán la otra mitad del volumen del tanque. A $0,5 \text{ l}$ de fango por persona y día, esto sucederá a los 240 días (8 meses) de la puesta en marcha del tanque (en realidad será más

tarde ya que los fangos se irán degradando anaerobiamente y reduciendo su volumen, pero a efectos de diseño no consideramos esta reducción y tenemos más margen de seguridad).

Cabría pensar que 8 meses sería el periodo de vaciado de los fangos. Sin embargo, hay que observar que, en ese momento, la mitad de volumen lo ocupan los fangos y la mitad el agua residual. O lo que es lo mismo, de los 1,08 m de calado útil, aproximadamente 0,5 m están ocupados por fango y 0,5 m por agua. Esta situación no es nada conveniente, ya que cuanto mayor sea el espesor del fango más fácil será la resuspensión de los mismos, si la energía con la que entra el agua no se disipa adecuadamente en la entrada. Y la fosa será menos efectiva. Además, hay que recordar que cuanto menor es la población, mayor es la relación entre el caudal punta horario y el medio y las turbulencias que pueden generar los picos de caudal también pueden provocar la resuspensión.

Una recomendación es que el volumen de fangos no ocupe más del 25% del volumen total. En este caso, 0,24 m³, que se cumplirían en 4 meses. Si no se desea vaciar tan frecuentemente habría que comprar o construir una fosa más grande, algo que aconsejamos vivamente siempre que sea posible. La experiencia nos dice que sobredimensionar el tratamiento primario ayuda a proteger el funcionamiento de los humedales artificiales.

Otro motivo para no acumular muchos fangos está fundamentado en el hecho de que, en una fosa séptica, el agua residual y los fangos comparten el mismo espacio. El efluente de la fosa séptica es resultado de los procesos que se dan entre ambos elementos. Los sólidos sedimentables del agua residual forman los fangos, lo que reduce la concentración de estos sólidos en suspensión del agua residual; pero a su vez, la descomposición anaerobia de los fangos produce metano. El burbujeo de metano incrementa los sólidos en el agua por un efecto mecánico y parte de ese metano se puede disolver en el agua incrementando su DQO. Si la cantidad de fangos acumulados es muy elevada, su influencia sobre la calidad del agua del efluente se incrementa.

Otro factor a tener en cuenta cuando se instala una fosa séptica es la actividad social de sus habitantes. En el caso del ejemplo de la vivienda unifamiliar ¿cuántos invitados y con qué frecuencia visitan la vivienda?; en el caso de una pequeña población ¿cuánta gente se puede juntar en las fiestas locales?

La respuesta a esto es muy variable y la mejor recomendación que se puede dar es sobredimensionar la fosa. Una vez instalada, lo importante es prever situaciones que puedan desbordar su funcionamiento y actuar en consecuencia. Por ejemplo, vaciando los fangos antes de un evento significativo o incluso vaciando parte del volumen de agua de la fosa a los humedales (previamente ligeramente vaciados también).

4.3. Tanques Imhoff

El tanque Imhoff debe su nombre al ingeniero alemán Karl Imhoff (1876-1965), pionero en el desarrollo científico y tecnológico del tratamiento de las aguas residuales. Su principal ventaja frente a la fosa séptica es que separa la zona de sedimentación

(canal de sedimentación) de la de digestión de fangos, por lo que el proceso de digestión no afecta a la calidad de salida del sedimentador. Es decir, los sólidos que se pueden resuspender durante el ascenso de las burbujas de biogás no llegarán al canal de sedimentación, sino que al chocar con las paredes de dicho canal volverán a sedimentar o ascenderán por las zonas de escape de gases, formando una capa de sólidos flotantes en dichas zonas. Dichos sólidos flotantes pueden ser retirados fácilmente con ayuda de una pala.

Vamos a ver el diseño para el caso de la población que estamos considerando. Al igual que como se hace en el diseño de los sedimentadores primarios y secundarios, lo primero es calcular la superficie de sedimentación. En este caso, la superficie de sedimentación es la del canal de sedimentación del tanque, dividiendo el caudal punta diario por la carga hidráulica superficial en condiciones punta diarias (ecuación 4.2). Para la carga hidráulica superficial punta diaria se recomiendan valores entre 24 y 40 m³/m²/d (Crites, R & Tchobanoglous, G, 2000, tomado de García & Corzo, 2008).

$$S = \frac{Q_{pta\ d}}{C_{s,pta\ d}} \quad \text{Ecuación 4.2}$$

En el caso del ejemplo, se obtiene una superficie de 1,42 m² (34,08 / 24), tomando la C_{s,pta.d} más conservadora. Con una relación L:A de 3 a 1, la longitud sale de 2,1 m y la anchura de 0,7 m, dando como resultado una superficie de 1,47 m².

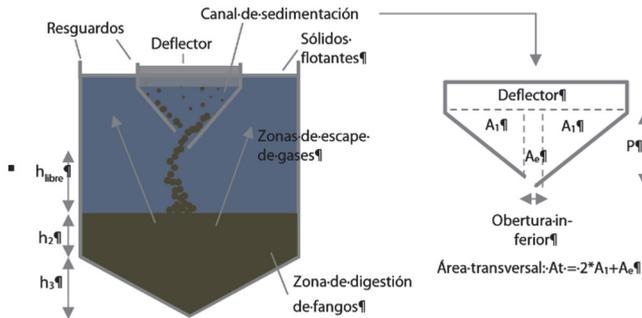


Figura 4.3. Esquema de funcionamiento y cálculo de un tanque Imhoff (adaptado de García & Corzo, 2008)

Para comprobar que se cumplen los tiempos de retención hidráulicos hay que calcular el volumen del canal de sedimentación como el producto de la longitud del canal por su sección transversal (figura 4.3). Siguiendo el esquema y los pasos de cálculo establecidos en la guía de García & Corzo (2008), el volumen del canal de decantación se puede calcular según la ecuación 4.3.

$$V = L \cdot (2 \cdot A_1 + A_e) + h \cdot S \quad \text{Ecuación 4.3}$$

$$V = 2,1 \cdot (2 \cdot 0,0443 + 0,0984) + 0,3 \cdot 1,47 = 0,8338 \text{ m}^3$$

Siendo h la profundidad de la parte sumergida del deflector (0,3 m).

Para los cálculos de A_1 y A_e , se selecciona una obertura inferior de 0,25 m y una pendiente de las paredes del canal de decantación de 1,75 m/m. A partir de ambas se calcula la profundidad de la zona de decantación (P) en 0,3937 m.

El tiempo de retención hidráulica (ecuación 4.4) debe estar entre 2 y 4 horas en término medio, pero eso no significa que no pueda ser superior: lo que no puede ser inferior a 2 horas. Con el fin de diseñar con un margen de seguridad, este caudal no es el calculado en base anual (19,71 m³/d) sino el de fines de semana de verano, 34,08 m³/d ($Q_{\text{punta diario}}$).

$$\theta_h = \frac{V \left(\frac{\text{m}^3}{\text{h}}\right)}{Q \left(\frac{\text{m}^3}{\text{h}}\right)} \quad \text{Ecuación 4.4}$$

Según la ecuación 4.4, se obtiene un $\theta_{h,\text{med}}$ de 0.59 h ($0,8338/(34,08*(1/24))$), que es menor a las 2 horas recomendadas.

Por su parte, el tiempo de retención hidráulica a $Q_{\text{pta horario}}$ debe ser al menos de 1 hora. Sin embargo, el resultado es un tiempo mucho menor ($\theta_{h,\text{pta horario}} = 0,8338/4,26 = 0,195$ h).

Por tanto, no se cumple ninguna de las dos condiciones.

En este momento hay que calcular un nuevo volumen que cumpla ambas condiciones y a partir de ahí una nueva superficie y sus dimensiones. La forma de resolverlo es reduciendo la carga hidráulica superficial. Los resultados son:

$$C_{s,\text{pta d}} = 6,5 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$$

$$V = 4,41 \text{ m}^3$$

$$S = 5,2 \text{ m}^2$$

$$L = 4,0 \text{ m}$$

$$A = 1,3 \text{ m}$$

$$A_t = 2*A_1 + A_e = 0,712 \text{ m}^2$$

$$\theta_{h,\text{med}} = 3,1 \text{ h}$$

$$\theta_{h,\text{pta horario}} = 1,0 \text{ h}$$

La velocidad horizontal punta horaria, calculada como el $Q_{\text{pta horario}}$ dividido por la sección transversal (A_t) (Ecuación 4.5), debe ser inferior a 0,3 m/min. En este caso, resulta 0,1 m/min ($(4,26/60)/0,712$).

$$v_{h,\text{pta h}} = \frac{Q_{\text{pta h}}}{A_t} \quad \text{Ecuación 4.5}$$

La necesidad de recalculer la superficie del tanque Imhoff reduciendo la carga superficial es muy habitual cuando se trata de pequeños caudales. En estos casos, la condición del tiempo de retención a caudal punta horario suele ser la más determinante en el diseño.

Para finalizar, hay que calcular la superficie total, el volumen total del tanque y su profundidad total.

El volumen de lodos se calcula a partir de la producción diaria por habitante y el periodo entre vaciados. Suponiendo una producción de 182,5 l/hab/año (García y Corzo, 2008) y una extracción de fangos anual, el volumen de lodos será de 22,16 m³.

La altura del fondo del tanque, para una inclinación de 45° y un único punto de extracción de fangos, se puede calcular con la Ecuación 4.6.

$$h_3 = \left[\frac{\left(\frac{L_t}{n}\right)}{2} \right] \operatorname{tg} \alpha = \left[\frac{\left(\frac{4}{1}\right)}{2} \right] \operatorname{tg} 45^\circ = 2,0 \text{ m} \quad \text{Ecuación 4.6}$$

La anchura total del tanque es la suma de la anchura del canal de decantación, sus paredes (podemos suponer un espesor de 10 cm cada una), y la anchura de las zonas de escape de gases (0,5 m cada una). En total, el ancho sería 1,3+0,2+1 = 2,5 m.

La profundidad de la zona de digestión viene dada por la ecuación 4.7.

$$h_2 = \frac{V_{fangos} - \left(\frac{1}{3} L_t \cdot W_t \cdot h_3\right)}{L_t \cdot W_t} = \frac{22,16 - \left(\frac{1}{3} \cdot 4 \cdot 2,5 \cdot 2\right)}{4 \cdot 2,5} = 1,55 \text{ m} \quad \text{Ecuación 4.7}$$

Considerando todas las partes, la profundidad o altura total del tanque es igual a la suma de $h_{\text{resguardor}}$, $h_{\text{deflector}}$, P , h_{libre} , h_2 y h_3 (0,5 + 0,30 + 0,39 + 0,5 + 1,55 + 2 = 5,24 m) (figura 4.2). Como se puede observar, el tanque es muy profundo. Con el fin de facilitar la construcción y el posterior mantenimiento, se podría reducir un poco la profundidad, aumentando la superficie, de manera que h_3 y h_2 serían más pequeñas.

¿Sabías qué?

En la zona de digestión de fangos se dan condiciones anaerobias (ausencia de oxígeno), de manera que esta digestión es un proceso anaerobio que emite biogás (metano, dióxido de carbono y otros gases).

Aunque las emisiones de estas pequeñas poblaciones son relativamente pequeñas (metano equivalente a 190 kg CO₂/hab/año²), es interesante desde un punto de vista ambiental, reducir las emisiones, ya que el metano tiene un importante efecto invernadero, y representa la mayor fuente de emisiones de todo el sistema de tratamiento. Para ello, se podría pensar en instalar macrófitas en flotación en la zona de escape de gases, las cuales podrían tomar parte del metano, favorecer la oxidación microbiológica del metano en la zona radicular, gracias al oxígeno que éstas introducen en el agua, así como aumentar ligeramente su solubilidad en el agua (por aumento de la presión parcial). Todo ello conduciría a una reducción de las emisiones.

² A modo de comparación, un coche emite 110 g CO₂/km. Si un habitante hace 10000 km/año, emitiría 1100 kg CO₂/año. Con lo cual, el CO₂ emitido en el tanque Imhoff representa un 17% de lo que emite dicho habitante empleando su coche.

Capítulo 5

Tratamiento secundario. Humedales artificiales

5.1. Introducción

Para el tratamiento secundario de ARU se emplean los humedales de tipo subsuperficial, tanto horizontal como vertical. Los humedales de tipo superficial no suelen ser empleados salvo aquellos que empleen plantas flotantes (jacinto de agua, por ejemplo) o helófitas en flotación. Las principales razones de esta selección son que en los humedales de flujo subsuperficial existe menor riesgo de proliferación de mosquitos (y de olores) y soportan mayores cargas orgánicas que los de flujo superficial.

En el presente capítulo, se va a explicar cómo diseñar tres tipologías de humedales de flujo subsuperficial: horizontal, vertical y el denominado sistema francés, que emplea humedales verticales.

Para el diseño, es necesario conocer la calidad del agua de entrada, por lo que se recomienda realizar una caracterización adecuada del agua a tratar. A modo de ejemplo, se va a considerar que el ARU a tratar tiene las siguientes características:

$$\text{DBO}_5 = 400 \text{ mg/l}$$

$$\text{DQO} = 600 \text{ mg/l}$$

Es importante mencionar que, si se desea reducir las concentraciones de nitrógeno y fósforo, será necesaria una configuración especial del sistema de tratamiento. En caso de necesitar reducir el nitrógeno, es muy recomendable disponer de un humedal de flujo subsuperficial vertical, para nitrificar, y uno de flujo horizontal (superficial o subsuperficial), para desnitrificar. O bien uno de flujo subsuperficial horizontal seguido

de uno de flujo vertical y posterior recirculación del efluente al primero. En el primer caso, podría llegar a haber déficit de materia orgánica si la eficiencia del humedal de flujo vertical es elevada. Dado que la materia orgánica es necesaria para desnitrificar, se podría aportar mediante una derivación de una pequeña fracción del efluente del tratamiento primario hacia el humedal de flujo horizontal.

En caso de necesitar reducir el fósforo, será necesario disponer de un humedal con material adsorbente como medio filtrante, o bien implementar dosificación de coagulante en humedales subsuperficiales de gravas, aunque sobre esto último no existe mucho desarrollo (Dotro, y otros, 2015), o superficiales (Austin y otros, 2018).

En capítulos posteriores se abordan estos casos con mayor detalle.

5.2. Humedal de flujo subsuperficial horizontal

Los humedales de flujo subsuperficial horizontal son sistemas en los que el agua discurre en dirección horizontal y se encuentran permanentemente saturados de agua. El hecho de que se encuentren en flujo saturado hace que se alcancen condiciones anóxicas en el agua. La materia orgánica se degrada mediante procesos aerobios, en la zona más superficial y próxima a las raíces, pero sobre todo anaerobios (García & Corzo, 2008). En la figura 5.1 se muestran imágenes de algunos humedales artificiales de flujo subsuperficial horizontal construidos en España.



Figura 5.1. Imágenes de humedales de flujo subsuperficial horizontal en Planes (Alicante) (izq) y Carrícola (Valencia) (dcha). Fuente: imagen de EDAR en Planes EPSAR, imagen de EDAR de Carrícola propia

El diseño del humedal consiste básicamente en la determinación de la superficie necesaria para obtener una determinada eliminación de materia orgánica. La ecuación de diseño recomendada según las guías internacionales más recientes es la basada en el modelo cinético P-k-C* (Ecuación 5.1) (Dotro, y otros, 2017).

$$S = \frac{P \cdot Q}{k_A} \left(\left(\frac{C_i - C^*}{C_o - C^*} \right)^{\frac{1}{P}} - 1 \right) \quad \text{Ecuación 5.1}$$

En donde:

$$Q = 34,08 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$P = 3$$

$$k_A = 0,08 \text{ m/d (este valor lo podríamos subir a 0,12)}$$

$$[\text{DBO}_5]_i = 220 \text{ mg/l}$$

$$[\text{DBO}_5]_o = 25 \text{ mg/l}$$

$$[\text{DBO}_5]^* = 5 \text{ mg/l}$$

La concentración de DBO_5 de entrada depende de la eliminación que se produzca en el tratamiento primario. Vamos a considerar un 45% de eliminación. Según la ecuación 5.1 y los parámetros indicados arriba, se obtiene una superficie de:

$$S = \frac{3 \cdot 34,08}{0,08} \left(\left(\frac{220 - 5}{25 - 5} \right)^{\frac{1}{3}} - 1 \right) = 1542,55 \text{ m}^2$$

Cabe notar que el efecto de la temperatura del agua en el cálculo de la superficie no ha sido tenido en cuenta. Es bien sabido que las velocidades de las reacciones bioquímicas están afectadas por la temperatura, de manera que, a mayor temperatura, mayor es la velocidad. A efectos prácticos, eso significa que en climas cálidos se necesitará menor superficie de humedal que en climas fríos.

No obstante, la información disponible sobre valores de constantes de velocidad para la DBO_5 muestra que el término θ de la expresión de Arrhenius (ecuación 1.1) es ligeramente inferior a 1 (Kadlec & Wallace, 2009). Esto significa que la velocidad de degradación de la materia orgánica en un humedal artificial no aumenta con la temperatura, sino que disminuye. Este resultado es contrario a lo esperado, pero simplemente refleja el resultado del conjunto de los procesos que se desarrollan en el interior del humedal.

Por ejemplo, la materia orgánica particulada se elimina de manera muy eficiente por intercepción/filtración en el relleno del humedal. La hidrólisis de esta materia orgánica aumenta con la temperatura, lo que provoca un aporte extra de materia orgánica soluble que puede enmascarar el efecto de la temperatura sobre la materia orgánica de entrada. Conforme el humedal “envejece” el contenido en materia orgánica particulada es mayor y este efecto es más apreciable.

Existe además otro factor climático que puede inducir a obtener valores de θ menores que 1. En regiones con cierta estacionalidad climática, las lluvias pueden diluir las concentraciones en los meses más lluviosos, normalmente más fríos, y aumentarlas debido a la evapotranspiración en los meses más secos y cálidos (Ventura, y otros, 2022). Evidentemente, esto provoca una modificación del tiempo de retención hidráulico, en invierno lo disminuye y en verano lo aumenta, por lo que habría que evaluar el efecto neto resultante.

Un último aspecto que puede ser determinante es la estacionalidad de la población. Si en los meses de verano existe un aumento importante de la población, esto hará que el agua tenga un menor tiempo de retención en el humedal, con lo cual la eficiencia podría disminuir ligeramente, enmascarando así también la influencia de la temperatura.

Una vez calculada la superficie se deben comprobar una serie de criterios, que a su vez determinarán el dimensionamiento geométrico del humedal:

- Carga orgánica superficial menor a 6 g DBO₅/m²/d (García & Corzo, 2008).
- Carga hidráulica superficial entre 20 y 40 l/m²/d (Dotro, y otros, 2017).
- Carga orgánica en la sección transversal menor a 250 g DBO₅/m²/d (Dotro, y otros, 2017).
- Comprobación hidráulica mediante la ley de Darcy. Es importante comprobar que el humedal podrá absorber el caudal de agua que le entra, sin provocar afloramientos de agua en superficie (García & Corzo, 2008).

Siguiendo el ejemplo, se procede a comprobar la carga orgánica superficial con la ecuación 5.2.

$$C_{org,s} = \frac{Q \cdot C_i}{S} \quad \text{Ecuación 5.2}$$

Se obtiene una carga orgánica superficial de 4,86 g DBO₅/m²/d (34,08*220/1542,55). El criterio se cumple y se puede seguir con el diseño. A continuación, se comprueba la carga hidráulica superficial (ecuación 5.3).

$$C_h = \frac{Q}{S} \quad \text{Ecuación 5.3}$$

El resultado de la Ch es 22,1 l/m²/d (34,08/1542,55), con lo cual también cumple el criterio.

Ahora ya se puede distribuir la superficie obtenida (1542,55 m²) en un número determinado de celdas y a su dimensionamiento geométrico. Esta distribución suele venir determinada por el criterio de carga orgánica máxima en la sección transversal. La finalidad de este criterio es reducir el riesgo de colmatación del humedal o, al menos, retrasarlo mucho en el tiempo.

El área transversal necesaria para cumplir el criterio de 250 g DBO₅/m²/d se puede calcular con la ecuación 5.4, de la cual se obtiene un área igual a 30,0 m² (34,08*220/200).

$$A_t = \frac{Q \cdot C_i}{C_{org,s,máx}} \quad \text{Ecuación 5.4}$$

Se procede a continuación a calcular el área transversal necesaria según la ecuación de flujo subterráneo en medio saturado (ley de Darcy) (ecuación 5.5). Se escogerá el área transversal que mayor resulte.

$$Q = k_s \cdot A_s \cdot s \quad \text{Ecuación 5.5}$$

Donde k_s es la conductividad hidráulica del medio granular seleccionado ($\text{m}^3/\text{m}^2/\text{d}$), A_s es el área de la sección transversal (m^2) y s es el gradiente hidráulico o pendiente del humedal (m/m). La k_s inicial se va reduciendo debido a la acumulación de sólidos y al crecimiento de la biopelícula bacteriana y de las raíces. Por ello, se recomienda dividirla por un factor de seguridad de 7 (García & Corzo, 2008). Para el material filtrante que se suele recomendar (arenas gravosas de 8 mm de tamaño de grano) la k_s varía entre 500 y 5000 $\text{m}^3/\text{m}^2/\text{d}$ (García & Corzo, 2008), pudiendo tomarse un valor intermedio (por ejemplo, 3500 $\text{m}^3/\text{m}^2/\text{d}$). La pendiente puede oscilar en el rango 0,01 a 0,02 m/m (García & Corzo, 2008).

Tomando una k_s de 3500 $\text{m}^3/\text{m}^2/\text{d}$ con un factor de seguridad de 7, una pendiente de 0,01, y aplicando la ecuación de Darcy se obtiene un área transversal de 6,82 m^2 ($34,08/((3500/7)*0,01)$).

El área transversal obtenida con el criterio de carga orgánica máxima en dicha sección es mayor que la obtenida con la ecuación de Darcy. Por tanto, se debe seleccionar la primera.

Nota

Es importante mencionar que en la zona de entrada es recomendable poner un material de granulometría mayor en los primeros 1 a 2 metros de humedal, con el fin de ralentizar su colmatación, por ejemplo, rocas de 100 mm de tamaño de grano (García & Corzo, 2008). Al aumentar la granulometría, aumenta el volumen de huecos, o porosidad, y ello hace que el material tarde más tiempo en colmatarse.

Es importante que el material filtrante esté lavado, libre de finos, para evitar que éstos lo colmaten.

Ya se puede determinar el ancho total necesario y el número de celdas en el que se debe dividir el humedal. El ancho total necesario se obtiene de dividir el área transversal calculada (A_t) por el calado deseado (h). En cuanto al calado, si se desea que el humedal sea capaz de reducir el nitrógeno amoniacal (nitrificación), aunque sea parcialmente, se debe seleccionar un calado pequeño (0,3 m) y además habría que recalcular el área superficial con la constante específica de eliminación de nitrógeno, que es sensiblemente menor a la seleccionada en el ejemplo, concretamente toma un valor de 0,025 m/d (García & Corzo, 2008). La selección de un calado pequeño provocará que el ancho sea mayor y se necesiten más celdas para conseguir una relación L:A de 1:1, lo cual aumenta los costes de construcción. Cabe plantearse en este momento si es necesario reducir el nitrógeno amoniacal. Si lo es, se recomienda optar por humedales de flujo vertical, ya que hacerlo mediante humedales de flujo horizontal implica elevadas superficies y un número elevado de celdas, sin garantizar porcentajes elevados de eliminación de amonio.

Siguiendo con el ejemplo, vamos a suponer que no es necesario eliminar amonio. En caso contrario, se recomienda optar por humedales de flujo vertical.

Así pues, adoptando un calado de funcionamiento de 0,5 m, se obtiene un ancho total de 60 m (30,0/0,5). Dividiendo el área superficial de humedal por el ancho total, obtenemos el largo del mismo, que resulta en 25,71 m (1542,55/60). Dado que la relación entre el largo y el ancho total es menor que 1, es conveniente dividir en un número determinado de celdas, para conseguir que dicha relación L:A sea de 1:1. El número de celdas se puede estimar dividiendo el ancho total por el largo, dando lugar a 2,3 celdas (60/25,71). Como el número de celdas debe ser un número entero, se tendrían que construir 3 celdas de 20 m de ancho (60/3) y 25,71 m de largo. Redondeando al primer decimal quedarían celdas de 20 m*25,7 m, con una superficie total de 1542 m².

Resumiendo:

Número de celdas de humedal = 3

L:A = 25,7:20 = 1,3

Superficie de cada celda = 514 m²

Superficie total = 1542 m²

Volumen total de humedal = 1079,4 m³ (superficie total * 0,7 m). Aquí se aplica un calado de 0,7 m para considerar un resguardo de 0,2 m sobre el calado de funcionamiento. Este resguardo es espacio libre de gravas y de agua, y se debe considerar para que no haya desbordamientos en caso de subidas de nivel asociadas a puntas de caudal o de lluvias intensas.

Volumen útil o volumen de agua = 269,8 m³ (1542*0,5*0,35) (considerando una porosidad de 0,35).

Nota: el tiempo de residencia hidráulico.

El tiempo de residencia hidráulico no es un parámetro de diseño en el caso de los humedales artificiales, como sí lo es en los tratamientos primarios. Dadas las elevadas superficies que se manejan es esperable que sea alto. En todo caso, es importante conocerlo. Se calcula dividiendo el volumen de agua por el caudal, lo que resulta en 7,9 días (269,8/34,08).

Efectivamente, el TRH es muy elevado. Esto ayuda mucho a los procesos de eliminación de contaminantes. Piénsese en la sedimentación de los sólidos suspendidos que no hayan quedado retenidos en los tratamientos primarios.

Dicho lo anterior, hay que tener en cuenta que se van a crear caminos preferenciales que van a reducir el TRH teórico anterior. Este efecto es mayor cuanto mayor sea la relación L:A. Una estrategia para redistribuir el flujo es crear zonas con granulometría más fina cada varios metros de longitud. La resistencia al paso que ejercerá este sustrato redistribuirá el flujo, aunque teóricamente es así, es muy difícil conocer su efecto real.

Nota: la dificultad de distribuir el agua en los humedales horizontales.

Una de las principales dificultades en la operación de los humedales de flujo horizontal es asegurar una correcta distribución del agua en la entrada de los humedales. En el ejemplo que estamos desarrollando, hay que distribuir un caudal punta diario de $34,08 \text{ m}^3/\text{d}$ en 60 m de ancho. Esto es, $0,57 \text{ m}^3/\text{m}/\text{d}$. Como comparación de tipo hidráulico, la carga sobre vertedero típica de sedimentadores primarios es de $30 \text{ m}^3/\text{m}/\text{d}$, unas 50 veces mayor, y ya es una carga muy baja. Dicho de otra manera, tienen que distribuirse 395 ml en un minuto a lo largo de un metro de longitud, esto es aproximadamente una gota por segundo en cada centímetro. Y esto es con el caudal punta diario.

Lo habitual es que el agua se distribuya más por unas zonas que por otras. Una posible mejora consiste en alimentar intermitentemente las celdas, aplicando todo el caudal a una sola celda a intervalos cortos, de cada cinco minutos de alimentación, por ejemplo. En el ejemplo desarrollado, se aumentaría la carga lineal a $1,70 \text{ m}^3/\text{m}/\text{d}$ durante 5 minutos y se quedaría en reposo durante 10 minutos. Dados los altos tiempos de residencia hidráulico, esta intermitencia en la alimentación no debería afectar al régimen continuo del flujo.

El agua se distribuye en todo el ancho de las celdas mediante canales de vertido, que pueden ser lisos o tener hendiduras, o tuberías perforadas (figura 5.2). En tratamientos secundarios es preferible instalar canales, cuya limpieza y mantenimiento es más sencillo, mientras que las tuberías perforadas pueden colmatarse más fácilmente.



Figura 5.2. Imágenes de canal de vertido liso (izquierda) y tubería perforada (derecha) para distribución de agua en la entrada al humedal. Fuente: elaboración propia



Figura 5.3. Imagen de tubo flexible en la arqueta de salida de un humedal de flujo subsuperficial horizontal. Fuente: elaboración propia

La regulación del nivel en el interior del humedal se puede realizar mediante la instalación de tubos flexibles en la zona de salida del humedal, que irán conectados al sistema de drenaje. El sistema de drenaje consiste en una tubería de drenaje, perforada, colocada en el fondo del humedal a lo largo de todo el ancho de la sección transversal, en su zona final. Esta tubería de drenaje se conecta a un tubo de salida, cuyo extremo final debe estar accesible mediante una arqueta. En ese extremo final se puede colocar el tubo flexible para regular el nivel de agua en el interior del humedal, subiéndolo o bajándolo con ayuda de una cadena, por ejemplo (figura 5.3). Otra opción podría ser colocar varios tubos de salida a distintas alturas, cada uno con su válvula.

Toda la cubeta de humedal debe estar correctamente impermeabilizada para evitar fugas. Las fugas podrían terminar provocando contaminación de las aguas subterráneas, ya que dependiendo de la zona del humedal en la que se encuentren, las aguas pueden no haber sido convenientemente tratadas. Lo más habitual es instalar láminas impermeabilizantes de polietileno, también llamadas geomembranas, cuando el humedal va excavado en el terreno. En algunas ocasiones, si el terreno presenta dificultades a la excavación, por ejemplo, si es muy rocoso, los humedales se pueden construir semielevados sobre el terreno. En este caso, se debe construir con hormigón armado, también correctamente impermeabilizado.

La vegetación a plantar debe ser típica de zonas húmedas, adaptada a condiciones anóxicas en las raíces. El carrizo común (*Phragmites australis*) es el más utilizado. La densidad inicial de plantación puede ser de 1 a 3 plantones/m².



Figura 5.4. Humedal artificial de Carrícola (Valencia) afectado por una plaga de pulgón.

Fuente: elaboración propia

Es importante controlar la entrada de vegetación no deseada en el interior del humedal, ya que dependiendo de sus características podría perjudicar el funcionamiento del mismo. Por ejemplo, la entrada de especies arbóreas podría provocar la rotura de la lámina impermeable o la ocupación por especies no acuáticas podría dificultar la correcta colonización por parte del carrizo. Si dichas especies no introducen oxígeno como el carrizo y no toman nutrientes a la misma velocidad, pueden terminar provocando peores eficiencias del sistema. El carrizo es una planta bastante resistente y normalmente coloniza muy rápidamente toda la superficie. Si se observan claros se pueden coger tallos cercanos y enterrarlos en las zonas clareadas, para promover la aparición de nuevos brotes. Normalmente es muy resistente a las plagas, pero se puede ver afectado por alguna de ellas. Los humedales de la EDAR de Carrícola (Valencia) han sido atacados por plagas en un par de ocasiones (figura 5.4). Aplicando una solución jabonosa se consiguió reducir su efecto y que el carrizo recuperase su color y vigorosidad.

5.3. Humedal de flujo subsuperficial vertical

Los humedales de flujo subsuperficial vertical funcionan con unas condiciones más aerobias que los de flujo horizontal, ya que no se encuentran saturados de agua de manera permanente. Su funcionamiento es intermitente, es decir, el agua a tratar es introducida de manera intermitente, mediante pulsos o lotes. Tras la introducción de un lote de agua a tratar, ésta discurre en dirección vertical, atravesando todo el lecho y saliendo por el fondo del humedal. Una vez que el agua sale del sistema, el medio granular permanece “vacío” (sin agua) hasta la llegada del siguiente pulso, de manera que entra aire en los poros. Ello favorece que la degradación de la materia orgánica sea principalmente por vía aerobia, y también posibilita el crecimiento de bacterias nitrificantes (García & Corzo, 2008). Al ser más aerobios requieren menos superficie por habitante equivalente que los humedales de flujo subsuperficial horizontal.

En España existen pocos ejemplos de humedales de flujo subsuperficial vertical, algunos de ellos en la Comunidad Valenciana, como son las EDAR de Castillo de Villamalefa o Fuente la Reina (Castellón) (figura 5.5).



Figura 5.5. Imágenes de la EDAR de Castillo de Villamalefa (arriba) y de Fuente la Reina (abajo) (Castellón). Fuente: EPSAR (arriba izq y abajo), Google maps (arriba dcha)

Una variante del sistema es el funcionamiento secuencial u oscilante. En esta modalidad, el sistema se llena de agua completamente (fase de llenado). Una vez lleno, el agua permanece en contacto con el medio granular, la biopelícula y raíces (fase de contacto). Terminada la fase de contacto, el sistema es vaciado total o parcialmente (fase de vaciado), de manera que se posibilita la entrada de aire. Una ventaja de esta variante es que se asegura el aprovechamiento de todo el volumen del sistema, no existen caminos preferenciales. En el manual de la IWA son llamados sistemas oscilantes (*reciprocating systems*) (Dotro, y otros, 2017).

Para el diseño se recomienda seguir el manual de la IWA (Dotro, y otros, 2017). En este apartado se van a aplicar dichos criterios al ejemplo que se viene siguiendo a lo largo de toda la guía.

El dato de partida es la DQO influente al humedal. La DQO del agua residual bruta es de 600 mg/l, tal y como se indicó al inicio de este capítulo. Asumiendo una eficiencia del 45% en el tratamiento primario, entraría al humedal una DQO de 330 mg/l. La superficie se calcula a partir de la carga orgánica superficial máxima según la norma

danesa, que establece un máximo de 27 g DQO/m²/d (Dotro, y otros, 2017), empleando la ecuación 5.6. Se obtiene una superficie de 416,5 m² (34,08*330/27).

$$S = \frac{Q \cdot C_i}{C_{org,s}} \quad \text{Ecuación 5.6}$$

A continuación, se comprueba la carga hidráulica superficial máxima (80 l/m²/d) (Dotro, y otros, 2017), con la ecuación 5.3. Esto da una C_h de 81,8 l/m²/d (34,08/416,5), por tanto, se supera el valor máximo recomendado. Por ello, hay que aumentar la superficie hasta cumplirlo. Con una superficie de 430 m² la C_h es de 0,079 l/m²/d.

Como se recomienda que la superficie de una unidad no exceda los 400 m², se propone construir dos unidades de 430/2 = 215 m². En los humedales de flujo vertical la relación longitud/anchura no cobra relevancia, por lo que se proponen dos unidades de 15*15 m (habiendo redondeado a número entero), dando una superficie unitaria de 225 m² y una total de 550 m².

Una parte importante del proceso es la elección del número de ciclos diarios. Estos ciclos dependen del material de relleno: si es grava gruesa el nº de ciclos llegaría a 12, mientras que si trabajamos con arenas podríamos ir a 4 al día (Dotro, y otros, 2017).

La forma de distribución del agua de entrada, bien por gravedad, bien por bombeo, también influye en el diseño y operación. Si es por gravedad, el agua se puede distribuir mediante depósitos dotados de sifones autovaciantes, cuyo volumen operativo sería el caudal diario dividido entre el número de ciclos diarios. Debido a que la llegada del agua residual es variable a lo largo del día, el tiempo que tardaría el depósito en llenarse sería diferente, por lo que los ciclos no tendrían la misma duración.

Por ejemplo, si la distribución horaria del caudal diario, 34,08 m³/d, sigue el patrón de la figura 2.2, y el número de ciclos al día es de 4, en cada ciclo se dosificarían 8,52 m³. Cuando el depósito llegase a acumular ese volumen empezaría a vaciarse, pero el tiempo de llenado dependerá la distribución del caudal de entrada. En la figura 5.6 se muestra el volumen almacenado para distintos ciclos al día y su evolución tras el vaciado. Se puede observar que la duración de cada ciclo no es exactamente la esperada (tabla 5.1). Siempre hay un ciclo, por la noche, más largo que los demás, porque al llegar un caudal de agua residual menor, tarda más tiempo en llenarse el depósito.

No obstante, mientras se asegure un intervalo entre dosificaciones de acuerdo con las recomendaciones, el funcionamiento será adecuado. Este intervalo entre dosificaciones debe ser suficiente para que el agua residual que esté circulando a través del humedal vertical drene completamente y se produzca una adecuada reaireación del lecho. El intervalo entre dosificaciones mínimo recomendado es de 3-4 horas (Langergraber, y otros, 2019). Si la descarga hacia los humedales se realiza en 15 minutos, este tiempo se cumple bastante bien para 4-6 ciclos al día, con un límite en 8 ciclos al día (con 10 ciclos al día tendríamos varios ciclos de 2 horas y alguno de 1,5 horas de duración; demasiado apurado).

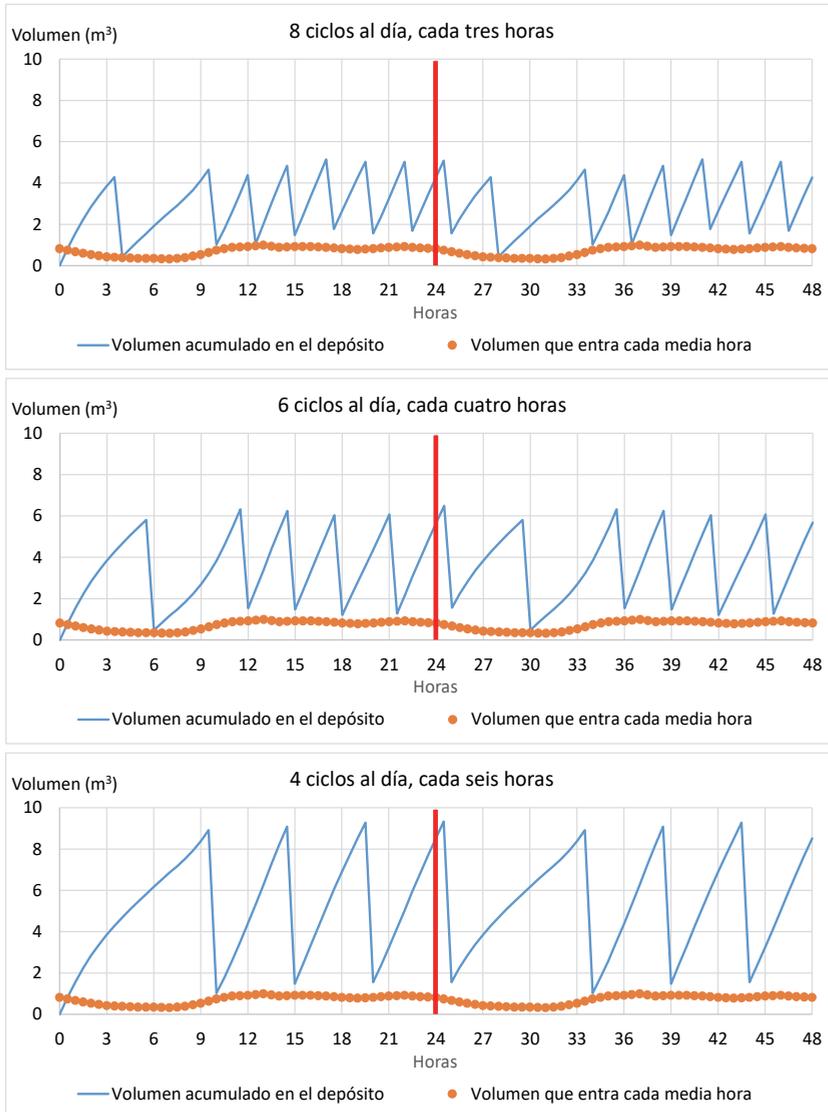


Figura 5.6. Distribución de volúmenes a lo largo del día, durante dos días, y volumen acumulado en el depósito suponiendo distintos números de ciclos a lo largo del día. Simulación asumiendo que el funcionamiento de llenado y vaciado es por gravedad (llenado por gravedad y vaciado mediante sifón autodescargante).

Fuente: elaboración propia

Tabla 5.1. Duración esperada y real de los ciclos según la distribución de caudal indicada en la figura 5.6

Ciclos al día	Duración esperada (h)	Duración real (h)
4	6	9,5 – 5 – 4,5 – 5
6	4	5,5 – 6 – 3 – 3 – 3,5 – 3
8	3	3,5 – 6 – 2,5 – 2,5 – 2,5 – 2,5 – 2,5 – 2

Si en lugar de poder alimentar por gravedad se emplea un bombeo, se pueden ajustar los ciclos y volúmenes dosificados (figura 5.7), pero a costa de consumir energía. En este caso habría que calcular el volumen de pozo de bombeo necesario para que, a las horas predeterminadas, se bombeara el caudal de ese ciclo.

Supongamos, por ejemplo, 8 ciclos diarios. Cada 3 horas hay que bombear $4,26 \text{ m}^3$ ($34,08 \text{ m}^3/8$ ciclos). Las horas fijadas para el bombeo son 3:00-6:00-9:00-12:00-15:00-18:00-21:00-24:00.

A partir de los datos de la columna 2 de la tabla 5.2, sumamos el volumen que entra en cada intervalo de tres horas (columna 2). Como en cada intervalo hay que bombear $4,26 \text{ m}^3$ al humedal artificial, se puede calcular si en ese intervalo se acumularía agua en el pozo o se vaciaría. Ese cálculo lo podemos definir como el déficit de volumen en cada intervalo: la diferencia entre lo que hay que bombear cada 3 horas y lo que entra en ese intervalo (columna 3). La acumulación de déficits nos ayudará a determinar el volumen del pozo.

Tabla 5.2. Cálculos para el dimensionamiento del pozo de bombeo, asumiendo 8 ciclos al día (ciclo cada 3 horas)

Intervalo horario	Volumen acumulado en ese intervalo (m^3)	Déficit en ese intervalo (m^3)	Sumatorio de déficits (m^3)
0:00 - 3:00	3,852	0,408	0,408
3:00 - 6:00	2,308	1,953	2,361
6:00 - 9:00	2,219	2,041	4,402
9:00 - 12:00	4,526	-0,266	4,136
12:00 - 15:00	5,609	-1,349	2,787
15:00 - 18:00	5,414	-1,154	1,633
18:00 - 21:00	4,864	-0,604	1,030
21:00 - 24:00	5,290	-1,030	0
Total (0:00-24:00)	34,080		

Como el mayor déficit acumulado es de $4,402 \text{ m}^3$, el volumen mínimo del pozo de bombeo sería este volumen más el que hay que bombear: $4,402 + 4,26 = 8,662 \text{ m}^3$. Redondeando y dando un margen de seguridad: 10 m^3 .



Figura 5.7. Distribución de volúmenes a lo largo del día, durante dos días, y volumen acumulado en el depósito suponiendo distintos ocho ciclos al día. Simulación asumiendo que el funcionamiento de llenado y vaciado es por gravedad y bombeo (llenado por gravedad y vaciado mediante bombeo) y que el volumen de resguardo es de 6 m³.

Nota

Es posible reducir el tamaño del pozo de bombeo si las dos unidades de humedal vertical, cada una de 225 m², no se alimentaran simultáneamente sino con cierto desfase. Por ejemplo, que ciclos de 3 horas se dividieran en dos de 1,5 horas. El primer subciclo alimentaría una unidad con 2,13 m³ y el segundo la segunda.

El sistema de bombeo y dosificación deben ser bien diseñados. Volviendo al ejemplo anterior, en cada ciclo hay que introducir 4,26 m³, que por unidad de superficie resulta ser 0,0077 m³/m²/ciclo (4,26 m³/ciclo /550 m²). Como la tasa de dosificación recomendada es de 0,2 m³/m²/h, eso significa que hay introducir el agua de cada ciclo en alrededor de 2,3 minutos (0,0077/(0,2/60)). La dosificación del agua debe ser rápida para que el agua se esparza bien por toda la superficie del humedal y se aproveche así toda la superficie de tratamiento. Si la dosificación fuese lenta el agua terminaría yendo siempre por zonas muy localizadas en torno a los puntos de alimentación.

La profundidad recomendada del lecho es de 1 m.

La distribución del agua se realiza mediante tuberías perforadas cuyo diámetro debe permitir una velocidad del agua entre 0,6 y 1 m/s para evitar que se produzcan sedimentaciones en las tuberías.

Dado que tenemos dos unidades, en cada una de ellas hay que introducir 17,02 m³/d o bien 4,26/2 m³/ciclo. Las tuberías de distribución suelen estar separadas del orden de 1 m, por lo que en la celda de 15 x 15 m se tendrían 15 tuberías. Así, por cada una de ellas circularían 4,26/2/15 = 0,142 m³/tubería/ciclo.

Damos un diámetro a la tubería de una pulgada (2,54 cm) y se calcula su sección = 5,067*10⁻⁴ m². Si la alimentación dura 5 minutos, la velocidad del agua en el interior

de la tubería resulta ser de 0,93 m/s ($0,142/5,067 \cdot 10^{-4}/(5 \cdot 60)$). La bomba necesaria deberá dar un caudal de $4,26 \text{ m}^3/\text{ciclo}/5 \text{ min} \cdot 60 \text{ min/h} = 51,12 \text{ m}^3/\text{h}$.

Hay que tener cuidado con el tiempo de dosificación porque si es muy breve las bombas deben ser de mayor potencia, no solo porque han de bombear más caudal sino porque las pérdidas de carga en la conducción aumentan mucho con la velocidad del agua. Si el tiempo de dosificación fuera de 2,3 minutos, la velocidad en la tubería sería de 2,0 m/s y se necesitaría una bomba de $111,1 \text{ m}^3/\text{h}$.

Se recomiendan orificios de diámetros de 8 mm. Si los separamos un metro, el número de orificios por m^2 será el recomendado de 1 cada m^2 .

Si se quiere conseguir la nitrificación completa, al menos 50 cm del medio filtrante debe ser de arena 0,06-4 mm (Langergraber, y otros, 2019).

Hay que recordar que los parámetros de diseño han sido obtenidos para climas templados. En climas cálidos las cargas hidráulicas pueden aumentar hasta llegar a $200 \text{ l/m}^2/\text{d}$, y, por ende, las orgánicas, disminuyendo la superficie necesaria. Según Langergraber y otros (2019), en los meses de verano de climas templados podrían llegar a aplicarse hasta $40 \text{ g DQO/m}^2/\text{d}$. Esto significa que el caudal a tratar podría multiplicarse por 1,5 aproximadamente. Las implicaciones que esto puede tener en poblaciones que tengan un aumento estacional en los meses de verano son muy interesantes: el diseño efectuado puede admitir un incremento del 50% de la población sin mayor inconveniente. En el ejemplo que se está desarrollando, eso significa que la población equivalente puede pasar de los 240 hab en los fines de semana de verano a 360 hab sin que el sistema de humedales artificiales vertical se vea sobrepasado. En el caso de que el incremento estacional fuera mayor que ese 50% se podría instalar un sistema de recirculación del efluente que se active únicamente los meses de verano.

5.4. Humedal de flujo vertical con sistema francés

El sistema francés es un sistema de humedales verticales en dos etapas. Su principal ventaja es que no requiere tratamiento primario, por lo que los datos de calidad del agua de entrada serán los del agua residual bruta. El agua bruta entra en la primera etapa, en la cual se produce una acumulación progresiva de fangos que se van digiriendo a lo largo del tiempo. Cada diez años aproximadamente los fangos acumulados deben ser retirados del sistema (Dotro, y otros, 2017). Por ello, en estos sistemas es necesario prever un resguardo mayor, que permita la acumulación de fangos durante este periodo, concretamente unos 20 cm de espesor de fango. Las tuberías de alimentación también deben ir sobre elevadas por esta misma razón y porque el agua se dosifica mediante pulsos, de modo que también se alcanza cierta altura de columna de agua. Se recomienda revisar los esquemas de funcionamiento mostrados en el manual de la IWA (Dotro, y otros, 2017).

Esta primera etapa consta de tres celdas que funcionan de forma alternada o secuencial. Mientras una celda se encuentra en funcionamiento, las otras dos se encuentran en reposo, sin recibir ARU. El tiempo de funcionamiento es de 3,5 días y el tiempo de reposo de 7 días. Durante el tiempo de reposo el fango acumulado va digiriéndose de forma más aerobia. El movimiento de la vegetación favorece la creación de espacios por los cuales penetra el aire y ayudan a mantener la capacidad de infiltración del sistema (Dotro, y otros, 2017). Cada una de las celdas funciona de manera intermitente, mediante pulsos o lotes, al igual que los humedales de flujo vertical descritos en el apartado anterior.

La segunda etapa consta de dos celdas que funcionan también de forma alternada, con periodos de funcionamiento de 3,5 días y de reposo de 3,5 días.

Recordemos los valores del ARU bruta:

$$Q = 34,08 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$\text{DBO}_5 = 400 \text{ mg/l}$$

$$\text{DQO} = 600 \text{ mg/l}$$

$$\text{SST} = 350 \text{ mg/l}$$

$$\text{NKT} = 80 \text{ mg/l}$$

5.4.1. Diseño de la primera etapa

El diseño está basado en cargas superficiales máximas, al igual que los humedales de flujo subsuperficial vertical. Se debe calcular el área necesaria para las distintas variables de calidad (DBO_5 , DQO , SST y NKT) y para la carga hidráulica y seleccionar aquella que resulte mayor. La ecuación que se utiliza es la misma que en el caso de los humedales de flujo vertical (ecuación 5.6). Recordando dicha ecuación y aplicándola a diversas variables se puede proponer la expresión ecuación 5.7. Los resultados obtenidos se indican en la tabla 5.3.

$$S = \text{Max} \left(\frac{Q}{C_{h_max}}; \frac{Q \cdot C_{DBO5}}{M_{DBO5_max}}; \frac{Q \cdot C_{DQO}}{M_{DQO_max}}; \frac{Q \cdot C_{SST}}{M_{SST_max}}; \frac{Q \cdot C_{NKT}}{M_{NKT_max}} \right) \quad \text{Ecuación 5.7}$$

Donde C_h es la carga hidráulica superficial y M_i es la carga másica superficial máxima para las distintas variables.

En este caso, la mayor superficie ($92,1 \text{ m}^2$) viene determinada por la carga hidráulica superficial. Como las celdas son cuadradas, el lado sale de $9,6 \text{ m}$. Se redondea a 10 m y se obtiene una celda de $10 \times 10 \text{ m}$. Como en el sistema francés la primera etapa está formada por tres celdas, la superficie total de esta primera etapa es de 300 m^2 .

Tabla 5.3. Cargas superficiales máximas, superficie resultante para las celdas de la primera etapa y cargas eliminadas teóricas para esta primera etapa. M_i es la carga másica de entrada ($\text{g}/\text{m}^2/\text{d}$).

Fuente de las cargas máximas y eliminadas: Dotro y otros (2017)

Variable	C_{\max}	Superficie (m^2)	Carga eliminada ($\text{g}/\text{m}^2/\text{d}$)
Q	$0,37 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$	92,1	
DBO ₅	$150 \text{ g}/\text{m}^2/\text{d}$	90,9	$0,9 * M_{\text{DBO5}}$
DQO	$350 \text{ g}/\text{m}^2/\text{d}$	58,4	$0,8 * M_{\text{DQO}}$
SST	$150 \text{ g}/\text{m}^2/\text{d}$	79,5	$0,9 * M_{\text{SST}}$
NKT	$30 \text{ g}/\text{m}^2/\text{d}$	90,9	$1,1128 * M_{\text{NKT}}^{0,8126}$

El perfil de las celdas, de arriba a abajo, es el siguiente (Dotro, y otros, 2017):

- Resguardo: 0,5 m (0,2 m para acumulación de fangos y 0,3 m de altura libre para retención de agua).
- Capa principal (grava 2-6 mm): 0,5 m (0,8 m si se requiere nitrificación completa).
- Capa transición (grava 5-15 mm): 0,15 m.
- Capa drenaje (grava 20-60 mm): 0,25 m.

Ahora hay que diseñar la distribución del agua residual. Hay que recordar que la descarga ha de ser intermitente y rápida para que inunde toda la superficie. Si el agua ocupa toda la superficie es menos probable la formación de caminos preferenciales. Se busca un espesor de inundación de entre 2 y 5 cm en cada descarga. Si suponemos un espesor de 3 cm, el volumen por descarga será de el espesor por la superficie: $0,03 \text{ m} \times 100 \text{ m}^2 = 3 \text{ m}^3$ por descarga. El número de descargas diarias es el caudal diario entre el volumen por descarga, $34,08/3 = 11,36$ descargas/día. Lo ajustamos a 11 descargas/día y el espesor de la capa de agua será de 3,1 cm.

La duración del pulso de agua se calcula a partir de la carga hidráulica horaria mínima recomendada: $0,5 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$. Para que esta carga se cumpla con una superficie de celda de 100 m^2 , el caudal en cada descarga será de $0,5 \times 100 = 50 \text{ m}^3/\text{h}$. Si se pasa a caudal por minuto, resulta ser de $0,83 \text{ m}^3/\text{min}$. Como tenemos que aplicar 3 m^3 por descarga, a una velocidad de $0,83 \text{ m}^3/\text{min}$ se tardarán 3,6 minutos. Se hace notar que se requiere una bomba de capacidad $50 \text{ m}^3/\text{h}$ o varias que sumen dicho caudal.

Las tuberías deben ir elevadas sobre el lecho una altura equivalente al resguardo seleccionado. La distribución de las mismas se puede realizar de la misma forma que se ha descrito para los humedales de flujo vertical.

5.4.2. Diseño de la segunda etapa

Para el diseño de la segunda etapa, primero hay que calcular las concentraciones de las variables a la salida de la primera etapa. Para ello, se hace uso de las cargas de eliminación teóricas indicadas en la tabla 5.3. La concentración de salida de la primera etapa se obtiene restando la carga superficial eliminada a la carga másica superficial

entrante y dividiendo por el caudal (ecuación 5.8). Por ejemplo, para la DBO₅ el cálculo sería el siguiente:

$$C_{DBO5} = \frac{(Carga_{superf\ entrada} - Carga_{superf\ eliminada}) \cdot S}{Q} = \frac{(\frac{Q \cdot C_{DBO5\ inf}}{s} - 0,9 \cdot M_{DBO5}) \cdot S}{Q} \quad \text{Ecuación 5.8}$$

$$= \frac{(\frac{34,08 \cdot 400}{100} - 0,9 \cdot 136,32) \cdot 100}{34,08} = 40 \frac{mg}{l}$$

Aplicando el mismo procedimiento a las distintas variables se obtienen las concentraciones de entrada a la segunda etapa (tabla 5.4). Considerando las cargas máxicas superficiales máxicas aplicables a esta segunda etapa se obtiene la superficie necesaria para cada variable y se selecciona la mayor (tabla 5.4). La superficie a considerar son 92,1 m², que redondeamos a 100 m².

Tabla 5.4. Concentraciones de entrada a la segunda etapa, cargas superficiales diarias máxicas (Dotro, y otros, 2017), superficies necesarias y concentraciones en el efluente de la segunda etapa

Variable	Concentración entrada (mg/l)	C _{max} (g/m ² /d)	Superficie (m ²)
Q	-	0,37	92,1
DBO ₅	40	20	68,2
DQO	120	70	58,4
SST	35	30	39,8
NKT	32,1	15	72,9

La segunda etapa consta de dos unidades que se alimentan alternativamente cada 3,5 días cada una. La superficie total será de 200 m². La distribución del caudal es similar a la calculada para el humedal vertical. En este caso, al ser celdas de 10*10 m, el número de líneas será de 10.

La superficie total necesaria, sumando las dos etapas, sería de 500 m². Es ligeramente inferior a la superficie necesaria para el humedal de flujo vertical, aunque hay que construir cinco unidades (tres en la primera etapa y dos en la segunda) con sus tuberías, arquetas, bombes o sifones, frente a dos unidades del vertical. También es cierto que no tiene tratamiento primario.

La concentración del efluente de la segunda etapa se obtiene aplicando la carga eliminada teórica propia de esta etapa, de la misma manera que se ha obtenido la concentración de salida de la primera etapa. Los resultados se recogen en la tabla 5.5.

Tabla 5.5. Cargas eliminadas teóricas en la segunda etapa y concentración efluente de la segunda etapa. M_i es la carga másica de entrada ($\text{g}/\text{m}^2/\text{d}$). Fuente de las cargas máximas y eliminadas: Dotro y otros (2017)

Variable	Carga eliminada ($\text{g}/\text{m}^2/\text{d}$)	Concentración salida (mg/l)
Q		-
DBO ₅	$0,80 * M_{\text{DBO}_5}$	10
DQO	$0,75 * M_{\text{DQO}}$	24
SST	$0,80 * M_{\text{SST}}$	7
NKT	$1,194 * M_{\text{NKT}}^{0,8622}$	4,53

Nota

El sistema francés es muy atractivo, pero hay que tener cuidado con la posible generación de olores. Hay un olor muy característico de las aguas residuales/fangos cuando se encuentran en condiciones anaerobias: el olor a "huevos podridos". Este olor está asociado a la presencia de bacterias sulfatorreductoras que emplean sulfatos como oxidante de la materia orgánica. El resultado del proceso bioquímico es la producción de sulfuros, que en medio húmedo da lugar a ácido sulfhídrico ($\text{H}_2\text{S}_{(\text{aq})}$). Es importante remarcar que este olor típico será más intenso si en las aguas/fangos hay sulfatos, por lo que este problema dependerá de las características del agua de abastecimiento a la población.

El sistema francés está muy extendido en Francia, donde hay miles de instalaciones de este tipo. En España, sin embargo, todavía no ha alcanzado un alto grado de implantación, aunque ya existen algunos ejemplos en Teruel y Zaragoza (figura 5.8).



Figura 5.8. Imagen de la EDAR de Castelserás (Teruel) basada en el sistema francés.

Fuente: Google Maps (coordenadas: 40.987; -0.141)

Capítulo 6

Tratamiento terciario. Humedales para eliminación de nutrientes y patógenos

6.1. Introducción

En este capítulo se va a explicar cómo diseñar humedales para eliminar nutrientes y patógenos de las ARUs. En ocasiones, no será necesario llevar a cabo este tratamiento si la correspondiente autorización de vertido no lo exige. Sin embargo, es muy recomendable considerar estas etapas en el diseño siempre que sea posible, ya que los beneficios ambientales serán muy importantes.

Por un lado, se reducirá el riesgo de eutrofización aguas abajo del vertido. La experiencia de los autores en el municipio de Carrícola muestra que un vertido de escasa entidad puede provocar eutrofización y cambios en la comunidad biológica del medio receptor, especialmente cuando éste es un arroyo con un caudal muy pequeño y, en consecuencia, una baja capacidad de autodepuración.

Por otro lado, la desinfección de las aguas es muy importante desde un punto de vista ambiental, pero también desde la perspectiva de la posible reutilización de las aguas. El vertido de aguas depuradas con una reducida concentración de patógenos será más compatible con un potencial uso como zona de baño, aguas abajo del vertido, aunque la zona no esté declarada como tal. La reutilización de las aguas regeneradas en usos agrícolas puede ser de gran interés para las comunidades rurales. Asimismo, otros usos ambientales, como la creación y mantenimiento de zonas húmedas pueden servir para mejorar la biodiversidad en la zona y potenciar así el turismo de naturaleza, con la correspondiente creación de empleo. De hecho, los propios humedales de tratamiento constituyen por sí mismos una mejora de la biodiversidad.

6.2. Humedales para la eliminación de fósforo

La remoción de fósforo de las ARUs mediante humedales artificiales puede realizarse por dos vías diferentes. La más utilizada es mediante la introducción de materiales adsorbentes en el medio filtrante del humedal, también llamados sustratos activos o medios reactivos. La otra opción es dosificar coagulantes similares a los que se utilizan en plantas de mayor tamaño (cloruro férrico, sulfato de aluminio, coagulantes naturales), bien en humedales de flujo subsuperficial bien en humedales de flujo superficial. Existen algunas experiencias interesantes sobre esta última opción (Dotro, y otros, 2015; Austin y otros, 2018).

En este apartado se va a profundizar en el diseño de humedales con sustratos activos. Estos sustratos activos pueden ser mezclas de materiales adsorbentes con arenas o gravas, o estar constituidos completamente por adsorbente. Los materiales adsorbentes más comunes son los óxidos de hierro (Martín, Gargallo, Hernández-Crespo, & Oliver, 2013), las zeolitas (Vera-Puerto, y otros, 2018), u otros materiales comerciales como el Filtralite®. También está tomando fuerza la valorización de residuos para este tipo de usos, en particular el fango generado en Estaciones de Tratamiento de Agua Potable (ETAP) (Zhao, Babatunde, Hu, Kumar, & Zhao, 2010; Hernández-Crespo, y otros, 2022). El fango de ETAP es un material inerte, apenas contiene materia orgánica, y tiene una elevada concentración de aluminio, lo que presumiblemente le confiere una excelente capacidad de adsorción de fósforo. La capacidad máxima de adsorción de fósforo es variable (0,7 – 19,2 mg P/kg fango seco) y presenta cierta relación con el contenido de aluminio y con la granulometría utilizada (Hou, y otros, 2018; Hernández-Crespo, y otros, 2022).

Es muy importante que el agua que entra a este tipo de sistemas tenga una concentración muy baja de sólidos en suspensión. Ello ayudará a que el proceso de adsorción de fósforo sea más rápido y eficiente y se prevendrá la colmatación por sólidos.

Existen distintas modalidades de funcionamiento: en flujo saturado continuo, como los humedales de flujo subsuperficial horizontal, o de manera intermitente, mediante pulsos, como los humedales de flujo vertical, o secuencial, mediante fases de llenado-contacto-vaciado.

Si el agua a tratar ya está nitrificada, por ejemplo, si viene de un humedal de flujo vertical o de un humedal francés, es recomendable diseñarlo en modo de humedal de flujo horizontal, ya que la experiencia propia de los autores ha mostrado que éste es más eficiente que el funcionamiento secuencial (Hernández-Crespo, y otros, 2022). Por el contrario, si el agua no está completamente nitrificada, se recomienda optar por el funcionamiento secuencial, ya que de esta manera se posibilita la nitrificación en el sistema, con el beneficio ambiental que ello comporta para el medio receptor.

En el caso de optar por la modalidad de humedal de flujo horizontal, se puede emplear el modelo P-k-C* para estimar la superficie necesaria (ecuación 5.1). En este caso, si se utiliza fango de ETAP como material adsorbente, el valor de la constante

cinética (k) depende del rango de concentración que se deba tratar (tabla 6.1). Otros datos necesarios para poder aplicar el modelo son la porosidad del material y la concentración de fondo (C*), por debajo de la cual es muy difícil llegar. Para una granulometría entre 0,83 y 19 mm de fango se ha obtenido una porosidad en torno a 0.35 y la C* puede tomar un valor de 0,015 mg P/l (Hernández-Crespo, y otros, 2022).

Tabla 6.1. Valores de la constante cinética de adsorción de fósforo para distintos rangos de concentración de fósforo en el agua a tratar (Hernández-Crespo, y otros, 2022)

Rango de concentración de fósforo (mg P/l)	k (h ⁻¹)
<1	1,0
1 – 2	0,8
>2	0,6

Supongamos que la concentración de fósforo a tratar se encuentra en torno a 6 mg/l y que se pretende lograr una concentración en el efluente de 0,5 mg/l. Siguiendo con el ejemplo utilizado a lo largo de la guía, el caudal a tratar sería de 34,08 m³/d. Si seleccionamos un calado de agua en el humedal de 0,5 m y un valor de P igual a 3, ya se puede estimar el área necesaria. Utilizando el modelo P-k-C* obtendríamos un área de 53,2 m² (ecuación 6.1) con un tiempo de retención hidráulico de 6,5 horas.

$$A = \frac{P \cdot Q}{k \cdot \phi \cdot h} \left(\left(\frac{C_{in} - C^*}{C_{ef} - C^*} \right)^{1/P} - 1 \right) = \frac{3 \cdot 34,08}{0,6 \cdot 24 \cdot 0,35 \cdot 0,5} \left(\left(\frac{6 - 0,015}{0,5 - 0,015} \right)^{1/3} - 1 \right) = 53,2 \text{ m}^2 \quad \text{Ecuación 6.1}$$

A continuación, habría que hacer el dimensionamiento hidráulico. Aplicando la ecuación de Darcy, como en el caso del humedal de flujo horizontal (capítulo anterior), pero cambiando la conductividad hidráulica del material a unos 650 m³/m²/d (valor obtenido experimentalmente por los autores). En este caso no sería necesaria la aplicación del factor de seguridad, ya que se parte de la premisa de que el agua a tratar llega con una baja concentración de sólidos en suspensión y, además, la vida útil del sistema no es muy larga, como veremos a continuación. El área transversal al flujo necesaria sería (5,24 m²). Como hemos supuesto un calado de 0,5 m, el ancho total sería 10,48 m, que redondearíamos a 10,5 m. El largo se obtendría dividiendo el área superficial (53,2 m²) por el ancho (10,5 m), dando un valor de 5,1 m. Nótese que la superficie necesaria para el tratamiento terciario es bastante más pequeña que la correspondiente al tratamiento secundario, por lo que la disponibilidad de superficie no debería ser obstáculo para la implantación de este tipo de soluciones; incluso en pequeñas poblaciones cuyo sistema de tratamiento secundario no esté, necesariamente, basado en humedales artificiales.

Además del área, en este tipo de sistemas es importante conocer la vida útil del sistema. El material adsorbente llega un momento en el que se satura de fósforo. En este momento es necesario renovar el medio filtrante del humedal. Para estimar la

vida útil se debe calcular la masa de fango de ETAP que contendrá el humedal. El volumen de fango viene determinado por el producto del área por el calado, lo que da $28,1 \text{ m}^3$. La densidad del material se sitúa en torno a los 750 kg/m^3 de fango seco, para una granulometría de $0.83\text{-}2.38 \text{ mm}^3$. Por tanto, en dicho volumen habría una masa de 21075 kg de fango. Como su capacidad máxima de adsorción (q_{max}) se sitúa en torno a los $14,5 \text{ g/kg}$, el fósforo que es capaz de adsorber es el producto de la masa por la q_{max} , $305587,5 \text{ g}$ de P. Por otro lado, el fósforo que recibiría el humedal diariamente es el producto del caudal por la reducción de concentración. Suponiendo que la concentración se reduce de 6 a 0.5 mg P/l , esto resulta en $187,44 \text{ gP/d}$ ($34,08 \cdot 5.5$) adsorbidos cada día. Dividiendo la cantidad máxima de fósforo que es capaz de adsorber el humedal por la carga diaria que adsorberá, se obtiene la vida útil del sistema, resultando en 1630 días (4.5 años). Si se desea tener una mayor vida útil se puede aumentar el área de humedal.

Es importante saber que la eficiencia de este tipo de sistemas se reduce notablemente cuando el material se encuentra próximo a su saturación, por tanto, la vida útil estimada es sólo una aproximación. Por esta razón, se recomienda instalar celdas en serie con el fin de aprovechar al máximo la vida útil de cada una de ellas. Cuando la primera celda empiece a saturarse, la segunda puede ponerse en marcha para afinar el efluente y lograr la concentración objetivo. Cuando la primera celda se haya saturado completamente de fósforo ($C_{\text{influyente}} = C_{\text{efluente}}$) se procede a renovar el material de la primera celda, que se pondrá de nuevo en funcionamiento cuando la segunda comience a saturarse. Y así sucesivamente. En este sentido, hay que prever un sistema de bombeo de agua para poder llevar el agua de la segunda a la primera celda.

El diseño de sistemas basados en funcionamiento secuencial puede basarse en el tiempo de retención hidráulico obtenido en el caso anterior ($6,5$ horas de fase de contacto para conseguir el efluente propuesto de $0,5 \text{ mg/l}$ a partir del influente supuesto, 6 mg/l). La duración de las fases de llenado y vaciado pueden estimarse en media y una hora respectivamente. Para conseguirlo se deben calcular el sistema de bombeo y drenaje necesarios, es decir, el número de bombas de un determinado caudal y el número de tuberías de salida con un diámetro determinado necesarias. Conocida la duración completa de cada ciclo de llenado-contacto-vaciado ($0,5+6,5+1 = 8 \text{ h}$), se calcula el número de ciclos diarios que se puede realizar ($24 \text{ h} / 8\text{h/ciclo} = 3$ ciclos). Si se desean tratar $34,08 \text{ m}^3/\text{d}$ se necesitaría un volumen útil de humedal de $11,36 \text{ m}^3$. Como la porosidad es de $0,35$, el volumen de humedal sería $32,46 \text{ m}^3$. Si el calado se fija en 0.5 m la superficie sería de 64.9 m^2 , que es algo superior a la calculada para el sistema de funcionamiento en continuo (flujo horizontal). Esto es, los tiempos de llenado y vaciado hacen que se necesite más espacio para tratar el mismo caudal diario.

³ El valor de la densidad puede cambiar dependiendo de la granulometría. Si no se lleva a cabo un tamizado del material y hay mayor presencia de material fino, los autores han observado que la densidad puede estar en torno a 1100 kg/m^3 .

Además, sería necesario un tanque o pozo para almacenar el agua a tratar mientras el sistema está ocupado con el ciclo anterior.

6.3. Humedales para la eliminación de nitrógeno

La eliminación habitual de nitrógeno en sistemas de humedales es mediante los mecanismos de nitrificación y desnitrificación. Los humedales de flujo horizontal tienen una nitrificación muy limitada debido a la predominancia de las condiciones anóxicas en ellos; el nitrógeno sale en forma de amonio predominantemente. Los humedales de flujo vertical obtienen un grado de nitrificación elevado gracias a la reaireación del lecho en cada ciclo, ya sea de alimentación intermitente o secuencial (llenados-vaciados), pero por el mismo motivo la desnitrificación es muy limitada. Para ello se pueden establecer diversas estrategias como, por ejemplo, mantener semi-inundado el humedal vertical de manera que en la zona no saturada se den condiciones aerobias y en la saturada, anóxicas (Dotro, y otros, 2017).

Más común es el empleo de una segunda unidad de humedal en serie al humedal vertical que actuaría como tratamiento terciario. Esta segunda unidad es de tipo horizontal y puede ser bien superficial bien subsuperficial. Nuestra recomendación es que sea de tipo superficial con una alta densidad de vegetación; de esta manera, la descomposición de la vegetación muerta irá aportando de manera natural el carbono necesario para la desnitrificación.

Si se opta por un humedal de flujo superficial, se obtendrán otros servicios ecosistémicos, como la desinfección de las aguas y la mejora de la biodiversidad. En el apartado siguiente se profundiza más en estos aspectos.

Para el diseño de un humedal destinado a desnitrificar se pueden utilizar los modelos empíricos de regresión o el modelo P-k-C* (Dotro, y otros, 2017).

Para calcular la concentración de entrada hay que contar con una eliminación de NKT particulado que se produce en el Tanque Imhoff. Según bibliografía, esta eliminación puede situarse en el 30% del NKT de entrada. Asumiendo que en el humedal vertical se produce la nitrificación completa y que la asimilación de N por las plantas es relativamente poco importante, la concentración de nitrógeno en forma de nitratos en la entrada al humedal de desnitrificación es de 56 mg N/l, asumiendo que el NKT en influente es de 80 mg/l y se reduce un 30% entre el tratamiento primario y secundario (Hernández-Crespo, Fernández-Gonzalvo, Miglio, & Martín, 2022).

Utilizando el modelo P-k-C*, con una k_A igual a 26,5 m/año, un P igual a 3, una concentración de fondo (C^*) de 1,5 mg N/l (Dotro, y otros, 2017), y una concentración en el efluente de 15 mg N/l, se obtendría una superficie de 834,1 m² (ecuación 6.2).

$$A = \frac{P \cdot Q}{k_A} \left(\left(\frac{C_{in} - C^*}{C_{ef} - C^*} \right)^{1/P} - 1 \right) = \frac{3 \cdot 34,08 \cdot 365}{26,5} \left(\left(\frac{56 - 1,5}{15 - 1,5} \right)^{1/3} - 1 \right) = 834,1 \text{ m}^2 \quad \text{Ecuación 6.2}$$

Si también se desea alcanzar un nivel de desinfección determinado, habría que calcular la superficie necesaria para ello y cambiar alguna recomendación con relación a la densidad de vegetación. Veamos esto en el siguiente apartado.

6.4. Humedales para desinfección y mejora de la biodiversidad

La instalación de un humedal de flujo superficial como etapa final del tratamiento provee una serie de servicios ecosistémicos de gran valor. En primer lugar, se crea un espacio en el que aumentará la biodiversidad acuática. Estos humedales suelen ser rápidamente colonizados por diversos invertebrados acuáticos, anfibios, reptiles e incluso aves, dependiendo del tamaño y de la localización geográfica. Ello a su vez termina induciendo un uso público del lugar, como para pasear, observar aves y otra fauna, así como otros usos como el divulgativo y de investigación.

En segundo lugar, este tipo de humedales desempeñan una importante labor de desinfección de las aguas, gracias a un conjunto de procesos físicos, químicos y biológicos. Entre los procesos más destacados se incluyen la propia muerte natural de estos organismos, por el hecho de encontrarse en un medio distinto al que están habituados que es el cuerpo humano o de otros animales de sangre caliente, la fotooxidación (desinfección por radiación solar), la depredación por parte de protozoos e invertebrados acuáticos, o la adsorción a sólidos en suspensión y posterior sedimentación con ellos.

Existen modelos matemáticos detallados que permiten cuantificar la importancia de cada uno de estos mecanismos de desinfección (Hernández-Crespo, Fernández-Gonzalvo, Miglio, & Martín, 2022). La implementación y calibración de estos modelos es de gran utilidad para poder formular recomendaciones de gestión y diseño, como las que se presentan más adelante. Para el diseño, en cambio, se puede seguir utilizando el modelo P-k-C*, ya que para emplear modelos más detallados se requiere de más información, no siempre disponible.

Los patógenos pueden clasificarse en distintos grupos (bacterias, virus, protozoos, hongos y helmintos o nemátodos intestinales). Ante la dificultad y coste de analizar todos los grupos de patógenos, la bacteria coliforme termotolerante *Escherichia coli* (*E. coli*) suele utilizarse como especie indicadora de contaminación fecal. En las ARUs sin tratar la concentración de esta bacteria puede estar en el entorno de 10^6 - 10^7 NMP⁴/100 ml. Al pasar por los tratamientos primario y secundario, su concentración se puede reducir entre 2 y 3 unidades logarítmicas. Vamos a suponer que la concentración de entrada al humedal de desinfección se sitúa en torno a las 4 uds logarítmicas ($5 \cdot 10^4$ NMP/100 ml).

⁴ Número más probable de bacterias.

Para dimensionar el humedal, seguiremos con el empleo del modelo P-k-C*, el manual de la IWA proporciona un valor de la constante cinética k_A para los humedales de flujo superficial (83 m/año) (Dotro, y otros, 2017). Suponiendo que la concentración de bacterias *E. coli* en la entrada es de $5 \cdot 10^4$ NMP/100 ml, que la concentración a alcanzar en el efluente es de 1000 NMP/100 ml, un calado de 0,5 m, una C^* igual a 10 NMP/100 ml, una P igual a 3 y que se desea tratar todo el caudal (34,08 m³/d), se obtiene un área de 1212,2 m² (ecuación 6.3).

$$A = \frac{P \cdot Q}{k_A \cdot h} \left(\left(\frac{C_{in} - C^*}{C_{ef} - C^*} \right)^{1/P} - 1 \right) = \frac{3 \cdot 34,08 \cdot 365}{83 \cdot 0,5} \left(\left(\frac{5 \cdot 10^4 - 10}{1000 - 10} \right)^{1/3} - 1 \right) = 1212,2 \text{ m}^2 \quad \text{Ecuación 6.3}$$

Al ser mayor el área calculada para desinfección, se debe seleccionar ésta.

A continuación, se incluyen diversas recomendaciones de diseño y gestión, relacionadas con la mejora de la biodiversidad y la desinfección del agua:

- Al menos un talud debe tener una pendiente suave, para facilitar la entrada y salida de anfibios y reptiles.
- Instalar una isla central, para uso por parte de la fauna, que puede estar constituida de rocas grandes, generando así también hábitat para invertebrados acuáticos.
- Plantar vegetación sumergida (géneros *Myriophyllum* y *Chara* son apropiados) (figura 6.1), a razón de 1 plantón por cada 5 m². Esta densidad se considera suficiente para proveer hábitat para macroinvertebrados y anfibios, así como alimento para otra fauna. No es recomendable plantar una densidad mayor porque el humedal podría colonizarse totalmente y el volumen útil y la desinfección por radiación solar podrían verse mermados. La plantación se puede realizar sobre montículos de grava, ya que el agua tendrá nutrientes suficientes. Las gravas proveerán hábitat para invertebrados acuáticos y anfibios.
- Plantar vegetación emergente (género *Typha* es apropiado), a razón de 1 plantón cada 10 m². Esta densidad puede ser suficiente para proveer carbono para la desnitrificación (junto con el aportado por la vegetación sumergida, el fitoplancton o la propia fauna) y algunas zonas de sombra, para no reducir en exceso la radiación solar incidente en superficie y su función de desinfección. La plantación se puede hacer de la misma manera que la de vegetación sumergida.
- La impermeabilización con materiales claros puede ayudar a reflejar la radiación incidente y potenciar el mecanismo de desinfección por radiación solar.
- Disponer varios puntos de entrada permite lograr una mejor distribución del agua, evitando las zonas muertas y mejorando la eficiencia del sistema.



Figura 6.1. Imágenes de vegetación sumergida en las lagunas del Tancat de la Pipa (Parque Natural de la Albufera de Valencia). Autor: Matthieu Lassalle (Acció-Ecologista Agró)

Otro posible caso de humedales para la mejora de la biodiversidad es el que se tiene en los humedales artificiales de la Albufera de Valencia. En el perímetro del lago de la Albufera, dos antiguos arrozales se han reconvertido en humedales artificiales, llamados Tancats de la Pipa y de Milia. También en el Parque Natural, pero algo más alejado del lago, podemos encontrar el Tancat de l'Illa. En el Tancat de la Pipa se trata agua procedente del propio lago, que se caracteriza por tener una alta concentración de fitoplancton, la cual se consigue reducir gracias al efecto sombra que ejerce la vegetación emergente (eneas, carrizo...). En el Tancat de Milia se han tratado dos tipos de agua: agua procedente del lago y agua efluente de una EDAR. En el marco del proyecto LIFE Albufera se editaron una serie de manuales de gestión hidráulica, de la vegetación, de aves y de uso público, donde se puede encontrar mucha información de interés para el lector (Vallés et al., 2016; Moreno et al., 2016; Vera et al., 2016; Guillem et al., 2016). En estos casos, la finalidad de los humedales era la de mejorar la calidad del agua y la biodiversidad. Los humedales ya llevan más de 10 años en funcionamiento, proporcionando unos resultados muy buenos en cuanto a la mejora de la calidad del agua y de la biodiversidad (Giménez et al., 2020).

Este apartado ha sido desarrollado con el apoyo financiero del Centro de Cooperación al Desarrollo de la Universitat Politècnica de València, a través del programa ADSIDEO. Los autores agradecen el apoyo concedido

Capítulo 7

Otras aplicaciones

7.1. Humedales de tratamiento de aguas grises

Las aguas grises urbanas, procedentes de lavabos, duchas... pueden suponer prácticamente la mitad de las aguas residuales domésticas generadas en una vivienda. Las concentraciones de contaminantes pueden ser del orden de la mitad salvo en el caso de *E. Coli*, que puede ser unas 1000 veces menor. Esto hace de los sistemas de humedales artificiales unos sistemas muy atractivos a escala de vivienda o pequeños grupos de viviendas para tratar y reutilizar este tipo de aguas.

Si se pretende una mejor integración urbanística, en forma de jardines, los humedales de flujo vertical son más adecuados ya que su geometría no está condicionada al flujo, como sí ocurre con los horizontales. En cualquier caso, la mayor simplicidad de los horizontales les sigue haciendo muy atractivos.

Esta aplicación es relativamente reciente y no se dispone de suficiente información para poder definir ecuaciones de diseño específicas. Por ello se emplean los criterios de diseño clásicos de humedales verticales, pero poniendo especial atención al balance de oxígeno. También hay que tener en cuenta que, si se segregan las aguas grises, el caudal de aguas negras estará mucho más concentrado, por lo que habrá que tenerlo especialmente en cuenta a la hora de diseñar el sistema de tratamiento de esta fracción. En la tabla 7.1 se muestran concentraciones típicas de estas aguas suponiendo que se dividen al 50%.

Tabla 7.1. Concentraciones típicas de aguas residuales urbanas, aguas grises y aguas negras

Variable	ARU	Grises	Negras
DQO	450	350	550
DBO ₅	250	150	350
SST	250	100	400
NT	40	10	70
PT	10	2	18
<i>E.Coli</i>			
NMP/100ml	10 ⁷	45000	2 10 ⁷
Log10 (NMP/100ml)	7,0	4,7	7,3

El diseño se realiza a partir de la DQO en la entrada (Norma Danesa, Dotro et al., 2017). Una DQO típica de estas aguas sería de unos 350 mg/l, mientras que la concentración de SST sería de unos 100 mg/l. Suponiendo que el 50% del agua residual de la población es de tipo gris, la superficie necesaria para la población del ejemplo seguido en capítulos anteriores se calcula con la ecuación 5.6:

$$S = \frac{Q C_i}{C_{org,s}} = \frac{17,04 \frac{m^3}{d} 350 \frac{g DQO}{m^3}}{27 \frac{g DQO}{m^2 d}} = 220,9 m^2$$

Se comprueba que la carga hidráulica está por debajo de 80 l/m² d, con la ecuación 5.3:

$$C_h = \frac{Q}{S} = \frac{17,04 \frac{m^3}{d} 1000 \frac{l}{m^3}}{220,9 m^2} = 77,1 \frac{l}{m^2 d}$$

Los requerimientos de superficie para el tratamiento de aguas grises son de un 38,8% del que se necesitaría para el total de agua residual.

Esta opción de tratamiento es interesante siempre que se disponga de un colector para aguas negras que transporte este tipo de aguas a una EDAR. Si toda la población dispusiera de tratamiento descentralizado y reutilización de aguas grises, a la EDAR llegarían aguas más concentradas. Esta mayor concentración podría hacer pensar en aplicar en la EDAR tratamientos de tipo anaerobio con recuperación de energía y nutrientes, en vez de tratamientos aerobios, altamente consumidores de energía.

Nota

En este tipo de aplicaciones es más importante si cabe el evitar la producción de olores, ya que normalmente los sistemas de tratamiento de aguas grises se instalan en las proximidades de las viviendas, con el fin de poder reutilizar las aguas depuradas, para riego, por ejemplo. Uno de los posibles focos está en la arqueta de distribución del agua al hu-

medal si en cada ciclo se van depositando sólidos sedimentables. Dependiendo del caudal a tratar se podrían emplear balancines de descarga completa cuyo vaciado permitiría el lavado de la arqueta.

7.2. Humedales de tratamiento de fangos

Los humedales de deshidratación o tratamiento de fangos normalmente se utilizan para tratar fangos generados en EDARs de diferentes tamaños, pudiendo tratarse fangos activados, fangos de digestión anaerobia o fangos de fosas sépticas o tanques Imhoff. El principal objetivo es reducir el contenido de humedad y mineralizarlos (o estabilizarlos). En función del grado de mineralización del fango introducido en los humedales, se conseguirá una mayor o menor reducción de sólidos volátiles (SV), cuanto mayor sea el contenido de SV en el fango a tratar mayor reducción se conseguirá (Dotro et al., 2017).

Estos sistemas representan una alternativa más sostenible, con menor consumo de energía, que las tecnologías tradicionalmente empleadas para deshidratar fangos (centrífuga, secado térmico, etc.).

El funcionamiento de estos humedales es similar al sistema francés. Se trata de varias unidades que funcionan de manera alternada: el fango se introduce en una de las celdas durante varios días, después esta celda entra en fase de reposo durante un periodo que varía entre varios días o varias semanas, dependiendo de la climatología, del espesor de la capa de fango o de su contenido de humedad. Durante el tiempo de reposo, el fango se introduce en otra celda y así sucesivamente hasta que se vuelve a alimentar la primera celda. En esta fase de reposo el agua que contiene el fango se filtra a través del lecho y se recoge por el fondo para devolverla a cabecera de planta, o bien se puede utilizar para regar las celdas que estén muy secas y evitar que la vegetación sufra estrés hídrico. A su vez, el fango se deshidrata por efecto de la evapotranspiración y también se mineraliza, reduciendo su espesor. Al igual que en el sistema francés, la vegetación juega un papel crucial: el movimiento de los tallos forma grietas que favorecen el secado y la entrada de oxígeno, así como también ayudan a mantener la conductividad hidráulica del fango acumulado, además la propia vegetación también introduce oxígeno y crea hábitat para la flora bacteriana (Dotro et al., 2017).

En zonas con elevada pluviometría es recomendable instalar cubiertas plegables que puedan ser extendidas en momentos de lluvia, para evitar la entrada de agua en los fangos en proceso de deshidratación, y recogidas en tiempo seco para permitir la entrada de radiación solar directa.

Los principales criterios de diseño se basan en los trabajos de Nielsen (2012) y Stefanakis y Tsihrintzis (2012). La carga másica superficial varía entre 30 y 60 kg sólidos totales (ST)/m²/año en regiones húmedas, mientras que en regiones mediterráneas

se puede llegar a 90 kg ST/m²/año. Las celdas de humedal suelen tener una profundidad total de 2.5 m, de los cuales 0.6-0.7 m son de capa filtrante y 1.7-1.8 m son para la acumulación de fango. Asumiendo una velocidad de acumulación de fango de aproximadamente 10 cm/año, se estima que deben ser vaciados cada 8 o 10 años. Según Dotro et al. (2017), el contenido de ST se encuentra entre un 20 y un 40%. Este grado de sequedad puede llegar a ser significativamente superior, por ejemplo, en España existen ya algunos casos de éxito de esta aplicación de humedales de tratamiento de fangos, también llamada rizocompostaje, como son los de las EDAR de Penáguila y Aigües (Alicante), en los que se han obtenido grados de sequedad de 67 y 97% respectivamente⁵. El contenido de SV generalmente se reduce entre un 25 y un 30%, lo que resulta en un fango estabilizado con contenidos de SV entre un 40 y un 50%, aunque esto depende del tipo de fango tratado.

En el caso de emplearse humedales de tratamiento de fango para fangos procedentes de tanques Imhoff, hay que tener en cuenta que el vaciado del tanque se realiza cada seis meses, con lo cual, el humedal estará largos periodos de tiempo sin alimentación. La falta de agua puede provocar el decaimiento de las plantas, por lo que sería conveniente habilitar un sistema de aporte periódico de agua residual con el fin de mantener la humedad.

⁵ <https://www.iagua.es/noticias/dam-aguas/humedales-artificiales-potencial-tratamiento-lodos-pequenas-poblaciones>

Bibliografía

- Austin y otros. (2018). Improving phosphorus removal in a surface flow wetland and land application system by geochemical augmentation with alum. *Science of the Total Environment*, 643, 1091-1097.
<https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2018.06.044>
- Bugnon, F., & Bessis, R. (1968). *Biologie de la vigne. Acquisitions récentes et problèmes actuels*. París: Masson Ed.
- Caballero, P., & Ferré, J. (2001). *Bioinsecticidas: fundamentos y aplicaciones de Bacillus thuringiensis en el control integrado de plagas*. Valencia: Phytoma - UPN.
- Crites, R, & Tchobanoglous, G. (2000). *Sistemas de manejo de aguas residuales para núcleos pequeños y descentralizados*. Ed. McGraw Hill.
- Defez Candell, E., & Soler Basauri, V. (2013). *Introducción al cálculo integral*. Valencia, España.
- Dotro, G., Langergraber, G., Molle, P., Nivala, J., Puigagut, J., Stein, O., & von Sperling, M. (2017). *Treatment Wetlands*. IWA Publishing.
- Dotro, G., Prieto, R., Barak, J., Jones, M., Vale, P., & Jefferson, B. (2015). Long-Term Performance of Constructed Wetlands with Chemical Dosing for Phosphorus Removal. En J. Vymazal, *The Role of Natural and Constructed Wetlands in Nutrient Cycling and Retention on the Landscape* (págs. 273-292). Springer.
https://doi.org/10.1007/978-3-319-08177-9_19
- Frank, R. H., & Bernanke, B. S. (2008). *Principles of Microeconomics*. Boston: McGraw-Hill/Irwin.

- García, J., & Corzo, A. (2008). *Depuración con Humedales Construidos. Guía Práctica de Diseño, Construcción y Explotación de Sistemas de Humedales de Flujo Subsuperficial*. upcommons. Obtenido de <http://hdl.handle.net/2117/2474>
- Hernández-Crespo, C., Fernández-Gonzalvo, M. I., Miglio, R. M., & Martín, M. (2022). Escherichia coli removal in a treatment wetland - pond system: A mathematical modelling experience. *Science of the Total Environment*, 839(156237), 1-12. <https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2022.156237>
- Hernández-Crespo, y otros. (2022). Valorisation of drinking water treatment sludge as substrate in subsurface flow constructed wetlands for upgrading treated wastewater. *Process Safety and Environmental Protection*, 158, 486-494. <https://doi.org/10.1016/j.psep.2021.12.035>
- Hou, y otros. (2018). Phosphorus adsorption characteristics of alum sludge: Adsorption capacity and the forms of phosphorus retained in alum sludge. *Materials Letters*, 229, 31-35. <https://doi.org/10.1016/j.matlet.2018.06.102>
- Kadlec, & Wallace. (2009). *Treatment Wetlands*. CRC Press, Boca Raton, FL.
- Langergraber, G., Dotro, G., Nivala, J., Rizzo, A., Stein, O., Arias, C., & Lara-Borrero, J. (2019). *Tecnología de humedales para el tratamiento*. London: IWA Publishing. <https://doi.org/10.2166/9781789062342>
- Maertens, L., Guermah, H., & Trocino, A. (2014). Dehydrated chicory pulp as an alternative soluble fibre source in diets for growing rabbits. *World Rabbit Science*, 22(2), 97-104. <https://doi.org/10.4995/wrs.2014.1540>
- Martín, M., Gargallo, S., Hernández-Crespo, C., & Oliver, N. (2013). Phosphorus and nitrogen removal from tertiary treated urban wastewaters by a vertical flow constructed wetland. *Ecological Engineering*, 61, 34-42. <https://doi.org/10.1016/j.ecoleng.2013.09.046>
- Montero, M., & Sonn, C. C. (2009). *Psychology of Liberation*. Springer.
- Navarro Fajardo, J. C. (2014). *Bóvedas valencianas. Arquitecturas ideales, reales y virtuales en época medieval y moderna*. Valencia, España: Editorial Universitat Politècnica de València.
- Salas, J. J., Pidre, J. R., & Sánchez, L. (2007). *Manual de tecnologías no convencionales para la depuración de aguas residuales*. Centro de las Nuevas Tecnologías del Agua (CENTA).
- Ventura, D., Rapisarda, R., Sciuto, L., Milani, M., Consoli, S., Cirelli, G. L., & Licciardello, F. (2022). Application of first-order kinetic removal models on constructed wetlands under Mediterranean climatic conditions. *Ecological Engineering*, 175, 106500. <https://doi.org/10.1016/j.ecoleng.2021.106500>

- Vera-Puerto, I., Saravia, M., Olave, J., Arias, C., Alarcon, E., & Valdes, H. (2018). Potential Application of Chilean Natural Zeolite as a Support Medium in Treatment Wetlands for Removing Ammonium and Phosphate from Wastewater. *Water*, 12(1156), 1-15. <https://doi.org/10.3390/w12041156>
- Zhao, Y., Babatunde, A., Hu, Y., Kumar, J., & Zhao, X. (2010). A two-prong approach of beneficial reuse of alum sludge in engineered wetland: first experience from Ireland. *Waste and Biomass Valorization*, 1, 227-234. <https://doi.org/10.1007/s12649-010-9020-z>